VĚDECKÉ SPISY VYSOKÉHO UČENÍ TECHNICKÉHO V BRNĚ

Edice Habilitační a inaugurační spisy, sv. 189
ISSN 1213-418X

Zbyněk Keršner

KŘEHKOST A LOMOVÁ MECHANIKA CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ

Vysoké učení technické v Brně
Fakulta stavební
Ústav stavební mechaniky

Ing. Zbyněk Keršner, CSc.

Křehkost a lomová mechanika cementových kompozitů

Brittleness and fracture mechanics of cement-based composites

ZKRÁCENÁ VERZE HABILITAČNÍ PRÁCE

VUTIUM

BRNO 2005

KLÍČOVÁ SLOVA
cementový kompozit, křehkost, lomová mechanika, proces zhouževnatění, trhlina

KEY WORDS
cement-based composite, brittleness, fracture mechanics, toughening process, crack

MÍSTO ULOŽENÍ PRÁCE
oddělení pro vědu a výzkum FAST VUT v Brně

© Zbyněk Keršner, 2005
ISBN 80-214-3072-9
ISSN 1213-418X

OBSAH

1 ÚVOD A MOTIVACE PRÁCE 5

2 DŮVODY POUŽITÍ LOMOVÉ MECHANIKY U CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ 6

3 ZÁKLADNÍ POJMY LOMOVÉ MECHANIKY 7

4 NELINEÁRNÍ LOMOVÉ MODELY BETONU 7

4.1 Lomová procesní zóna 8
4.2 Model fiktivní trhliny 9
4.3 Model pásu trhlin 9

5 PŘIBLIŽNÉ NELINEÁRNÍ LOMOVÉ MODELY 9

5.1 Model o dvou parametrech (Jenq & Shah) 9
5.2 Model efektivní trhliny (Nallathambi & Karihaloo) 10
5.3 Model rozměrového efektu (Bažant) 10

6 ZKUŠEBNÍ METODY K URČENÍ LOMOVÝCH PARAMETRŮ 10

7 KŘEHKOST BETONU, RESP. BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ 11

7.1 Strukturní křehkost betonu 11
7.2 Křehkost betonových konstrukcí 12

8 MODELOVÁNÍ BETONU JAKO DVOUFÁZOVÉHO PROSTŘEDÍ 13

8.1 K analýze interakce kamenivo-trhlina 14
8.2 Faktor intenzity napětí pro trhlinu šířící se v matrici v okolí částice 18

9 PROCESY ZHOUŽEVNAŤOVÁNÍ 20

9.1 Procesy zhouževnaťování – vývoj lomových vlastností 21
9.2 Procesy zhouževnaťování – vliv typu kameniva 22

10 APROXIMACE *L-D* DIAGRAMŮ 24

10.1 Aplikace 2e modelu *l-d* diagramu: modifikace určení parametrů 24
10.2 Příprava lomově-mechanických vstupů pro numerické modelování 25
10.3 Aproximace *l-d* diagramů modelem lomu při ohybu 25

11 CHARAKTERISTICKÁ DÉLKA VYBRANÝCH KOMPOZITŮ 26

11.1 Křehkost betonu s přísadou mikrosiliky 27

12 MODELOVÁNÍ CHOVÁNÍ PŘEDPJATÉHO PRAŽCE PŘI KONTROLNÍ ZKOUŠCE 28

12.1 Předpjatý železniční pražec: experimenty a statistické modelování 29
12.2 Modelování chování předpjatého pražce: vliv proměnlivosti předpětí 30
12.3 Pravděpodobnostní analýza šířky trhlin předpjatého pražce při kontrolní zkoušce 31

13 ZÁVĚRY 34

14 VÝBĚR Z POUŽITÉ LITERATURY 35

ABSTRACT 38

PŘEDSTAVENÍ AUTORA

Jméno a příjmení: Zbyněk Keršner

Datum a místo narození: 19. 1. 1960 v Boskovicích, okres Blansko

Adresa do zaměstnání:
Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební VUT v Brně,
Veveří 331/95, 602 00 Brno, ČR
Telefon 541 147 362, fax 541 240 994
E-mail kersner.z@fce.vutbr.cz

Vzdělání, pedagogické a vědecké hodnosti:

- maturita – 1979, Střední průmyslová škola stavební, Kudelova 8, Brno;
- Ing. – 1984, Fakulta stavební VUT v Brně;
- CSc. – 1992, Fakulta stavební VUT v Brně.

Zaměstnání:

- 1984–1989 Katedra technologie stavebních dílců, Fakulta stavební VUT v Brně (1984–1988 asistent, po ZVS aspirant, asistent; 1988–1989 odborný asistent);
- 1989–1990 KERAMOPROJEKT Brno, samostatný programátor-analytik ve výpočetním středisku;
- 1990–1992 Katedra technologie stavebních dílců, Fakulta stavební VUT v Brně;
- od 1992 doposud – odborný asistent na Ústavu stavební mechaniky, FAST VUT v Brně.

Výzkumné zaměření:
Lom/lomová mechanika především kvazikřehkých materiálů, aplikace simulačních metod v oblasti stavebních konstrukcí s ohledem na technologii betonu, degradaci materiálů a životnost konstrukcí/prvků.

Vyučované předměty:
Stavební mechanika, Statika stavebních konstrukcí, Pružnost a plasticita, resp. Pružnost a pevnost, Vybrané statě ze stavební mechaniky, Spolehlivost stavebních konstrukcí, Nelineární mechanika/Teorie porušování materiálů/Mechanika materiálu/Lomová mechanika

Publikační činnost do r. 2005:
Celkem přes 180 publikací.

Granty:
Do roku 2005 nositel/řešitel 5 projektů, spoluřešitel 1 projektu GA ČR a člen řešitelského kolektivu více než 15 národních a 1 mezinárodního projektu.

Doktorandi:
V období 1999–2005 školitel 6 doktorandů (5 interní a 1 externí), tři disertační práce obhájeny.

Členství v organizačním výboru kongresu, sympózia, vědecké konference, semináře:
Problémy lomové mechaniky, Brno 2001–2005; Představitelé stavebních fakult zemí EU, Brno 2004; Pravděpodobnost a porušování konstrukcí (PPK), Brno 2004; Experiment – významný zdroj poznání a verifikace metod navrhování nosných stavebních konstrukcí, Brno 2004; Life Cycle Assessment, Behaviour and Properties of Concrete and Concrete Structures (LC), Brno 2004; Non-Traditional Cements and Concrete, Brno 2002 a 2005

1 ÚVOD A MOTIVACE PRÁCE

Lomová mechanika zahrnuje široký rámec aplikované mechaniky nezbytné pro popis chování konstrukcí či konstrukčních prvků s trhlinami. Od Griffithova průkopnického článku z roku 1921 se lomová mechanika užila na nejrůznější materiály a prvky. Obecně ji lze začlenit do mechaniky poškozování a lomu konstrukčních materiálů, jejímž cílem je popis mechanismů a procesů vedoucích k poškozování a lomu, jakož i hledání řídících fyzikálních zákonů a matematických modelů, včetně studia procesů degradace těchto materiálů.

Lomová mechanika tedy čítá velké množství odvětví – z těch moderních zmiňme alespoň lomovou mechaniku materiálových rozhraní, dvouparametrovou lomovou mechaniku, nelineární lomovou mechaniku apod. Z celosvětového hlediska představuje v současné době důležitý obor inženýrské činnosti.

Od počátku šedesátých let minulého století začala být lomová mechanika aplikována také u kompozitů na silikátové bázi, většina inženýrů i vědců však nebyla přesvědčena o její použitelnosti na beton a betonové konstrukce (Karihaloo, 1995). A dlužno poznamenat, že v mnoha ohledech tento stav – tato nepřesvědčenost – trvá.

Přístupy lomové mechaniky do návrhu konstrukcí z prostého i vyztuženého betonu přitom v posledních dekádách stále více podporuje výzkum i praxe mnoha zemí, neboť slibují:

- významný ekonomický přínos;
- dosažení vyvážených návrhových pravděpodobností poruchy pro betonové konstrukce různých rozměrů a potažmo zvýšení jejich spolehlivosti;
- použití nového způsobu navrhování i nových druhů betonu, např. s vysokými pevnostmi.

Jak poznamenává Karihaloo, bylo by však nutno změnit běžnou návrhovou praxi, kdy návrhy i provádění betonových konstrukcí podléhají normám, jež přístupy lomové mechaniky zpravidla nezohledňují. Bývá v nich sice obsaženo několik „lomově mechanických“ ustanovení, které jsou ovšem odvozeny ze zkušenosti – např. minimální stupeň vyztužení. Současné normy jsou totiž většinou stále založeny na teorii „pevnostní“, která nemůže popsat jevy, jako např. tzv. změkčení spojené s chováním betonu po dosažení maximálního zatížení, lom vlivem rozvoje a větvení trhlin, smykový lom při propichování desek či vliv velikosti betonové konstrukce na její únosnost.

Je potěšitelné, že také u nás má stále více odborníků přístup k informacím v této oblasti, může se setkávat na odborných akcích při řešení různých aspektů lomové mechaniky betonu. Tento proces byl nastartován mezinárodními konferencemi, které jsou již několik dekád podporovány významnými (normotvornými) společnostmi/organizacemi (prostřednictvím mnoha jejich komisí), postupně také včetně tuzemských:

- RILEM (Réunion Internationale des Labortoires d'Essais et de Recherche sur les Matériaux et les Constructions, The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures);
- *fib* (fédération internationale du béton) – od roku 1998 spojuje CEB (Comité Euro-International du Béton) a FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte);
- ACI (American Concrete Institute);
- FraMCoS (Fracture Mechanics of Concrete Structures);
- ČBS (Česká betonářská společnost ČSSI).

Pro potřeby výchovy současné praxe a budoucích projektantů v pojednávaném oboru je však přesto mnoho témat ještě otevřených. Na FAST VUT v Brně vznikl kolem roku 1994 interdisciplinární výzkumný tým, který prvotně sestával z Ing. Vlastimila Bílka, Ph.D. z ŽPSV Uherský Ostroh, a.s. (tehdy ÚVAR-Servis Brno, a.s.), Ing. Pavla Schmida, Ph.D. z Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně (tehdy Ústav stavebnin a zkušebních metod) a z autora této práce (Ústav stavební mechaniky). Tým využíval spojení odborníků v různých oblastech stavební vědy a praxe: Dr. Bílka – předního odborníka na technologii betonu s orientací v mikrostruktuře stavebních materiálů – a Dr. Schmida – zkušebníka s citem pro experimentální

ověřování stavebních konstrukcí a prvků; autor práce se pak pokouší o teoretické zastřešování studované problematiky včetně programového vybavení, s vydatnou podporou tehdejších či současných doktorandů/diplomantů Ing. Václava Veselého, Ph.D., Ing. Miroslava Stibora, Ph.D., Ing. Dity Matesové, Ing. Petra Frantíka, Ph.D., Ing. Ladislava Řoutila, Ing. Aleše Kutína i dalších.

Velice důležitou a přínosnou se ukázala být spolupráce s pokročilým pracovištěm Ústavu fyziky materiálů AV ČR v Brně – prof. RNDr. Zdeňkem Knéslem, CSc. a jeho tehdejšími doktorandy Ing. Lubošem Náhlíkem, Ph.D., Ing. Stanislavem Seitlem, Ph.D., Ing. Janem Klusákem, Ph.D. a dalšími.

Cíle zmíněného týmu byly následující:

- zorientovat se v problematice lomových parametrů kvazikřehkých materiálů především na silikátové bázi – betonu, malty, zatvrdlé cementové pasty – pomocí vlastních rozsáhlých experimentálních prací;
- osvojit si řadu metod k určování lomových parametrů i k jejich vyhodnocování se zaměřením na optimální varianty;
- „osvětově“ působit na doktorandy, studenty i odborníky z praxe (organizace sympózií *Non-Traditional Cement and Concrete*, seminářů *Problémy lomové mechaniky* ve spolupráci se zmíněným pracovištěm Ústavu fyziky materiálů AV ČR v Brně, řady tzv. *komorních* seminářů);
- učinit kroky k tuzemskému využití výsledků lomových experimentů jednak v oblasti řízení technologie cementových kompozitů v praxi, především pak při modelování chování betonových konstrukcí či prvků s ohledem právě na jejich porušování trhlinami, a to jak v oblasti deterministických, tak také spolehlivostních výpočtů;
- nastolit možnosti interdisciplinárního charakteru, např. ve směru stochastické lomové mechaniky a spolehlivosti betonových konstrukcí/prvků.

2 DŮVODY POUŽITÍ LOMOVÉ MECHANIKY U CEMENTOVÝCH KOMPOZITŮ

Prostý i vyztužený beton obsahuje ještě před jeho mechanickým zatížením množství nejrůznějších defektů: póry, mezery, smršťovací trhliny apod. Zmíněné defekty, především pak trhlinky/mikrotrhliny, mohou pod vnějším zatížením růst, spojovat se s existujícími či nově vytvořenými mikrotrhlinami až do magistrálních trhlin, které mohou způsobit vážné porušení konstrukce. Návrh takových konstrukcí je založen na teorii pružnosti a plasticity, nebere ohled na vznik rozsáhlé zóny trhlin nebo na energetické kritérium lomu, což není dlouhodobě udržitelný přístup.

Teorie lomové mechaniky může na základě fyzikálních principů vysvětlit mnoho starých a úspěšných návrhových pravidel empirické povahy. Mohla by také poskytnout návod pro návrh netypických konstrukcí, pro které nejsou k dispozici ani empirická návrhová pravidla. Lineární elastická lomová mechanika (LELM) je budována asi od roku 1920 (Griffith, 1921) pouze pro pružně se chovající homogenní křehké materiály (např. sklo). I její pozdější úpravy ve 40-tých a 50-tých letech 20. století (Orowan, Irwin) jsou použitelné na pružně-plastické homogenní materiály, jako jsou kovy s omezenou tažností.

Původní neúspěch LELM v případě betonu zřejmě souvisí s úlohou zmíněných defektů – pórů a mikrotrhlin – v tahové odezvě všech materiálů na bázi cementu, které byly tradičně považovány za křehké, ve skutečnosti však vykazují odezvu komplikovanější. Dochází u nich k mírnému zpevnění před dosažením limitní únosnosti v tahu/ohybu, připomínající odezvu kovových materiálů s vysokou pevností. Avšak po dosažení limitní pevnosti jsou charakterizovány nárůstem deformace při snižování tahové/ohybové únosnosti. Taková odezva se nazývá tahové změkčení, a materiály takto se chovající se označují jako kvazikřehké. Toto změkčení u betonu je způsobeno lokalizací mikrotrhlin, vytvářením můstků ze zrn kameniva a dalšími jevy.

V několika publikacích, které se zabývají lomem kvazikřehkých materiálů (Karihaloo, 1995; Shah et al., 1998; Bažant & Planas, 1998), lze nalézt několik argumentů pro podporu zahrnutí teorie lomové mechaniky do norem pro navrhování betonových konstrukcí:

- energetický požadavek růstu trhliny;
- chybějící průtažná prodleva v pracovním diagramu;
- schopnost absorpce energie a tažnost;
- objektivita MKP výpočtů odezvy konstrukcí;
- rozměrový efekt.

3 ZÁKLADNÍ POJMY LOMOVÉ MECHANIKY

Věnujme se stručně pojmům a úvahám nejprve konvenční lineárně elastické lomové mechaniky (LELM). Po uvedení do problematiky řešení napjatosti v okolí kořene trhliny jsou v práci připomenuty tzv. zatěžovací módy a nejzákladnější veličiny LELM: součinitel intenzity napětí a hnací síla trhliny, resp. jejich kritické varianty – lomová houževnatost a houževnatost. Pominuty jsou další důležité pojmy, které by nebyly využity v následných kapitolách – úvahy v rámci dvouparametrové lineární elastické lomové mechaniky, klasické či dvouparametrové elasto-plastické lomové mechaniky, celá řada kritérií stability apod. Podrobnosti lze doplnit studiem řady publikací – jmenujme alespoň Williams (1957), Anderson, 1995, Kunz (1994, 2000), Plánička (1995), Knésl & Bednář (1998), Karihaloo (1995), Bažant & Planas (1998), Murakami et al. (1987), Tada et al. (2000) –, či shrnutí v disertačních pracích – Náhlík (2002), Seitl (2003), Veselý (2004). Funkcemi geometrie pro konfigurace lomových zkoušek v oblasti stavebního inženýrství se zabývá podstatná část disertace Stibor (2004). V habilitační práci lze pak nalézt odstavce:

- analýza napjatosti v okolí kořene trhliny;
- módy (I, II a III) zatížení tělesa s trhlinou;
- Airyho funkce napětí;
- součinitel intenzity napětí K, lomová houževnatost K_c;
- hnací síla trhliny G, houževnatost G_c.

Dále jsou připomínány základní pojmy nelineární lomové mechaniky, jistým způsobem využitelné pro vyšetřování lomového chování kvazikřehkých materiálů. Podrobnosti k dané problematice lze opět nalézt v řadě již zmíněných publikací Kunz (1994), Plánička (1995), Knésl & Bednář (1998), Karihaloo (1995), resp. Náhlík (2002), Seitl (2003), Veselý (2004). Odpovídající odstavce v práci:

- otevření trhliny *COD*, resp. kořene trhliny *CTOD*;
- J-integrál;
- metoda R-křivky.

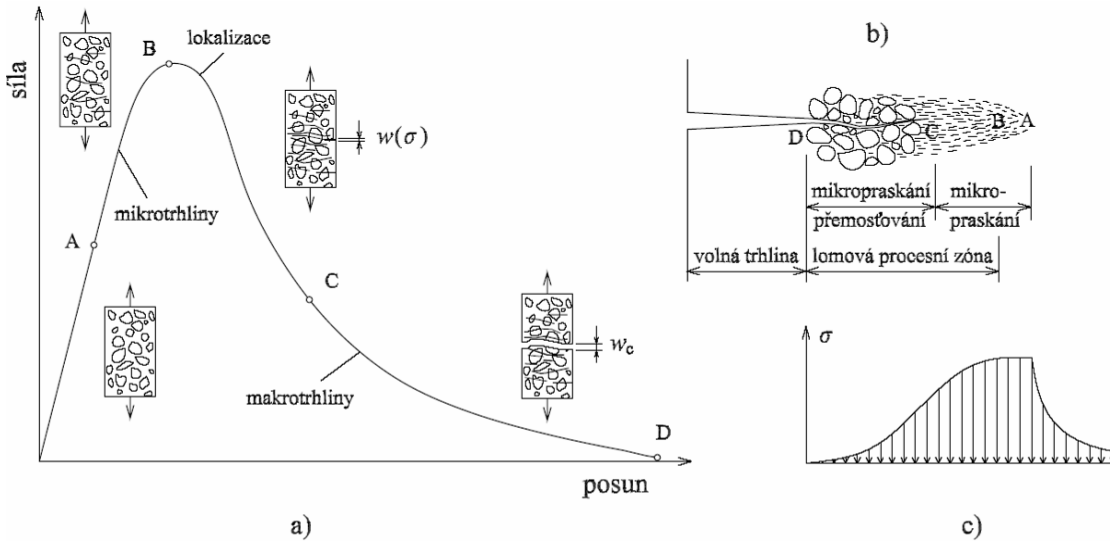
Podrobnou analýzu R-křivek u kvazikřehkých materiálů a nastínění konceptu tzv. R-ploch, kde další osu v grafech může představovat tzv. T-napětí či faktor biaxiality napětí, lze nalézt v práci Veselý (2004).

