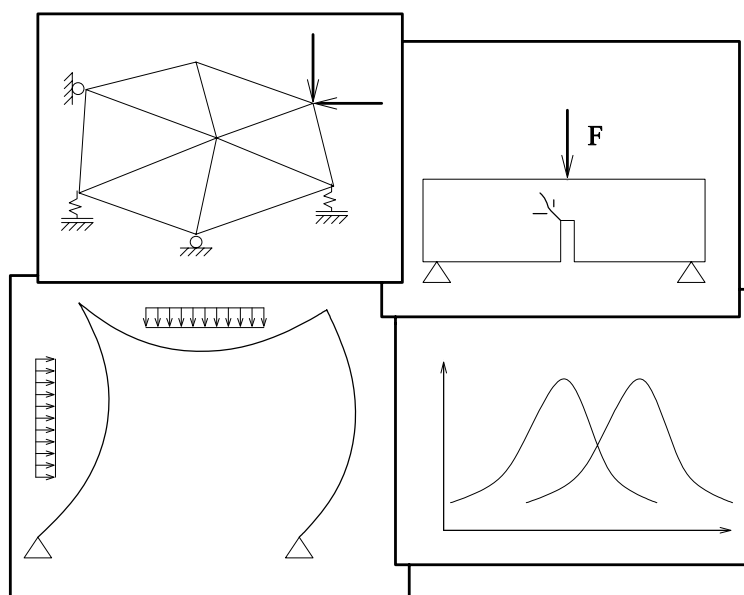


VYSOKÁ ŠKOLA BÁŇSKÁ – TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA
FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA STAVEBNÍ MECHANIKY

MEZINÁRODNÍ KONFERENCE

MODELOVÁNÍ V MECHANICE



SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

1. – 2. ÚNORA 2006

Název publikace: Sborník příspěvků konference Modelování v mechanice 2006
Vydala: VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
Autor: Kolektiv autorů
Datum vydání: únor 2006
ISBN: 80-248-1035-2

Materiály neprošly jazykovou úpravou a jsou přetištěny v původním znění

OBSAH

Brožovský Jiří, Kasl Libor, Materna Alois: Příspěvek k fyzikálně nelineárnímu modelování zděných a železobetonových konstrukcí	1
Podešva Jiří: Metodika výpočtu náhradní tuhosti nosníku	3
Mynarz Miroslav, Krejsa Martin: Možnosti numerického modelování klenby tunelu	5
Mikolášek David, Brožovský Jiří: 3D model dřevěného vazníku	7
Gratza Roman, Kytýr Jiří: Podzemní ležatá válcová nádrž z termoplastu	9
Řoutil Ladislav, Veselý Václav, Štancl Patrik, Keršner Zbyněk: Simulace určování lomové energie: vliv hustoty sítě	11
Pěňčík Jan, Florian Aleš: 3D analýza železniční estakády na trati Praha-Hlavní nádraží	13
Michalcová Vladimíra, Kozubková Milada: Experimentální a numerické modelování účinků zatížení konstrukcí větrem	15
Michalcová Vladimíra, Michalec Zdeněk, Lausová Lenka: Numerické modelování účinků zatížení konstrukcí větrem v reálné atmosféře	17
Kormaníková Eva: Numerický přístup 2-D modelovania ortotropných laminátov	19
Tvrdá Katarína, Dický Jozef: Optimálny návrh konštrukcií	21
Ivánková Oľga, Králik Juraj: Staticko-dynamická analýza ventilačného komína	23
Králik Juraj: Analýza bezpečnosti a spoľahlivosti tlmičov od rázového zaťaženia pri páde kontajnera	25
Králik Juraj, Králik Juraj ml.: Statická, stabilitná a dynamická analýza výškovej budovy CBC v Bratislave	27
Krištofovič Vladimír, Kotrasová Kamila: Spolupôsobenie oceľového vežového vodojemu s podložím pri seizmickom budení	29
Krištofovič Vladimír, Lošonská Martina: Seizmická odolnosť železobetónových budov podľa nových normových predpisov	31
Melcer Jozef: Kmitanie mosta vyvolané pohybom vozidla	33
Moravčík Milan: Rázové účinky v konštrukcii trate	35

Vymlátil Petr:	
Výpočtový model konstrukce železniční trati pro explicitní dynamickou analýzu	37
Rieger Miloš:	
Posouzení požární odolnosti spřažených ocelobetonových sloupů	39
Kubečka Karel, Krejsa Martin, Jonov David:	
Rizika modelování nosných konstrukcí střech	41
Matesová Dita, Pernica Florentina, Teplý Břetislav:	
Mezní stavy trvanlivosti – modelování a rozměr času	43
Sýkora Miroslav:	
Modelování kombinací časově závislých zatížení s náhodnou intenzitou ..	45
Janas Petr, Krejsa Martin, Krejsa Vlastimil:	
Optimalizace výpočtu v programovém systému ProbCalc	47
Florian Aleš, Pěňčík Jan:	
Simulace zatěžovací zkoušky železobetonového nosníku s uvažováním vlivu nejistot	49
Podroužek Jan, Novák Drahomír:	
Nelineární 3D modelování experimentů jednoosého tahu	51
Eliáš Jan, Vořechovský Miroslav:	
Software SmartEdt - Smoothing by Averaging and Reduction of Testing Data	53
Frantík Petr:	
Simulace ztráty stability štíhlého prutu při kroucení	55
Matesová Dita, Keršner Zbyněk:	
Vliv vodního součinitele a typu uložení vzorků při zrání na lomové parametry betonu	57
Mistríková Zora:	
Porovnanie modelov kontaktnej úlohy rotačne symetrickej kruhovej dosky s polpriestorom	59
Abayomi Omishore, Zdeněk Kala:	
Fuzzy analýza vzpěrných délek ocelového rámu	61
Kološ Ivan, Janas Petr:	
Měrná deformační energie otevřeného ocelového profilu namáhaného tlakem za ohybu	63
Čajka Radim, Maňásek Petr:	
Stanovení třecích parametrů kluzných spár ze zkoušek a jejich aplikace MKP	65
Frydryšek Karel, Václavek Leo:	
Nosníky na pružném podkladu řešené metodou SBRA	67
Blaheta Radim:	
Paralelní výpočty a MKP	69
Malík Josef:	
Nelineární modely visutých mostů	71

PŘÍSPĚVEK K FYZIKÁLNĚ NELINEÁRNÍMU MODELOVÁNÍ ZDĚNÝCH A ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

CONTRIBUTION TO NON-LINEAR FINITE ELEMENT MODELLING OF MASONRY
AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Jiří Brožovský¹, Libor Kasl², Alois Materna³

Abstract

The article summarizes the present works of the authors in the area of non-linear finite element method modelling of masonry and reinforced concrete structures and it also discusses future direction of their research. The FEM computer programs created at the Department of Structural mechanics are also mentioned.

1 Úvod

V minulých letech probíhaly na pracovištích Fakulty stavební VŠB-TUO výzkumné práce v oblasti rozvoje inženýrských metod nelineární analýzy železobetonových a zděných konstrukcí. Jejich výsledky byly aplikovány mimo jiné při řešení grantového projektu GA ČR 103/02/0990. V příspěvku jsou zmíněny používané postupy, vytvořené výpočetní programy, ale také zjištěné nedostatky. Diskutovány jsou také postupy a směřování budoucích prací a plánované cíle.

Při řešení se vycházelo z použití metody konečných prvků v 2D nebo, v některých případech, v 3D úlohách. Po vyzkoušení některých jednodušších typů konečných prvků pro tento typ analýz byly nadále preferovány izoparametrické konečné prvky (pro 2D i 3D úlohy), které poskytují přesnější výsledky.

Nelineární chování modelovaných materiálů bylo respektováno pomocí modelu pružně-plastického působení, chování materiálu s tahovými trhlinkami bylo modelováno prostřednictvím konceptu rozmazaných trhlin.

Pro praktické vyzkoušení teoretických vztahů byly sestaveny výpočetní programy AFEM a uFEM. Vzhledem k náročnosti výpočtů větších konstrukcí byly ověřovány také možnosti tvorby modelů konstrukcí s tzv. homogenizovanými vlastnostmi materiálu, které byly získávány z přesnějších analýz podrobných modelů částí konstrukcí. Tento postup byl ověřován proto, že je v současné době poměrně oblíben a často bývá doporučován. Tyto výpočty se omezovaly pouze na lineární homogenizované materiálové vlastnosti a studované konstrukce byly počítány programovým systémem ANSYS.

2 Používané konečné prvky a postupy výpočtu

Pro většinu prací byly vybrány izoparametrické konečné prvky. Praktické výpočty byly téměř vždy realizovány pomocí prvků čtyřuzlových. Bylo tomu tak proto, že u prvků s více uzly se neprokázala jejich větší vhodnost při řešení konstrukcí s relativně

¹ Ing. Jiří Brožovský, Ph.D., VŠB-Technická univerzita Ostrava. Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, L. Poděštné 1875, 708 33 Ostrava, e-mail: jiri.brozovsky@unix.net

² Ing. Libor Kasl, VŠB-Technická univerzita Ostrava. Fakulta stavební, Katedra pozemního stavitelství, L. Poděštné 1875, 708 33 Ostrava, e-mail: libor.kasl@vsb.cz

³ Doc. Ing. Alois Materna, CSc., MBA, VŠB-Technická univerzita Ostrava. Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, L. Poděštné 1875, 708 33 Ostrava, e-mail: alois.materna@vsb.cz

jednoduchou geometrií a naopak použití čtyřuzlových prvků je z praktického hlediska (tvorba sítě konečných prvků atd.) jednodušší.

V prostorových úlohách byly využívány osmiuzlové prvky ve tvaru šestistěnu. Podobně jako v případě 2D prvků byly i v tomto případě testovány prvky s více uzly (dvaceti), ale v praktických úlohách autoři preferují prvky s nižším počtem uzlů .

3 Konstitutivní modely

Při většině dosavadních prací bylo předpokládáno nelineární působení materiálů (beton, malta), které je schematicky zobrazeno na Obr. 1. V tlaku se předpokládalo pružně-plastické chování bez zpevnění. V některých výpočtech [3] bylo místo lineární tlakové větve uvažováno nelineární zpevnění až do meze pevnosti podle [13]. Výstižnějším modelem by sice bylo zavádění změkčení materiálu po dosažení meze tlakové únosnosti, ale vzhledem k relativně menšímu významu tohoto způsobu porušení betonu bylo prozatím (pro zjednodušení výpočtů) používáno popsané chování.

Chování materiálů v tahu bylo zaváděno jako zpočátku lineární a po dosažení tahové pevnosti byla uvažováno změkčení vyplývající z modelu rozmazaných trhlin.

Pro určení stavu materiálu byly používány různé podmínky plasticity a porušení materiálu, které jsou podrobněji diskutovány v [2] a [3]; v dalším textu budou uvedeny jen nejdůležitější.

Určitou komplikací se ukázala být skutečnost, že sestavované modely byly založeny na kombinaci pružně-plastického chování a modelu rozmazaných trhlin – ve fázi přechodu mezi těmito dvěma modely docházelo k někdy nezanedbatelným nepřesnostem ve výpočtu.

4 Výpočetní programy

Pro potřeby práce [2] byl vypracován program AFEM [3]. Ten umožňuje, mimo jiné, fyzikálně nelineární analýzu železobetonových konstrukcí ve 2D úlohách s využitím výše popisovaných postupů (Chen-Chenova podmínka plasticity, model porušení podle CEB-FIP, Ohtaniho model zpevnění, koncept rozmazaných trhlin a řešení pomocí Newtonovy-Raphsonovy metody a Metody délky oblouku). Většina z dále uvedených příkladů byla počítána tímto programem. Program je vypracován v programovacím jazyce C a je vybaven také grafickým uživatelským rozhraním pro snazší zadávání geometrie konstrukcí a ostatních vstupních dat.

Protože v letech 2003 a 2004 vyvstala potřeba úpravy programu pro paralelní provádění, aby bylo možné plně využít výpočetních možností nabízených paralelními superpočítači [18]. Vzhledem k tomu, že stávající program neumožňoval dostatečně efektivní úpravu, byl vytvořen nový program uFEM [10], na jehož základě byly postupně budovány i další potřebné programové komponenty (např. 3D modelátor, postprocesor).

Poděkování

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 103/06/1801.

METODIKA VÝPOČTU NÁHRADNÍ TUHOSTI NOSNÍKU.

THE METHODOLOGY OF THE BEAM STIFFNESS SUBSTITUTION CALCULATION.

Jiří Podešva¹

Abstract

The calculation of the horizontal mine opening steel support can be performed by the special program, developed on the Department of civil mechanics. It can take into account the geometrical non-linearity (large displacement), but other effects, like plasticity and stiffness decrease due to change of the support section are not able to include into calculation. The paper describes the possibility to express these effects like the change of the beam stiffness $E \cdot J$.

1 Úvod

Na katedře stavební mechaniky Fakulty stavební VŠB - Technické univerzity Ostrava byl vyvinut výpočtový program v prostředí MS Excel, umožňující provádění výpočtů deformace a namáhání obloukových ocelových výztuží vodorovných důlních děl silovou metodou. Kromě lineární statiky program umožňuje zahrnout do modelu i geometrickou nelinearitu.

Program však neumožňuje zahrnout materiálovou nelinearitu (plasticita) ani pokles ohybové tuhosti vlivem změny nosného profilu, vedoucí až ke ztrátě stability tvaru.

Tento příspěvek se zabývá definováním a výpočtem náhradní ohybové tuhosti ($E \cdot J$), nahrazující zmíněné efekty.



Deformace profilu při ohybu.

2 Nelineární ohyb nosníku

Lineární teorie nosníků vychází z předpokladu malých deformací, předpokladu zachování rovinnosti průřezu a z předpokladu platnosti Hookova zákona a vede k lineárnímu rozložení napětí po ploše průřezu.

Při skutečné deformaci se objevují tři druhy nelinearity : geometrická nelinearita, materiálová nelinearita a změna profilu při ohybu.

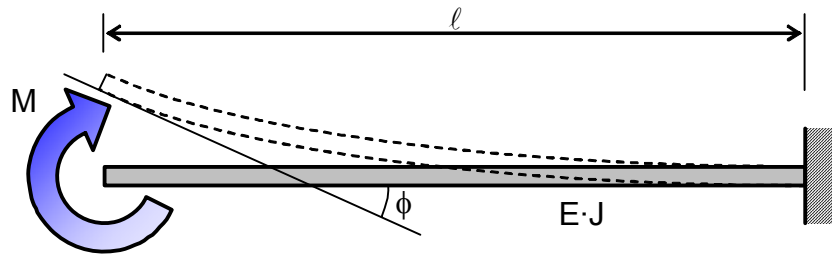
3 Modelování metodou konečných prvků

Nelineární ohyb profilu výztuže byl předmětem počítačového modelování na bázi metody konečných prvků. Tento přístup umožňuje zahrnutí všech tří, výše uvedených druhů nelinearity.

¹ Doc. Ing. Jiří Podešva, Ph.D., VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta strojní, katedra mechaniky, 17. listopadu 15, Ostrava - Poruba, jiri.podesva@vsb.cz

4 Ohybová charakteristika nosníku a náhradní tuhost

Pro analýzu ohybové tuhosti byl zvolen jednostranně vetknutý nosník, zatížený na volném konci silovou dvojicí. Průběh ohybového momentu je po celé délce nosníku konstantní.

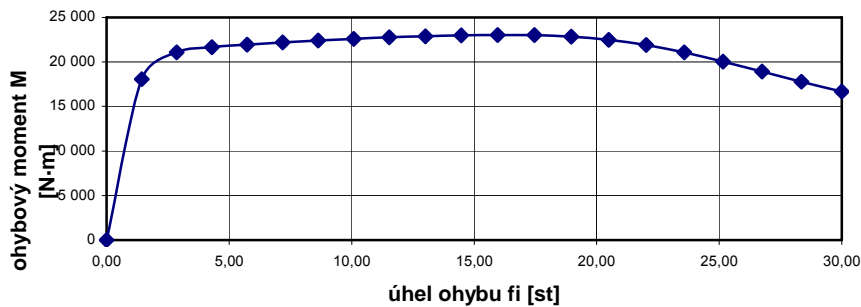


Ohyb dokonale vetknutého nosníku.

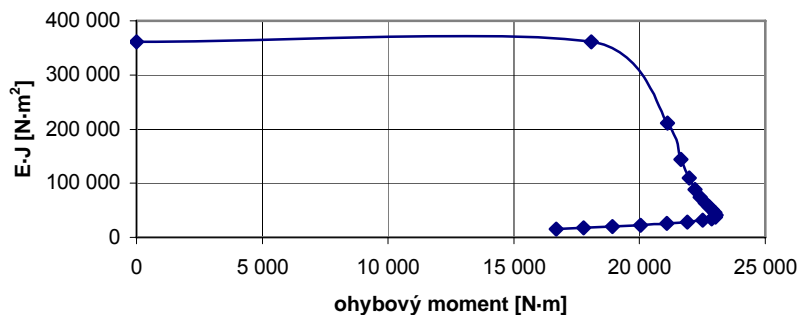
Úhel natočení volného konce je dán výrazem :

$$\phi = \frac{M \cdot \ell}{E \cdot J} \quad \text{a tedy} \quad E \cdot J_{(M)} = \frac{M \cdot \ell}{\phi}$$

Výstupem výpočtu je postupně narůstající úhel ohnutí ϕ a odpovídající moment M.