4 NELINEÁRNÍ LOMOVÉ MODELY BETONU

Stručně se tu uvádějí základní pojmy a modely, které se využívají při popisu lomu betonu a spadají do třídy tzv. kohezivních modelů. Různé varianty takových modelů bývají používány v programech MKP, zaměřených na modelování chování betonových, železobetonových a předpjatých konstrukcí. Související problematika je poměrně široká a sahá od tzv. omezovačů lokalizace až po modely s jinou filosofií, např. mikroploškové. Uvádí se zde především pojem lomová procesní zóna a posléze stručný nástin konceptů modelu fiktivní trhliny a modelu pásu trhlin – podrobnosti lze nalézt v řadě publikací, např. Karihaloo (1995), Bažant & Planas (1998), dokumentace k programu ATENA (2000–2005).

4.1 LOMOVÁ PROCESNÍ ZÓNA

Oproti předpovědi lomového chování podle LELM se u betonu a dalších kvazikřehkých materiálů formuje před čelem trhliny či existujícího zářezu rozsáhlá lomová procesní zóna l_p, nezanedbatelná vzhledem k rozměrům konstrukce. Materiál v této oblasti podléhá kvůli mikropraskání a mnoha dalším mechanismům výraznému změkčování. Takovou situaci schematicky zachycuje obrázek 4.1, ve kterém je příklad typického chování betonového vzorku se zářezem/y, podrobenému namáhání v ohybu/tahu konstantním přírůstkem deformace. Lze usuzovat, že nelineární část AB v obrázku 4.1 před dosažením maximálního zatížení a část tahového změkčení BC odpovídají rozvoji mikrotrhlin – mikropraskání, zatímco závěrečná část diagramu CD je důsledkem dalších procesů – zachytávání trhliny zrny kameniva, třecími efekty apod. Nelinearita před dosažením maximálního zatížení bude mít zřejmě malý vliv při hodnocení zmiňovaného chování podle LELM, u betonů s vysokými pevnostmi tento vliv může vymizet zcela. Zásadní tedy bude disipace energie po dosažení maxima zatížení.



Obr. 4.1 Typický diagram zatížení-posun betonového vzorku se zářezem při ohybu/tahu (a), představa lomové procesní zóny před čelem trhliny (b) a odpovídajícího rozdělení napětí podél této zóny (c); Veselý (2004), Karihaloo (1995)

Z výše uvedeného vyplývá, že mají-li lomové teorie posloužit při popisu chování konstrukcí z betonu, musejí umožnit popis tahového změkčení odpovídajícímu dějům v lomové procesní zóně. Takové teorie nutně jsou nelineární. Lze však rozlišit nelineární lomovou teorii použitelnou pro tažné materiály (kovy) od takové, kterou uplatňujeme pro lom kvazikřehkých materiálů, jako je beton, hornina či keramika – zde nalezneme zanedbatelnou nelineární oblast kolem rozsáhlé lomové procesní zóny. Podle typu zón, které se mohou formovat v okolí čela trhliny, můžeme tedy rozlišit – viz např. Bažant & Planas (1998) – tři základní typy chování materiálů při lomu:

- **křehký lom** – nelineární zóna u čela trhliny je nepatrná ve srovnání s rozměry konstrukce/prvku, lomový proces se odehrává také v nepatrné oblasti, ve zbylém objemu se chová materiál pružně (sklo, křehká keramika, křehké kovy, cementové kompozity s vysokými pevnostmi);
- **tvárný lom** – lomová procesní zóna je i tu malá, obklopuje ji však nezanedbatelná oblast, ve které materiál teče nebo pružně-plasticky zpevňuje (tažné kovy a slitiny);
- **kvazikřehký lom** – velikost lomové procesní zóny je nezanedbatelná vzhledem k velikosti konstrukce, dochází v ní k masivnímu poškozování materiálu, který změkčuje; zóna tečení či zpevňování bývá nepatrná a tak je přechod od pružného chování k poškození velmi náhlý (beton, malta, horniny, keramika apod.).

4.2 MODEL FIKTIVNÍ TRHLINY

První nelineární teorii lomové mechaniky betonu uvedl Hillerborg et al. (1976). Před špicí existující trhliny/zářezu se uvažuje její fiktivní prodloužení o velikost výše uvedené lomové procesní zóny, přičemž na této délce působí napětí, které líce trhliny uzavírá. Na rozdíl od dřívějších modelů není průběh tohoto napětí uvažován konstantní: nulová hodnota se předpokládá na čele existujícího zářezu (volné trhliny) a plné hodnoty tahové pevnosti materiálu je dosaženo právě na čele fiktivní trhliny; přitom průběh napětí závisí na otevření této fiktivní trhliny. V modelu fiktivní trhliny hrají roli dva materiálové parametry:

- vztah mezi uzavíracím napětím a otevřením fiktivní trhliny $\sigma(w)$ v zóně změkčování,
- plocha pod křivkou tahového změkčení – lomová energie G_F.

4.3 MODEL PÁSU TRHLIN

Základem modelu pásu trhlin je představa, že mikrotrhliny lomové procesní zóny jsou koncentrovány, rozetřeny před čelem trhliny v pásu o určité šířce. V tomto pásu se aplikuje vztah pro tahové změkčení $\sigma(\varepsilon)$, tzn. uvažuje se pokles napětí se vzrůstajícím nepružným poměrným přetvořením. Limitní poměrné přetvoření ε_c lze považovat za odpovídající limitnímu otevření trhliny w_c (ve výše uvedeném modelu) vztaženému k šířce pásu h. Např. Bažant doporučuje uvažovat h přibližně jako $3g$, kde za g dosazuje maximální velikost zrna kameniva v betonu.

5 PŘIBLIŽNÉ NELINEÁRNÍ LOMOVÉ MODELY

Bylo navrženo několik úprav LELM (souhrnně v Karihaloo, 1995 či Bažant & Planas, 1998), které berou v úvahu nelineární lomové chování betonu přibližným způsobem. Tyto úpravy se nazývají modely efektivní trhliny. Umožňují provést lomovou analýzu skutečné betonové konstrukce tak, že ji nahradí ekvivalentní pružnou konstrukcí obsahující efektivní trhlinu, jejíž délka je větší než délka trhliny ve skutečné konstrukci.

5.1 MODEL O DVOU PARAMETRECH (JENQ & SHAH)

Jenq & Shah navrhli pro beton lomový model se dvěma parametry. Vliv nelineárního chování před dosažením únosnosti skutečné betonové konstrukce s ostrým vrubem či trhlinou délky a_0 zahrnuje tento model pomocí ekvivalentní pružné konstrukce s trhlinou efektivní délky $a_e > a_0$. Tato délka trhliny je počítána z poddajnosti C_u, měřené při maximálním zatížení P_u (resp. P_{max}). Předpokládá se, že počátek lomu ve skutečné betonové konstrukci lze předpovědět z kritické hodnoty faktoru intenzity napětí K_{Ic}^S a z kritického otevření kořene trhliny $CTOD_c$. První se určí ze vzorce LELM pro příslušnou konfiguraci geometrie a zatížení, ale na hrotu efektivní trhliny a_e, kdežto druhá je vypočtena na hrotu skutečné trhliny a_0. Lomová kritéria se potom formulují jako $K_I = K_{Ic}^S$, $CTOD = CTOD_c$.

Přesné určování $CTOD_c$ však doprovází řada těžkostí. Navíc – při předpokladu, že K_{Ic}^S a $CTOD_c$ jsou materiálovými konstantami nezávislými na geometrii vzorku a uspořádání zatěžovací zkoušky – efektivní délka trhliny a_e závisí na velikosti vzorku. Zmenšuje se s rostoucími rozměry a v limitě pro „nekonečně“ velký vzorek konverguje k a_0, – model pak předpovídá lineárně pružné lomové chování.

Mimo kritický stav model o dvou parametrech předpokládá, že další růst trhliny nastane při ustálené hodnotě $K_I = K_{Ic}^S$. Tento proces růstu bude stabilní při zvyšujícím se zatížení P, jestliže $dK_I/da < 0$, anebo nestabilní, jestliže $dK_I/da => 0$. Faktor intenzity napětí K_I je monotónně rostoucí funkcí délky trhliny a pro vzorky zatěžované tří- a čtyřbodovým ohybem, a pro tahové vzorky s jedním či dvěma ostrými vruby, takže $dK_I/da > 0$. Proto tento lomový model nemůže předpovídat postupný pokles únosnosti, tj. odezvu tahovým změkčením, charakteristickým pro reálnou betonovou konstrukci.

5.2 MODEL EFEKTIVNÍ TRHLINY (NALLATHAMBI & KARIHALOO)

Model efektivní trhliny pro lom betonu navrhli také Nallathambi a Karihaloo (viz např. Karihaloo, 1995). Principiálně se podobá modelu o dvou parametrech, avšak efektivní délka trhliny a_e se nepočítá z odtěžovací poddajnosti, nýbrž ze sečné tuhosti zkoušeného betonového vzorku při maximálním zatížení.

Tuhost v lineární oblasti je úměrná modulu pružnosti E a ten může být vypočten z libovolné dvojice zatížení-průhyb P_i a d_i měřené v této oblasti. Tato tuhost se od konce lineární části diagramu do vrcholu zatížení postupně redukuje z hodnoty E na nulu. Směrnice přímky spojující bod maximálního zatížení a odpovídajícího průhybu (P_{max}, d_p) s počátkem je úměrná tzv. sečnovému modulu trámce s poměrem a_0/W. Můžeme na ni pohlížet také jako na počáteční (lineární) tuhost trámce se stejnými rozměry, ale se zářezem hloubky větší než a_0 – s efektivní délkou a_e. Podle modelu efektivní trhliny nastane lom ve skutečné betonové konstrukci tehdy, když faktor intenzity napětí, který odpovídá efektivní délce trhliny a_e, dosáhne kritické hodnoty K_{Ic}^e. Počátek lomu je tedy také popsán dvěma parametry, které budou záviset do jisté míry na geometrii vzorku a uspořádání zatěžovací zkoušky – a_e klesá s rostoucí velikostí vzorku, takže v limitě pro „nekonečně“ velký vzorek jde k a_0, zatímco K_{Ic}^e jde k hodnotě LELM K_{Ic}.

5.3 MODEL ROZMĚROVÉHO EFEKTU (BAŽANT)

Budou-li tedy vzorky se zářezem příliš veliké, přiblíží se efektivní délka trhliny a_e počáteční délce zářezu/trhliny a_0. Uplatnění rozměrového efektu při analýze betonových konstrukcí je jedním z důvodů praktické aplikace lomové mechaniky – viz např. Bažant (1984, 1996), Karihaloo (1995), Bittnar & Šejnoha (1992).

Podle Bažanta se označují dva asymptoticky definované (pro výšku vzorku/velikost konstrukce $W\rightarrow\infty$) lomové parametry G_f a c_f. Potřebujeme je odlišovat od lomové energie G_F a (dále uvedené) charakteristické délky l_{ch} (resp. l_p) ze vzorků konečných rozměrů. Pro určení G_f a c_f z laboratorních vzorků běžné velikosti Bažant navrhl tzv. rozměrový zákon. Použil k analýze následujících hypotéz:

- energie uvolněná v konstrukci lomem je funkcí délky trhliny $a = a_0 + \Delta a$ (podobnost s konceptem efektivní délky trhliny) a charakteristické lomové procesní zóny velikosti c_f ;
- prodloužení trhliny Δa_e při maximálním zatížení ($\Delta a_e = a_e - a_0$ pro model o dvou parametrech i model efektivní délky trhliny) není malé a závisí na velikosti konstrukce W, kdežto asymptotické prodloužení trhliny $c_f = lim_{W\rightarrow\infty}\Delta a$ je nezávislé na W.

Hypotézy mají své základy v následujících úvahách. V nekonečně velkých konstrukcích lomová procesní zóna zabírá zlomek objemu konstrukce. V důsledku toho zůstává prakticky celá konstrukce v elastickém stavu. Předpokládáme-li, že pole napětí a pole přemístění v (malé) procesní zóně nekonečně velké konstrukce může být popsáno asymptotickou aproximací, pak tato procesní zóna nezávisí na geometrii konstrukce. Lze tedy říci, že napětí na hranici této zóny není závislé na geometrii konstrukce a procesní zóna musí uvolnit stejnou energii (= G_f) a musí mít stejný rozměr (= c_f). Poznamenejme, že velice pokročilé úvahy a modely na toto téma se zaměřením na statistický rozměrový efekt můžeme nalézt např. v Novák et al. (2003), Vořechovský (2004), Bažant et al. (2004), Vořechovský & Novák (2004).

6 ZKUŠEBNÍ METODY K URČENÍ LOMOVÝCH PARAMETRŮ

Zejména dlouhodobé sledování mechanických vlastností cementových kompozitů ukázalo, že informace o hodnotách lomových vlastností jsou nenahraditelné, neboť odrážejí nejúplněji vlastnosti mikrostruktury a odhalují procesy, které vedou k zhouževnatění těchto materiálů (např. Keršner a Bílek, 1998). Dovolují osvětlit řadu problémů, což bez aplikace lomového přístupu není možné (např. Bílek a kol., 2000). Vypovídací schopnost lomových charakteristik bude tím větší,

čím lépe budou vystihovat reálný lom. To vyžaduje aplikaci moderních metod měření, ale také využití nejnovějších lomových modelů.

Společným rysem zkušebních metod doporučovaných RILEM je použití tříbodově ohýbaných zkušebních vzorků se zářezem jako standardní geometrie. Stanovené lomové parametry lze použít jen s příslušným modelem – parametry G_f a c_f jsou užity tehdy, jestliže je analýza prováděna na základě modelu rozměrového efektu, K_{Ic}^S a $CTOD_c$ s modelem o dvou parametrech a K_{Ic}^e a a_e s modelem efektivní trhliny. Modelu tzv. dvojího K se věnují Reinhardt & Xu, 1998; Xu & Reinhardt, 1998a,b; Keršner & Matesová, 2001.

V práci se připomínají zkušební metody pro určování lomových parametrů na vzorcích tvaru trámce, který je velmi vhodnou geometrií pro testy nového betonu. Pro vyhodnocení betonu stávajících konstrukcí jsou vhodnější vzorky ve tvaru krychle nebo válce, které uvádí např. Karihaloo (1995) a které se analyzují a využívají v disertacích Veselý (2004) či Stibor (2004).

Také dříve zmiňované rezistenční křivky mohou sloužit jako podklad pro posouzení celého průběhu lomu. Tyto závislosti lze konstruovat na základě všech dříve zmíněných metod a podrobně je o nich, resp. o konceptu rezistenčních ploch pojednáno v práci Veselý (2004), resp. Stibor (2004), Veselý & Keršner (2003, 2004), Veselý et al. (2005).

V habilitační práci lze nalézt detaily následujících témat (včetně výsledků srovnávacích experimentů a výpočtů, i jejich diskuse):

- určování lomové energie G_F;
- určení parametrů efektivních modelů K_{Ic}^S a $CTOD_c$, K_{Ic}^e a a_e;
- výpočet parametrů modelu „dvojí K“.

7 KŘEHKOST BETONU, RESP. BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Zvyšování lomové houževnatosti či houževnatosti betonu s jeho pevností (v tlaku i v tahu) nelze zaměňovat s nárůstem jeho tažnosti – Karihaloo (1995). U betonu je vhodnější používat opak tažnosti, totiž křehkost. Kvazikřehký beton se tímto liší od elasto-plastických kovů, jejichž lomová houževnatost klesá s rostoucí pevností v tahu, resp. se zvyšující se pevností roste i citlivost na přítomnost trhlin. Lomová mechanika byla aplikována především u těchto materiálů spíše z důvodů jejich citlivosti na přítomnost trhlin než proto, že by postrádaly dostatečnou pevnost v tahu. Sama lomová houževnatost betonu nemůže rozlišit jeho tažnost / křehkost; v práci je uvedeno několik ekvivalentních parametrů pro kvantifikaci křehkosti.

Stupeň křehkosti (či tažnosti), který projeví betonová konstrukce v reakci na vnější zatížení, závisí však nejen na vlastní, strukturní křehkosti (či tažnosti) betonu, ale také na její velikosti, resp. na poměru velikosti konstrukce a maximálního zrna kameniva.

Lomová mechanika může s využitím míry křehkosti pomoci k osvětlení vlivu velikosti i geometrie na pevnost betonu v tahu za ohybu, resp. na rozdílné pevnosti v tahu z různých zkušebních konfigurací. V práci je pojednáno také o fyzikálním významu strukturní křehkosti Q.

7.1 STRUKTURNÍ KŘEHKOST BETONU

V nelineárních lomových teoriích a přibližných modelech lomu není křehkost betonu charakterizována lomovou houževnatostí či houževnatostí, nýbrž parametrem, který je k nim vztažen prostřednictvím jiných lomových či pružnostních konstant. Tímto parametrem může být míra velikosti lomové procesní zóny: čím je menší, tím křehčí je materiál. V Karihaloo (1995) se uvádí několik postupů, jak určit tzv. strukturní křehkost, tedy jak kvantifikovat křehkost materiálu bez závislosti na konstrukci.

Strukturní křehkost podle modelu fiktivní trhliny s lomovou energií G_F a s označením pevnosti v tahu f_t a modulu pružnosti E je křehkost betonu kvantifikována charakteristickou délkou $l_{ch} = E.G_F/f_t^2$. Hodnoty charakteristické délky l_{ch} přibližně odpovídají velikosti lomové procesní zóny l_p. Lze vyvodit, že křehkost kompozitu klesá s rostoucí velikostí kameniva, ale roste s růstem

pevnosti betonu. Také zřejmě platí, že čím kompaktnější je mikrostruktura kompozitu, tzn. čím nižší je hustota defektů, tím je materiál křehčí. U značně křehkého materiálu bude tedy l_{ch} velmi malé, což by znamenalo přiblížení předpokladu malé lomové procesní zóny v kohezivním modelu.

Strukturní křehkost podle modelu vlivu velikosti – modelu pásu trhlin s lomovou energií G_f určenou podle modelu vlivu velikosti je měřítkem křehkosti betonu velikost lomové procesní zóny c_f. Podle definice c_f souvisí s parametrem mikrostruktury d_o, který se uvažuje jako přímo úměrný maximální velikosti zrna kameniva g. Vztahem mezi modelem vlivu velikosti a konceptem rezistenčních křivek se zabývá Veselý (2004). Karihaloo (1995) uvádí, že pro homogenní materiál jako zatvrdlá cementová pasta je charakteristický ostrý růst rezistenční křivky, po němž následuje rovnovážný stav s malým prodloužením trhliny, zatímco pro heterogenní materiál jako běžný beton je typický postupný růst rezistenční křivky k rovnovážném stavu s velkým prodloužením trhliny. Potom by strmost rezidenční křivky odrážela křehkost materiálu a ze dvou materiálů na bázi cementu s téměř stejnou hodnotou asymptotického G_f bude křehčí ten, který této hodnoty dosahuje při menším c_f.

Strukturní křehkost podle modelu o dvou parametrech a modelu efektivní trhliny je kvantifikována spíše efektivním prodloužením ($\Delta a = a_e - a_0$) než efektivní lomovou houževnatostí K_{Ic}^S nebo K_{Ic}^e. Čím menší je předkritické prodloužení trhliny, tím lze považovat příslušný beton za křehčí. V Karihaloo (1995) se uvádí, že Δa závisí na velikosti a geometrii zkušebního vzorku, a proto Jenq & Shah (1985) zavedli křehkostní číslo Q s rozměrem délky, odvozené pomocí efektivní lomové houževnatosti K_{Ic}^S, kritického otevření kořene trhliny $CTOD_c$ modelu o dvou parametrech a modulu pružnosti E materiálu.

Karihaloo (1995) připomíná, že míry strukturní křehkosti materiálů na bázi cementu nebyly různými autory získány ze zkoušek vzorků z jedné směsi – mohou se lišit složením, vodním součinitelem, druhem cementu apod. Bez ohledu na tyto rozdíly v parametrech mikrostruktury jsou však trendy pro l_{ch}, c_f a Q velmi podobné. Zatvrdlá cementová pasta vychází podle všech tří měřítek nejkřehčí, v pořadí podle klesající křehkosti stojí na dalších místech malta, beton s vysokou pevností a běžný beton. V praxi se ukázala jako nejpopulárnější míra založená na charakteristických délkách l_{ch}.

7.2 KŘEHKOST BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Křehkou odezvu betonové konstrukce nelze zaměňovat s výše uvedenou strukturní křehkostí betonu (Karihaloo, 1995; Bažant & Planas, 1998): malé prvky se porušují spíše houževnatě či plasticky, zatímco velké prvky ze stejného materiálu křehce a často katastroficky (při inicializaci trhliny).

Změna v odezvě konstrukce se změnami velikosti konstrukce se označuje jako „přechod houževnatost-křehkost“, a vede k řadě teorií a modelů, schopných tento jev popsat a reprodukovat. Zákony chování materiálu byly zevšeobecňovány tak, aby jako limity obsahovaly na jednu stranu teorii pevnosti a plasticity, na druhou stranu lineární pružnou lomovou mechaniku. Na okraj poznamenejme, že užitečné prostředky popisu a porozumění této neobvyklé odezvě poskytly matematické teorie katastrof a fraktálů (prof. A. Carpinteri).

Byla navržena řada indikátorů křehkosti betonové konstrukce s použitím tzv. charakteristického rozměru konstrukce (poměr l_{ch}/D, případně $(l_{ch}/D)^{1/2}$); Carpinteri zavedl tzv. energetické křehkostní číslo s_e, definované jako $s_e = G_F/(f_t.D)$, resp. $s_e = w_c/(2.D)$. Z praktických důvodů lze kritické otevření trhliny w_c považovat za rovné $CTOD_c$ Shahova modelu o dvou parametrech. Podle výše uvedených indikátorů vzrůstá křehkost betonové konstrukce s rostoucí strukturní křehkostí betonu (resp. poklesem l_{ch} a w_c) a s její velikostí.

Bažant a jeho spolupracovníci argumentovali, že vedle strukturní křehkosti betonu a velikosti konstrukce by měřítko křehkosti konstrukce mělo odrážet také geometrii a počáteční hloubku

zářezu vzorku použitého k určení lomové houževnatosti. Navrhli tedy indikátor křehkosti konstrukce jako číslo $1/\beta$ podle Bažantova rozměrového efektu.

Klasický konstitutivní zákon dokonale pružno-plastického materiálu se samozřejmě nehodí k popisu lokalizace poškození v trhlině, ani křehkosti ve smyslu náhlého odtížení konstrukce. Dokonce ani konstitutivní zákony změkčení, které představují napětí jako funkci klesající s deformací nejsou vhodné pro simulování lokalizačních jevů, zvláště pro reprodukování dimenzionálních efektů, pokud nejsou doplněny zákonem měřítka. Pouze dvojí konstitutivní zákon, který užívá napětí a deformaci až k maximálnímu zatížení a napětí a otevření trhliny ve stadiu změkčení je pro tento účel vhodný.

Karihaloo (1995) uvádí příklad se třemi taženými tyčemi různé délky, zhotovenými ze stejného materiálu. Zatímco tuhost tyčí klesá s délkou, maximální napětí f_t a disipovaná energie $W_{dis}=G_F A$ (kde A je plocha průřezu), musejí v průběhu délkových změn zůstat konstantní. To znamená, že trojúhelník, tvořený linií pružnosti, fází změkčení a osou deformace musí mít pro stejné celkové prodloužení tyče vždy stejnou plochu. Maximální prodloužení w_c musí být rovněž stejné. Proto jakmile tuhost tyče poklesne pod f_t / w_c, takže její délka překročí $l_0=Ew_c$ / f_t , větev změkčení nabývá kladné derivace a představuje obzvlášť nestabilní poruchový jev zvaný „snap-back“. Pokud je přítomná snap-back větev, porušení nastává katastroficky, a to i tehdy, je-li zatěžování řízeno přírůstkem deformace. Jakmile bylo dosaženo hodnoty deformace, odpovídající maximálnímu napětí f_t, únosnost okamžitě klesá k nule a tyč se přetrhne. Poznamenejme, že pokročilé úvahy a modely lokalizace přetvoření lze nalézt v Jirásek (2001), Bažant & Jirásek (2002), Carol et al. (2004), Jirásek & Marfia (2005).

Stejný přechod od houževnaté odezvy ke křehké bývá také v konstrukcích složitějšího tvaru, když rozměry rostou, avšak geometrické poměry zůstávají nezměněné (geometrická podobnost). Týká se to např. odezvy zatížení-průhyb vzorků z materiálu vystaveného tříbodovému ohybu. Zajímavá je absence fyzikální podobnosti chování při porušení v závislosti na změnách velikosti. Veškeré náhlé porušení se značným uvolněním energie a prudkým růstem trhliny, bez ohledu na to, zda nějaké trhliny existovaly už před zkouškou, či nikoli, se dají interpretovat pomocí myšlené snap-back větve, překonané nikoli stabilním způsobem, ale „skokem“. K takovýmto porušením dochází u materiálů, jež mají kromě velkých rozměrů konstrukce relativně nízkou lomovou energii a relativně vysokou pevnost v tahu. Stupeň křehkosti či houževnatosti konstrukce tedy neurčují jednotlivé hodnoty G_F a D, nýbrž jejich bezrozměrná funkce – křehkostní číslo s_e.

U ohýbaného nosníku není otevření trhliny w rovnoměrné, nýbrž se vzdáleností od špice kohezní trhliny samé narůstá. Jak odpovídá sestupnému lineárnímu diagramu $\sigma(w)$, interakce mezi protilehlými povrchy se vzdáleností od špice lineárně klesá, až při $w = w_c$ mizí. Tento přibližný základní model lomu je tudíž v korelaci s modelem fiktivní trhliny.

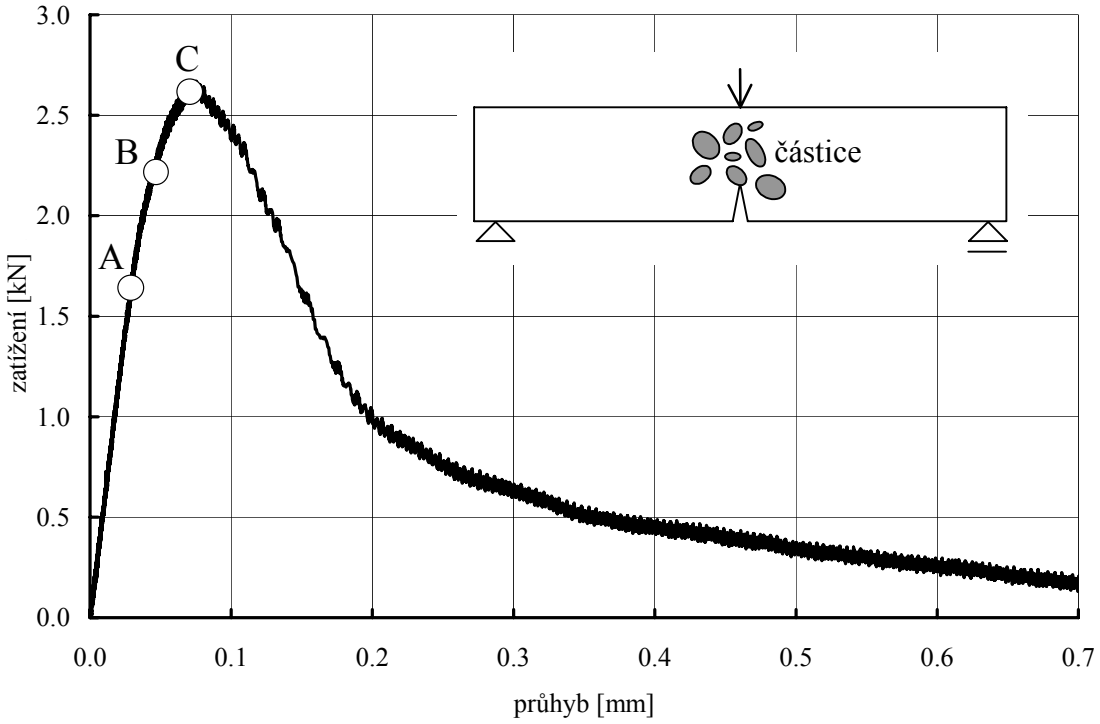
8 MODELOVÁNÍ BETONU JAKO DVOUFÁZOVÉHO PROSTŘEDÍ

Šíření trhlin s použitím metod lomové mechaniky je v oblasti stavebních materiálů a konstrukcí vyšetřováno na celé šíři silikátových kompozitů – betonu, maltě, zatvrdlé cementové pastě. Lomová mechanika může představovat značný přínos pro vývoj těchto kompozitů, zlepšení určitých vlastností, sledování vztahů mezi lomovými a mikrostrukturními parametry, vysvětlení/potlačení anomálií v chování zkušebních vzorků/konstrukcí během zrání/stárnutí s ohledem na jejich trvanlivost apod. – viz např. Keršner et al. (1999), Bílek et al. (2000), Bílek et al. (2001a), Bílek et al. (2001b).

Jak bylo uvedeno, ke stanovování lomových charakteristik zmíněných cementových kompozitů často slouží zkouška tříbodovým ohybem (3BO) trámců s centrálním zářezem v tažených vláknech. Zaznamenává se závislost zatížení a průhybu uprostřed rozpětí, přičemž zatěžování se provádí přírůstkem deformace. Typickými výstupy jsou efektivní délka trhliny (resp. její přírůstek), efektivní lomová houževnatost, efektivní hnací síla trhliny, specifická lomová energie

a charakteristická délka kompozitu. Určená lomová houževnatost kompozitu závisí na vlastnostech jeho složek, tj. zatvrdlé cementové pasty a kameniva, uspořádání zrn kameniva, jejich velikosti, křivce zrnitosti apod.

Příklad experimentálně získané závislosti zatížení-průhyb (příp. napětí-poměrné přetvoření) uvádí obrázek 8.1. Diagram lze rozdělit na čtyři oblasti, viz např. Shah & Ouyang (1994). První stadium až po bod A se považuje za prakticky lineární a v tomto případě je růst defektů s růstem zatížení zanedbatelný. Druhé stadium od bodu A po bod B charakterizuje vznik mikrotrhlin z existujících pórů, které se s růstem namáhání zvětšují. Tyto mikrotrhliny jsou vzájemně izolované a v objemu vzorku jsou rozloženy náhodně. Rozdělení napětí uvnitř vzorku lze však stále ještě považovat za homogenní. Třetí stadium mezi body B a C je charakterizováno spojováním mikrotrhlin a vznikem makrotrhliny, která se s rostoucím napětím začne šířit. Jak bylo již dříve uvedeno, toto stadium bývá označováno jako lokalizace poškození nebo lokalizace deformace. V okolí vrcholu makrotrhliny se vytváří lomová procesní zóna, která rozhoduje o jejím dalším chování. Během tohoto procesu již rozložení napětí ve vzorku není homogenní. Délka trhliny odpovídající maximálnímu zatížení/namáhání (bod C na obrázku 8.1) se nazývá též kritická délka trhliny. V posledním stadiu makrotrhlina roste až k bodu konečného rozlomení vzorku, i když celkové namáhání klesá. Rozdělení deformace a poškození ve vzorku je nehomogenní. Na základě těchto úvah lze konstatovat, že lom betonu je charakterizován lokalizací deformace, kterou lze modelovat makrotrhlinou a popsat prostředky lomové mechaniky.



Obr. 8.1 Diagram zatížení-průhyb při tříbodovém ohybu betonového trámce se zářezem a naznačení studované situace

8.1 K ANALÝZE INTERAKCE KAMENIVO-TRHLINA

Beton je v práci modelován jako dvoufázové kontinuum (obdobně jako v Knésl et al., 2001) a pozornost se zaměřuje na interakci mezi trhlinou a zrnem kameniva. Konfigurace, kdy se vrchol makrotrhliny nachází v těsné blízkosti zrna kameniva, případně kdy její vrchol leží na rozhraní kamenivo/zatvrdlá cementová pasta, může výrazně ovlivnit chování makrotrhliny zejména v oblasti zkoušky odpovídající třetímu stadiu závislosti zatížení-průhyb.

Zabývejme se nyní popisem vlivu interakce trhliny s kamenivem na výsledné hodnoty efektivní lomové houževnatosti betonu a to v závislosti především na materiálových charakteristikách zatvrdlé cementové pasty a kameniva (Knésl et al., 2001; Knésl et al., 2002; Keršner et al., 2002a,b). Vzhledem k velkému rozptylu odpovídajících materiálových dat jsou výpočty provedeny pro široké spektrum možných hodnot jak zatvrdlé cementové pasty, tak i kameniva. Speciální pozornost se věnuje případu, kdy makrotrhlina prochází kamenivem. Aktuálnost zkoumané problematiky ukazuje např. Merchant et al. (2001), kde se experimentálně studuje zhouževnaťování cementových kompozitů s ohledem na ne/pravidelný tvar zrna kameniva a jeho soudržnost s matricí, přičemž jsou jako srovnávací použity kompozity cementová pasta s částicemi – ocelovými/skleněnými kuličkami.

Beton (malta) je modelován jako dvoufázové kontinuum. První fáze (matrice) tvoří zatvrdlá cementová pasta (případně malta), druhá fáze (částice) je tvořena kamenivem. Předpokládáme, že obě fáze jsou homogenní a izotropní a mohou být charakterizovány elastickými konstantami a odpovídající hodnotou lomové houževnatosti zatvrdlé cementové pasty, resp. kameniva. Rozhraní mezi matricí a částicemi se modeluje jako hranice, kde se mění elastické konstanty a hodnota lomové houževnatosti skokem, přičemž se uvažuje hranice s ideální adhezí. Pro výpočet metodou konečných prvků ANSYS (2001) byl použit model rovinné deformace a částice jsou modelovány jako kruhové oblasti.

V případě trhliny s vrcholem na rozhraní dochází ke změně charakteru singularity a pro rozdělení napětí platí (pro jednoduchost předpokládáme trhlinu kolmou na rozhraní a normálový mód namáhání)

$$\sigma_{ij} = \frac{H_I}{\sqrt{2\pi}} F_{ij}(\alpha,\beta,\theta) r^{-\lambda}, \tag{8.1}$$

kde F_{ij} je funkce polárního úhlu a materiálových parametrů matrice a částic, veličina H_I je zobecněný faktor intenzity napětí; α, β představují kompozitní parametry, vyjadřují rozdílnost elastických konstant obou materiálů – viz např. Náhlík (2002). Na rozdíl od trhliny v homogenním prostředí se v tomto případě jedná o singularitu napětí typu $r^{-\lambda}$, kde $0 < \lambda < 1$ je exponent singularity. V případě trhliny v homogenním tělese platí $H_I = K_I$. Hodnota exponentu singularity λ závisí na materiálových konstantách obou materiálů, viz Knésl et al. (2001). Podobně jako faktor intenzity napětí K_I je hodnota zobecněného faktoru intenzity napětí H_I funkcí materiálových parametrů, aplikovaného napětí, geometrie tělesa a okrajových podmínek a musí být určena numericky. Poznamenejme, že jednotka zobecněného faktoru intenzity napětí pak závisí na hodnotě exponentu singularity napětí.

Podmínku stability pro trhlinu s vrcholem na rozhraní částice můžeme vyjádřit ve tvaru

$$H_I \le H_{Ic}, \tag{8.2}$$

kde H_{Ic} je kritická hodnota zobecněného faktoru intenzity napětí závislá na hodnotě lomové houževnatosti částice K_{Ic}

$$H_{Ic} = K_{Ic} \frac{2D^{\lambda-1/2}}{(2-\lambda+g_r)}, \tag{8.3}$$

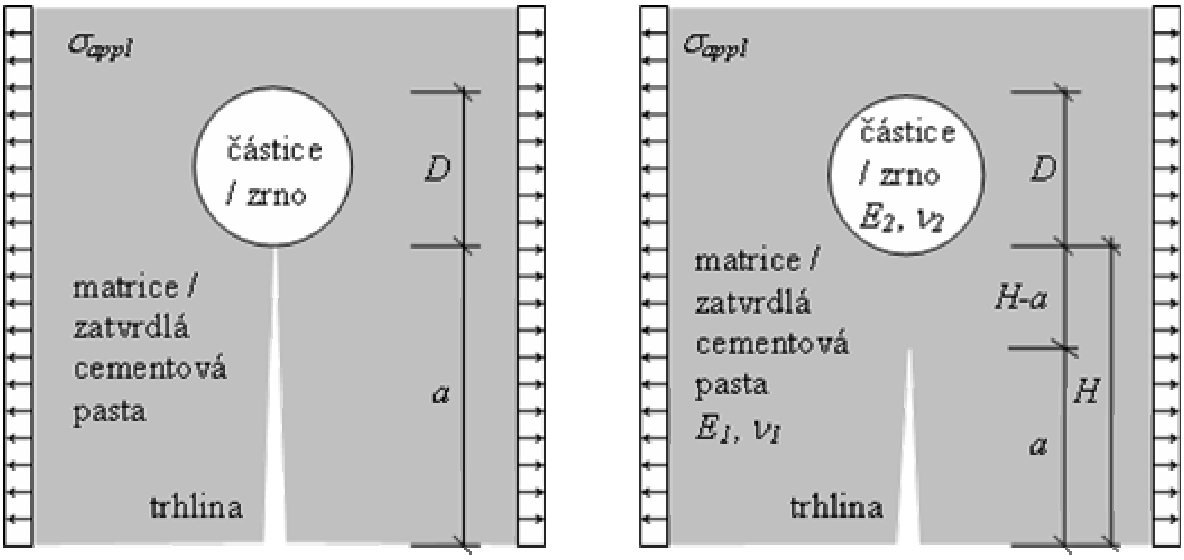
kde g_r je známá funkce materiálových parametrů, viz Knésl et al. (2001) pro podrobnosti.