Závislost ohybového momentu M na úhlu ohnutí ϕ představuje ohybovou charakteristiku. Lze na ní pozorovat počáteční lineární úsek. Pak však, zaznamenáváme podstatně zpomalený nárůst ohybového momentu, resp. výrazně zrychlený ohyb. Při úhlu ohnutí cca 17° dochází k výraznému otevření profilu (viz obrázek výše) a tím ke snížení tuhosti. Tento bod představuje ztrátu stability tvaru a při zachování zatížení zhroucení konstrukce. Z charakteristiky lze odvodit závislost náhradní tuhosti E·J na zatížení.



Tato náhradní tuhost umožňuje zahrnutí materiálové nelinearity i změny profilu do výpočtového programu MS Excel.

MOŽNOSTI NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ KLENBY TUNELU

POTENTIAL OF NUMERICAL MODELING OF TUNNEL ARC

Miroslav Mynarz¹, Martin Krejsa²

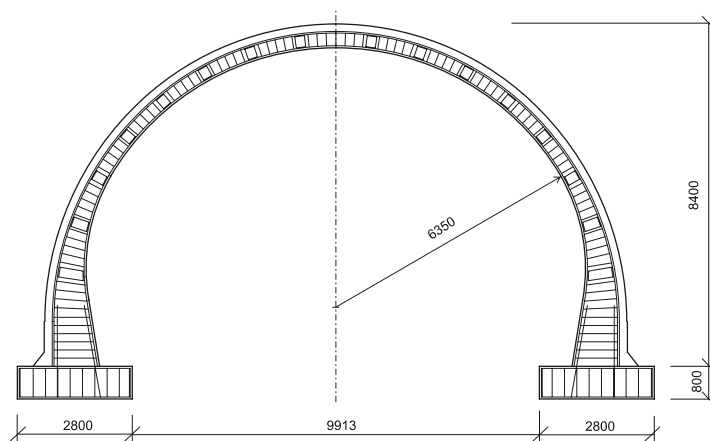
Abstract

This paper aims on showing the potential of current computers when modeling and solving non-linear tasks in the field of structural mechanics. This potential is shown on a finite-element model of reinforced concrete tunnel arc. To analyze the structure the model was created considering geometric non-linearity and passive resistance of surrounding soil.

1 Úvod

Poznatky o statických a přetvárných vlastnostech nosných systémů lze získat na základě nákladných a časově náročných experimentálních zkoušek na zkušebních zařízeních nebo pomocí numerického modelování. V některých případech je experimentální přístup složitě realizovatelný, a tehdy se nabízí možnost využít ke zkoumání chování konstrukcí kvalitní programový systém pro matematické modelování dané problematiky, který využívá materiálové modely zohledňující změny geometrie a mechanických vlastností konstrukce. Tyto možnosti jsou předvedeny na numerickém modelu železobetonové konstrukce klenby silničního tunelu. Vytvoření a prvotní odladění matematického transformačního modelu řešené konstrukce představuje první krok k aplikaci nových metod pro navrhování a posuzování konstrukcí s ohledem na specifickou hladinu spolehlivosti a trvanlivosti.

K výpočtům byl využit program ATENA 2D založený na metodě konečných prvků. Jde o software vyvinutý speciálně k modelování nelineárních úloh z oblasti betonových a železobetonových konstrukcí a prvků.



Obr. 1: Konstrukce klenby tunelu

¹ Miroslav Mynarz, Ing., VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, 708 33, Ostrava-Poruba, e-mail: miroslav.mynarz@vsb.cz

² Martin Krejsa, Ing. Ph.D., VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, 708 33, Ostrava-Poruba, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz

2 Základní popis konstrukce

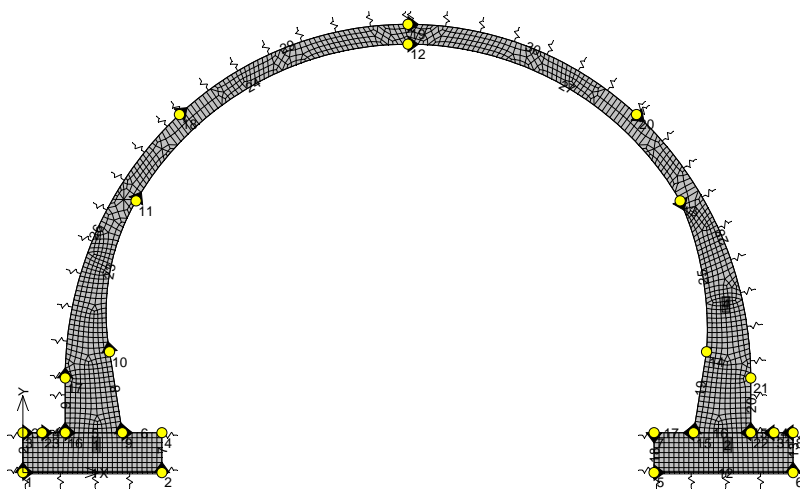
Posuzovanou konstrukcí je betonová klenba zasypávané části silničního tunelu (viz obr. 1), opatřená ocelovou výztuží a ztužujícími koši.

3 Popis modelu

K výpočtům byl využit program ATENA 2D pracující metodou konečných prvků. Dvourozměrný model představuje příčný průřez konstrukcí a je tvořen čtyřúhelníkovými prvky typu CCIsoQuad (viz [2]). Zatížení bylo zavedeno jako silové dle jednotlivých kombinací zatěžovacích stavů.

Vzhledem k tomu, že konstrukce je založena na poddajném podloží, bylo uložení modelu voleno jako pružně poddajné. Po celém obvodu konstrukce byly rovněž zavedeny kontaktní pružiny [1], jejichž účelem je simulovat pasivní odpor okolní zeminy.

V počáteční fázi modelování a verifikování modelu byla konstrukce řešena pouze s uvážením geometrické nelinearity za předpokladu rovinné deformace.



Obr. 5: Geometrie modelu a okrajové podmínky

4 Závěr

Mezi jednotlivými modely nebyly shledány významné rozdíly ve vypočtených hlavních napětích i přetvořeních konstrukce. Srovnání výsledků počítačové simulace klenby tunelu bylo provedeno dle několika kritérií. Dle nejpřísnějšího z nich lze předpokládat vznik tahových trhlin na rubu i líci klenby již v první fázi výstavby tunelu. Předpoklad, že zavedením pasivního odporu okolní zeminy bude konstrukce více stabilizována, byl zcela naplněn, o čemž se lze přesvědčit především z vypočtených hodnot deformace konstrukce.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J. ATENA PROGRAM DOCUMENTATION, PART 1: THEORY, Praha, 2005
- [2] Vořechovský, M., Červenka, V. ATENA PROGRAMOVÁ DOKUMENTACE, ČÁST 2: UŽIVATELSKÝ MANUÁL PROGRAMU ATENA 2D, Praha, 2002

3D MODEL DŘEVĚNÉHO VAZNÍKU

3D MODEL OF TRUSS GIRDER

David Mikolášek¹, Jiří Brožovský²

Abstract

The article discusses the result of the numerical analysis of the timber truss girder. The Finitel Element Method an ANSYS software was used. Members of the girder were modelled with 3D brick-shaped finite elements (called SOLID45 in the ANSYS). The orthotropic material properties were used to obtain the behaviour of the model as close as possible to the real structure. The computed results are compared to results obtained on usual truss model (analysed with help of the NEXIS software).

1 Úvod

V příspěvku jsou diskutovány výsledky numerické analýzy dřevěného příhradového vazníku, včetně co možná nejdůstojnějšího modelu spojů prutů. Příhradový vazník byl vytvořen v programovém systému ANSYS [2].

2 Popis modelu

Dřevěné pruty byly modelovány jakou prostorové objekty pomocí osmiuzlových 3D konečných prvků typu **SOLID45**, zatímco kovové spojovací prvky byly modelovány pomocí čtyřuzlových skořepinových konečných prvků **SHELL63**. Chování materiálu dřeva bylo zohledněno zavedením modelu ortotropního materiálu pro všechny dřevěné prvky v konstrukci. Použité materiálové hodnoty vycházejí z dat naměřených na skutečném materiálu. Ocelové prvky byl považovány za homogenní a isotropní. Oba materiály byly považovány za lineárně pružné.

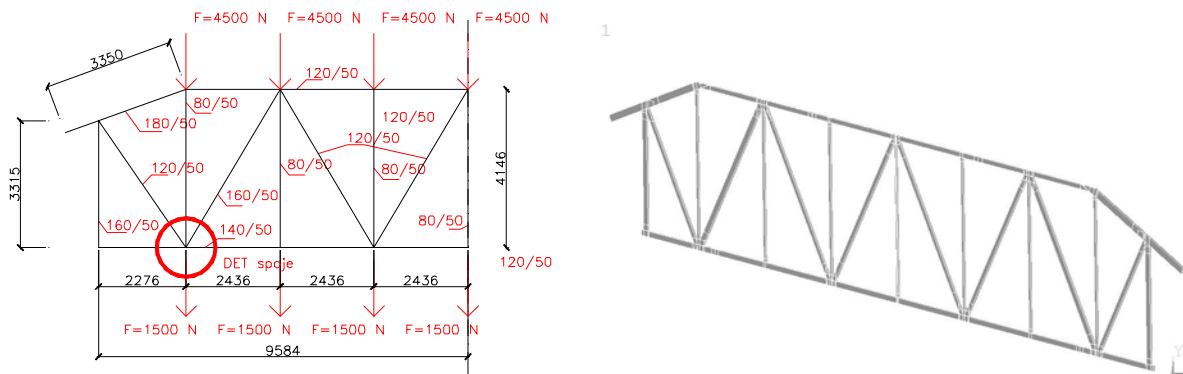
Vypočtené výsledky jsou dokumentovány v grafické podobě v příspěvku, zobrazeny jsou také detaily rozdělení napětí v místě spojů, které klasickým výpočtem není možné stanovit. Vzhledem k použité ortotropii materiálu a respektování skutečného tvaru jednotlivých konstrukčních prvků lze předpokládat, že vypočtené výsledky jsou o něco bližší skutečnému chování dřevěného příhradového vazníku než tomu je u obvyklého prutového modelu.

Pro porovnání je součástí výsledku také grafické zobrazení vypočtených normálových sil, které byly stanoveny na klasickém prutovém modelu za obvykle v praxi používaného předpokladu fungování konstrukce jako rovinné kloubové prutové soustavy. Tyto výsledky byly získány pomocí programového systému NEXIS.

¹ David Mikolášek, Ing., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, L. Poděšť 1875, 708 33 Ostrava – Poruba, dm2@email.cz

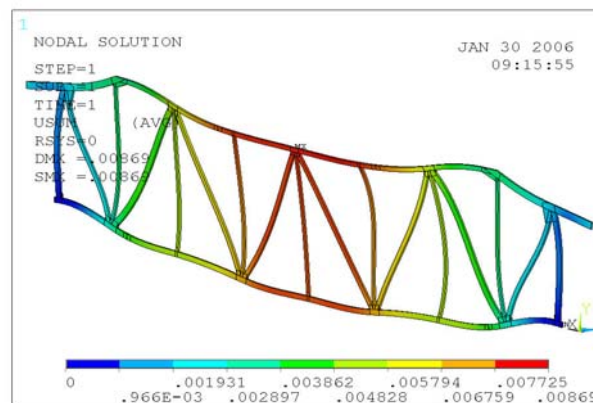
² Jiří Brožovský, Ing. Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, L. Poděšť 1875, 708 33 Ostrava – Poruba, jiri.brozovsky@vsb.cz

3 Model vazníku

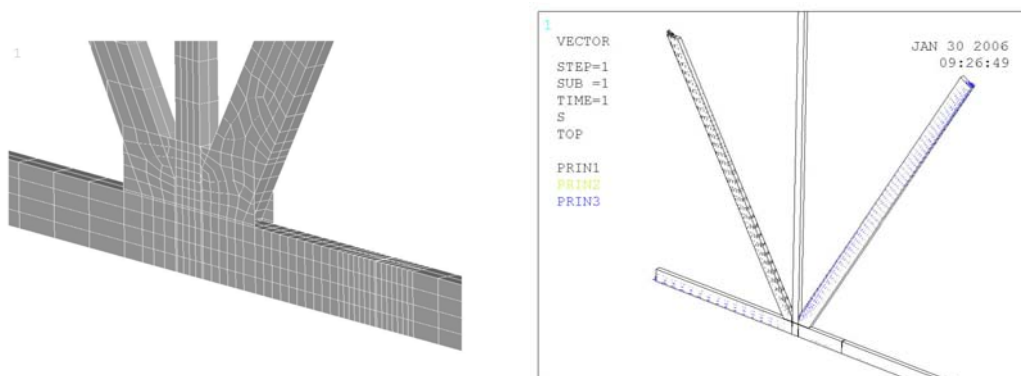


Obr. 1: Model vazníku

2.3 Výstupy z programu ANSYS



Obr. 2: Celková deformace



Obr. 3: Detail spoje vazníku a směry hlavních napětí

PODZEMNÍ LEŽATÁ VÁLCOVÁ NÁDRŽ Z TERMOPLASTU

UNDERGROUND HORIZONTAL CYLINDER THERMOPLASTIC RESERVOIR

Roman Gratza¹, Jiří Kytýr²

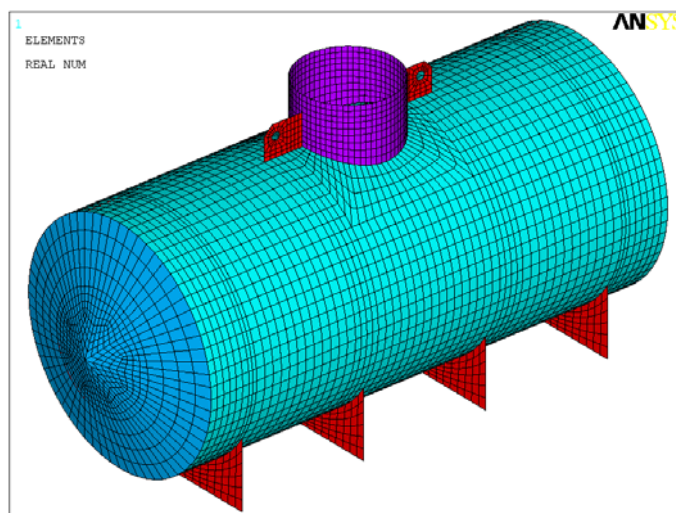
Abstract

Underground horizontal cylinder reservoir made from polypropylene (PP) is analyzed in this paper. The reservoir design was solved by the ANSYS program system. At the present time an experiment is realized by this design. Experiment data will be used for the comparison with solution results of 3D pattern using solid elements.

1 Úvod

Pro složitější typy termoplastových konstrukcí, jako jsou např. podzemní nádrže, u nichž se uvažuje větší počet zatěžovacích stavů a je nutné provést posouzení stability či vlivů změny teploty apod., je nezbytné provádět detailní statickou a teplotní analýzu pomocí softwaru založeného na metodě konečných prvků při současném použití norem ČSN, ČSN EN, EN, DIN či směrnice DVS. Přitom je možné uvažovat zjednodušený nebo zpřesněný materiálový model [3], [4].

Při návrhu a posouzení je nutno uvažovat zatěžovací stavy jako přepravu a montáž, stav uvedení do provozu se zkouškou těsnosti, vliv působení kapaliny při provozu, vliv zásypu a podzemní vody, revizní stav apod.



Obr. 1: Model návrhu nádrže

2 Návrh nádrže

Je řešena podzemní ležatá válcová nádrž (obr. 1, 2) vyrobená z polypropylénu (PP) pro objem cca 5 m³ [2] pro uchování užitkové vody. V horní části pláště je průlezný

¹ Ing. Roman Gratza, Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno, ČR, tel.: +420 541 147 132, E-mail: gratza.r@fce.vutbr.cz

² Ing. Jiří Kytýr, CSc., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební VUT v Brně, Veveří 95, 602 00 Brno, ČR, tel.: +420 541 147 380, E-mail: kytjr.j@fce.vutbr.cz

otvor s úchyty pro manipulaci, v dolní pak stojky pro osazení nádrže na podklad. V jednom čele je umístěn otvor pro plnění. Nádrž se uvažuje jako pochůzná.

Materiálové charakteristiky při návrhu konstrukce byly uvažovány pro teplotu 20 °C a podle doby působení kombinací zatížení. Pro analýzu návrhu byl zatím použit skořepinový prvek SHELL43 programového systému ANSYS. Byla provedena konvergenční analýza.