Rovnice (8.3) umožňuje výpočet kritického aplikovaného napětí $\sigma_{a,crit}$ nutného k tomu, aby se trhlina šířila přes rozhraní:

$$\sigma_{a,crit} = \frac{K_{Ic}}{H_I(1\,\mathrm{MPa})} \cdot \frac{2D^{\lambda-1/2}}{(2-\lambda+g_r)}\,, \tag{8.4}$$

kde H_I (1 MPa) je numericky určená hodnota zobecněného faktoru intenzity napětí pro vnější zatížení 1 MPa.

V rámci LELM je cílem vyjádření kritického aplikovaného napětí, které je dostačující pro průchod trhliny rozhraním mezi matricí a částicí. Fyzikální význam mají dvě konfigurace. V prvním případě se jedná o trhlinu, která se šíří v matrici a nachází se na jejím rozhraní s částicí, druhý případ odpovídá situaci, kdy trhlina prošla částicí, došlo k rozlomení částice a trhlina se nachází na rozhraní částice/matrice. Částice je modelována jako kruhová inkluze o průměru D, viz obrázek 8.2, uvažuje se rovnost Poissonových čísel obou fází kompozitu. Nestuduje se šíření trhliny podél rozhraní. Pro zjednodušení lze dále předpokládat, že můžeme zanedbat interakci vrcholu trhliny s ostatními částicemi. Tento předpoklad je oprávněný, uvážíme-li singulární průběh napětí v okolí vrcholu trhliny a skutečnost, že hustota částic je dostatečně malá. Na základě uvedených předpokladů a zjednodušení lze pro výpočet kritického napětí v obou výše uvedených případech zvolit model trhliny s vrcholem na rozhraní matrice/částice, resp. částice/matrice, která je namáhána normálovým napětím σ_{appl}. V případě zkoušky tříbodovým ohybem trámců předpokládáme, že trhlina se šíří ze startovacího centrálního zářezu.



Obr. 8.2 Model částice kameniva v zatvrdlé cementové pastě – studované situace

Cílem předcházejících odstavců bylo popsat vliv interakce trhliny s kamenivem na výsledné hodnoty lomové houževnatosti betonu, a to v závislosti především na materiálových charakteristikách zatvrdlé cementové pasty (resp. malty) a kameniva – viz tabulka 8.1. Z tohoto hlediska je rozhodující konfigurace, při níž se makrotrhlina zastaví při svém šíření na rozhraní zatvrdlá cementová pasta/kamenivo a následný průchod kamenivem včetně situace, kdy se vrchol trhliny nachází na rozhraní kamenivo/zatvrdlá cementová pasta. V obou těchto případech dochází v důsledku skokové změny materiálových parametrů (včetně hodnot lomové houževnatosti) i ke změně v chování trhliny. V závislosti na relaci mezi těmito parametry v obou prostředích (pasta, kamenivo), může dojít k zastavení šíření trhliny na rozhraní pasta/kamenivo (případně kamenivo/pasta) a tedy ke skokovému nárůstu vnějšího zatížení v diagramu zatížení průhyb,

případně (v opačném případě poměrů materiálových parametrů) k náhlému poklesu vnějšího zatížení vyvolaného skokovým průchodem makrotrhliny částicí. V případě chybné interpretace tohoto jevu mohou oba tyto případy ovlivnit výslednou hodnotu měřené lomové houževnatosti. S cílem přispět k objasnění jevu jsou tu obě konfigurace analyzovány pomocí obecného lomově-mechanického modelu popisujícího chování trhliny s vrcholem na rozhraní dvou různých elastických materiálů a jsou vypočteny hodnoty kritického vnějšího aplikovaného napětí $\sigma_{a,crit} = \sigma_{crit}$ potřebné k průchodu makrotrhliny rozhraním částice.

Tab. 8.1 Modul pružnosti a lomová houževnatost uvažovaných částic a matric

Materiál		E [GPa]	K_{Ic} [MPa.m$^{1/2}$]
Částice	Pískovec	20	0,28 až 0,52
	Žula	50	1,8 až 6,3
	Čedič	60	1,8 až 6,35
Matrice	Zatvrdlá cementová pasta	25 až 45*	0,1 až 0,8
	Malta	20 až 40*	0,6 až 1,3

* Hodnoty E pro matrice jsou uvažovány pro výpočet parametricky 20, 30 a 40 GPa.

Výsledkem aplikace v práci uvedeného postupu jsou kritické hodnoty vnějšího aplikovaného napětí, σ_{crit}, které závisejí na materiálových parametrech obou složek betonu/malty, na velikosti částic kameniva a na lomové houževnatosti materiálu, do kterého se bude trhlina dále šířit.

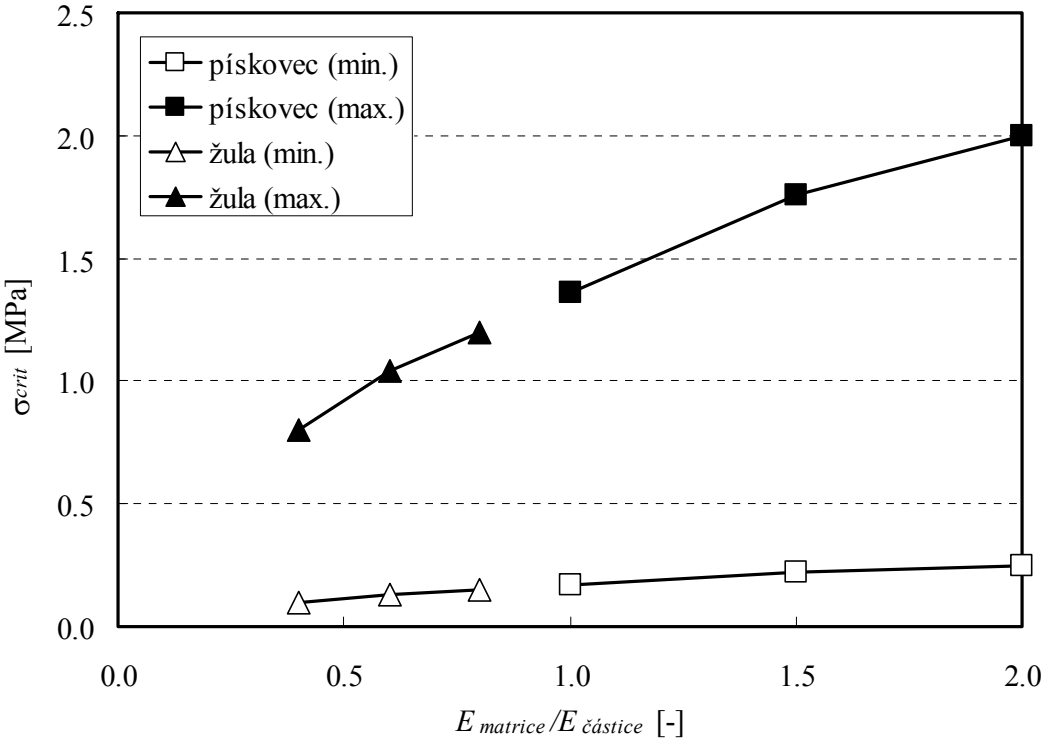
V práci lze nalézt rovněž hodnoty zobecněného faktoru intenzity napětí H_I pro geometrii odpovídající konfiguraci zkoušky trámce tříbodovým ohybem. Vzhledem k rozptylu materiálových parametrů obou prostředí, a v důsledku toho i možného rozptylu hodnot kritického napětí, jsou uvedeny možné minimální a maximální hodnoty – příkladem je obrázek 8.3. Všechny údaje jsou vypočteny pro vnější aplikované napětí σ_{appl} = 3 MPa; v důsledku linearity problému lze tyto výsledky snadno přepočítat a použít i jinou úroveň zatěžování. Je patrný značný rozdíl v hodnotách kritického napětí pro různé materiály zrna kameniva.

Pro srovnání uveďme také minimální (maximální) kritické napětí pro případy, kdy je matrice i částice tvořena zatvrdlou cementovou pastou: pro rozhraní matrice/částice je to 0,23 (1,86) MPa pro částici s D = 8 mm (trhlina délky 25 mm) a 0,28 (2,22) MPa pro částici s D = 16 mm (trhlina délky 21 mm); pro rozhraní částice/matrice pak 0,17 (1,39) MPa pro D = 8 mm (trhlina 33 mm) a 0,15 (1,19) MPa pro D = 16 mm (trhlina 37 mm).

Z výsledků výpočtů lze usoudit, že v případě, kdy se trhlina blíží kamenivu, anebo se zastaví na rozhraní zatvrdlá cementová pasta/kamenivo (případně po průchodu kamenivem na rozhraní kamenivo/zatvrdlá cementová pasta), může dojít ke zdánlivému zvýšení (případně snížení) měřené hodnoty lomové houževnatosti. Tento jev může přispět k objasnění rozptylu v publikovaných hodnotách lomové houževnatosti betonu. Vzhledem k tomu, že naměřená hodnota efektivní lomové houževnatosti betonu je úměrná vypočtenému kritickému napětí σ_{crit}, lze tento jev i kvantifikovat. Navržený model se uplatní zejména v případě pevné vazby mezi povrchem zrna kameniva a zatvrdlou cementovou pastou, např. u drceného kameniva. Prezentované výsledky lze využít při návrhu typu a velikosti kameniva betonu s požadovanými vlastnostmi.

Poznamenejme, že v habilitační práci je pozornost věnována také náhodné proměnlivosti veličin výše uvedeného modelu lomu, včetně statistické a citlivostní analýzy. Z výsledků statistické analýzy lze usuzovat, že reálně odhadnutý rozptyl vstupních parametrů modelu (modul pružnosti, Poissonovo číslo matrice a částice, lomová houževnatost částice) nevede k dramatickým změnám v hodnotách výsledného kritického napětí potřebného k přelomení částice kameniva a velmi málo ovlivňuje rozptyl exponentu singularity napětí. Z výsledků citlivostní analýzy vyplývá možnost používat v dalších výpočtech stejné hodnoty Poissonova čísla a rozhodující pro

výpočet kritického napětí (i exponentu singularity napětí) je poměr modulů pružnosti obou komponent. Tento závěr je zřejmě důsledkem použití 2D výpočtového modelu. Klíčovou veličinou pro rozlomení částice kameniva se jeví hodnota její lomové houževnatosti.



Obr. 8.3 Kritické napětí – rozhraní částice kameniva (8 mm)/matrice

8.2 FAKTOR INTENZITY NAPĚTÍ PRO TRHLINU ŠÍŘÍCÍ SE V MATRICI V OKOLÍ ČÁSTICE

Zde využijeme výše naznačené možnosti LELM pro numerické simulování chování trhlin v betonu (Keršner et al., 2004), který se opět uvažuje jako dvoufázové prostředí složené z matrice (cementová pasta) a z částic (kamenivo) a je modelován jako dvourozměrné kontinuum. V závislosti na délce trhliny, velikosti částice a materiálových parametrech obou složek jsou pro zvolené okrajové podmínky a zatěžování vypočteny metodou konečných prvků (MKP program ANSYS) hodnoty faktoru intenzity napětí pro trhlinu šířící se v matrici v okolí částice. Mechanické vlastnosti cementové pasty a kameniva (Youngův modul pružnosti, Poissonovo číslo a lomová houževnatost) se opět mění v širokém rozsahu reálně možných hodnot.

V případě, kdy je poměr modulů pružnosti kameniva a cementové pasty větší než jedna, má trhlina šířící se v blízkosti částice tendenci změnit směr šíření tak, že se šíří mimo tuto částici. V opačném případě se trhlina šíří směrem ke sledované částici, např. Lipetzky & Knésl (1995), Náhlík (2004). Důsledkem této skutečnosti může v závislosti na velikosti lomové houževnatosti obou komponent dojít ke zlepšení (případně zhoršení) lomově mechanických vlastností betonu. Výsledky lze využít při návrhu betonových směsí. Oba dva případy mohou vést k návrhu složení betonu s lepšími užitnými vlastnostmi.

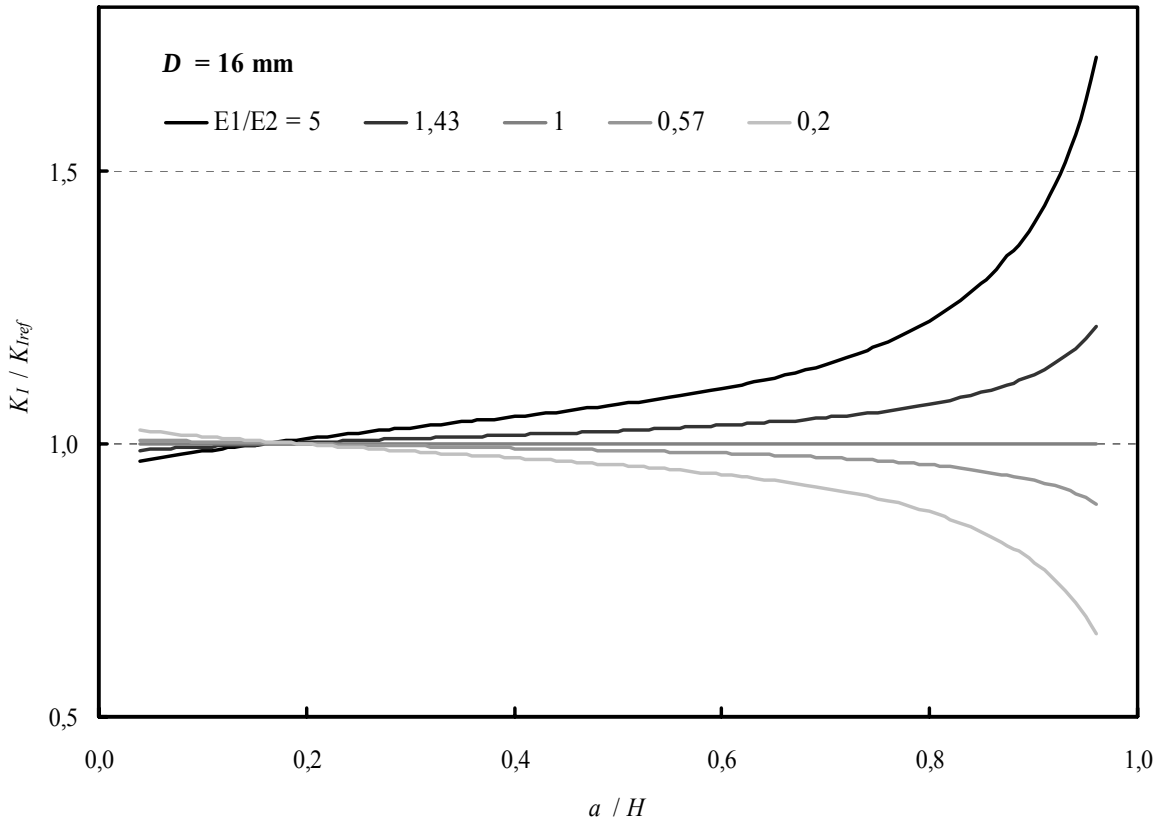
Pozornost je soustředěna na situaci, kdy se trhlina délky a nachází v matrici (zatvrdlé cementové pastě) a šíří se k částici (zrnu kameniva) o průměru D, která leží v matrici ve vzdálenosti H od povrchu – viz obrázek 8.2.

Je využito výše nazančeného deterministického modelu. Hodnota faktoru intenzity napětí $K_I(\sigma_{appl})$ pro zadané vnější aplikované zatížení byla v tomto případě určena numericky.

Při výpočtu byla částice opět modelována jako kruhová inkluze o průměru D. Pro zjednodušení předpokládáme, že můžeme zanedbat interakci vrcholu trhliny s ostatními částicemi. Jak již bylo zmíněno, předpokládá se ideální adheze částice/matrice.

Příklady výsledků jsou obsaženy v obrázku 8.4 – lze tu nalézt závislosti faktoru intenzity napětí K_I (normovaných referenčními hodnotami K_{Iref} pro částici se stejnými elastickými konstantami jako matrice) na délce trhliny a (normovanou vzdáleností H částice od povrchu) – pro průměry částice D = 16 mm. Poznamenejme, že závislosti byly získány výpočtem na modelu konečného tělesa, v případě polonekonečného tělesa lze výsledky vhodně normovat velikostí částice D.

Hodnota efektivní lomové houževnatosti betonu je výsledkem celé řady vzájemně závislých a mnohdy protichůdných jevů. Klíčovým krokem pro pochopení alespoň některých z nich je studium chování magistrální trhliny šířící se v betonu v okolí kameniva. O výsledném chování trhliny v takovém případě rozhodují zejména materiálové parametry (včetně lomově-mechanických parametrů) obou fází.



Obr. 8.4 Faktor intenzity napětí vs. délka trhliny – D = 16 mm

Studie Náhlík (2004) ukazuje, že v případě, kdy jsou částice tužší než cementová pasta (tj. v našem případě $E_2 > E_1$), má šířící se trhlina tendenci míjet částice, v opačném případě ($E_1 > E_2$) bude trhlina částicí přitahována. O tom, jak velká je zóna, ve které je chování takovou interakcí ovlivněno, rozhodují v případě použitého modelu zejména materiálové charakteristiky obou komponent. Velikost interakce mezi trhlinou a částicí lze v rámci lomové mechaniky kvantifikovat hodnotami faktoru intenzity napětí, tj. v našem případě hodnotami K_I. Výsledky na obrázku 8.4 indikují v případě tužší matrice ($E_1 > E_2$) nárůst odpovídajících hodnot faktoru intenzity napětí v případě trhliny s vrcholem blížícím se ke kamenivu.

Z tohoto hlediska existují dva základní typy konfigurace trhlina-kamenivo v betonu. V jednom případě jsou trhliny přitahovány kamenivem a výslednou konfigurací je trhlina s vrcholem na rozhraní. Tyto konfigurace převládají v případě, že cementová pasta je tužší než kamenivo ($E_1 > E_2$). V druhém případě jsou to trhliny šířící se mimo částice. Na výslednou hodnotu efektivní

lomové houževnatosti bude mít největší vliv ta konfigurace, při které dojde nejsnáze k dalšímu šíření trhliny vedoucí v závěrečné fázi ke konečnému lomu. Z tohoto hlediska jsou nebezpečné směsi složené z velkých částic kameniva, které jsou méně tuhé než cementová pasta (tj. $E_1 > E_2$) a přitom mají menší hodnotu lomové houževnatosti K_{Ic} než cementová pasta. V těchto případech se může často vyskytovat konfigurace trhliny ukotvené na kamenivu a při zvětšení hodnoty aplikovaného namáhání může dojít k snadnému rozlomení částice kameniva a tím poměrně velkému nárůstu hodnoty faktoru intenzity napětí pro sledovanou trhlinu. Pokud tato hodnota přesáhne hodnotu lomové houževnatosti K_{Ic} cementové pasty, může dojít i k finálnímu dolomení tělesa. Při stejných materiálových parametrech je poněkud výhodnější směs s menší velikostí kameniva, kde není nárůst hodnot faktoru intenzity napětí vyvolaný dolomením kameniva tak velký. Lepší vlastnosti pak bude mít kompozit, kde je hodnota lomové houževnatosti kameniva větší než u cementové pasty. V takovém případě zůstávají trhliny ukotvené na částicích kameniva, což bylo studováno např. v Keršner et al. (2002b). V případě, kdy je cementová pasta tužší než částice kameniva, lze v betonu nalézt konfigurace odpovídající spíše trhlinám šířícím se mimo kamenivo a o hodnotě efektivní lomové houževnatosti opět rozhodují více lomové parametry cementové pasty. Vliv částic kameniva pak působí na zhouževnatění betonu tím, že trhlina se nešíří přímo.

Z uvedeného rozboru je patrno, že modelování betonu jako dvoufázového kontinua a studium zákonitostí šíření magistrální trhliny v takovém prostředí přináší výsledky, které lze bezprostředně využít pro odhad vlivu jednotlivých materiálových parametrů (E, ν, K_{Ic} obou složek) na výsledné užitné vlastnosti sledovaného kompozitu.

9 PROCESY ZHOUŽEVNAŤOVÁNÍ

Jak se ukázalo, vykazuje zatvrdlá cementová pasta téměř křehké chování, naproti tomu chování betonu může být výrazně nelineární. Bylo naznačeno, že je tomu tak proto, neboť jsou při lomu zapojovány nejrůznější mechanismy zhouževnaťování.

Vlastnosti betonu se mění s jeho stářím – zralostí, přičemž nezanedbatelnou roli hraje ošetřování betonu. Změny ve zmíněném vývoji zřejmě významně ovlivňují lom betonu. Identifikace mechanismů zhouževnaťování může pomoci vysvětlit některé zajímavé změny. Je pak možno například odhadnout, co představuje při lomu betonu ten nejslabší článek: zatvrdlá cementová pasta, rozhraní pasta-zrno kameniva, anebo málo lomu vzdorující kamenivo. Např. v příspěvcích Keršner & Bílek (1998), Bílek & Keršner (1999) byla zaznamenány důležité změny vlastností betonu během stáří jednoho roku a pomocí určených mechanismů zhouževnaťování se tyto změny podařilo vysvětlit.

Několika autory byl studován vliv různých mechanismů zhouževnaťování na lomové parametry cementových kompozitů (Lange-Kornbak & Karihaloo, 1996; Li & Huang, 1990). V příslušných modelech se pracuje s teoretickým poměrem efektivní lomové houževnatosti betonu a zatvrdlé cementové pasty jako matrice (r_{teor}). K určení efektivní lomové houževnatosti K_{Ic}^{e} byl v práci použit model efektivní trhliny Karihaloo a Nallathambi. Pomocí zmíněného teoretického poměru lomových houževnatostí lze pak rozlišit následující mechanismy zhouževnatění, které se podílejí na lomovém procesu, resp. tahovém změkčení betonu:

- mikropraskání v oblasti lomové procesní zóny (dále označováno M_A);
- vychylování trhliny z původního směru (M_B);
- přemosťování trhliny zrnem kameniva (M_C);
- zachycení postupu trhliny zrnem kameniva (M_D).

Symbolicky můžeme psát

$$r_{teor} = \frac{K^e_{Ic,beton}}{K^e_{Ic,matrice}} = \sqrt{M_A.M_B.(M_C + M_D)}, \tag{9.1}$$

kde jednotlivé mechanismy jsou funkcí řady veličin: objemu kameniva na 1 m^3 betonu (poměr hmotnostní dávky kameniva a jeho objemové hmotnosti m_{kam}/ρ_{kam}), průměrné velikosti zrn kameniva, pevnosti kameniva v tahu, Poissonových čísel apod.

Vypočtené získané teoretické hodnoty poměrů lze porovnat s poměry, které byly získány z lomových experimentů se zkušebními vzorky z betonu (případně z malty) a ze zatvrdlé cementové pasty. Tato srovnání byla provedena pro každé studované stáří betonu, což umožnilo pro tato stáří rozlišit různé zhouževnaťovací mechanismy, které beton „nasazoval“ při lomovém procesu. Poznamenejme, že tento postup byl v příspěvku Bílek et al. (1997a) použit pro betony s různými typy cementu.

9.1 PROCESY ZHOUŽEVNAŤOVÁNÍ – VÝVOJ LOMOVÝCH VLASTNOSTÍ

Byl studován beton s vysokou pevností v tlaku: cement CEM I 42,5 R – dávka 400 kg/m^3, vodní součinitel *w/c* = 0,32, plastifikátor, tři frakce kameniva – písek 0–4 mm a drcené kamenivo frakcí 8–16, resp. 11–22 mm.

S podobnými proporcemi byla vyrobena také malta – směs bez drceného kameniva, s redukovaným vodním součinitelem na 0,30 kvůli uvažování vlivu ovlhčení zrn kameniva. Ze stejného důvodu byla dále vyrobená cementová pasta s vodním součinitelem pouze 0,24. Vzorky z malty a ze zatvrdlé cementové pasty zrály v laboratorních podmínkách vlhkého uložení. Vzorky z betonu různých sérií zrály ve čtyřech rozdílných podmínkách ošetřování.

Pro lomové experimenty se vyrobily z betonu a z malty vzorky o nominálních rozměrech 80×80×480 mm (výška×šířka×délka), z cementové pasty 80×60×480 mm. Efektivní lomová houževnatost K_{Ic}^e byla určována při stáří zmíněných vzorků 1, 7, 28, 90 a 365 dní. Z kontinuálního záznamu diagramu zatížení-průhyb mohla být – na základě plochy pod tímto diagramem (lomová práce) – spočtena také lomová energie G_F.

Vypočetly se poměry efektivní lomové houževnatosti r_{teor} kompozitu a matrice. Lomové houževnatosti matrice (zatvrdlé cementové pasty nebo malty) a kompozitu (malta nebo beton) byly stanovovány také experimentálně. Byl přijat předpoklad, že během lomu vzorku se zaktivizuje takový mechanismus zhouževnatění (popřípadě jejich kombinace), který odpovídá nejlepší shodě experimentálně a teoreticky obdrženým hodnotám r_{test} a r_{teor}. Z výsledků bylo zřejmé, že různě ošetřované vzorky v různých stáří „nasazují“ různé kombinace zhouževnaťovacích procesů. Při popisu se použilo takového označení, kdy například symbol M_{ABC} indikuje při lomu kombinaci tří mechanismů zhouževnaťování: mikropraskání (dolní index A), vychylování trhliny z původního směru (index B) a přemosťování trhliny (index C).

Na základě výsledků lze shrnout následující:

- Hydratace cementu neovlivňuje pouze vývoj pevnosti kompozitu, zřejmý je také její vliv na lomové charakteristiky.
- Pokles lomové houževnatosti (jakož i lomové energie) lze vysvětlit formováním mikrotrhlin.
- Změna obsahu mikrotrhlin přináší změnu mechanismů zhouževnaťování.
- Kombinace více zhouževnaťovacích mechanismů je aktivní při raných stáří kompozitu.
- Možné vysvětlení naznačené degradace lomové houževnatosti je založeno na změnách vývoje lomové houževnatosti matrice (zatvrdlá cementová pasta, malta) a kompozitu (malta, beton).

9.2 PROCESY ZHOUŽEVNAŤOVÁNÍ – VLIV TYPU KAMENIVA

Otázka vlivu smršťování na mechanické a zvláště pak lomové vlastnosti betonu nabývá ještě většího významu u betonů vysokohodnotných (High Performance Concrete, HPC) – např. Bílek et al. (2003a). Jednu z možností snížení tohoto vlivu představuje aplikace tzv. samoošetřování, např. pomocí předvlhčeného lehkého kameniva. Takové kamenivo však nevykazuje potřebné mechanické vlastnosti a tím může způsobit pokles mechanických vlastností vysokohodnotných betonů.

Opět se použily modely zhouževnaťovacích mechanismů s označením *M* a indexy *A* až *D*. Hodnoty teoretických poměrů r_{teor} byly opět srovnávány s hodnotami poměrů (r_{test}) efektivních lomových houževnatostí betonu a matrice (malty) pro každý kompozit. Tento postup umožnil rozlišení aktivních zhouževnaťovacích mechanismů lomového procesu u studovaných kompozitů různého stáří.

Byly připraveny tři složení betonové směsi, které se lišily typem použitého plniva. Jako drobné kamenivo se pro všechny směsi použil těžený písek 0–4 mm. Náhradou hrubého kameniva se staly skleněné koule o průměru 8 mm, které zabraly v 1 m^3 hotového betonu objem 414 litrů. Se stejným objemem kameniva lehkého byla namíchána další směs. Jednalo se o kamenivo z expandovaných jílů s obchodním názvem Liapor®; frakce 4–8 mm. Pro srovnání posloužila směs s hutným kamenivem – těžené, frakce 4–8 mm.

Portlandský cement CEM I 42,5 R (EN 197) byl použit s pitnou/záměsovou vodou a superplastifikátorem na bázi polykarboxylátů.

Protože lehké kamenivo velice absorbuje vlhkost, bylo 7 dní před mísením ponořeno do vody. Množství dodané vody muselo zachovávat konstantní zpracovatelnost směsi – sednutí kužele 80±20 mm.

Pro lomové experimenty se vyráběly vzorky/trámce s rozměry 65×65×360 mm (výška×šířka×délka). Vzorky zrály ve fólii, aby se zabránilo výměně vlhkosti s okolním prostředím. Lomové vlastnosti – efektivní lomová houževnatost K_{Ic}^{e} – byly také v tomto případě stanovovány podle Karihaloo (1995), resp. Stibor (2004), včetně modulu pružnosti pro stáří trámců 7, 28 a 90 dní. Z průběhu naměřeného diagramu zatížení-průhyb byla počítána lomová energie G_F s využitím postupu v Elices et al. (1997), resp. Stibor (2004).

Výsledky lomových experimentů pro všechny tři studované série jsou práci prezentovány v obrázcích a tabulkách: hodnoty modulu pružnosti, hodnoty efektivní lomové houževnatosti a hodnoty lomové energie (obrázek 9.1). V těchto obrázcích jsou vynášeny vždy aritmetické průměry ze tří měření a variační koeficienty. Hodnoty poměrů lomových houževnatostí lze nalézt v tabulce 9.2 – aritmetický průměr ± výběrová směrodatná odchylka.

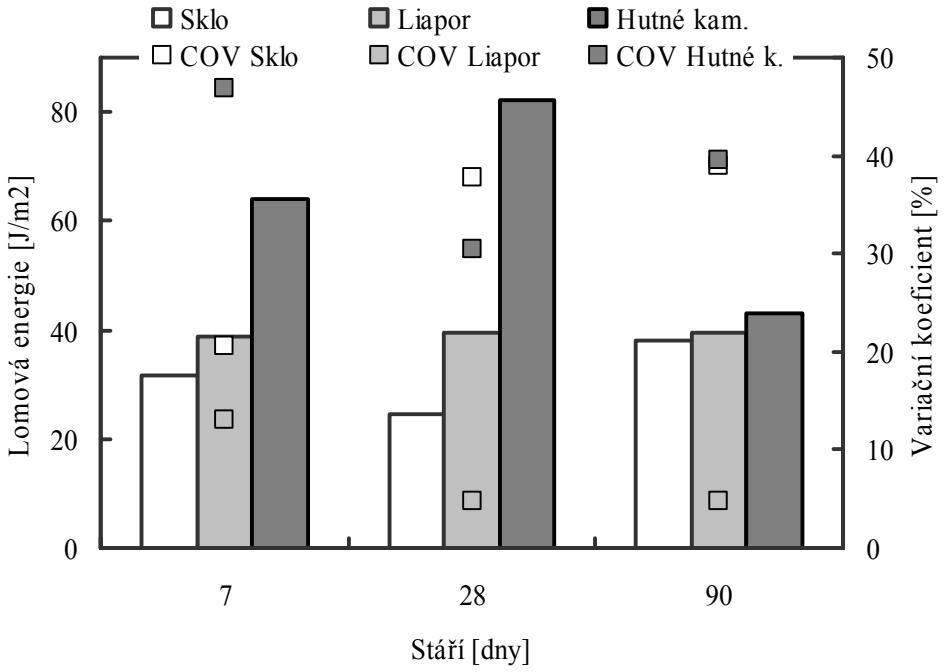
Ve vývoji efektivní lomové houževnatosti i lomové energie se objevují různé tendence. Lze nalézt několik poklesů těchto hodnot pro vzorky se skleněným a hutným kamenivem. To zapříčiňuje zřejmě smršťování tvrdnoucí cementové pasty. Mezi 28 a 90 dny jde o výrazné samovysychání, neboť tvrdnoucí cementová zrna spotřebovávají množství vody. Toto samovysychání způsobí smršťování a mikropraskání pasty. V dřívější studii s velkým maximálním zrnem kameniva (viz Bílek et al., 2002) byl pokles lomové houževnatosti a lomové energie ještě výraznější. Nelze tedy pochybovat o tom, že zmíněný pokles způsobuje rozdíl mezi konstantním objemem zrn plniva a smršťováním tvrdnoucí cementové pasty, ačkoliv bylo v předkládaných experimentech použito „malé“ maximální zrno kameniva.

Hodnoty lomových parametrů u kompozitu s Liaporem jsou sice nižší, k jejich poklesu při stářích 28 až 90 dní však nedochází. Jedná se nejspíše o důsledek samoošetřování betonu z vodou nasycených zrn Liaporu.

Nízké hodnoty lomových parametrů u betonu se skleněným plnivem jsou velmi zarážející. Vyjma mikropraskání na rozhraní zrno/matrice se zřejmě neuplatňují žádné jiné zhouževnaťovací

mechanismy. Mohlo by to být způsobeno tím, že vazba je velmi slabá kvůli hladkosti povrchu koulí a protože sklo není odolné vůči alkáliím.

Zrna lehkého kameniva Liapor mají nižší mechanické vlastnosti než hutné kamenivo či sklo. Zřejmě proto nebylo zaznamenáno žádné zhouževnatění. Samotná malta z těženého písku má vyšší lomové vlastnosti a zrna Liaporu způsobují jejich pokles.



Obr. 9.2 Lomová energie vs. stáří vzorků s různým typem plniva

Tab. 9.1 Lomová houževnatost malty/matrice a betonů s různým plnivem

	Efektivní lomová houževnatost [MPa.m$^{1/2}$]			
Stáří [dny]	Matrice	Sklo	Liapor	Hutné kamenivo
7	0,620±0,14	0,686±0,04	0,551±0,05	0,870±0,16
28	0,695±0,02	0,702±0,01	0,469±0,04	1,027±0,16
90	0,805±0,07	0,632±0,17	0,460±0,05	0,990±0,15

Tab. 9.2 Poměr lomových houževnatostí z experimentů na vzorcích s různým plnivem

	r_{test} [–]		
Stáří [dny]	Sklo	Liapor	Hutné kamenivo
7	1,163±0,27 (0,893 ÷ 1,433)	0,934±0,23 (0,704 ÷ 1,164)	1,475±0,43 (1,045 ÷ 1,905)
28	1,011±0,03 (0,981 ÷ 1,041)	0,675±0,06 (0,615 ÷ 0,735)	1,479±0,23 (1,249 ÷ 1,709)
90	0,791±0,22 (0,571 ÷ 1,011)	0,576±0,08 (0,496 ÷ 0,656)	1,239±0,22 (1,019 ÷ 1,459)

U vzorků se skleněnými koulemi byly při lomovém procesu aktivní pouze mechanismy M_A a M_B (viz také Merchant et al., 2001), a ještě jen ve stáří 7 dní. Ve stáří 90 dní jsou hodnoty

lomové houževnatosti i energie nižší než u vzorků z malty. Jak bylo zmíněno, toto chování způsobuje slabá vazba rozhraní a hladký povrch skleněných koulí.

Podobná situace nastala u betonu s Liaporem ve stáří 7 dní. Nejnižší poměr lomových houževnatostí byl zaznamenán ve prospěch mechanismu M_C. V dobré shodě s tímto mechanismem bylo přelomení všech zrn Liaporu na lomové ploše trámce. S rostoucí lomovou houževnatostí malty a se snižováním poměru lomových houževnatostí ve stáří 28 a 90 dní není možno žádný mechanismus zhouževnatění specifikovat.

Jiná situace je u vzorků z hutného kameniva. Při stáří 7 a 28 dní tu lze zaznamenat kombinace zhouževnaťovacích mechanismů M_A, M_B a M_C. Ve stáří 90 dní se zatvrdlá cementová pasta kolem zrn kameniva porušuje mikropraskáním, což je důvodem k zapojení pouze dvou mechanismů zhouževnaťování.

U betonu se zrny plniva s vysokou pevností, leč s velmi hladkým povrchem, jakož i u betonu s lehkým kamenivem o nízké pevnosti byly identifikovány stejné mechanismy zhouževnaťování. Ačkoliv u hutného těženého kameniva pevnost také nebyla vysoká a povrch zrn byl relativně hladký, u vzorků z příslušného betonu se významně uplatnily mechanismy zhouževnaťování; zřejmě hrála roli nepravidelnost zrn kameniva. Výsledky naznačují kladnou roli samoošetřování v dlouhodobém vývoji lomových vlastností.

10 APROXIMACE *L-D* DIAGRAMŮ

10.1 APLIKACE 2E MODELU *L-D* DIAGRAMU: MODIFIKACE URČENÍ PARAMETRŮ

Již zaznělo, že k určování lomově-mechanických vlastností betonu lze využít zkoušku tříbodovým ohybem vzorku s centrálním zářezem v oblasti „tažených vláken“. Typickým výstupem pak byla např. hodnota prodloužení efektivní trhliny/zářezu, hnací síla trhliny, efektivní lomová houževnatost a lomová energie. Podkladem výpočtu těchto hodnot je diagram zatížení-průhyb uprostřed rozpětí. Poměrně složitý průběh tohoto *l-d* diagramu lze u kvazikřehkých materiálů vystihnout relativně jednoduchými funkcemi. Prezentujme tu možnosti užití tzv. dvouexponenciálního modelu (dále jen *2e* model) s testy na ucelené experimentální sérii *l-d* diagramů získaných z lomových experimentů – zkoušky tříbodového ohybu betonových vzorků se zářezem (Frantík et al., 2004).

Využilo se sady *l-d* diagramů získaných z experimentů na betonových vzorcích různého stáří. Série zkoušek byla prováděna Ing. Vlastimilem Bílkem, Ph.D. ve zkušebnách firmy ŽPSV Uherský Ostroh, a. s. a Ing. Pavlem Schmidem, Ph.D. ve zkušebně Ústavu stavebního zkušebnictví FAST VUT v Brně. Konkrétně byly postupně zkoušeny vzorky staré 4 dny (2 vzorky), 7 dní (2×), 28 dní (3×), 1 rok (3×), 2 roky (3×), 3 roky (3×) a 5 let (2×). Z odpovídajících *l-d* diagramů byly odečteny souřadnice dvou charakteristických bodů potřebných pro určení koeficientů *2e* modelu.