Obr. 2: Umístění nádrže v jímce [2]

3 Závěr

V současné době provádí firma SINEKO Engineering s.r.o. [2] experiment, při kterém je podzemní nádrž umístěna v jímce (obr. 2) a zasypána zeminou. Přitom se sledují vybrané zatěžovací stavy. Data získaná z měření pak budou využita pro srovnání s výsledky řešení podrobného prostorového modelu využívající objemové prvky, který by lépe umožnil pochopit chování nádrže a zohlednit vliv interakce nádrže s okolní zeminou.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT, projekt 1M6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] ČSN EN 1778 CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY PRO SVAŘOVANÉ KONSTRUKCE Z TERMOPLASTŮ – STANOVENÍ DOVOLENÉHO NAMÁHÁNÍ A MODULŮ PRO NAVRHOVÁNÍ SVAŘOVANÝCH DÍLŮ Z TERMOPLASTŮ. 2002.
- [2] Firma SINEKO ENGINEERING S.R.O., výrobce nádrže.
- [3] Gratza, R. and Kytýr, J. STUDIE SROVNÁNÍ DVOU RŮZNÝCH ZÁVISLOSTÍ PRO VYSTIŽENÍ REOLOGICKÉHO CHOVÁNÍ TERMOPLASTŮ. *Proc. of International Conference New Trends in Static and Dynamics of Buildings*, Slovak University of Technology in Bratislava: 2005, s. 65-68, ISBN 80-227-2277-4.
- [4] Gratza, R., Kytýr, J. STUDIE VHODNOSTI MATERIÁLOVÉHO MODELU IMPLICITNÍHO CREEPU PRO VYSTIŽENÍ CHOVÁNÍ TERMOPLASTŮ. *JUNIORSTAV 2006*, 8. Odborná konference doktorského studia, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o. Brno, Brno: 2006, v tisku.
- [5] THEORY REFERENCE – ANSYS, RELEASE 10.0.

SIMULACE URČOVÁNÍ LOMOVÉ ENERGIE: VLIV HUSTOTY SÍŤE

SIMULATION OF FRACTURE ENERGY DETERMINATION: INFLUENCE OF FEM MESH SIZE

Ladislav Řoutil¹, Václav Veselý², Patrik Štancl³, Zbyněk Keršner⁴

Abstract

One of fracture parameters characterizing the material resistance against crack propagation – fracture energy – is the main subject of the paper. The simple method for the determination of the true fracture energy (Karihaloo and co-workers) is applied here. Experimental tests required for evaluation of the true fracture energy are replaced by numerical simulations of ATENA 2D model, which was calibrated according to earlier experiments. Two FEM mesh size is used in the modelling.

1 Úvod

Lomové parametry betonu mohou být užitečnými jednak při kvantifikaci jeho křehkosti, především jsou však nezbytnými při modelování chování vyztužených i nevyztužených betonových prvků a konstrukcí, pokud je u nich třeba vyšetřit vznik a šíření trhlin. Dominantním lomovým parametrem se v tomto případě ukázala být tzv. lomová energie. Při jejím stanovování se u cementových kompozitů používá nejčastěji trojbodového ohybu vzorků se zářezem. Při této zkoušce dochází k několika druhům disipace energie. Ovlivněny jsou výsledky měření především u malých vzorků, jakož i při předčasném ukončení testu na sestupné větvi zaznamenávaného diagramu zatížení–průhyb.

Závislost lomové energie na rozsahu a možnostech šíření lomové procesní zóny (LPZ) existující před čelem trhliny je analyzována v [1]. Hodnota lomové energie závisí na velikosti a tvaru zkušebního tělesa, při uvažování konkrétní geometrie na hloubce zářezu a_0 , resp. na poměru hloubky zářezu ku výšce vzorku $\alpha = a_0/W$. Množství energie disipované v LPZ při šíření trhliny je totiž podmíněno velikostí a tvarem LPZ. Při přibližování čela šířící se trhliny k okrajům tělesa se rozsah a tvar této zóny ovlivňuje volným povrchem tělesa, proto se také množství zde spotřebované energie (lomové energie) mění.

2 „Skutečná“ lomová energie

Karihaloo a spolupracovníci publikovali postup (např. [1]), jak na základě několika lomových zkoušek vzorků se stejnou geometrií lišících se hloubkou zářezu určit tzv. skutečnou lomovou energii G_F . Tuto veličinu lze stanovit již ze zkoušek dvou vzorků, resp. dvou skupin stejných vzorků s různou hloubkou zářezu, pokud výše zmíněný

¹ Ing. Ladislav Řoutil, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, routil.l@fce.vutbr.cz

² Ing. Václav Veselý, Ph.D., dtto, vaclav_vesely@centrum.cz

³ Ing. Patrik Štancl, dtto (externí doktorand), patrik.stancl@tiscali.cz

⁴ Doc. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., dtto, kersner.z@fce.vutbr.cz

poměr α první z nich nepřesahuje hodnotu 0,1 a hodnota α druhé testované skupiny vzorků je vyšší než 0,5. Pro tyto dvě skupiny vzorků se ještě doporučuje hodnota minimálního poměru rozpětí zkoušeného trámce k jeho výšce v závislosti na velikosti zrn kameniva obsaženého v použité betonové směsi tak, aby hodnota stanovené skutečné lomové energie nebyla zkreslena.

3 Numerický experiment

V příspěvku je užito uvedeného postupu pro určení skutečné lomové energie betonu, přičemž vstupní data představují výsledky získané „virtuálním“ testováním sady trámců z pražcového betonu s centrálním zářezem v oblasti tažených vláken. Virtuálním testováním se tu rozumí numerická simulace zkoušek na třibodový ohyb devíti trámců se zářezem lišících se poměrem α v rozmezí 0,02 až 0,8. Realizace numerických simulací proběhla v programu ATENA 2D [2]. V tomto softwaru je implementován Bažantův model pásu trhlin, což umožňuje simulovat reálné lomové chování betonu při zatížení. Simulace proběhly ve dvou sadách s různou velikostí sítě MKP: u první činila průměrná velikost (resp. výška) prvku v oblasti nad zářezem 2,5 mm (sít' 1), ve druhé 8 mm (sít' 2), což se více blíží skutečné velikosti zrn kameniva betonové směsi (pražcový beton) užitá pro odvození materiálových parametrů numerického modelu. Pro vyhodnocení lomově-mechanických parametrů testovaných trámců byl využit program StiCrack [3]. Vybrané $l-d$ diagramy pak byly použity pro stanovení hodnot skutečné lomové energie $G_{f,skut.}$: pro sít' 1 vyšlo přibližně 128 J/m² a pro sít' 2 přibližně 206 J/m².

4 Závěr

V plném textu příspěvku byl aplikován postup pro určení skutečné lomové energie betonu podle prof. Karihaloo a jeho spolupracovníků, přičemž vstupní data představovala výsledky získané „virtuálním“ testováním sady trámců z pražcového betonu. Pomocí software ATENA 2D byly numericky simulovány zkoušky na třibodový ohyb trámců se zářezem lišících se poměrem hloubky zářezu ku výšce vzorku pro dvě velikosti sítě konečných prvků. Uvedené výsledky ukazují silný vliv velikosti této sítě na výslednou skutečnou lomovou energii.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT, projekt 1M6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Karihaloo, B.L. & Abdalla, H.M. A SIMPLE METHOD FOR THE DETERMINATION OF THE TRUE SPECIFIC FRACTURE ENERGY OF CONCRETE, IN PROCEEDINGS OF CONFERENCE *NON-TRADITIONAL CEMENT & CONCRETE*, BÍLEK & KERŠNER (EDS.), BRNO, 415–432, 2005
- [2] ATENA, PROGRAM DOCUMENTATION (2000–2005), CERVENKA CONSULTING, 2005
- [3] Stibor, M. LOMOVÉ PARAMETRY BETONU A JEJICH URČOVÁNÍ. DISERTAČNÍ PRÁCE, STM FAST VUT V BRNĚ, 2004

3D ANALÝZA ŽELEZNIČNÍ ESTAKÁDY NA TRATI PRAHA – HLAVNÍ NÁDRAŽÍ

3D ANALYSIS OF MULTISPAN RAILWAY BRIDGE IN THE RAILROAD TRACK PRAGUE – MAIN RAILWAY STATION

Jan Pěňčík¹, Aleš Florian²

Abstract

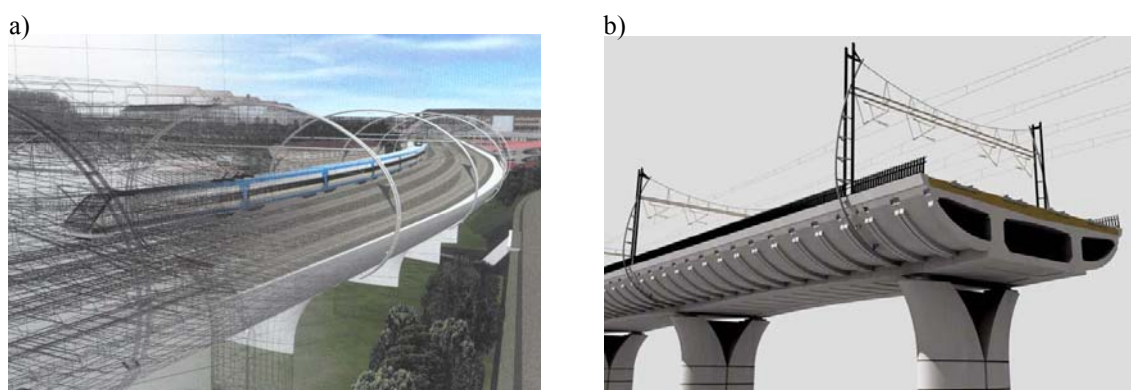
Construction „Nové spojení“ in Prague includes the multispan railway bridge consisting of four tracks which is constructed in the railroad track Prague – Main railway station. Its length is approximately 437 m. The program ANSYS was used to simulate control tests and to analyse the left outer span and one inside typical span of the bridge supporting structure. The paper presents detailed 3D analysis models including the element types which were used for the modelling of the individual structural parts and solved loading cases with result examples.

1 Úvod

Jednou z priorit České republiky je kvalitní tranzitní železniční a silniční doprava. Splnění priority si vyžaduje výstavbu a rekonstrukci silnic, dálnic a železničních tratí.

V současné době se v Praze dokončuje rozsáhlá rekonstrukce železničního uzlu Praha, která se provádí z důvodu nevyhovujícího technického a kapacitního stavu. Jednou ze staveb rekonstrukce železničního uzlu je stavba „Nové spojení“. Jedná se o liniovou dopravní stavbu dvoukolejně propojující Hlavní nádraží s nádražím v Libni, Vysočanech a Holešovicích. Realizací stavby současně dojde ke spojení všech nádraží s Masarykovým nádražím [1].

Velmi důležitým objektem stavby „Nové spojení“ je čtyřkolejná železniční estakáda přes Masarykovo nádraží (obr. 1) o délce 437 metrů, která překlene trať Libeň – Hlavní nádraží a Praha – Trutnov.



Obr. 1: Vizualizace železniční estakády přes Masarykovo nádraží (a) [2], příčný řez nosné konstrukce železniční estakády (b); generálním projektantem železniční estakády je SUDOP Praha a.s., konstrukční řešení zpracoval Ing. R. Šafář

¹ Ing. Jan Pěňčík, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 95, 602 00 Brno, (pencik.j@fce.vutbr.cz)

² Doc. Ing. Aleš Florian, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 95, 602 00 Brno, (florian.a@fce.vutbr.cz)

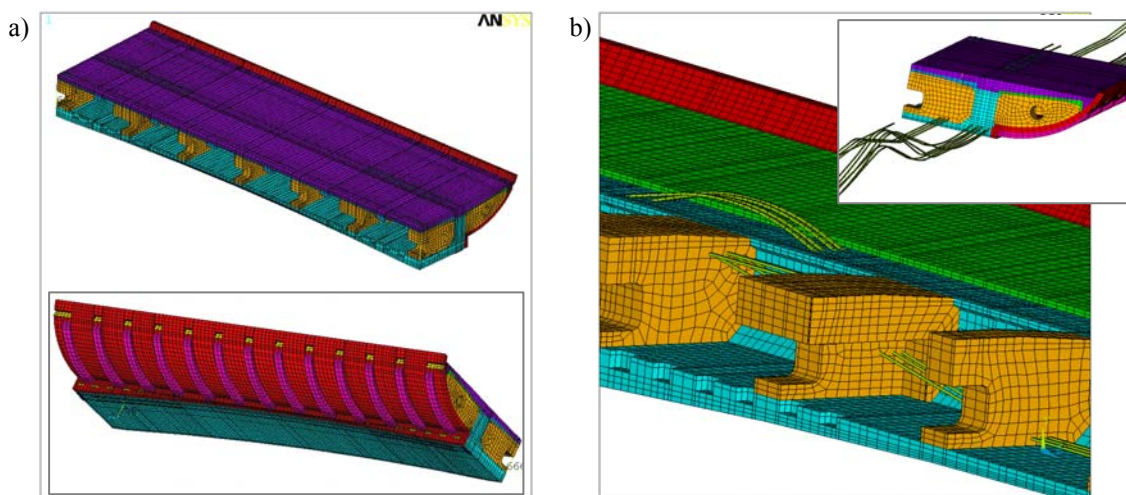
2 Popis nosné konstrukce železniční estakády

Nosná konstrukce čtyřkolejné železniční estakády přes Masarykovo nádraží je vyrobena z předpjatého betonu, při výstavbě se kombinuje technologie monolitického a prefabrikovaného betonu. Konstrukce je navržena jako spojitá o 12 polích, situovaná ve směrovém oblouku. Rozpětí polí v ose nosné konstrukce je $39,87 + 34,90 + 9 \times 37,00 + 31,50$ m. Příčný řez nosné konstrukce je ve vnitřních polích navržen jako tří-komorový, v levém krajním poli, tj. poli délky 39,90 m, jako pěti-komorový z důvodu většího počtu kolejí v tomto poli (5 kolejí).

3 Analýza nosné konstrukce

V rámci expertní a kontrolní činnosti byl firmou Stráský, Hustý a partneři s.r.o. vypracován odborný posudek nosné konstrukce železniční estakády spočívající v provedení kontroly statického a konstrukčního řešení. V rámci odborného posudku byla provedena prostorová analýza typického vnitřního a krajního pole nosné konstrukce pomocí programu ANSYS.

V rozšířeném příspěvku jsou uvedeny typy prvků, které byly použity při vytváření výpočtových modelů. Současně jsou v něm uvedeny provedené analýzy s uvedením vybraných výsledků. V závěru je provedeno stručné vyhodnocení a závěry přijaté na základě výsledků provedených analýz.



Obr. 2 Geometrie výpočtového modelu: typické vnitřního pole (a), detail podélného předpětí modelovaného prvky LINK8 (b)

Poděkování

Autoři příspěvku by rádi poděkovali firmě Stráský, Hustý a partneři s.r.o. za umožnění spolupráce na kontrolním posudku nosné konstrukce železniční estakády. Jmenovitě by chtěli poděkovat prof. Ing. Jiřímu Stráskému, CSc. za konzultace a technickou pomoc. Příspěvek vznikl s pomocí výzkumného záměru MSM0021630511 "Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí" na fakultě stavební VUT v Brně.

Literatura

- [1] WWW.METROSTAV.CZ, PRVNÍ ROK STAVBY "NOVÉHO SPOJENÍ" V HLAVNÍM MĚSTĚ JE ZA NÁMI: WWW.METROSTAV.CZ/CZ/AKTUALITY/AKTUALNI_INFORMACE/DETAIL?ID=1006
- [2] WWW.NOVESPOJENI.CZ

EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ ÚČINKŮ ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ VĚTREM

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL MODELING WIND ACTION ON STRUCTURES

Vladimíra Michalcová¹, Milada Kozubková²

Abstract

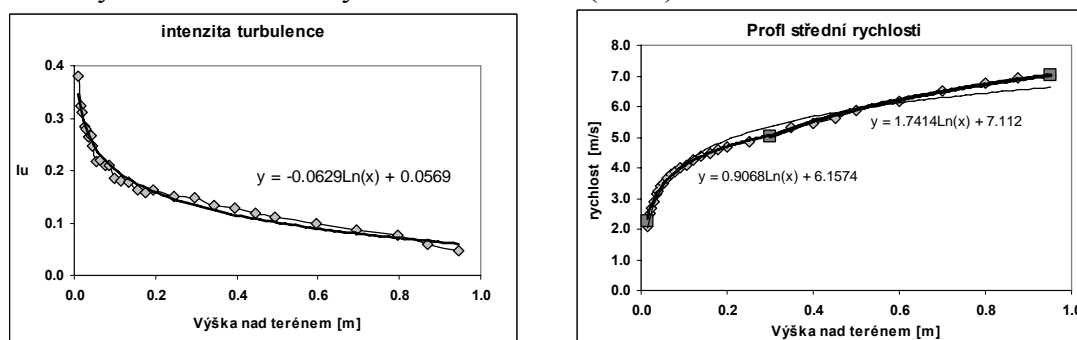
Atmospheric boundary layer numerical simulation is base for analysis of wind action on structures. The numerical solution is veriflicated either by measurements on real structures or by wind tunnel measurements. Paper is aimed on the suitable mathematical model selection. Modeled profiles are compared with experimental results in order to choice suitable model. The selected numerical model is used for building's pressure loading. The obtained results are compared with relevant wind tunnel data.