Jedno z řešení aproximace *l-d* diagramu matematickou funkcí nabídli např. Barr & Lee (2003). Popsali zatěžovací křivku pomocí funkce:

$$f(x) = c_1\left(e^{-c_2 x} - e^{-c_3 x}\right), \tag{10.1}$$

kde konstanty c_1, c_2 a c_3 jsou řídící parametry funkce. V příspěvku Barr & Lee (2003) autoři navrhují postup výpočtu těchto parametrů zjednodušený pro praktické inženýrské účely. Podle tohoto postupu jsou k určení těchto parametrů potřeba souřadnice dvou bodů zatěžovacího diagramu: První dvojice souřadnic reprezentuje polohu vrcholu diagramu, druhá potom bod, který leží na sestupné větvi křivky v úrovni 0,2 násobku maximálního zatížení.

V habilitační práci byly prezentovány možnosti využití *2e* modelu pro aproximaci *l-d* diagramů tříbodového ohybu trámců se zářezem. Vedle dříve publikovaného postupu stanovení parametrů

tohoto modelu (Barr & Lee, 2003), u kterého byla zjištěna nejednoznačnost jejich určení, je tu představena modifikace hledání aproximace užitím standardních genetických algoritmů s novým kritériem minima parametru c_1. Uvedená modifikace řeší problém zmíněné nejednoznačnosti parametrů a zároveň zlepšuje stabilnost jejich určení. Popsaný postup byl aplikován na výsledky série zkoušek vzorků různého stáří.

10.2 PŘÍPRAVA LOMOVĚ-MECHANICKÝCH VSTUPŮ PRO NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ

Vyhodnocení *l-d* diagramů z ohybové zkoušky vzorků se zářezem lze provést pomocí jejich aproximace parametrizovanými funkcemi. Parametry získané z aproximací pak mohou posloužit při tvorbě numerického modelu prvku/konstrukce ze zkoušeného kompozitu (Řoutil et al., 2005).

Připomeňme, že na Ústavu stavební mechaniky FAST VUT v Brně se kolektiv různě zaměřených pracovníků věnuje společnému problému: vystižení působení vzorku se zářezem z kvazikřehkého materiálu, který je zatěžován ve výše zmíněné konfiguraci. Výzkum této problematiky je založen na výsledcích experimentů, s nimiž má Ústav stavební mechaniky dlouholeté zkušenosti. Různorodost kolektivu je dána zejména odlišnými přístupy k modelování této úlohy. V této souvislosti je aplikován program pro statickou analýzu konstrukcí z kvazikřehkých materiálů metodou konečných prvků ATENA a spolehlivostní software FREET. Užívá se též přístupu minimalizace výpočetních nároků tvorbou jednoduchých modelů – například jednostupňový model lomu trámce (Frantík, 2004). Uplatnění zde nalézá také inverzní analýza, identifikační metody pro nalezení hodnot parametrů numerických modelů, jako jsou neuronové sítě a genetické algoritmy a aproximace nelineární metodou nejmenších čtverců.

Posledně jmenované přístupy využívá program MOLOCH (*Mo*delování *Lo*mových *Ch*arakteristik; Kutín, 2004, 2005), vyvíjený pro potřeby analýzy *l-d* diagramů a k následnému určování lomově-mechanických parametrů. V habilitační práci jsou představeny možnosti programu MOLOCH na sérii výsledků dřívějších testů pražcového betonu. Program umožňuje aproximovat naměřená data dvouexponenciálním modelem, jehož tři parametry lze určit několika způsoby, včetně účinného postupu genetickými algoritmy. Následně stanovené odhady lomově-mechanických parametrů mohou posloužit jako vstupy pro numerické modelování. Vývoj programu Modelování lomových charakteristik bude dále pokračovat implementací alternativního *4e-modelu*, který umožňuje zachycení složitějších závislostí přetvoření na namáhání (vysokopevnostní beton s vyšší křehkostí, beton vyztužený vlákny) – Kutín (2005).

10.3 APROXIMACE *L-D* DIAGRAMŮ MODELEM LOMU PŘI OHYBU

Pro účely vyhodnocení testy získaných *l-d* diagramů bylo v předcházejících odstavcích užitečné jejich průběhy různými modely nahrazovat – viz Barr & Lee (2003), Řoutil & Lehký (2004), Řoutil (2004), Frantík et al. (2004), Řoutil et al. (2005). Zde se pozornost zaměřuje na aproximace tzv. jednostupňového modelu lomu při ohybu s využitím experimentálně získaných *l-d* diagramů (Keršner et al., 2005). Myšlenka tohoto modelu se poprvé objevuje v článku Frantík (2004).

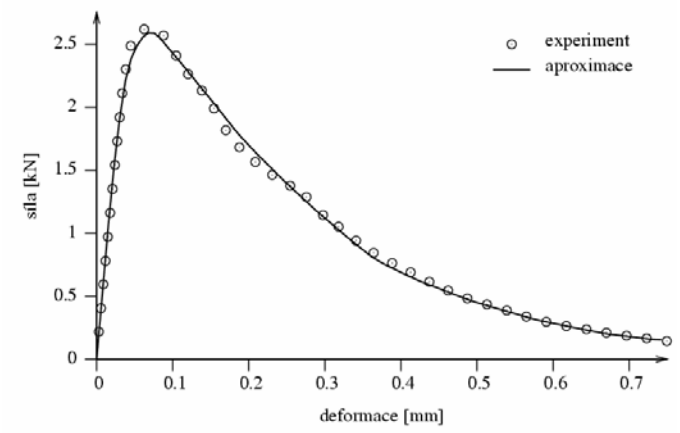
V tomto modelu se předpokládá, že postačuje detailněji vystihnout pouze oblast na ose symetrie úlohy a dále, že je možno ohýbající se nosník redukovat na tuhou desku otáčející se na pevně daném kloubu, situovaném při okraji trámce. Pro funkčnost modelu je rozhodující působení tahových vláken. Definuje se síla F_i, kterou *i*-té vlákno působí na tuhou desku.

Možnosti jednostupňového modelu byly testovány na sadě dříve získaných *l-d* diagramů. Šlo o šest vzorků z betonu pro výrobu pražců, které byly podrobeny zkoušce tříbodovým ohybem trámců se zářezem a výsledky analyzovány a publikovány (Veselý & Stibor, 2002; resp. Veselý, 2004; Stibor, 2004).

Tyto *l-d* diagramy z experimentů posloužily při aproximaci modelu, přičemž byl zvolen počet vláken $n = 40$ a počet bázových funkcí $n_{ff} = 5$. Globální parametry k_t, f_t, c, $A_{ft,1\text{-}5}$, $\varphi_{ft,1\text{-}5}$, byly

hledány pomocí jednokriteriálních genetických algoritmů – Cacka (2003) – s kritériem minima chyby nejmenších čtverců.

Vizuální srovnání *l-d* diagramu s jeho aproximovaným modelem umožňuje obrázek 10.1 pro vybranou zkoušku B3. Shoda se jeví jako mimořádně dobrá, nezasvěcený čtenář by mohl model považovat spíše za spojnici naměřených bodů zatížení-průhyb. Objektivním měřítkem úspěšnosti aproximace může být průměrná chyba nejmenších čtverců *err*.



Obr. 10.1 Aproximace modelu pomocí vybraných bodů *l-d* diagramu (Keršner et al., 2005)

Jednostupňový model lomu trámce ohybem s aplikací jednokriteriálních genetických algoritmů představuje účinný nástroj pro popis diagramů zatížení-průhyb při lomové zkoušce. Postup lze s výhodou použít pro transformace experimentálně získaného *l-d* diagramu do "výpočtového" *l-d* diagramu, z něhož se určují lomové parametry podle zavedených metod. Při zkoušce je nutno snímat monitorované veličiny (zatížení, průhyb) ve velmi krátkých časových intervalech, aby mohly být zachyceny náhlé jevy (např. rychlé rozšíření trhliny projevující se skokem na zatěžovacím diagramu). Výsledkem je pak složitá zatěžovací závislost daná jako množina velkého množství bodů. Pro zpracování těchto diagramů za účelem stanovení lomových parametrů je naopak výhodné použití co nejjednodušší křivky. Postupem lze „vyhladit“ naměřené *l-d* diagramy bez významné ztráty přesnosti – hodnota chyby aproximace modelu byla velmi malá (řádově setiny kN), což potvrzuje těsnou shodu experimentu a modelu při optickém srovnání.

11 CHARAKTERISTICKÁ DÉLKA VYBRANÝCH KOMPOZITŮ

V práci se využívá hodnot charakteristické délky l_{ch} při úvahách v rámci vybraných problémů:

- vývoj lomových vlastností vysokohodnotného betonu s vlákny (Bílek et al., 2002b; Bílek et al., 2003c);
- charakteristická délka materiálů stěrek kontaktních zateplovacích systémů (Schmid et al. 1998; Keršner et al., 1999, 2001);
- křehkost betonu s přísadou mikrosiliky.

V prvním případě byl učiněn závěr, že použitá vlákna ECONO-NET a FERRO zvýšila lomovou energii betonu, vliv na ostatní mechanické charakteristiky nebyl výrazný. Použitá vlákna nezamezila poklesu lomové energie, způsobenému patrně zejména změnou uložení zkušebních těles. Přídavek vláken zvýšil proměnlivost lomových charakteristik a pro jejich přesnější měření, zejména lomové energie, bude třeba použít větších vzorků. V dalším výzkumu bude věnována pozornost kombinaci krátkých a dlouhých vláken.

V druhém případě bylo z výsledků vyvozeno následující: Křehkost materiálů stěrek kontaktních zateplovacích systémů lze kvantifikovat na základě charakteristické délky l_{ch}. Použitelné hodnoty lze obdržet v případě odhadu tahových pevností z pevnosti v tlaku, při použití pevnosti v příčném

tahu jsou hodnoty l_{ch} nereálné. Charakteristické délky mohou být důležitým parametrem sloužícím při výběru materiálu stěrky. Při rozhodování lze brát v úvahu i proměnlivost sledované veličiny.

11.1 KŘEHKOST BETONU S PŘÍSADOU MIKROSILIKY

Použití mikrosiliky má své opodstatnění ve zvýšení hutnosti mikrostruktury zatvrdlé cementové pasty. To vede ke zvýšení její pevnosti. Dopad tohoto zásahu na křehkost materiálu je však diskutabilní. Zatímco hutnost pasty znamená zvýšení houževnatosti, současné zvýšení autogenního smrštění se odráží v rozvoji sítě mikrotrhlin, které vedou ke snížení lomové houževnatosti. Během dlouhodobého zrání betonu převládá jeden z těchto mechanismů a mikrosilika má buď pozitivní nebo negativní vliv. Snaha postihnout spolehlivěji křehkost materiálu je tedy dána i snahou optimalizovat dávku mikrosiliky, aby měl výsledný cementový kompozit co nejlepší vlastnosti a to nejen ve stáří 28 dní.

V následujících odstavcích se opět podle modelu fiktivní trhliny s lomovou energií G_F (Hillerborg, 1976) křehkost betonu kvantifikuje charakteristickou délkou. Tato charakteristická délka byla použita pro vyhodnocení betonů se třemi dávkami mikrosiliky, jejichž lomové charakteristiky byly studovány pro stáří vzorků 28, 90, 180 a 365 dní (Tomulić et al., 2002). Vypočtené hodnoty jsou chápány jako údaje srovnávací, odhlíží se např. od vlivu velikosti vzorků apod. K detailům betonu: CEM I 42,5 R, vodní součinitel 0,35 se superplastifikátorem na bázi melaminu, dvě frakce kameniva, maximální zrno kameniva 8 mm. Dávky mikrosiliky (Microsilica®) byly 0, 5 a 10%.

Pro získání lomových a dalších potřebných charakteristik vyšetřovaných betonů bylo opět využito zkoušek vzorků s centrálním zářezem – Nallathambi a kol. (1986), RILEM Recommendation (1985), Elices et al. (1997), Bílek et al. (2000), Stibor (2001, 2004). Trámce byly zatěžovány (přírůstkem deformace) tříbodovým ohybem (3BO) a průběžně se zaznamenávaly dvojice hodnot zatížení-průhyb uprostřed rozpětí.

Vybrané experimentální výsledky 3BO testů i zkoušek pevnosti pro tři (resp. dvě) dávky mikrosiliky a čtyři stáří vzorků uvádí tabulka 11.1: lomovou energii (G_F), modul pružnosti (E) a pevnost v tlaku (f_c). Zajímavý je vývoj tlakových pevností. Během prvního roku zrání se objevuje jejich pokles v případě 10 i 5% dávky mikrosiliky. Beton bez mikrosiliky vykazuje nižší pevnost ve stáří 28 dní, ale vyšší ve stáří 1 rok. Důvod tohoto chování byl diskutován např. v Aïtcin (1998): ošetřování betonu – vzorky uzavřené při zrání v obalu z PVC kvůli zabránění výměny vody.

Všechny vstupní veličiny modelu charakteristické délky byly uvažovány jako náhodné veličiny, popsány střední hodnotou, směrodatnou odchylkou – s využitím odhadů v tabulce 11.1 – a typem rozdělení pravděpodobnosti (N normální, LN log-normální): modul pružnosti (LN), pevnost betonu v tlaku (N), lomová energie (LN, Whittmann et al., 1994). Použil se také faktor neurčitosti modelu Φ (N) – bezrozměrný násobitel vztahu pro výpočet charakteristické délky s jednotkovou střední hodnotou a směrodatnou odchylkou 0,05.

Pro simulace charakteristické délky bylo použito metody Monte Carlo (MC) pomocí software *VaP* (*VaP*-Handbook, 1992) pro všechna stáří vzorků a každé množství mikrosiliky. Počet 10^5 simulací MC se ukázal být postačující pro odhad střední hodnoty a směrodatné odchylky charakteristické délky kompozitu. Výsledky simulací MC shrnuje tabulka 11.2 (střední hodnoty, směrodatné odchylky a variační koeficienty charakteristické délky).

Z výsledků experimentů i následných výpočtů lze vyvodit: Křehkost betonů s různou dávkou mikrosiliky lze kvantifikovat na základě charakteristické délky l_{ch}. V případě odhadu tahových pevností z pevnosti v tlaku lze obdržet použitelné hodnoty. Charakteristické délky mohou být dalším parametrem sloužícím při optimalizaci dávky mikrosiliky. Rozhodnutí však zřejmě vyžaduje uvážení celé řady parametrů, přičemž lze v úvahu brát i jejich statistiky.

Tab. 11.1 Výsledky testů – aritmetický průměr, výběrová směrodatná odchylka (variační koeficient v %) (Tomulić et al., 2002)

			Dávka mikrosiliky (Microsilica®)					
			0 %		5 %		10 %	
Stáří [dny]		Jedn.	Arit. pr.	Směrodatná odch. (v_k)	Arit. pr.	Směrodatná odch. (v_k)	Arit. pr.	Směrodatná odch. (v_k)
28	G_F	J.m^{-2}	97,0	39,00 (40,2)	108,7	34,43 (31,7)	134,3	10,07 (7,5)
	E	GPa	38,0	1,42 (3,7)	40,7	6,70 (16,5)	40,3	4,28 (10,6)
	f_c	MPa	85,2	5,3 (6,2)	89,4	6,2 (6,9)	93,0	4,1 (4,4)
90	G_F	J.m^{-2}	79,7	27,75 (34,8)	109,7	22,90 (20,9)	100,7	32,33 (32,1)
	E	GPa	36,8	0,71 (1,9)	41,2	0,57 (1,4)	43,0	4,39 (10,2)
	f_c	MPa	84,1	3,8 (4,5)	90,9	9,2 (10,1)	87,5	7,2 (8,2)
180	G_F	J.m^{-2}	105,0	16,37 (15,6)	91,0	9,54 (10,5)	61,0	9,15 (15,0)*
	E	GPa	41,2	0,87 (2,1)	46,1	2,46 (5,3)	48,0	4,80 (10,0)*
	f_c	MPa	95,3	15,0 (15,7)	98,7	5,1 (5,2)	92,0	4,8 (5,2)
365	G_F	J.m^{-2}	149,0	12,12 (8,1)	145,3	21,03 (14,5)	136,3	4,51 (3,3)
	E	GPa	44,0	4,71 (10,7)	42,7	0,81 (1,9)	44,5	11,46 (25,8)
	f_c	MPa	106,2	0,4 (0,4)	102,6	9,5 (9,3)	89,5	0,1 (0,1)

* Odhad.

Tab. 11.2 Charakteristické délky l_{ch} a jejich statistiky (Tomulić et al., 2002)

Dávka mikrosiliky (Microsilica®)	Stáří vzorků [dny]	Střední hodnota [mm]	Směrodatná odchylka [mm]	Variační koeficient [%]
0 %	28	143,6	59,4	41,4
	90	115,3	41,0	35,6
	180	154,1	37,2	24,1
	365	204,0	29,3	14,4
5 %	28	164,3	61,0	37,1
	90	166,1	40,0	24,1
	180	140,8	19,5	13,8
	365	201,6	36,7	18,2
10 %	28	192,7	28,2	14,6
	90	164,9	58,4	35,4
	180	105,5	20,7	19,6
	365	224,2	59,7	26,6

12 MODELOVÁNÍ CHOVÁNÍ PŘEDPJATÉHO PRAŽCE PŘI KONTROLNÍ ZKOUŠCE

Předpjatých železničních pražců se ročně vyrobí v České republice více než 100 tisíc kusů. Pro účely ověření kvality těchto výrobků se provádějí také kontrolní zkoušky čtyřbodovým ohybem ve středu pražce – OTP (1994), ČSN EN 13230-2 (2004). Byl analyzován model popsané kontrolní zkoušky předpjatého pražce vytvořený v MKP softwaru ATENA – viz např. Červenka & Pukl, (2002, 2003) –, který umožňuje nelineární řešení úlohy, zohlednění lomově-mechanických parametrů použitého betonu apod. (Veselý et al., 2002; Veselý, 2004; Řoutil, 2004, Řoutil & Keršner, 2004).

12.1 PŘEDPJATÝ ŽELEZNIČNÍ PRAŽEC: EXPERIMENTY A STATISTICKÉ MODELOVÁNÍ

Jednu z konfigurací kontrolní zkoušky železničního pražce představuje čtyřbodový ohyb. Vzhledem k finanční náročnosti takovýchto zkoušek se objevila otázka, zda by bylo možné získat relevantní informace o chování testovaných pražců pomocí numerického modelování. Již zmíněný software ATENA byl použit při modelování jako efektivní nástroj nelineární analýzy těchto předpjatých prvků/konstrukcí. Modelování umožnilo získat realistický odhad zatěžovacího diagramu včetně mezního zatížení a vzoru trhlin s použitím metod nelineární lomové mechaniky (Veselý et al., 2002).

Jako podklad pro spolehlivostní analýzu byl použit 2D model pražce. Tento model reprezentuje 3D pražec relativně komplikovaného tvaru pro analýzu rovinné napjatosti, přičemž kvadratické momenty a plochy ve vybraných průřezech odpovídají ve 2D modelu s chybou menší než 0,5%. Pro zadávání materiálových parametrů betonu se využilo materiálového modelu SBETA, exponenciální typ tahového změkčení a model fixovaných trhlin. Předpětí bylo modelováno pomocí liniové výztuže s příslušnou hodnotou předpínací síly (včetně zahrnutí ztrát předpětí po délce pražce). Představu o MKP modelu i typické síti trhlin si lze učinit z obrázku 12.1.

Deterministický model byl kalibrován pomocí testovaných mechanických vlastností výztuže a betonu pražce (Hillerborg et al., 1976, RILEM Recommendation, 1985, Nallathambi & Karihaloo, 1986, Karihaloo, 1995, Keršner et al., 1999).

Obr. 12.1 Ilustrace nelineárního MKP modelu zkoušky čtyřbodového ohybu pražce (ATENA)

Vybrané lomově-mechanické charakteristiky betonu byly uvažovány jako náhodné veličiny, aby se zohlednila jejich reálná proměnlivost. Statistická analýza modelu pražce pak byla prováděna metodou Monte Carlo, variantou Latin Hypercube Sampling – detaily spojení software ATENA/FREET viz např. Novák et al. (2002). Představu o použitých náhodných veličinách s vybranou sadou jejich statistických parametrů (střední hodnota, variační koeficient, typ pravděpodobnostního rozdělení (PDF)) si lze učinit z tabulky 12.1, kde G_F označuje specifickou lomovou energii betonu pražce, jejíž proměnlivost je srovnatelná s hodnotami ve Wittmann et al. (1994).

Mezi vstupními náhodnými veličinami se uvažuje také statistická korelace. Korelační koeficient mezi modulem pružnosti a lomovou energií (0,37) byl získán ze zkoušek na vzorcích z pražcového betonu. Požadované korelace byly zavedeny pomocí metody simulovaného žíhání – viz např. Vořechovský & Novák (2002), Novák et al. (2002).

Tab. 12.1 Vstupní náhodné veličiny modelu – charakteristiky betonu pražce

Veličina	Označení	Jednotka	Střední hodnota	Variační koef. v %	PDF
Pevnost v tahu	f_t	MPa	4,0	12,0	log-normální
Pevnost v tlaku	f_c	MPa	75,0	12,0	log-normální
Modul pružnosti	E	Gpa	32,4	8,0	normální
Lomová energie	G_F	J/m^2	188,7	25,4	normální

Statistická simulace modelu předpjatého pražce zahrnovala 16 běhů nelineárních výpočtů podle plánu metody LHS. Příklad výsledků statistické analýzy zatížení ve třech, resp. dvou úrovních průhybu lze nalézt v tabulce 12.2.

Tab. 12.2 Výsledky statistické analýzy

	Simulace			Test	
Zatížení / Průhyb	1 mm	3,5 mm	7 mm	1 mm	3,5 mm
Aritmetický průměr v kN	54,7	117,4	141,2	56,5	124,5
Směrodatná odchylka v kN	3,7	3,4	2,5	6,7	5,9
Variační koeficient v %	6,8	2,9	1,8	11,8	4,7

Ukázalo se, že pomocí matematického modelování lze obdržet relevantní statistické informace k testování předpjatých pražců zkouškou čtyřbodovým ohybem. Výsledky naznačují podhodnocení proměnlivosti simulovaného chování pražce oproti reálným testům, proměnlivost také dalších důležitých vstupních veličin zřejmě není zanedbatelná.

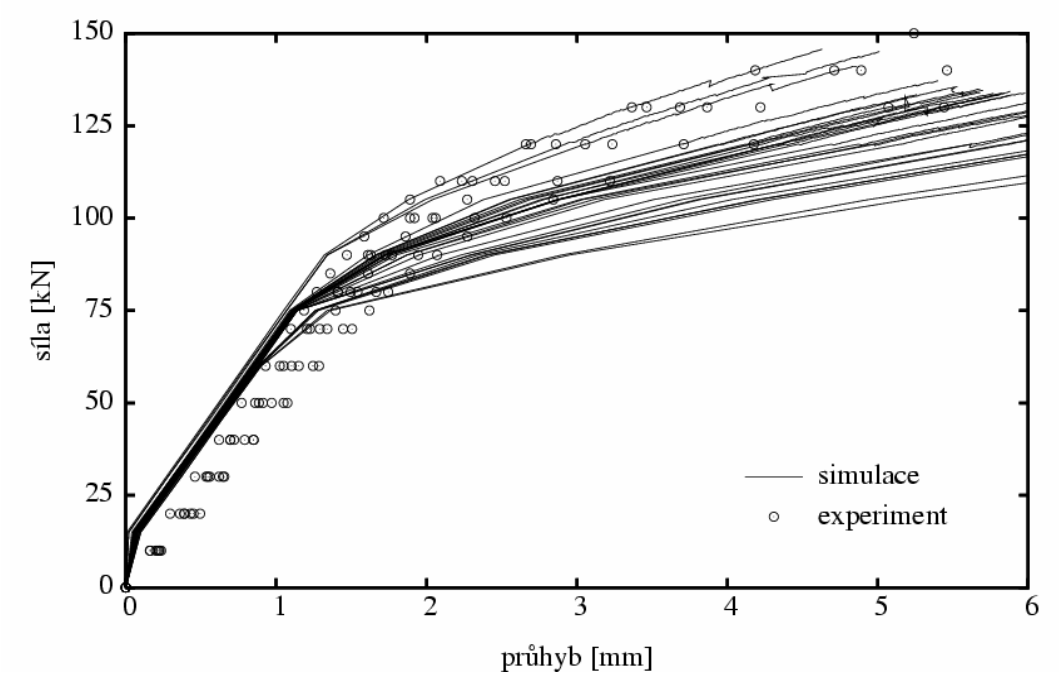
12.2 MODELOVÁNÍ CHOVÁNÍ PŘEDPJATÉHO PRAŽCE PŘI KONTROLNÍ ZKOUŠCE: VLIV PROMĚNLIVOSTI PŘEDPĚTÍ

Na vytvořeném stochastickém modelu se sleduje především vliv proměnlivosti vnášeného předpětí na výsledky zmíněné kontrolní zkoušky, opět studované pomocí srovnání testovaných a simulovaných diagramů zatížení-průhyb (Řoutil et al., 2005). Průběh pracovního diagramu předpínací výztuže byl v tomto případě zadán pomocí charakteristických bodů získaných při zkouškách ve zkušebně. Pro zadávání materiálových parametrů betonu se také použilo materiálového modelu SBETA, exponenciální typ tahového změkčení a model fixovaných trhlin.

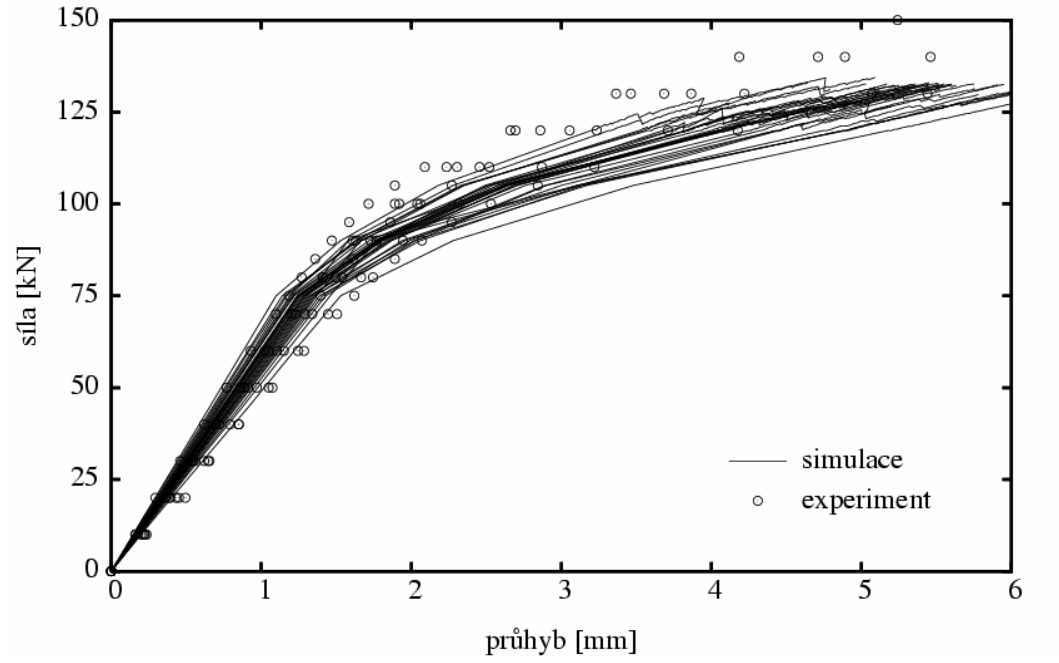
Využil se dříve uvedený model kontrolní statické zkoušky předpjatého pražce čtyřbodovým ohybem. Stochastický model byl zaměřen na vystihnutí vlivu proměnlivosti vnášeného předpětí na výsledky kontrolní zkoušky. Pravděpodobnostní rozdělení vnášeného předpětí bylo převzato z dříve publikovaných prací, realizovalo se pomocí proměnlivosti souřadnic konečného bodu diagramu trhací zkoušky předpínací výztuže. Na základě těchto rozdělení a reálného pracovního diagramu, který byl aproximován osmi lineárními úseky, došlo k vygenerování sady 30 numerických pracovních diagramů pro 30 realizací výpočtů metodou LHS.

Výsledkem analýzy modelu kontrolní zkoušky pražce systémem ATENA/FREET je např. soubor 30-ti diagramů zatížení-průhyb uprostřed rozpětí pražce (*l-d* diagramy) na obrázku 12.2. Na tomto obrázku můžeme výsledky numerických simulací srovnat se sedmi experimentálně získanými diagramy – připomeňme, že v tomto případě je uvažována pouze proměnlivost předpínací výztuže pražce skrze její pracovní diagram. Uveďme proto kvůli srovnání soubor 30-ti *l-d* diagramů získaných analýzou stochastického modelu pražce, ve kterém byl sledován vliv proměnlivosti parametrů betonu na chování pražce při kontrolní zkoušce – obrázek 12.3. Z uvedených souborů *l-d* diagramů je zřejmé, že vliv variability předpětí na výsledek kontrolní zkoušky je značný a to i při srovnání s vlivem variability vlastností betonu.

Ukazuje se, že statistické parametry předpínací výztuže nelze při návrhu/výrobě zanedbat a je nutno jim věnovat dostatečnou pozornost. Připusťme, že statistické parametry předpětí převzaté z dříve publikovaných prací bude nutno pro problematiku předpjatých pražců ověřit na vzorcích předpínací výztuže z konkrétních výroben. Uvedené snažení představuje jeden z postupných kroků při stanovování metodiky komplexní spolehlivostní analýzy předpjatých pražců.



Obr. 12.2 Sada diagramů zatížení-průhyb – proměnlivost předpínací výztuže



12.3 Sada diagramů zatížení-průhyb – proměnlivost betonu

12.3 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA ŠÍŘKY TRHLIN PŘEDPJATÉHO PRAŽCE PŘI KONTROLNÍ ZKOUŠCE

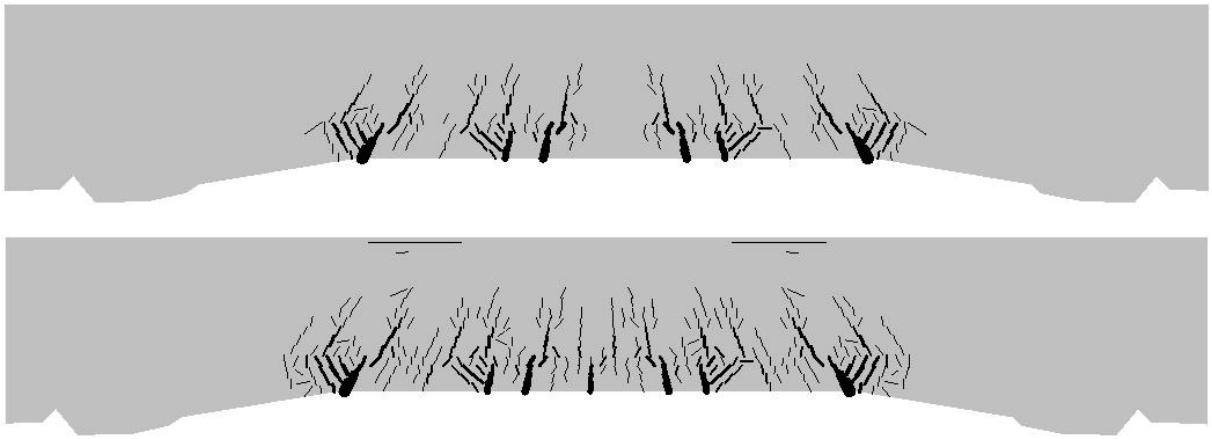
Důležitou součástí kontrolních zkoušek pražce je sledování šířky trhlin při zvětšujícím se zatížení. Byl komplexně analyzován model kontrolní zkoušky pražce čtyřbodovým ohybem, včetně proměnlivosti vybraných vstupních parametrů. Pro modelování zkoušky se využil nelineární MKP software ATENA (např. Červenka & Pukl, 2003), zohlednění proměnlivosti vstupů je provedeno pomocí systému pro stochastickou analýzu železobetonových a předpjatých

konstrukcí FREET/SARA (Novák et al., 2003). Deterministický model zkoušky pražce je tedy součástí modelu stochastického, což umožňuje sledovat důsledky náhodného charakteru vstupních parametrů (Řoutil, 2004) – zde především pravděpodobnost dosažení určité/zadané šířky trhlin při dané úrovni zatížení (Řoutil & Keršner, 2004).

Jako podklad pro spolehlivostní analýzu byl použit dříve zmíněný 2D model pražce – viz Veselý (2002), Veselý & Stibor (2002), Veselý et al. (2002), Veselý (2004) –, sestávající ze 167 styčníků, 294 linií a 128 makroprvků. Makroprvky mají proměnnou tloušťku, aby byla co nejlépe vystižena skutečná geometrie pražce. Předpětí bylo modelováno pomocí liniové výztuže s příslušnou hodnotou předpínací síly (opět včetně zahrnutí ztrát předpětí po délce předpínací výztuže), která probíhá v místech skutečné předpínací výztuže. Pro zadávání materiálových parametrů betonu byl využit materiálový modul SBETA zahrnující též lomovou energii, exponenciální typ tahového změkčení a model fixovaných trhlin. Pražec byl během čtyřbodového ohybu podepřen jako prostý nosník a byl zatěžován přírůstkem síly 15 kN v jednom zatěžovacím kroku (Řoutil, 2004).

Výpočet byl rozdělen do 130 zatěžovacích kroků. V prvních 13 krocích se použila Úplná Newton-Raphson metoda. Relativní chyba vektoru nevyrovnaného zatížení byla nastavena na 0,005, maximální počet iterací se omezil na 100. Pokud během tohoto počtu nedošlo ke konvergenci, přijal se výsledek sté iterace. Tento maximální počet byl nadstandardní, běžně se počet iterací omezuje na 40, popř. 60. Každé zvýšení maximálního počtu iterací mělo samozřejmě za následek delší čas potřebný pro numerickou analýzu. Od 13. zatěžovacího kroku již tato metoda nebyla stabilní a bylo nutno použít metodu Arc-Length.

Program ATENA umožňuje sledovat vznik a rozvoj trhlin. Obrázek 12.4 ilustruje vývoj stavu trhlin při 25. a 130. zatěžovacím kroku. Poznamenejme, že tento rozvoj trhlin velmi věrně reflektuje skutečný rozvoj trhlin v pražcích při kontrolních zkouškách.



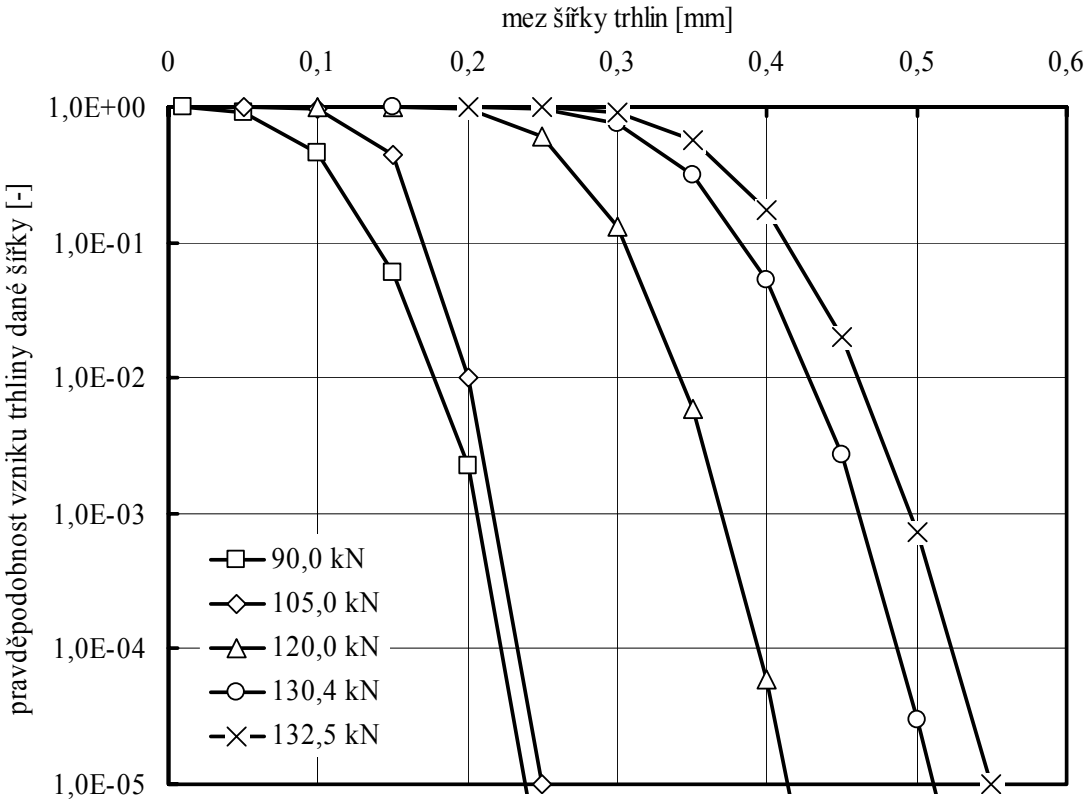
Obr. 12.4 Stav trhlin při 25. (nahoře) a 130. zatěžovacím kroku; Řoutil & Keršner (2004)

Náhodné vstupní veličiny se modelovaly pomocí programu FREET a to s rozdělením, které bylo odvozeno z hodnot získaných při zkouškách v laboratoři. Náhodnými veličinami byly – jako již dříve – parametry betonu pražce: modul pružnosti (střední hodnota 32 GPa, variační koeficient 8%, log-normální typ rozdělení pravděpodobnosti), pevnost v tahu (8 MPa, 12%, log-normální), pevnost v tlaku (68 MPa, 12%, normální) a specifická lomová energie (90 J/m^2, 25%, normální). Požadovaná vstupní data pro 30 simulací v programu ATENA byla vygenerována metodou LHS s využitím zavedení korelační matice (korelační koeficient pevností 0,99 a modulu pružnosti / lomové energie 0,37).