1 Úvod

Numerické modelování mezní vrstvy atmosféry (MVA) je základem pro řešení účinků zatížení konstrukcí větrem a rozptylu znečištění atmosféry. Řešení je verifikováno buď s výsledky měření v reálu, nebo v aerodynamickém tunelu. Práce se zaměřuje na výběr nejvhodnějšího matematického modelu turbulence, přičemž se porovnávají modelované a experimentálně získané profily střední hodnoty rychlostí a intenzity turbulence. Pomocí vybraného nejvhodnějšího numerického modelu je řešeno zatížení panelového domu od účinku větru a porovnáno s výsledky v aerodynamickém modelu. Úloha je řešena v nejnovější verzi CFD (Computotanical Fluid Dynamics) programového komplexu FLUENT 6.2.

2 Testovací úloha numerického experimentu a její výsledky

Cílem matematického modelování testovací úlohy bylo vytvoření stratifikovaného proudění v celé měřicí oblasti, což představuje reálné chování MVA ve zjednodušeném ustáleném stavu. Potřebné okrajové podmínky uvedené bylo nutné definovat ze změřených veličin v aerodynamickém tunelu (obr.1).



Obr. 1: Měřené a regresními křivkami proložené rychlostní profily a intenzity turbulence

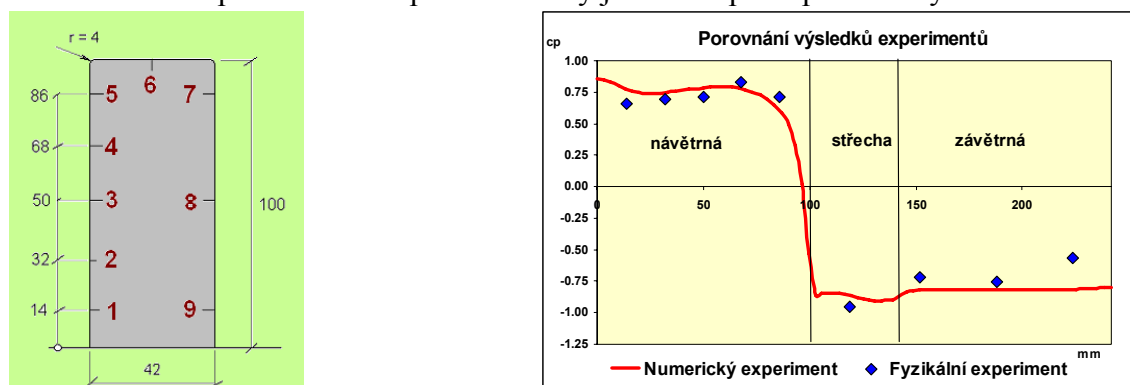
¹ Ing. Vladimíra Michalcová, VŠB-TU, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, Ostrava-Poruba, e-mail:vladimira.michalcova@vsb.cz

² Doc. Milada Kozubková, RNDr.,CSc., VŠB-TU, Fakulta strojní, Katedra hydromechaniky a hydraulických zařízení, 17.listopadu 15/2172, Ostrava-Poruba, e-mail: milada.kozubkova@vsb.cz

Velmi vhodným přístupem pro modelování mezní vrstvy atmosféry s výraznou turbulencí je LES model díky novým okrajovým podmínkám, kdy je možno zadat profily rychlosti i turbulence na inletu, a prostorovému středování.

3 Modelování účinků zatížení konstrukcí větrem

Pro modelování účinku větru na stavební konstrukci je řešena úloha ve spolupráci s VZLÚ Praha, kde byl zkoumán účinek větru na panelový dům v předměstské zástavbě [2]. Proudění kolem panelového domu bylo testováno ve 3D nestacionární úloze LES modelem. Z důvodu jednoduché geometrie byla mřížka strukturovaná, tvořena různě velkými 87 tisíci šestistěny. Vyhodnocení zatížení objektu od účinku větru je uvedeno lokálními hodnotami aerodynamického součinitele tlaku větru [3], jehož průběh po obvodu domu v příčném řezu uprostřed délky je u obou přístupů zřetelný z obr.2.



Obr. 2: Schéma fyzikálního modelu panelového domu s odběrovými místy a průběh tlakového součinitele po obvodu objektu

4 Závěr

Testování stratifikovaného proudění je základem pro modelování mezní vrstvy atmosféry a následně účinků proudění větru na budovy a rozptylu znečištění ovzduší. Nové modely ve Fluentu 6.2 umožní řešení proudění v MVA.

Numerické modelování dějů v mezní vrstvě atmosféry je významným nástrojem poznání a aplikace obecných CFD kódů k tomuto účelu je možná. Přesnost numerického modelování je ovšem podmíněna nejen vhodným výběrem matematického modelu, ale také přesností vstupních dat. Vypočtené hodnoty je nutné zatím vždy srovnávat s hodnotami skutečnými, nebo jiným přístupem k problematice. Proto je nutná spolupráce s pracovišti zaměřenými na fyzikální modelování v aerodynamickém tunelu.

Přestože hodnoty tlakového součinitele vykazují uspokojivé výsledky, je potřeba vyhodnotit výsledky celého proudového pole a zkoumat možnosti modifikace této úlohy.

Literatura

- [1] Plate, E. J. ENGINEERING METEOROLOGY, CH.13: WIND TUNNEL MODELLING OF WIND EFFECTS IN ENGINEERING: ESPC AMSTERDAM, 1998
- [2] Jirsák, M., Zachoval, D., Matěcha, J., Novotný, J. FLOW FIELD A 2D BUILDING AND ITS PRESSURE RESPONSE: EACWE4 PRAHA, 2005
- [3] Pirner, M., Fischer, O. ZATÍŽENÍ STAVEB VĚTREM, ČKTAIT Praha, 2003
- [4] Fluent. USERS GUIDE, FLUENT 6.2, LEBANON, FLUENT INCORPORATED 2005
- [5] Michalcová, V. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ ZATÍŽENÍ BUDOV PŘI KVAZISTATICKÉM PŮSOBNÍ VĚTRU: TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE, Ostrava 2005

NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ ÚČINKŮ ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ VĚTREM V REÁLNÉ ATMOSFÉŘE

NUMERICAL MODELING WIND ACTION ON STRUCTURES IN REAL ATMOSPHERE

Vladimíra Michalcová¹, Zdeněk Michalec², Lenka Lausová³,

Abstract

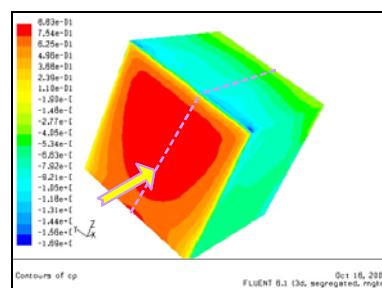
Atmospheric boundary layer numerical simulation is base for analysis of wind action on structures. The paper is aimed on the possibility of numerical simulation of flow in real atmosphere in simplified set conditions. The problem is solved by the program Fluent 6.2 in 3D stationary task.

1 Úvod

Práce je zaměřena na zjišťování možností numerické simulace obtékání budov v reálné atmosféře ve zjednodušeném ustáleném stavu. Úloha je řešena v programu Fluent 6.2 jako 3D stacionární úloha. Pozornost je věnována turbulentním modelům založených na časovém středování. Na konkrétním příkladu jsou vyhodnoceny výsledky numerické simulace obtékání objektu v porovnání s měřením in situ.

2 Popis úlohy numerické simulace

Budova tvaru krychle o rozměru $H=6$ metrů, tzv. Silsoe krychle umístěna ve volném rovném prostoru je vystavena statickému působení větru. V [1],[2],[3] byly shodně publikovány výsledky dvou měření tlakového zatížení této skutečné budovy v různých časových obdobích. Jako výstup měření je uvedeno rozložení aerodynamického součinitele tlaku c_p pro měřená místa po obvodu budovy [1]. Pro uvedený případ byla provedena numerická simulace.



Obr. 1: Silsoe krychle s odběrovými místy (vlevo) a schéma rozložení tlakového zatížení na povrchu při numerické simulaci (vpravo)

¹ Ing. Vladimíra Michalcová, VŠB-TU, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, Ostrava-Poruba, e-mail: vladimira.michalcova@vsb.cz

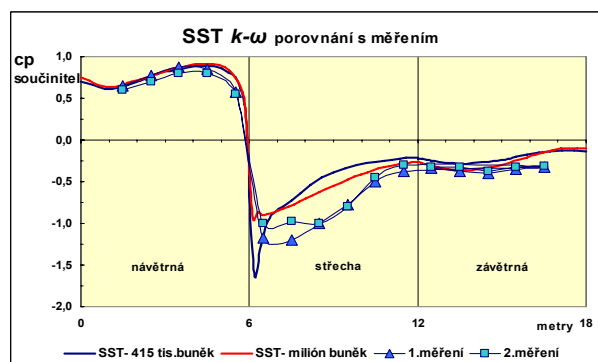
² Ing. Zdeněk Michalec, Ústav geoniky AVČR, Studentská 1768, Ostrava-Poruba, e-mail: michalec@ugn.cas.cz

³ Ing. Lenka Lausová, VŠB-TU, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podestě 1875, Ostrava-Poruba, e-mail: lenka.lausova@vsb.cz

Výpočet byl proveden pomocí vybraných matematických modelů Fluentu založených na časovém středování s vhodnými předpoklady k simulaci proudění v MVA:

- Spalart-Allmaras
- RNG $k-\varepsilon$
- Realizable $k-\varepsilon$
- SST $k-\omega$

Potřebné okrajové podmínky byly získány z měření v reálu publikovaných ve zmíněných literaturách. V článku jsou popsány předpoklady pro výpočet včetně grafických výstupů z programu Fluent. Rovněž jsou uvedeny výsledky numerického testování. Nejlepších výsledků bylo dosaženo modelem SST $k-\omega$, ať již polohou a velikostí zavíření nebo hodnotami tlakového součinitele c_p . Průběh lokálního tlakového součinitele v podélném řezu budovy vypočteného modelem SST a jeho porovnání s měřenými hodnotami v reálné atmosféře je patrný z obr.2. Podrobnější rozbor výsledků řešené úlohy je uveden v článku.



Obr. 2: Porovnání aerodynamického součinitele tlaku získaného numerickou simulací SST $k-\omega$ modelem a měřením v reálu

3 Závěr

Využití matematických modelů turbulentního proudění založených na časovém středování (RANS) k modelování dějů v reálné atmosféře je možné. Přesnost numerického modelování je ovšem podmíněna vhodným výběrem matematického modelu a přesností zadaných vstupních dat. Vypočtené hodnoty je nutné zatím vždy srovnávat s hodnotami změřenými in situ, nebo v aerodynamickém tunelu. Problematice možnosti řešení zatížení konstrukcí působením větru numerickým modelováním se budeme nadále věnovat za účelem získání přesnějších výsledků, podrobnějšího vyšetření proudového pole a zkoumání vlivu modifikací úloh.

Literatura

- [1] Knapp, G. COMPARISON OF FULL-SCALE AND CFD RESULTS FOR THE SILSOE 6M CUBE: WIND ENGINEERING 2003: LUBBOCK, TEXAS, USA, 2003
- [2] Richards, P. J. WIND TUNEL MODELING OF THE SILSOE CUBE: EACWE4 PRAHA, 2005
- [3] Hoxey, R. P. HAW HAVE FULL-SCALE MEASUREMENTS IMPROVED THE RELIABILITY OF WIND-LOADING CODES?: WIND ENGINEERING 2003: LUBBOCK, TEXAS, USA, 2003
- [4] Michalcová, V. NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ ZATÍŽENÍ BUDOV PŘI KVAZISTATICKÉM PŮSOBENÍ VĚTRU: TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE, Ostrava 2005
- [5] FLUENT. USERS GUIDE, FLUENT 6.2, LEBANON, FLUENT INCORPORATED 2005

NUMERICKÝ PRÍSTUP 2-D MODELOVANIA ORTOTROPNÝCH LAMINÁTOV

NUMERICAL APPROACH OF 2-D MODELLING OF ORTHOTROPIC LAMINATES

Eva Kormaníková¹

Abstract

This proceeding deals with a numerical approach of modelling of laminated 2-D structures. In the frame of modelling we described shear deformation theory of first order for laminates. We realized numerical solution of 2-D structure by using FEM in program COSMOS/M.

1 Úvod

Najviac používané teórie pre lamináty sú [1]:

1. klasická teória laminátov
2. šmyková teória 1. rádu.

Šmyková teória 1. rádu v porovnaní s klasickou teóriou laminátov nepožaduje splnenie tretej Kirchhoffovej hypotézy. To znamená, že uvažuje aj šmykové deformácie, čo umožňuje použiť túto teóriu aj pre hrubšie dosky.

2 Reissnerova kinematika

Kinematické vzťahy Reissnerovej teórie môžeme zhrnúť nasledovným spôsobom [2]:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= \bar{u}(x, y) - z\psi(x, y), \quad v(x, y, z) = \bar{v}(x, y) - z\varphi(x, y), \\ w(x, y, z) &= \bar{w}(x, y). \end{aligned} \quad (1)$$

Pole deformácií popíšeme vzťahmi:

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x, y, z) = \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}(x, y) + z\boldsymbol{\kappa}(x, y), \quad (2)$$

pričom:

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}} = \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x}, \frac{\partial \bar{v}}{\partial y}, \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} \right), \quad \boldsymbol{\kappa} = - \left(\frac{\partial \psi}{\partial x}, \frac{\partial \varphi}{\partial y}, \frac{\partial \psi}{\partial y} + \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right), \quad \boldsymbol{\gamma} = \left(\frac{\partial \bar{w}}{\partial x} - \psi, \frac{\partial \bar{w}}{\partial y} - \varphi \right). \quad (3)$$

Vektory $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}$ a $\boldsymbol{\kappa}$ popisujú deformáciu a zakrivenie strednicovej plochy, $\boldsymbol{\gamma}$ popisuje priečny šmyk. V tomto zjednodušenom prípade uvažujeme, že priečne šmykové deformácie v smere osi z sú po hrúbke konštantné. Toto zjednodušenie je možné vylepšiť použitím korekčného šmykového faktora k^s [4].

3 Podmienky rovnováhy

V tejto časti budeme riešiť rovinnú laminátovú konštrukciu v pravouhlých súradniciach, pre ktorú platia Mindlinove hypotézy o deformácii. Podmienky rovnováhy formulované pre diferenciálny element (dx, dy) pozostávajú z troch silových a dvoch momentových podmienok:

¹ Ing. Eva Kormaníková PhD., TU Košice, Stavebná fakulta, KSM, Vysokoškolská 4, 04001 Košice, 055 602 4320, Eva.Kormanikova@tuke.sk

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial y} + p_1 &= 0, & \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} + p_2 &= 0, & \frac{\partial V_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial V_{yz}}{\partial y} + p_3 &= 0, \\ V_{xz} &= \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}, & V_{yz} &= \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y}. \end{aligned} \quad (4)$$

Pre každý okraj dosky (ak $p_1 = p_2 = 0$) vytvorenej zo symetrického laminátu sú najviac používané okrajové podmienky:

- votknutý okraj
 $w = 0, \quad \psi_n = 0, \quad \psi_t = 0,$
- voľný okraj
 $M_n = 0, \quad M_{nt} = 0, \quad V_n = 0,$
- jednoducho podopretý okraj
 $w = 0, \quad M_n = 0, \quad M_{nt} = 0.$

Rovnice (4) riešime numericky pomocou metódy konečných prvkov. Na záver článku uvedeného na CD je riešená štvorcová doska vytvorená z laminátu [45/0/45]. Materiálové vlastnosti každej vrstvy sú: $E_1 = 128\text{GPa}$, $E_2 = 11\text{GPa}$, $G_{12} = G_{23} = G_{13} = 45\text{GPa}$, $\nu = 0,25$. Príklad je riešený použitím programu COSMOS/M [5].

4 Záver

V numerickom príklade sme riešili laminátovú dosku zaťaženú len v ohybovej rovine. V prípade symetrického laminátu sme nepozorovali žiaden väzbový efekt medzi ťahom-tlakom a ohybom. Taktiež tu vznikajú značne veľké priečne šmykové napätia τ_{xz} a τ_{yz} pri okrajoch dosky, čo je potrebné brať do úvahy pri riešení laminátovej rovinnej konštrukcie. Pri voľných okrajoch dochádza k zmene stavu napätosti, čiže zo stavu rovinnej napätosti sa stáva trojosová napätosť [6].

Napätia τ_{xz} a τ_{yz} spôsobujú na voľných okrajoch poškodenie laminátu delamináciou (tzv. efekt voľných okrajov).

PodĎakovanie

Článok vznikol za finančnej podpory grantového projektu VEGA 1/1123/04.

Literatúra

- [1] Gürdal, Z., Haftka, R., T., Hajela, P. DESIGN AND OPTIMIZATION OF LAMINATED COMPOSITE MATERIALS, J. WILEY & SONS, 1999
- [2] Kalamkarov, A. L., Kolpakov, A. G. ANALYSIS, DESIGN AND OPTIMIZATION OF COMPOSITE STRUCTURES, J. WILEY & SONS, 1997
- [3] Ararwal, B. D., Broutman, L., J. VLÁKNOVÉ KOMPOZITY, PRAHA, 1987
- [4] Altenbach, H., Altenbach, J., Kissing, W. STRUCTURAL ANALYSIS OF LAMINATE AND SANDWICH BEAMS AND PLATES, LUBLIN, 2001
- [5] www.cosmos.com
- [6] Kompiš, V., Kaukič, M., Žmindák, M.: LOCAL FIELDS IN HYBRID-DISPLACEMENTS FE FORMULATION, NUMERICAL METHODS IN CONTINUUM MECHANICS, STARÁ LESNÁ, 1994, STR. 152 - 158

OPTIMAL DESIGN OF STRUCTURES

Katarína Tvrdá¹, Jozef Dický²

Abstract

This paper deals with an optimal design of slabs, regarding to maximum deflection constraints, using the ESO optimization method, established on an elimination of material due to the change of deflection or to the level of stress, alternatively. A weighted coefficient of sensitivity, which indicates the change of energy of structure as a result of decrease of depth of j -th element, has been used during the optimization procedure. Our aim is to reach as much as possible mainly uniformed stress state in slab. Some results of using these procedures are presented as well.

1 Introduction

Structural optimization may be seen as a multidisciplinary science at the interface of engineering, mathematics, research and technology having an aim to reach the best design of a structure. A designer must take into account all aspects, positive and negative. **Evolutionary Structural Optimization (ESO)** was presented by their authors Z. M. Xie a G. P. Steven [1]. This relatively simple engineering method offers an approach used in structural optimization, in which the designed structure or its parts get step by step required shape or dimensions. It is based on a simple principle, in which the final optimal shape or dimensions are reached by successive remove or translation of ineffective material in designed structure.

2 Reduction of element thickness due to the sensitivity coefficient

Optimal design of structure is obviously done in respect to some predefined parameters, which must be fulfilled in designed structure. In this part we use the deflection constraint in several points of structure, which is used when it is necessary to limit deflections in many points.

The constraint in each of points may be written as follows

$$|u_j| \leq |u_j^*| \quad (j = 1, m) \tag{1}$$

where m - it the total number of prescribed deflections.

Using of a **weighted average sensitivity coefficient** one gets

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^m \lambda_j |\alpha_{ij}| \tag{2}$$

$$\lambda_j = |u_j| / u_j^*$$

¹ Katarína Tvrdá, Ing., STU Bratislava, Stavebná fakulta, Katedra Stavebnej mechaniky, Radlinského 11, (katarina.tvrda@stuba.sk)

² Jozef Dický, Doc. Ing. PhD., STU Bratislava, Stavebná fakulta, Katedra Stavebnej mechaniky, Radlinského 11, (jozef.dicky@stuba.sk)

3 Reduction of element thickness due to the stress state of σ_x , σ_y a τ_{xy}

A reliable sign of potential structure failure is excessive stress or strain, inversely a reliable sign of inefficient material use is low stress or strain. Each part of an optimal structure has approximately the same (maximum) level of stress so the concept of described method consist of an introduction of the stress level based **reducing ratio** which assign what part of inefficient material may be moved or reject from the domain. Because of the sequential reducing of the thickness in low stressed parts of the slab and redistribution of inner forces the stress in whole structure becomes more and more uniform. For our purpose the von Mises stress condition has been one of the most frequently used criteria (in case of isotropic material). The level of the maximum stress in slab elements (on upper or lower top) is defined by Von Mises stress σ^{VM} as:

$$\sigma^{VM} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2} \quad (3)$$

The level of stress intensity in each element may be given by the ratio of von Misses stress σ_e^{VM} in current element to maximal von Misses stress σ_{max}^{VM} . At the end of each iteration step all element, which fulfil the following condition, may be reduced or moved out of the structure:

$$\frac{\sigma_e^{VM}}{\sigma_{max}^{VM}} \leq R_i, \quad (4)$$

where R_i is a current rejection coefficient.

3 Conclusion

The presented engineering methods are available for optimal design of structures loaded by static load. Depending on the step of change one may get the very skipped or more continuous change of thickness. In both methods it is clear that the initial thickness may remain in points of load as well as in supports.

References

- [1] Xie, Y.M.-Steven, G.P.: Evolutionary Structural Optimization. Springer, London, 1997.
- [2] Tvrďá, K.- Dický, J.: Analysis of sensitivity coefficients in evolutionary structural optimization Structural Optimization in Civil Engineering Design. In: Modelování v mechanice, Ostrava, 2005.
- [3] Dický, J. – Tvrďá, K.: *Optimal Design Control of Plate Thickness*. In: Staticko–konštrukčné a stavebno–fyzikálne problémy stavebných konštrukcií - konferencia s medzinárodnou účasťou, Vysoké Tatry 2004.
- [4] Ravinger, J.: Programy Statika, stabilita a dynamika stavebných konštrukcií, Vydavateľstvo-Alfa, Bratislava, 1990.
- [5] Tvrďá, K.: Optimalizácia hrúbky dosky, písomná práca k dizertačnej skúške, Bratislava, 2004.
- [6] Haftka, R., T. – Kamat, M., P.: Elements of structural optimization. Martinus Nijhoff Publishers, The Hague, 1985.
- [7] Brousse, P.: Optimization in mechanics: Problems and methods. Elsevier, Amsterdam, 1988.

This paper was supported by State Grant Agency of Slovak Republic VEGA 1/0322/03.

STATICKO-DYNAMICKÁ ANALÝZA VENTILAČNÉHO KOMÍNA

STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF THE VENTILATION CHIMNEY

Oľga Ivánková¹, Juraj Králik²

Abstract

This paper deals with static and dynamic analysis of the ventilation chimney. The chimney is modeled as a 3D object. The calculation was made by the Finite Elements Method, using the ANSYS software system. The structural analysis of the chimney and its resistance to static and dynamic effects is presented.

1 Úvod

V príspevku je popísaná staticko-dynamická analýza ventilačného komína. Výsledkom tejto analýzy je posúdenie konštrukcie komína a jeho odolnosti voči statickým a dynamickým účinkom.

Objekt ventilačného komína je tvorený z dvoch základných častí: mohutnej spodnej základovej stavby a horného telesa komína. Výška komína nad terénom je 150m, pod terénom 11,5m.

Objekt je založený na stupňovitej kruhovej základovej doske priemerom \varnothing 12,0m a 20,5m s hrúbkami 4,50m. Hornú nosnú časť komína tvorí teleso komína prstencovitého pôdorysu s hrúbkou prstenca meniacou sa po výške komína od 0,80m až po 0,23m a vonkajším priemerom meniacim sa po výške komína od \varnothing 12,0m až po \varnothing 5,95m.

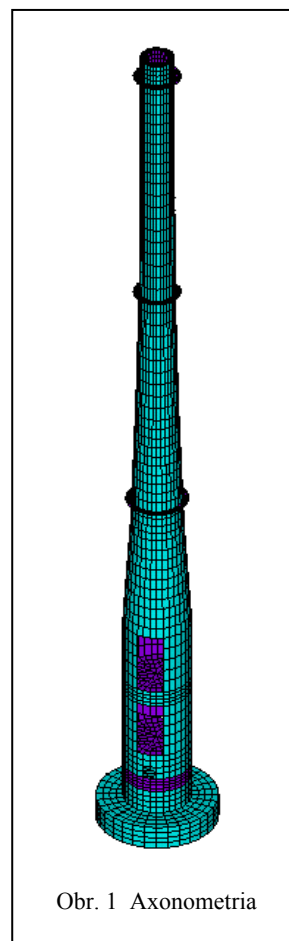
Pri staticko-dynamickej analýze komína bolo postupované nasledujúcimi krokmi:

- 1) Modelovanie komína.
- 2) Statický a dynamický výpočet komína.
- 3) Posúdenie konštrukcie na najnepriaznivejšiu kombináciu zaťaženia.

2 Výpočtové modely konštrukcie komína

Boli vypracované tri výpočtové modely ventilačného komína.

- **Model 1:** Nosný systém železobetónovej prstencovej časti ventilačného komína (plášť) a stropov bol modelovaný z doskostenových prvkov typu SHELL43 a konštrukcia základov z priestorových prvkov typu SOLID45 (Obr.1). Podopretie komína bolo uvažované tuhé a poddajné.



Obr. 1 Axonometria

¹ Oľga Ivánková, Ing., PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava, Katedra stavebnej mechaniky, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, email: ivankova@svf.stuba.sk

² Juraj Králik, Doc. Ing. PhD., Stavebná fakulta STU Bratislava, Katedra stavebnej mechaniky, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, email: kralik@svf.stuba.sk

- **Model 2:** Nosný systém železobetónovej prstencovej časti ventilačného komína (plášťa) a stropov bol modelovaný z doskostenových prvkov typu SHELL43. Vzhľadom na veľkú mohutnosť základov bola táto časť odseparovaná a do výpočtu bola uvažovaná len prstencovitá časť (od základového bloku komína) s tuhým votknutím.
- **Model 3:** Nosný systém železobetónovej prstencovej časti ventilačného komína (plášťa) a stropov bol modelovaný z nosníkových prvkov typu PIPE16 s úplným votknutím.

Dôvodom vytvorenia týchto alternatív bolo nájsť vhodný model konštrukcie, ktorý by čo najviac vystihoval reálnu konštrukciu.

V úlohe bola použitá metóda konečných prvkov – priestorový variant pre výpočet priestorových konštrukcií. Na výpočet bol použitý programu Ansys 8.0. Zo staticko-dynamickej analýzy bola stanovená seizmická odolnosť konštrukcie komína.

3 Záver

Cieľom práce bolo preveriť seizmickú odolnosť nosnej konštrukcie objektu ventilačného komína.

Na základe podrobnej seizmickej analýzy bolo zistené, že seizmická odolnosť konštrukcie je determinovaná únosnosťou prierezov na úrovni 100 až 120m. Seizmická odolnosť telesa komína bola vyjadrená podľa požiadaviek normy ASCE 4/98 parametrom spoľahlivosti HCLPF = 0,497g (min. hodnota HCLPF je 0,143g).

Záverom môžeme konštatovať, že ventilačný komín vyhovuje najnepriaznivejším účinkom zaťaženia.

PodĎakovanie

Projekt byl realizovaný za finančnej podpory zo štátnych prostriedkov prostredníctvom Grantovej agentury SR. Registračné číslo projektu je 1/2136/05.

Literatúra

- [1] KRÁLÍK, J. – JAVOREK, T.: NUMERICAL ANALYSIS OF STEEL STRUCTURE BRACING SYSTEM WITH LINEAR AND NONLINEAR CHARACTERISTICS. IN : PROC. 8TH ANSYS USERS' MEETING, SVS BRNO, LEDNICE NA MORAVE, SEPT. 2000.
- [2] ANSYS USERS MANUAL FOR REVISION 8.0, VOLUME I-IV, SWANSON ANALYSIS SYSTEM, INC., HOUSTON 2003.
- [3] KRÁLÍK, J. A KOL.: ANALÝZY VPLYVU PRAVDEPODOBNOTNÉHO OHROZENIA PO DEAGREGÁCII NA SEIZMICKÚ ODOLNOSŤ STAVEBNÝCH OBJEKTOV 800/1-01, 803/1-01, 805/1-01, 806/1-01, 806/1-02, 810/1-01 A 840/1-01 SE-EMO. ZOD 04/196/04, SVF STU BRATISLAVA 2005.
- [4] STN P ENV 1998-1-1. EUROKÓD 8. NÁVRHOVÉ POŽIADAVKY NA SEIZMICKÚ ODOLNOSŤ KONŠTRUKCIÍ. ČASŤ 1-1. VŠEOBECNÉ PRAVIDLÁ. SEIZMICKÉ ZAŤAŽENIA A VŠEOBECNÉ POŽIADAVKY NA KONŠTRUKCIE. (1999).
- [5] MELCER, J.: DYNAMICKÉ CHARAKTERISTIKY DIAĽNIČNÉHO MOSTA PRE HORIZONTÁLNY SMER ZAŤAŽENIA. KONFERENCIJA NAUKOVO – TECHNICZNA. AKTUALNE PROBLEMY NAUKOVO – BADAWCZE BUDOWNICTWA. POLAND, OLSZTYN – LAŃSK, 2002, SPWE, OLSZTYN, 2002, p. 481 - 488.
- [6] MELCER, J. – KUCHAROVÁ, D.: STATIC AND DYNAMIC BEHAVIOUR OF THE RAIL CONCRETE SLABS. BUILDING RESEARCH JOURNAL, VOL.50, No.2, 2002, p. 99 - 111.

SAFETY AND RELIABILITY ANALYSIS OF DAMPING DEVICES UNDER IMPACT LOADS FROM CONTAINER FALL

ANALÝZA BEZPEČNOSTI A SPOLEHLIVOSTI TLMIČOV OD RÁZOVÉHO
ZAŤAŽENIA PRI PÁDE KONTAJNERA

Juraj Králik¹

Abstract

This paper presents the transient dynamic analysis of nuclear power plants building with impact loads. Finite element idealization of building structure is used in space. The steel tubular damper system is proposed for dissipation of the kinetic energy of the container free fall. The experimental results of the shock-damper basic element behavior under impact loads are presented. The sensitivity and probabilistic analysis of damping devices was realized in the ANTHILL and ANSYS software.

1 Introduction

In recent time of permanent demands for increasing of active and passive nuclear power plants safety the question of estimation of the technological equipment resistance after certain operation time is very actual. One from the potential accident is the free fall of container (weight 85t) during the transport above containment. This problem was considered in accordance the soil-structure and fluid structure interaction, concrete crack, impact loads in time in FEM model on ANSYS program. The FEM model has 20 840 (structural and fluid) elements and 15 600 nodes.

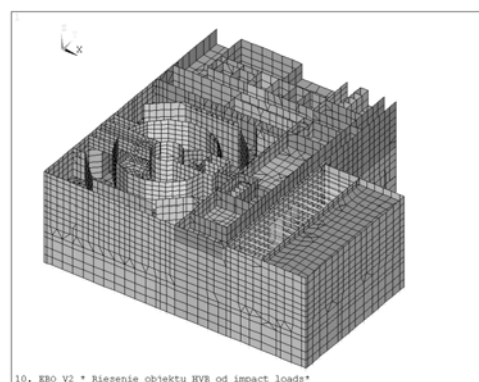


Fig.1 Calculation model of NPP building

2 Solution of impact response

The hall crane transports the nuclear fuel in the steel container TK - C30 under ceiling plate at +18,90m . The cylinder container has diameter 2285mm, height 4367mm and weight 85t. In the case of accident the container can fall to the containment plate. The accident scenario was defined by the technologic engineer.

Container free fall was modeled as an impact load [1]. The impulse intensity and its duration are expressed from the condition of equality of the kinetic energy of a free falling body and deformation potential energy of the structure and the container. Maximum internal forces exceed the bearing capacity of the ceiling plate for about 8% due to the impulse intensity 277,6MN in the time impulse 0,008s. In the case of the

¹ Juraj Králik, doc.Ing.Ph.D., STU Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Department of Structural Mechanics, Radlinského 11, Bratislava 813 68 (Juraj.Kralik@stuba.sk)

falling from the height 1,0m above the water surface in the basin the bearing capacity of the basin bottom was exceeded more than 19,4times.

The second effect of the containment fall is the shock loads to the steam generators. The results from the dynamic analysis show that the peak accelerations are 3-5times higher than in the case of earthquake.

3 Probability and sensitivity analysis of damping device

The probabilistic analysis of the damping device reliability to absorb the kinetic energies of the container fall was realized using the direct method MONTE CARLO. Four types of the damping devices with various geometry of steel pipes in one and two layers were analyzed. The sensitivity analysis of the damping devices were realized in the ANSYS program. The results from this analysis show that the effectivity of the damping devices depends firstly on the material properties of steel – strength and thickness of pipes, secondly on the variability of the container mass and height of free fall.