V rámci spolehlivostní analýzy byla provedena statistická analýza, zaměřená na hodnotu maximální šířky trhlin při zvyšujícím se zatížení; lze např. sledovat průběh variačního koeficientu maximální šířky trhliny při zvyšující se zatěžovací síle.

Data ze souboru simulovaných *l-d* diagramů byla zpracována také citlivostní analýzou pomocí hodnot Spearmanova korelačního koeficientu. Z výsledků lze uvést, že je dobře patrný měnící se vliv proměnlivosti jednotlivých veličin na proměnlivost výsledné hodnoty zatěžovací síly. Citlivostní analýza se zpracovávala pro zatěžovací sílu 30 kN (tato hodnota odpovídá téměř lineární části vzestupné větve zatěžovacího diagramu) a pro 105 kN (odpovídá silně nelineární části vzestupné větve, která je doprovázena šířením trhlin). S rostoucím počtem mikrotrhlin, resp. trhlin, roste vliv proměnlivosti lomové energie (korelační koeficient z 0,39 na 0,66) a naopak mírně klesá vliv modulu pružnosti (z prakticky 1,00 na 0,89) – téměř výhradně ovlivňuje proměnlivost hodnoty zatěžovací síly v úvodní, lineární větvi zatěžovacího diagramu. Jde o další podepření názoru, že úvahy o proměnlivosti lomově-mechanických parametrů nelze zanedbat, zvláště poté, co v tělese/pražci vzniknou první trhliny. Vliv proměnlivosti pevnosti v tahu a pevnosti v tlaku na proměnlivost výstupu se ukázal být velmi malý (korelační koeficient 0,05).

Již bylo naznačeno, že šířka trhliny hraje důležitou roli při řízení průběhu kontrolních zkoušek předpjatých pražců. Proto byla následující pravděpodobnostní analýza zaměřena na stanovení pravděpodobností, při kterých maximální šířka trhliny v betonu pražce (za předpokladu normálního rozdělení pravděpodobnosti této veličiny) překročí stanovenou mez. Výsledkem této komplexní analýzy je graf na obrázku 12.5.



Obr. 12.5 Pravděpodobnosti vzniku trhliny dané šířky při různých hodnotách zatížení

Na příkladu předpjatého pražce byly ukázány možnosti stochastické analýzy. Toto pojetí umožňuje postihnout náhodné rozdělení vstupních materiálových parametrů a výstupní parametry podrobit spolehlivostní analýze (statistická, citlivostní a pravděpodobnostní analýza).

Při statistické analýze byla dosažena dobrá shoda mezi výslednými daty z experimentu a z numerické analýzy (*l-d* diagramy), a to nejen v případě středních hodnot, ale i v ostatních statistických parametrech. Citlivostní analýza průběhu *l-d* diagramu doložila, že zatímco v betonu neporušeném trhlinami rozhodují o výsledných veličinách (zatěžovací síla *l-d* diagramu) tradiční parametry betonu (modul pružnosti), s rostoucí nelinearitou chování materiálu/konstrukce (a tedy s postupným rozvojem mikrotrhlin/trhlin v tělese) roste vliv lomově-mechanických parametrů na sledované výsledné parametry. Pravděpodobnostní analýza chování předpjatého pražce při kontrolní zkoušce byla zaměřena na stanovení pravděpodobnosti vzniku trhliny dané šířky při různých hodnotách zatížení.

Ukazuje se řada možností praktického využití stochastického modelování také v oblasti výroby a zkoušení předpjatých pražců. Případná redukce prováděných kontrolních zkoušek je podmíněna přesnější kalibrací výpočtového modelu, především v oblasti materiálových parametrů a jejich statistik. K tomuto účelu by bylo možno v budoucnu využít některou z metod identifikace materiálových parametrů výpočtového modelu.

Spolehlivostní analýza kontrolní zkoušky předpjatého pražce bude dále směřovat ke stanovení kritického zatížení při vzniku první trhliny u obou studovaných konfigurací zkoušek a vlivu jednotlivých materiálových charakteristik na hodnotu tohoto zatížení; z již porušeného pražce by mělo být možno odhadnout, jaká úroveň zatížení způsobila vznik prvních trhlin.

13 ZÁVĚRY

Habilitační práce se zabývá především uplatněním lomové mechaniky v oblasti cementových kompozitů. Na základě znění jednotlivých teoreticky i aplikačně orientovaných kapitol lze shrnout, že byla věnována pozornost následujícím oblastem:

- problematice lomových parametrů kvazikřehkých materiálů především na silikátové bázi – betonu, malty, zatvrdlé cementové pasty;
- metodám a postupům k určování lomových parametrů těchto materiálů, jakož i jejich vyhodnocování se zaměřením na optimální varianty a možnosti;
- podkladům k využití výsledků lomových experimentů jednak v oblasti řízení technologie cementových kompozitů v praxi, především pak při modelování chování betonových konstrukcí či prvků s ohledem na jejich porušování trhlinami, a to jak v oblasti deterministických, tak také stochastických výpočtů;
- započetí studií/prací interdisciplinárního charakteru, např. ve směru stochastické lomové mechaniky a spolehlivosti betonových konstrukcí;
- šíření a prohlubování znalostí mezi doktorandy, studenty i odborníky z praxe – např. zmiňovaná organizace mezinárodních sympózií *Non-Traditional Cement and Concrete* (rok 2002 a 2005), seminářů *Problémy lomové mechaniky* ve spolupráci s pracovištěm Ústavu fyziky materiálů AV ČR v Brně (v roce 2005 již 5. ročník), více než 30 tzv. *komorních* seminářů především pro studenty doktorského studia.

Výhledy budoucího zaměření výzkumu ve studované oblasti může naznačit následující výčet, přičemž ve všech těchto bodech byly jisté kroky již podniknuty:

- pokroky v určování „skutečné“ lomové energie cementových kompozitů;
- automatizace identifikace hodnot lomově-mechanických parametrů studovaných materiálů ze statických lomových experimentů pro účely MKP modelování konstrukcí/prvků z těchto materiálů;
- rozšíření pravděpodobnostních výstupů modelování únosnosti a šířky trhlin u dalšího typu kontrolní zkoušky pražců;
- dynamické účinky a únavové zkoušky pražcového betonu s ohledem na spektrum zatížení pražců v praxi;

- určování lomových parametrů a následné MKP modelování konstrukcí/prvků z materiálů na bázi cementové i jiné silikátové matrice, se zvláštní pozorností na vláknové kompozity;
- pokroky v odhalování vztahů lomově-mechanických charakteristik a struktury/mikro-struktury materiálů, včetně fraktálních aspektů lomu;
- lomové parametry kompozitů ve vztahu k degradaci materiálů/konstrukcí.

Autor práce je přesvědčen, že 21. století přeje (lze-li tento výraz použít) také kvazikřehkým materiálům, jako je právě beton; jeho nové formy (co do technologie, použití, trvanlivosti) vedou k výrazným změnám a pokroku při budování stavebních děl. V tomto trendu bude nepochybně místo lomové mechaniky nezastupitelné.

14 VÝBĚR Z POUŽITÉ LITERATURY

[1] ANDERSON, T. L. (1995) Fracture Mechanics – Fundamentals and Applications, 2nd edition, CRC Press Inc.

[2] BARR, B. I. G. & LEE, M. K. (2004) A four-exponential model to describe the bahaviour of fibre reinforced concrete. Materials and Structures, Vol. 37, No. 271

[3] BAŽANT, Z. P. & BECQ-GIRAUDON, E. (2002) Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Cement and Concrete Research 32 (4), 529–556

[4] BAŽANT, Z. P. & PLANAS, J. (1998) Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials. CRC Press, Boca Raton, Florida

[5] BÍLEK, V., BRANDŠTETR, J., KERŠNER, Z. & SCHMID, P. (2000) Role of admixtures in degradation of fracture properties of concrete. Sborník CANMET/ACI konference Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete, Nice, 153–167

[6] BÍLEK, V. & KERŠNER, Z. (1998) The anomaly of strength development: Fracture mechanics and microstructure investigation. Sborník RILEM konference Non Destructive Testing and Experimental Stress Analysis of Concrete Structures, Košice, 54–58

[7] BÍLEK, V. & KERŠNER, Z. (1999) Toughening mechanisms and fracture characteristics of concrete. Sborník kongresu Creating with conrete, Dundee, 71–78

[8] BÍLEK, V., KERŠNER, Z. & SCHMID, P. (1997a) Fracture mechanics of aggregate-paste interface. Proc. Int. Symp. Brittle Matrix Composites BMC5, A. M. Brandt, V. C. Li, I. H. Marshall eds., Warsaw, 300–309

[9] BÍLEK, V., KERŠNER, Z. & SCHMID, P. (2003a) Toughening mechanisms in concrete: influence of aggregate type. Sborník sympozia Brittle Matrix Composites BMC 7, Warsaw, 269–275

[10] BÍLEK, V., MOSLER, T., KERŠNER, Z. & SCHMID, P. (2001b) Development of fracture characteristics of hardened cement pastes and causes of microcracking. In R. De Borst, J. Mazars, G. Pijaudier-Cabot & J. G. M. Van Mier (eds), Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proc. FRAMCOS-4, Cachan, 177–181, A. A. Balkema Publishers, The Netherlands, ISBN 90-2651-825-0

[11] BITTNAR, Z. & ŠEJNOHA, J. (1992) Numerické metody mechaniky, 1. a 2. díl. Praha, Vydavatelství ČVUT

[12] CARPINTERI, A. (Ed.) (1999) Nonlinear crack models for nonmetalic materials. Dordrecht, Kluwer Academic Publishers

[13] ČERVENKA, V. & PUKL, R. (2002–2005) ATENA – Theory and Users manual for ATENA 2D. Červenka Consulting, Praha

[14] ELICES, M., GUINEA, G. V. & PLANAS, J. (1997) On the measurement of concrete fracture energy using three-point bend tests. Materials and Structures, Vol. 30, 375–376

[15] FRANTÍK, P., KERŠNER, Z. & ŘOUTIL, L. (2004) Aplikace 2e modelu: modifikace určení parametrů. Sborník konference Experiment – významný zdroj poznání a verifikace metod navrhování nosných stavebních konstrukcí, Brno, 97–100, ISBN 80-7204-354-4

[16] GRIFFITH, A. A. (1921) The phenomena of rupure and flow in solids. Phil. Trans. Royal Soc., London, 163–198
[17] GUINEA, G. V., PLANAS, J. & ELICES, M. (1992) Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 1–Influence of experimental procedures. Materials and Structures 25, 212–218
[18] HILLERBORG, A. (1985) The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete. Materials and Structures, 18, 291–296
[19] HILLERBORG, A., MODÉER, M. & PETERSSON, P. E. (1976) Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, 6, 773–782
[20] JENQ, Y. & SHAH, S. P. (1985) Two Parameter Fracture Model for Concrete. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 10, 1227–1241
[21] KARIHALOO, B. L. (1995) Fracture mechanics of concrete. Longman Scientific & Technical, New York
[22] KARIHALOO, B. L., CARPINTERI, A. & ELICES, M. (1993) Fracture mechanics of cement mortar and plain concrete. Advanced Cement Based Materials, 1, 92–105
[23] KARIHALOO, B. L. & NALLATHAMBI, P. (1989) An improved effective crack model for the determination of fracture toughness of concrete. Cement and Concrete Research, 19, 603–610
[24] KERŠNER, Z. & BÍLEK, V. (1998) Infuence of microstructure on toughening mechanisms of concretes. Engineering Mechanics, Vol. 5, No. 3, 199–201
[25] KERŠNER, Z., BÍLEK, V. & SCHMID, P. (1999) Fracture mechanics study of two aspects reducing mechanical characteristics of concrete. Acta Polytechnica, Praha, Vol. 39, 2/1999, 25–38
[26] KERŠNER, Z., NÁHLÍK, L. & KNÉSL, Z. (2002a) Analýza interakce kamenivo-trhlina z hlediska lomových charakteristik betonu. Beton, č. 5, 40–43
[27] KNÉSL, Z. (1991) A Criterion of V-Notch Stability. International Journal of Fracture, 48, R79–R83
[28] KNÉSL, Z. & BEDNÁŘ, K. (1998) Dvouparametrová lomová mechanika: Výpočet parametrů a jejich hodnoty. ÚFM AV ČR, Brno
[29] KNÉSL Z., KNÁPEK A. & BEDNÁŘ K. (1998) Evaluation of the critical stress in bonded materials with a crack perpendicular to the interface. Proc. Int. Conf. Surface Modification Technologies XI. (T. S. Sudarshan, M. Jeandin & K. A. Khor eds), The Institute of Metals, London, 153–159
[30] KNÉSL, Z., NÁHLÍK, L. & KERŠNER, Z. (2001) Calculation of the critical stress in two-phase materials. Sborník konference Structural Engineering, Mechanics and Computation SEMC 2001, Cape Town, 737–744, ISBN 0-08-043948-9
[31] KUNZ, J. (1994, 2000) Základy lomové mechaniky. Praha, Vydavatelství ČVUT
[32] LANGE-KORNBAK, D. & KARIHALOO, B. L. (1998) Design of Fiber-Reinforced DSP Mixes for Minimum Brittleness. Advanced Cement Based Materials, 7, 89–101
[33] LI, V. C. & HUANG, J. (1990) Relation of concrete fracture toughness to its internal structure. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1/2/3, 39–46
[34] LIPETZKY P. & KNÉSL Z. (1995). Crack-particle interaction in a two-phase composite. Part II: crack deflection. International Journal of Fracture 73:1, 81–92
[35] MERCHANT, I. J., MACPHEE, D. E., CHANDLER, H. W. & HENDERSON R. J. (2001) Toughening cement-based materials through the control of interfacial bonding. Cement and Concrete Research, 31, 1873–1880
[36] MURAKAMI, Y. et al. (1987) Stress Intensity Factor Handbook I, II, III. Pergamon Press
[37] NÁHLÍK, L. (2002) Šíření únavových trhlin v okolí rozhraní dvou elastických materiálů. Disertační práce, ÚMT FSI VUT v Brně / ÚFM AV ČR Brno

[38] NOVÁK, D., KERŠNER, Z., LEHKÝ, D., ŘOUTIL, L., VOŘECHOVSKÝ, M., KNĚZEK, J. & PUKL, R. (2005) Virtual stochastic simulation of fiber reinforced concrete experiments. Sborník 1st Central European Congress on Concrete Engineering 2005, Graz, 35–38
[39] NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M. & RUSINA, R. (2003) Small-sample Probabilistic Assessment – software FREET, sborník konference ICASP 9, 9th International Conference on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, San Francisco, 91–96
[40] PUKL, R., ČERVENKA, J., ČERVENKA, V., NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M. & LEHKÝ, D. (2005) Deterministic and Statistical Models for Nonlinear FE-analysis of FRC-based Structures. Sborník 1st Central European Congress on Concrete Engineering 2005, Graz, 130–133
[41] REINHARDT, H. W. & XU, S. (1998) Numerical experiments and characteristics of the new K_R-curve for the complete fracture process of three-point bending beams. Sborník FRAMCOS-3, Gifu, 399–408
[42] ŘOUTIL, L. (2004) Modelování chování předpjatého pražce při kontrolní zkoušce s uvažováním variability vstupních parametru, především lomových. Diplomová práce, STM FAST VUT v Brně
[43] ŘOUTIL, L. & KERŠNER., Z. (2004) Pravděpodobnostní analýza šířky trhlin předpjatého pražce při kontrolní zkoušce. Sborník konference Pravděpodobnost a porušování konstrukcí 2004, Brno, 307–312, ISBN 80-214-2718-3
[44] ŘOUTIL, L., KERŠNER, Z. & VESELÝ, V. (2005) Modelování chování předpjatého pražce při kontrolní zkoušce: vliv proměnlivosti předpětí. Sborník Modelování v mechanice 2005, Ostrava, 217–220, ISBN 80-248-0776-9
[45] SEITL, S. (2003) Dvouparametrová lomová mechanika: popis krátkých únavových trhlin. Disertační práce, ÚMT FSI VUT v Brně / ÚFM AV ČR Brno
[46] SHAH, S.P. (2002) High Performance Concrete: Strength vs. Ductility and Durability. Sborník Non-Traditionmal Cement and Concrete, Bílek & Keršner (eds.), Brno, 347–358
[47] SHAH, S. P., SWARTZ, S. E. & OUYANG, CH. (1995) Fracture mechanics of concrete: Applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials. J. Wiley & sons, New York
[48] SCHMID, P., BÍLEK, V. & KERŠNER, Z. (1998) Lomové parametry betonu a metody jejich zjišťování. Sborník konference Betonářské dny 98, Pardubice, 266–271
[49] STIBOR, M. (2004) Lomové parametry betonu a jejich určování. Disertační práce, STM FAST VUT v Brně
[50] TADA, H., PARIS, P. C. & IRWIN, G. R. (2000) The Stress Analysis of Cracks Handbook. Third edition, ASME, New York
[51] VESELÝ, V. (2004) Parametry betonu pro popis lomového chování. Disertační práce, STM FAST VUT v Brně
[52] VESELÝ, V. & KERŠNER, Z. (2004) Resistance surface concept for concrete fracture. Sborník mezinárodní konference Fracture Mechanics of Concrete Structures FraMCos-5, Li et al. (eds), Vail, Colorado, 407–414, ISBN 0 87031 135 2
[53] WILLIAMS, M. L. (1957) On the stress distribution at the base of stationary crack. ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 24, 109–114
[54] WITTMANN, F. H., SLOWIK, V. & ALVAREDO, M. (1994) Probabilistic Aspects of Fracture Energy of Concrete, Materials and Structures, Vol. 27, 499–504
[55] XU, S. & REINHARDT, H. W. (1998b) Determination of the double-K fracture parameters in standard three-point bending notched beams. Sborník FRAMCOS-3, Gifu, 431–440

ABSTRACT

The presented habilitation thesis engages in aspects of brittleness of cement-based composites with use fracture mechanics approaches. It resumes the results and information that the author has obtained and has shared for about last 10 years of his activity as the member of the Institute of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering at Brno University of Technology. The accent is laid down in the field of application of theoretical knowledge of fracture mechanics of quasi-brittle materials in building industry.

There are presented the reasons for use of methods and basic concepts of fracture mechanics for cement-based composites following the introduction and motivational passages. The attention is paid to the basic non-linear models for concrete too, including so called approximate models. The test methods for determination of fracture parameters (fracture energy, effective crack extension crack, fracture toughness, toughness and critical crack opening) are reminded. It deals with structural brittleness of concrete or concrete structures. Mainly application passage on modelling of concrete as two-phase material with intention to description of interaction between crack and particle of aggregate is following. The significant processes of toughening are also described. The special chapter deals with problems of approximation of load-deflection diagrams obtained from fracture experiments.

The final parts of habilitation thesis are focused to the practical applications. There is analysed the use of characteristic length for evaluation of behaviour of structures from selected composites, e.g. high performance concrete with fibres and concrete with addition of microsilica. Special attention is paid to modelling of tests of pretensioned railway sleeper and the comparison of results with experiments: the application of fracture mechanics approach is supported by reliability approach here.