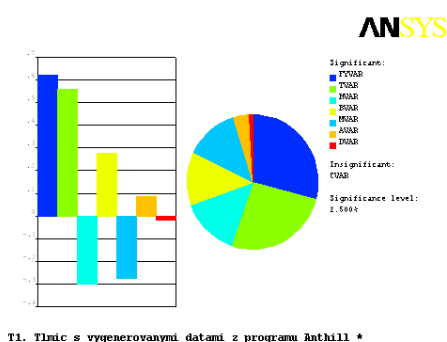


Fig.2

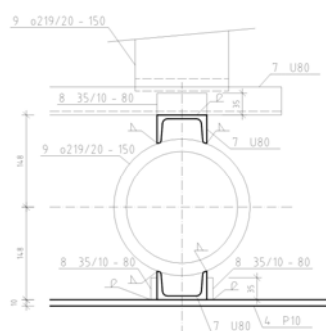


Fig.3

4 Conclusion

This paper deals with the problem of the analysis of the buildings of nuclear power plants in the case of their resistance to the possible accident during the transport of container C30. The dynamic transient analyses from the impact loads were realized using the system ANSYS. The damping devices were designed for protected the containment. The probability and sensitivity analysis of the effectivity of the damping devices were realized in the program AntHILL and ANSYS.

Acknowledgements

This paper was supported by Grant Agency ME SR VEGA 1/2136/05.

References

- [1] BANKASH,M.,Y.,H.: IMPACT AND EXPLOSION. ANALYSIS AND DESIGN. OXFORD LONDON 1993.
- [2] CESNAK,J.-KRÁLIK,J.: POSÚDENIE ÚNOSNOSTI ŽELEZOBETÓNOVÝCH KONŠTRUKCIÍ TRANSPORTNEJ TRASY PREPRAVY ŤAŽKÝCH BREMIEN REAKTOROVEJ SÁLY OBJ.800 JE-V2, PRO-REK, BRATISLAVA 2001.
- [3] KRÁLIK,J.,CESNAK,J.: NUMERICAL AND EXPLOSION ANALYSIS OF NUCLEAR POWER PLANT BUILDINGS, IN. PROC. ASIA-PACIFIC CONFERENCE ON SHOCK & IMPACT LOADS ON STRUCTURES, JAN.,1996, SINGAPORE.

STATICKÁ, STABILITNÁ A DYNAMICKÁ ANALÝZA VÝŠKOVEJ BUDOVY CBC V BRATISLAVE

STATIC, STABILITY AND DYNAMIC ANALYSIS OF HIGH RISE
BUILDING CBC IN BRATISLAVA

Juraj Králik¹, Juraj Králik-ml.²

Abstract

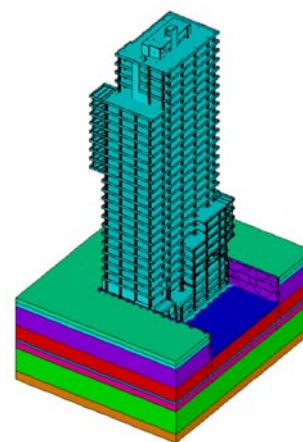
This paper presents the results of numerical analysis of static, stability and seismic resistance of the reinforced concrete structure of the high rise building CBC in Bratislava. This analysis were realized on the ground of design the optimal system of structural elements in consideration of soil structure interaction. The soil conditions were complicated with agresive ground water and problematic ground layers. In accordance of these results the modification of structural systems was realized. These analysis were realised in ANSYS program.

1 Úvod

V poslednom období došlo k oblasti v lokalite Bratislava a okolie k veľkému rozvoju výstavby vysokých administratívnych budov. Na jednej strane je snaha architektov o výstavbu takýchto objektov v centre mesta a na druhej strane sú zložité geologické podmienky v danej lokalite a seizmické riziká danej lokality.

Je potrebné podotknúť, že s výstavbou takýchto objektov sú už nemalé skúsenosti z hľadiska problematiky zakladania a chovania týchto objektov a sú aj experimentálne overené, avšak na druhej strane je potrebné povedať, že s chovaním týchto objektov nie sú skúsenosti z hľadiska ich chovania v prípade seizmickej udalosti. V tomto smere sa vychádza zo skúseností v obdobných lokalitách vo svete a z vyhodnotenia seizmického rizika pre túto lokalitu v rámci jednotnej metodiky spracovania máp seizmického rizika vo svete.

Na objekte výškovej stavby CBC v Bratislave chceme poukázať na rôzne aspekty pôsobiace na tvorbu efektívneho nosného systému takéhoto objektu. Analýzy objektu CBC boli zamerané na stabilitnú a dynamickú analýzu nosného systému v nadväznosti na interakciu objektu s podložím.



Obr.1

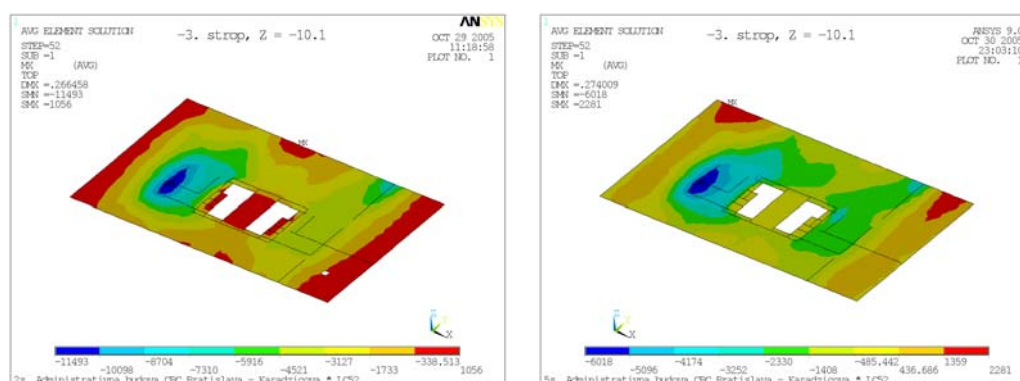
2 Interakcia konštrukcie s podložím

V dôsledku zložitých geologických podmienok, nerovnorodého prostredia, výskytu agresívnej spodnej vody a použitej technológie injektáže fy. KELLER, vplyvu oporných stien vane z troch strán objektu a nesymetrie nosného systému dochádza k nerovno-

¹ Juraj Králik, doc.Ing.Ph.D., STU Bratislava, Stavebná fakulta, Katedra stavebném mechaniky, Radlinského 11, Bratislava 813 68 (Juraj.Kralik@stuba.sk)

² Juraj Králik,ml.,Bc. STU Bratislava, Stavebná fakulta, Radlinského 11, Bratislava 813 68

mernému sadaniu. Tento fakt sa výrazne prejavil na namáhaní základovej dosky. Na rôznych modeloch a za variantných riešení tuhosti podlažia sa tieto javy analyzovali.



Obr.2 Pribeh ohybových momentov základovej dosky modelov CBC2 a CBC5

3 Závěry

Predmetom statických, stabilitných a dynamických analýz bol nosný systém objektu CBC1 v interakcii s podlažím. Z hodnotenia citlivosti objektu na základové pomery vyplýva vysoká citlivosť na nerovnomerné sadanie objektu. Stabilitná analýza nosných stĺpov preukázala, že k ich vybočeniu dôjde len v prípade vybočenia tuhostných jadier systému. Z modálnej analýzy objektu CBC 1 na rôznych modeloch vyplýva, že rozhodujúce vlastné tvary objektu kmitania v horizontálnom smere X sa nachádzajú vo frekvenčnom pásme 0,35-2,28 Hz, smere Y v pásme 0,25-2,42 Hz a v smere Z v pásme 1,46-4,04 Hz. Excentrické usporiadanie hmoty objektu vyplývajúce z nesymetrie objektu sa prejavuje rotáciou objektu v prípade rozhodujúcich tvarov kmitania v rovinách XZ a YZ. Seizmické zaťaženie bolo uvažované podľa Eurokódu 8 s redukčným súčiniteľom pôsobenia $q = 1,5$. V dôsledku rotácie dochádza k priťažovaniu niektorých zvislých prvkov v spodnej časti konštrukcie. Kritickými miestami objektu sú konštrukcie základovej dosky, steny a stĺpy v spodnej časti objektu. Základová doska je subtilná vzhľadom k poddajnému podlažiu a relatívne veľkým rozponom bez stužujúcich stien.

V priebehu spracovávaní projektu bolo odporúčané, aby došlo oproti pôvodnému návrhu k zvýšeniu hrúbky stien a rozmerov stĺpov v spodnej časti objektu až po úroveň aspoň 2.NP.

Pod'akovanie

Projekt bol realizovaný za finančnej podpory zo štátnych prostriedkov prostredníctvom Grantovej agentúry Slovenskej republiky pod číslom VEGA 1/2136/05.

Literatúra

- [1] KRÁLIK, J.: MODELOVANIE KONŠTRUKCIÍ A ICH INTERAKCIE S PODLAŽÍM V DYNAMIKE, PGŠ, AEROELASTICITA A SEIZMICITA, APRÍL 2004.
- [2] KRÁLIK, J.: STATICKÝ A DYNAMICKÝ POSUDOK NOSNÉHO SYSTÉMU OBJEKTU CBC 1, 2 KARADŽIČOVA UL. BRATISLAVA, P&C BRATISLAVA, MÁJ 2005, BRATISLAVA.
- [3] KRIŠTOFOVIČ, V.-TÓTHOVÁ, D.: DYNAMIC INTERACTION OF HIGH-RISE STRUCTURES WITH THE SUBSOIL. RESEARCH REPORTS SvF A4/7-1. KOŠICE, SvF TU KOŠICE, 1993.

SPOLUPÔSOBENIE OCEĽOVÉHO VEŽOVÉHO VODOJEMU S PODLOŽÍM PRI SEIZMICKOM BUDENÍ

INTERACTION OF STEEL WATER TANK TOWER WITH SUBSOIL UNDER EARTHQUAKE EXCITATION

Vladimír Krištofovič¹, Kamila Kotrasová²

Abstract

The paper presents the results of an analytical investigation of seismic response of the steel water tower. Fluid-structure interaction is modelled using the mechanical analogy proposed by Housner. In this work the results of soil influence on the entire structure system analysed. The frequencies and mode shapes are determined, and a seismic spectrum procedure is specialized for structure in accordance with STN 73 0036.

1 Dynamická interakcia vysokých štíhlych konštrukcií s podložím

Skutočné podložie možno považovať za dokonale pružné, homogénne a izotropné prostredie, do ktorého je zahĺbený základ alebo je predstavované vrstvou zeminy ležiacej na pružnom polpriestore, prípadne vrstevnatým podkladom. Príslušné dynamické tuhosti podložia sú

$$S(a_0) = K[k(a_0) + ia_0 c(a_0)] \quad (1)$$

kde reálna časť $k(a_0)$ predstavuje tuhosť a imaginárna časť $c(a_0)$ geometrický útlm. Dynamické tuhosti (1) sa dajú zaviesť do výpočtového modelu vysokej štíhlej konštrukcie.

2 Dynamická interakcia kvapaliny s nádržou

Najčastejšie sa úlohy dynamickej interakcie kvapaliny s nádržou pri seizmickom budení zjednodušujú a riešia pomocou poloempirických, analytických, poloanalytických metód alebo nekonečných radov. Spravidla sa zjednodušuje hydrodynamická stránka problému. Pre praktické riešenie sme použili Housnerovu metódu, pri ktorej je zohľadnený len základný vlastný tvar kmitania kvapaliny.

3 Výpočet odozvy konštrukcie

Seizmický výpočet bol vykonaný pre vežový vodojem z obr. 1. Najprv sme úlohu riešili tak, že náplň nádrže sme považovali za tuhé teleso. Alternatívne sme úlohu riešili aj tak, že základová doska je uložená na Winklerovom podklade. Ďalej sme predpokladali, že náplň nádrže sa nechová ako tuhé teleso. Pre praktické riešenie sme použili Housnerovu metódu.

Na základe rozboru vlastných kruhových frekvencií zodpovedajúcich rôznym modelom vyplýva, že najvýhodnejšími výpočtovými modelmi sú modely, ktoré

¹ Doc. Ing. Vladimír Krištofovič, CSc., TU, SvF, Katedra stavebnej mechaniky, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, tel. 055/602 4323, e-mail: vladimir.kristofovic@tuke.sk

² Ing. Kamila Kotrasová, TU, SvF, Katedra stavebnej mechaniky, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, tel. 055/602 4320, e-mail: kamila.kotrasova@tuke.sk

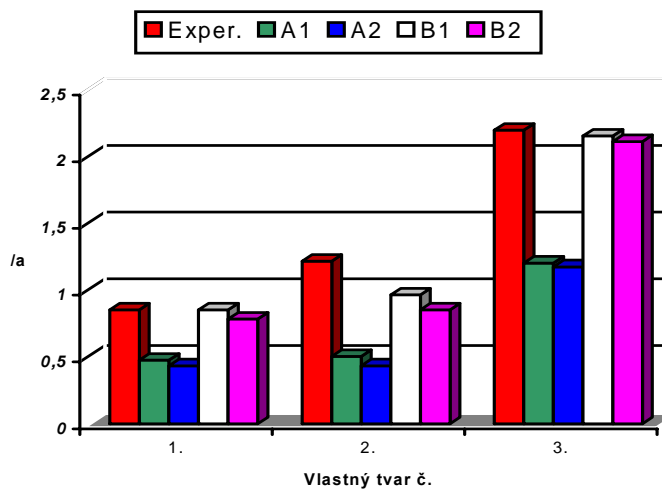
modelujú náplň nádrže pomocou Housnerových vzťahov. Vplyv poddajnosti podlažia je menší, najmä pre tie vlastné tvary kmitania, ktoré výraznejšie ovplyvňujú seizmickú odozvu.



Obr. 1 Pohľad na vežový vodojem

Výpočet seizmickej odozvy bol vykonaný použitím návrhového spektra odozvy podľa STN 73 0036. Vplyv lokálnych vlastností podlažia na seizmický pohyb sme uvažovali zaradením do kategórie podlažia B, súčiniteľ správania $q=1,0$.

Veľkosť seizmických účinkov ovplyvňuje predovšetkým skutočnosť, do ktorej časti návrhového spektra spadajú najnižšie vlastné frekvencie. V obr. 2 sú vykreslené poradnice pomerného normového návrhového spektra pre jednotlivé výpočtové modely. V obrázku sú uvedené aj poradnice pomerného normového návrhového spektra, ktoré boli určené z vlastných frekvencií nameraných na skutočnej konštrukcii.



Obr. 2. Poradnice návrhového spektra seizmickej odozvy

4 Záver

Zavedenie nových normových predpisov (STN 73 0036, STN P ENV 1998-1, STN P ENV 1998-3, STN P ENV 1998-4, STN EN 1998-1) vyžaduje oveľa častejšie vykonávať seizmický výpočet vysokých objektov ako sú vysoké budovy, stožiare, veže, komíny a pod.

Zohľadnenie interakcie

základu s podlažím, ale najmä kvapaliny s nádržou je u väčšiny takýchto konštrukcií nevyhnutné.

PodĎakovanie

Projekt bol realizovaný za finančnej podpory zo štátnych prostriedkov prostredníctvom Grantovej agentúry Slovenskej republiky. Registračné číslo projektu je VEGA č. 1/1124/04.

SEIZMICKÁ ODOLNOST ŽELEZOBETONOVÝCH BUDOV PODĽA NOVÝCH NORMOVÝCH PREDPISOV

SEISMIC RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDING ACCORDING TO NEW STANDARD REGULATIONS

Vladimír Krištofovič¹, Martina Lošonská²

Abstract

In this article the response spectrum procedure is specialized for buildings with unsymmetric plan in accordance with standard requirements STN EN 1998-1.

1 Úvod

Nové normové predpisy nám umožňujú uvažovať s vplyvom seizmického zaťaženia na konštrukcie zohľadniac aj ich čiastočné porušenie, t. j. že materiál konštrukcie pôsobí v nelineárnej oblasti. Pretože nelineárne dynamické výpočty sú ekonomicky i časovo náročné, umožňuje sa podľa týchto noriem výpočty vykonať ako lineárne a proces porušovania konštrukcie sa zohľadní pomocou súčiniteľa správania q .

V tomto príspevku je vykonaná aj analýza seizmickej odolnosti štvorpodlažného objektu z montovaného železobetónového skeletu.

2 Príklad

Kmitanie štvorpodlažného objektu (obr. 1) sme riešili pri predpoklade, že základ je votknutý do zeminy a pružne uložený. Prvých desať frekvencií je uvedených v tab. 1.

i	f_{0i} (Hz)		i	f_{0i} (Hz)	
	Základ votknutý do zeminy	Pružne uložený základ		Základ votknutý do zeminy	Pružne uložený základ
1	1,42	1,18	6	7,05	4,67
2	3,03	1,70	7	9,16	5,83
3	3,61	1,85	8	11,94	6,36
4	4,29	2,81	9	13,19	7,48
5	5,44	3,97	10	17,33	9,24

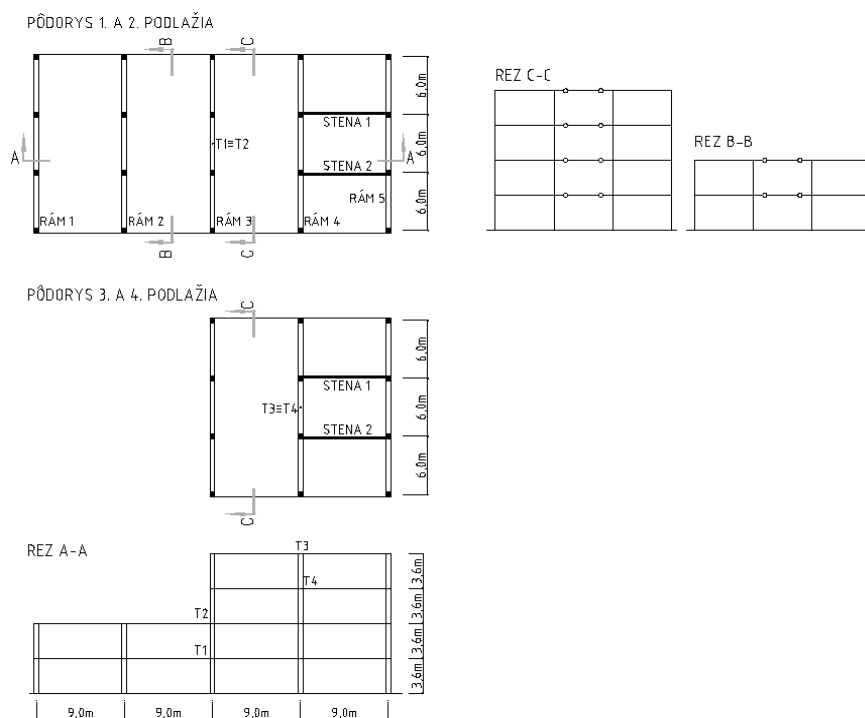
Tab. 1 Vlastné frekvencie objektu

Numerické výsledky riešených príkladov dokazujú, že charakteristiky pružného uloženia podstatne ovplyvňujú vlastné frekvencie a vlastné tvary kmitania. Dynamické charakteristiky ovplyvňuje aj usporiadanie zvislých nosných prvkov.

Podľa STN 1998-1 objekt musí byť zatriedený ako krútivo ohybný systém a súčiniteľ správania vychádza $q_p=1,5$.

¹ Doc. Ing. Vladimír Krištofovič, CSc., TU, SvF, Katedra stavebnej mechaniky, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, tel. 055/602 4323, e-mail: vladimir.kristofovic@tuke.sk

² Ing. Martina Lošonská, TU, SvF, Katedra stavebnej mechaniky, Vysokoškolská 4, 042 00 Košice, tel. 055/602 4321, e-mail: martina.losonska@tuke.sk



Obr. 1 Štvorpodlažný montovaný skelet

Veľkosť seizmických síl je predovšetkým ovplyvnená tým, do ktorej časti spektra padnú vlastné frekvencie. Na veľkosť seizmických síl má vplyv aj typ použitého spektra a to, či bolo uvažované, resp. neuvažované s poddajnosťou podlažia.

V tab. 2 sú uvedené maximálne premiestnenia budovy (v úrovni najvyššieho stropu) pre objekt z obr. 1 a pre priečny vodorovný smer seizmického pohybu. Objekt je umiestnený v epicentrálnej oblasti 1 a kategória podlažia je B. V tab. 2 sú uvedené premiestnenia určené použitím návrhových spektier pružnej odozvy pre typ 1 a typ 2 podľa STN EN 1998-1.

Základ votknutý do zeminu		Pružne uložený základ	
Typ 1	Typ 2	Typ 1	Typ 2
507	392	764	453

Tab. 2 Maximálne premiestnenia budovy (v úrovni najvyššieho stropu) (mm)

3 Záver

Numerické výsledky riešených príkladov dokazujú, že charakteristiky pružného uloženia podstatne ovplyvňujú vlastné kruhové frekvencie, zodpovedajúce vlastné tvary, amplitúdy vynúteného kmitania a pod. Dynamické charakteristiky ovplyvňuje aj usporiadanie zvislých nosných prvkov, spôsob založenia a uvažovaný typ návrhového spektra pružnej odozvy.

Pod'akovanie

Projekt bol realizovaný za finančnej podpory zo štátnych prostriedkov prostredníctvom Grantovej agentúry Slovenskej republiky. Registrační číslo projektu je VEGA č. 1/1124/04.

KMITANIE MOSTA VYVOLANÉ POHYBOM VOZIDLA

BRIDGE VIBRATION DUE TO VEHICLE MOTION

Jozef Melcer¹

Abstract

The submitted paper is dedicated to the analysis of bridge vibration excited due to moving vehicle. Computing model of vehicle is applied as the system with two degree of freedom (so called quarter model) and computing model of the bridge is applied as the system with continuously distributed mass. Equations of motion are derived in the form of ordinary differential equation and they are solved numerically. Time histories of mid-span deflection and dynamic coefficients are presented as results of numerical simulation.

1 Úvod

Kmitanie mostov vyvolané pohybom dopravných prostriedkov je pre inžinierov zaujímavé z viacerých hľadísk. Táto skutočnosť je príčinou toho, že sa inžinieri venujú analýze tohto problému prakticky nepretržite z rôznych hľadísk a pre riešenie úloh s tým spojených používajú rôzne prístupy. Jedna z možných ciest je využitie možností numerickej simulácie problému s použitím výpočtovej techniky. Predkladaný príspevok chce ukázať na jednu z možností vytvorenia výpočtového modelu a jeho spracovanie v prostredí programovacieho jazyku vyššej úrovne, akým je napríklad MATLAB.

2 Výpočtový model vozidla i mosta

Výpočtový model vozidla je volený ako systém s 2 stupňami voľnosti – tzv. štvrtinový model. Jeho číselné parametre sú volené tak, aby modelovali účinok zadnej nápravy ťažkého nákladného vozidla, napr. Tatra T148. Kmitanie takéhoto výpočtového modelu popisuje systém dvoch obyčajných diferenciálnych rovníc.

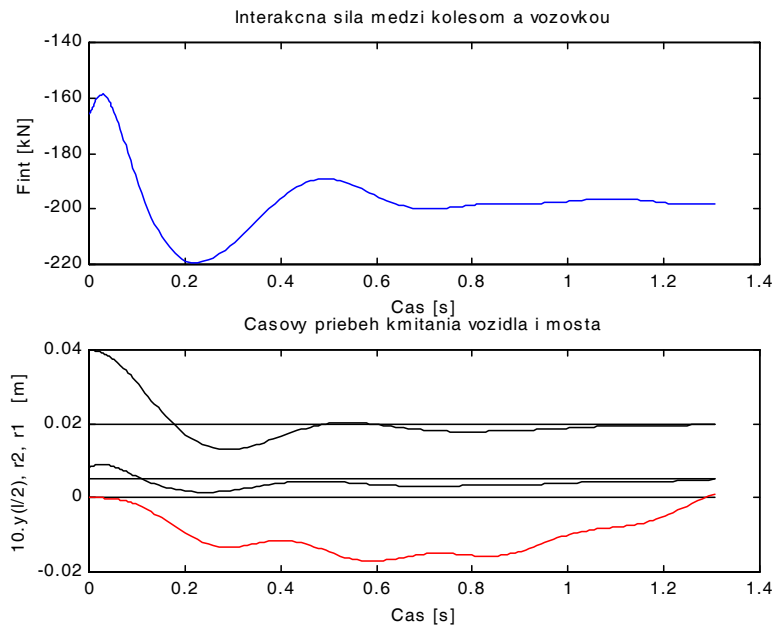
Výpočtový model mosta je volený v tvare jednoduchého nosníka so spojito rozloženou hmotnosťou. Kmitanie takéhoto výpočtového modelu popisuje jedna pohybová rovnica v tvare parciálnej diferenciálnej rovnice.

Aby sme sa vyhli riešeniu systému pohybových rovníc, kde niektoré diferenciálne rovnice sú obyčajné a iné parciálne, je snaha na základe určitých predpokladov nahradiť aj parciálnu diferenciálnu rovnicu, popisujúcu kmitanie mosta, obyčajnou diferenciálnou rovnicou. Je to možné urobiť viacerými spôsobmi, napríklad zavedením predpokladu o tvare ohybovej čiary [1].

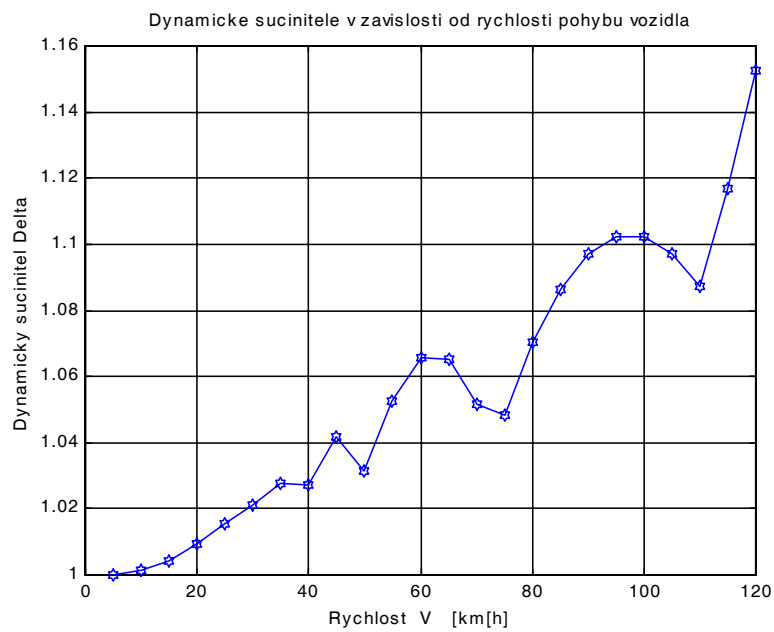
3 Výsledky numerických výpočtov

Ako výsledky numerických výpočtov sú pre inžiniera zaujímavé časové priebehy kmitania vozidla i mosta, interakčné sily vznikajúce medzi vozidlom a mostom a veličiny z nich odvodené, ako napríklad dynamické súčinitele. Ukážka možných výstupov je na obr. 1 a obr. 2.

¹ Jozef Melcer, prof. Ing. DrSc., Žilinská univerzita, Stavebná fakulta, KSM, Komenského 52, 010 26 Žilina, melcer@fstav.utc.sk



Obr. 1: Časový priebeh interakčnej sily a kmitania vozidla i mosta pri rýchlosti $V = 80$ km/h



Obr. 2: Pod tabuľky umiestíte jejich popis

Literatura

- [1] Melcer, J. DYNAMICKÉ VÝPOČTY MOSTOV NA POZEMNÝCH KOMUNIKÁCIÁCH, EDIS ŽU ŽILINA, 1997.

RÁZOVÉ ZAŽÁŽENIE V KONŠTRUKCII TRATE

IMPACT LOADING IN THE TRACK STRUCTURE

Moravčík Milan*

Abstract

The impact loading are encountered repeatedly in the track structure. The dynamic response of track structure to impact and transient impulsive load as a test method of the track structure is presented. The dynamic load is performed by a impact loading test device and the dynamic response of the railway track - rails, sleepers and the ballast bed is measured and analysed in the time and frequency domain. The result are exploited in the dynamic analysis of the track response due to moving trains

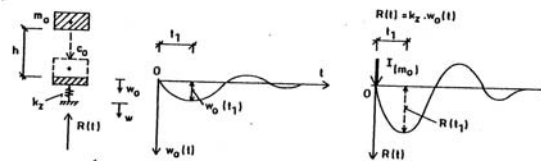
1 Úvod

Rázové zaťaženie predstavuje veľmi krátko trvajúce silové účinky ($\Delta t \approx 0,010 - 0,015s$) s veľkými amplitúdami, ktoré vznikajú v dôsledku vzájomnej interakcie hmôt mechanickej sústavy pohybujúce sa koľajové vozidlo – trať, resp. interakčné sily dvojkolesí podvozokov a koľajového roštu.

Tento príspevok je venovaný experimentálnej analýze a dynamickým testom konštrukcie trate na impulzové zaťaženie, ktorá dáva najlepší obraz o chovaní konštrukcie na takéto účinky.

2 Generovanie silového impulzu

Rázová skúška na konštrukciu trate sa vykonáva jednoduchým mechanickým zariadením (pádostroj), ktorý vyvodzuje kontrolovaný silový impulz I_p konečnej intenzity a konečného trvania (obr. 1).



Obr.1 Predpoklady určenia reaktívnej rázovej sily

Dopadom hmoty m_o na tlmíč vzniká nepružný ráz. Z podmienky extrému funkcie, napr. nulová rýchlosť $\dot{w}_o(t)$ pohybu hmoty m_o sa určí:

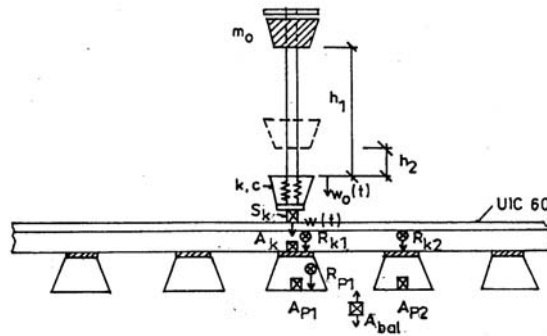
$$w_{o,max} = w_o(t_1) : w_{o,max} = w_o(t_1) = w_{st} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{c_o^2 w_o^2}{g^2}} \right] = w_{st} \cdot \delta \quad (1)$$

*Prof. Ing. Milan Moravčík, CSc, University of Žilina, Dep. Of Structural Mechanics, 010 26 Žilina, Komenského 52, e-mail: mimo@fstav.utc.sk

kde: $\delta = \left(I + \sqrt{I + \frac{c_o^2 \omega_o^2}{g^2}} \right)$ je dynamický súčiniteľ. (2)

Maximálna teoretická hodnota rázovej sily vyvodzovaná pádstrojom vyjadrená pomocou dynamického súčiniteľa potom je:

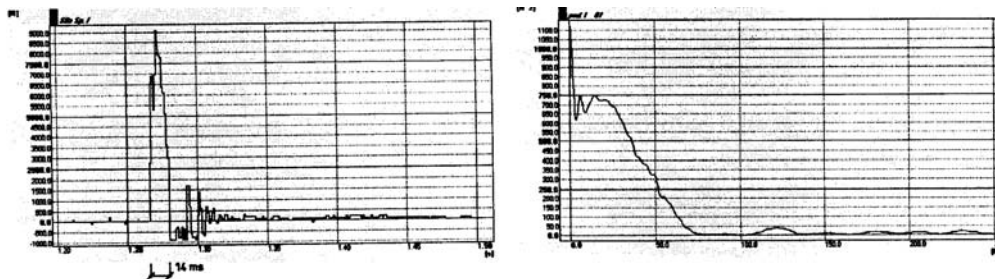
$$R_{\max} = R(t_1) = G \left[I + \sqrt{I + \frac{c_o^2 w_o^2}{g^2}} \right] \quad (3)$$



Obr.2 Schéma budenia impulzovým zariadením

3 Dynamická odozva koľajnicového pásu na impulzové zaťaženie

Usporiadanie merania dynamickej odozvy koľajnicového pásu sa vykonáva priamo v konštrukcii prevádzkovaných tratí. Merací reťazec sa skladal zo snímačov meranej odozvy - vertikálne posunutia koľajového pásu, podvalov a štrkového lôžka a ich zrýchlenia. Do meracieho reťazca bol zapojený aj snímač priameho merania impulzu sily vnášaného do konštrukcie a záznamového a vyhodnocovacieho systému DISYS riadeného počítačom. Príklad priameho merania impulzového zaťaženia v trati je ukázaný na obr.3.



Obr.7 Časový priebeh silového impulzu a jeho spektrum

Získané časové priebehy dynamickej odozvy komponentov koľajového roštu – koľajnicových pásov, podvalu, resp. štrkového lôžka na aplikované impulzové zaťaženie, ich spektrá, resp. prenosové funkcie, merané cez posuny a zrýchlenia dávajú všetky dôležité informácie o dynamickom chovaní konštrukcie trate a o vplyve rázového zaťaženia na dynamickú odozvu.

VÝPOČTOVÝ MODEL KONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍ TRATI PRO EXPLICITNÍ DYNAMICKOU ANALÝZU

COMPUTATIONAL MODEL OF RAILWAY TRACK STRUCTURE FOR EXPLICIT DYNAMIC ANALYSIS

Petr Vymlátíl¹

Abstract

The paper describes sophisticated computational model for explicit dynamic analysis of railway track structure. The track superstructure and substructure were modeled by three-dimensional finite elements. Using model like this wave propagation from the track to the surroundings can be simulated. Also related problems such as damping and nonreflecting boundary conditions were discussed. The explicit finite element code LS-DYNA was used for the analysis.

1 Úvod

Príspevek popisuje výpočtový model pro explicitní analýzu konstrukce železniční trati. Železniční trať je nelineární mechanická soustava, kterou při výpočtu nahrazujeme vhodným výpočtovým modelem. Způsob idealizace konstrukce závisí především na typu úlohy a požadavkům na přesnost výpočtu. Nejvhodnější, ale také nejvíce časově náročnou z hlediska výpočtu, je idealizace konstrukce prostorovým výpočtovým modelem, kde jsou kolejnice i pražce modelovány objemovými konečnými prvky. Pražce jsou uloženy v prostorovém modelu pražcového podloží. Detailní výpočtový model konstrukce spolu s vhodným modelem pohyblivého zatížení umožňuje sledovat namáhání jednotlivých částí konstrukce a simulovat některé dynamické jevy, např. při dostatečně velké oblasti zemního tělesa lze sledovat šíření vln podloží apod. S tím také úzce souvisí problematika tlumení a použití vhodných okrajových podmínek.

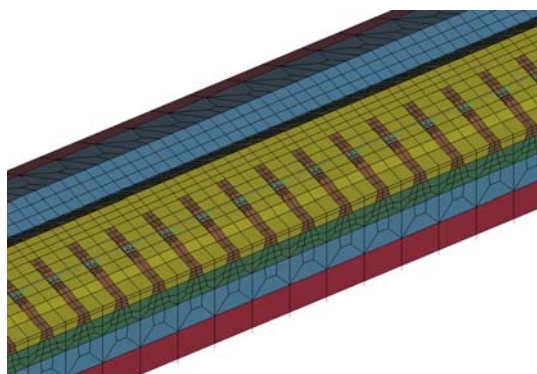
2 Výpočet statické odezvy konstrukce explicitní numerickou integrací pohybové rovnice

Explicitní metody numerické integrace [1] jsou vhodné především pro analýzu krátkodobých silně nelineárních dynamických dějů. V některých případech lze explicitních metod využít i pro stanovení statické odezvy konstrukce, např. při stanovení počátečního stavu napjatosti a pole posunutí před vlastním explicitním dynamickým výpočtem. Pro ověření modelu pro explicitní analýzu byla stanovena statická odezva numerickou explicitní integrací v čase, tzn. v průběhu řešení je nutné minimalizovat kinetickou energii systému vhodným útlumem.

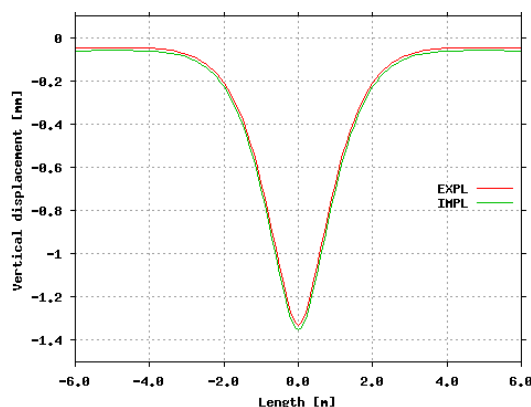
Pro analýzu byl použit prostorový výpočtový model vytvořený v programu ANSYS/LS-DYNA (viz. obr. 1) délky 12,6 m zatíženým osamělou kolovou silou o

¹ Petr Vymlátíl, Ing., VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 95 622 37 Brno, vymlatil.p@fce.vutbr.cz

intenzitě 125 kN. Na obr. 2 je porovnána explicitní a implicitní řešení statické odezvy konstrukce. Rozdíl mezi explicitním a implicitním řešením je minimální.



Obr. 1: Výpočtový model konstrukce



Obr. 2: Svislé posunutí ve svislém směru

Pro následnou explicitní dynamickou analýzu interakce kolejového vozidla s železniční tratí je nutné model doplnit o vhodný model tlumení. Při numerické integraci pohybové rovnice se nejčastěji používá Rayleighův útlum [1], koeficienty tlumení α a β lze stanovit pro daný poměrný útlum a frekvenční rozsah odpovídající významným tvarům kmitu. Dalším významným problémem je tzv. „odraz vln“. Při dynamickém zatížení reálné konstrukce železničního svršku se od praquek do podloží šíří vlny. Výpočtovým modelem lze modelovat pouze určitou oblast praquekového podloží a na jeho hranici definovat okrajové podmínky. To klade značné požadavky na velikost oblasti praquekového podloží, tak aby k nedocházelo k odrazu vln od okrajových podmínek. Další možností je použití tzv. nonreflecting boundary conditions. Tyto speciální okrajové podmínky zabráňují odrazu vln zpět do praquekového podloží. Nelineární dynamická analýza klade mnohem vyšší nároky na výpočtový model.

3 Závěr

V příspěvku je popsán prostorový výpočtový model železniční tratě pro explicitní dynamickou analýzu konstrukce. V rámci ověření korektnosti tohoto modelu byla zjištěna statická odezva konstrukce explicitní numerickou integrací. Následné porovnání s implicitní statickou analýzou prokázalo velmi dobrou shodu. Výpočtový model konstrukce železniční trati lze spolu s vhodným modelem kolejového vozidla [2] využít pro detailní dynamickou analýzu namáhání konstrukce při pojezdu vozidla.

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT, projekt 1M6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] BELYTSCHKO, T., LIU, W. K., MORAN, B. Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures. JOHN WILEY & SONS, LTD, 2001. ISBN 0-471-98773-5
- [2] VYMLÁTIL, P. Výpočtový model lokomotivy řady 150/151 pro numerickou simulaci přímého pojezdu po železničních konstrukcích, In: 13. ANSYS Users' Meeting, Přerov, 2005. SVS FEM, s. r. o. ISBN 80-239-5675-2

POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI SPŘAŽENÝCH OCELOBETONOVÝCH SLOUPŮ

DETERMINATION OF FIRE RESISTANCE OF COMPOSITE COLUMNS

Miloš Rieger¹

Abstract

Determination of the final fire resistance of composite columns made of concrete filled hollow sections. Calculation is based on achievement of critical temperature on steel tube. Final resistance is determined respect to influence of concrete filling. In the end the article demonstrates application of the probabilistic method SBRA (Simulation Based Reliability Assessment) in fire resistant calculation.

1 Úvod

Spřažené ocelobetonové skelety přinášejí výhody jak statické, tak i konstrukční. Jednou z nevýhod těchto systémů však bývá snížená požární odolnost vyplývající z případných nedostatečně chráněných ocelových částí průřezů, které mohou být vystaveny účinkům požáru. Průřezy pak musí být dodatečně chráněny, což je prováděno např. obezděním, protipožárními obklady či nástřiky nebo přidáním dodatkové, tzv. požární, výztuže do samotných průřezů. Zvláštní pozornost pak vyžadují štíhlé ocelobetonové sloupy z dutých ocelových průřezů vyplněných betonem. Tyto sloupy se vyznačují vysokou únosností, vnější ocelový povrch však primárně zůstává bez ochrany.

2 Obsah příspěvku

V jednotlivých kapitolách příspěvku je naznačen způsob, jak lze zjednodušeným způsobem určit předpokládanou dobu požární odolnosti sloupů z ocelových kruhových trub vyplněných betonem se započítáním tepelné kapacity výplňového betonu. Růst teploty nechráněných dutých ocelových profilů je ovlivněn jednak tvarovým faktorem, jednak tepelnou kapacitou výplňového betonu, který navíc plní i funkci statickou. Tímto způsobem se zvyšuje statická únosnost profilu, současně je jádrovou výplní odnímáno teplo zahřáté oceli.

Při výpočtech požární odolnosti jsou definovány okrajové podmínky a vstupní veličiny, které mají do značné míry náhodný charakter. Obzvláště to pak platí pro mechanické a tepelně technické vlastnosti použitých materiálů, které jsou navíc závislé na teplotě. Proto bylo pro ilustraci provedeno posouzení požární odolnosti ocelobetonového sloupu pomocí metody SBRA [1], která umožňuje postihnout variabilitu vstupních veličin.

V závěru jsou výsledky výpočtu konfrontovány s výsledky požárních zkoušek provedených ve zkušebně PAVÚS ve Veselí nad Lužnicí.

¹ Ing. Miloš Rieger, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 00 Ostrava – Poruba, tel. (+420) 59 732 1349, e-mail milos.rieger@vsb.cz

3 Závěr

Zjištěné hodnoty požární odolnosti ocelobetonových sloupů potvrzují skutečnost, že výplň uzavřených ocelových průřezů zvyšuje jejich požární odolnost. Vyplněním dutiny dochází k odnímání tepla nosného ocelového pláště, snižování jeho teploty a tím k zvyšování požární odolnosti prvku. Je však důležité, aby vhodným systémem otvorů v plášti byl umožněn odvod přetlakových vodních par, které při požáru v dutině vznikají.

Lze konstatovat, že hodnoty požární odolnosti ocelobetonových sloupů, které byly získány prezentovaným zjednodušeným výpočtem, vykazují poměrně dobrou shodu s výsledky experimentálními. Pokud by byly k dispozici dostatečné soubory statistických dat pro jednotlivé vstupní veličiny náhodného charakteru, bylo by velice výhodné využívat i plně pravděpodobnostní postupy.

Poděkování

Príspevek byl vypracován s podporou projektu ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 103/04/1451 – Rozvoj a aplikace pravděpodobnostních metod využívajících simulační techniku pro posuzování spolehlivosti a funkčnosti konstrukcí a stavebních částí.

Literatura

- [1] Marek, P., Guštar, M., Anagnos, T. SIMULATION-BASED RELIABILITY ASSESSMENT FOR STRUCTURAL ENGINEERS, CRC PRESS, INC., BOCA RATON, FLORIDA, 1995, ISBN 0-8493-8286-6
- [2] Marek, P., Guštar, M. COMPUTER PROGRAM ANTHILL™ (COPYRIGHT), DISTR. ARTECH, NAD VINICÍ 7, 143 00 PRAHA 4, 1989-2001
- [3] Karpaš, J., Zoufal, R. ZABRAŇUJEME ŠKODÁM – POŽÁRNÍ VODLNOST OCELOVÝCH A ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ, ČESKÁ STÁTNÍ POJIŠŤOVNA, PRAHA, 1989
- [4] Rieger, M. VYHODNOCENÍ ZKOUŠEK POŽÁRNÍ ODOLNOSTI OCELOBETONOVÝCH SLOUPŮ, ZÁVĚREČNÁ ZPRÁVA, VÍTKOVICE, A.S., VÚSM, 1992
- [5] ČSN 73 0851 STANOVENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ, PRAHA, ÚNM, 1985
- [6] ČSN P ENV 1993-1-2 NAVRHOVÁNÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ - ČÁST 1-2: NAVRHOVÁNÍ NA ÚČINKY POŽÁRU, PRAHA, ČESKÝ NORMALIZAČNÍ INSTITUT, 1995
- [7] Draft prEN 1994-1-2 DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES, PART 1-2: GENERAL RULES – STRUCTURAL FIRE DESIGN, 2003

RIZIKA MODELOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ STŘECH

RISKS OF ROOF LOAD-BEARING STRUCTURE'S MODELING

Karel Kubečka¹, Martin Krejsa² David Jonov³

Abstract

The paper reviews the concept of modeling load-bearing structure and its loads with attention to occurrence of potential failure. Failing in case of supposed loading or static modeling leads to start of civil engineering project's risk, which can be expressed sequentially as damage from design problems to possible collapse of structure.

1 Úvod

Každá lidská činnost je zatížena určitým stupněm rizika. V činnosti souhrnně nazývanou jako „stavebnictví“ se potýkáme s celou řadou rizik. Tato rizika vyplývají například ze sociálních podmínek daného regionu i demografického složení obyvatelstva regionu. Například chybný průzkum trhu související s kupní silou obyvatelstva, tedy chybně vypracovaná ekonomická studie může zapříčinit výstavbu nákupního centra v místech, kde není dostatečná kupní síla obyvatel. Pak tato investice může být zmařena.



Rizikem stavby v převážné míře rozumíme rizika technického charakteru. Toto riziko vnímáme jako míru nebezpečí úrazu, vzniku škody nebo poruchy různě, podle oboru lidské činnosti. Ve stavebnictví je míra rizika, neboli pravděpodobnost vzniku škody nebo poruch na stavebních konstrukcích eliminována příslušnými normativními předpisy, to znamená, že tato míra rizika je z převážné části pokryta normovými ustanoveními, jejichž dodržování zajišťuje eliminaci pravděpodobných rizik na společensky a ekonomicky přijatelnou úroveň, nebo je při dodržení ustanovení norem pokrývá zcela, například jak je tomu u dimenzování nosných konstrukcí staveb.

Přesto dochází k výskytu poruch a vad konstrukcí. Množství těchto vad a poruch není zejména ekonomicky zanedbatelné, proto jsou hledány metody mající za úkol pojmenovat příčiny těchto vad a poruch přesto, že při činnosti související se stavbou jsou veškeré normativní i související podmínky splněny. Je tedy snahou riziko staveb ještě více eliminovat na ekonomicky přijatelnou míru, nebo jej zcela odstranit.

¹ Ing. Karel Kubečka, Ph.D., Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: 59 6991343, e-mail: karel.kubecka@vsb.cz

² Ing. Martin Krejsa, Ph.D., Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: 59 6991303, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz

³ Ing. David Jonov, Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava-Poruba, tel: 59 6991322, e-mail: david.jonov.fast@vsb.cz

Myšlenka snížení rizika spolu s eliminací vad a poruch staveb není nová a do popředí se dostala po roce 1980 s nástupem nové generace materiálů podporující prefabrikaci v našem stavebnictví, zejména materiálů odstraňující sezónnost stavebního procesu. V souvislosti s touto myšlenkou vystoupil do popředí nový pojem „Patologie staveb“ [1]. Tento pojem reprezentuje vědní obor, který se zabývá systematickými vadami a poruchami staveb a jejich haváriemi. Jako nezbytné je systematické sledování těchto jevů, zatřídění a zobecnění a následná analýza vedoucí k poznání podmínek pro snížení daného rizika.

Riziko je obecně definováno jako součin očekávané škody C a pravděpodobnosti P_f , jejího výskytu, to je skutečnosti, že nepříznivá událost nastane.

$$R = C \cdot P_f \quad (1)$$

Pokud se na rizikových faktorech podílí více dílčích činitelů, jak tomu v praxi ve většině případů je, můžeme výsledné riziko obecně zapsat jako součet jednotlivých dílčích rizik.

$$R = \sum_{i=1}^n (C_i \cdot P_{f,i}) \quad (2)$$

Technickými riziky staveb rozumíme rizika, která vznikají při přípravě, výstavbě a užívání stavby. Jsou vázaná (včetně technického zařízení, která zabezpečují jeho funkčnost) na zřizování a existenci stavebního objektu a jeho případné odstraňování. Technickými riziky stavby nejsou např. nebezpečí vznikající z titulu porušování zásad BOZP, v jejichž důsledku dochází k pracovním úrazům při realizaci stavby z technologických důvodů, sociální problémy, které stavební objekt přinese (např. velký stavební objekt s mnoha levnými byty), ekonomická rizika stavby a pod.

2 Technické riziko modelu konstrukce

Jedno z technických rizik stavby vyskytujícím se ve stádiu projektové přípravy stavby je chybně vytvořený model nosné konstrukce. Ve druhém případě se pak může jednat o chybu v modelu zatížení a to jak ve stanovení hodnoty zatížení, tak lokalizace jeho působení. Ze zkušeností víme, že pokud se v modelech vyskytnou chyby, pak zpravidla se nejedná o ojedinělou chybu, ale jejich společné působení, tedy jakýsi „součet záporných odchylek“.

Částečně lze úlohy také obrátit a ze způsobu prezentace poruchy lze usuzovat na konstrukci – její statické schéma.



Obrázek 1 : Konstrukce střešních vazníků havarovaného supermarketu Lidl v Ostravě.

MEZNÍ STAVY TRVANLIVOSTI – MODELOVÁNÍ A ROZMĚR ČASU

LIMIT STATES FOR DURABILITY DESIGN – MODELLING AND THE TIME FORMAT

Dita Matesová¹, Florentina Pernica¹, Břetislav Teplý²

Abstract

Durability limit states (DLS) are recognised as a new category of limit states (LS) by some new international documents which are under development recently (fib Model Code, ISO). First, the basis of the structural design according to DLS is described showing the service life format and the limit state format. Second, the alternatives of simplified LS for RC structures are discussed in more details. Some software tools are presented briefly as well as some illustrative examples of application.

1 Time dependent limit states

For service life design (or durability design) two safety formats may be considered:

(a) The *service life format*: $P_f(t_D) = P\{t_{PS}(X_i, t) \leq t_D\} \leq P_d$ where t_D is design service life, t_{PS} the predicted service life, P_f is the probability of failure and P_d specified design (target, acceptable) probability.

(b) The *limit state format*: $P_f(t_D) = P\{R(t_D) - S(t_D) \leq 0\} \leq P_d$, where $R(t_D)$ is the resistance capacity of the structural component at the design life t_D and $S(t_D)$ represents a cumulative degradation of the component at the design life t_D .

2 Software tools

(1) **FreetD** - an associated product of the multipurpose probabilistic software for statistical, sensitivity and reliability analysis of engineering problems Freet (Feasible Reliability Engineering Tool) [2]. FreetD (see Fig. 1) includes a number of degradation models for reinforced concrete structures assessment: *models for carbonation, chloride ingress and reinforcement corrosion*.

(2) **RC-LifeTime** - freely accessible on <http://rc-lifetime.stm.fce.vutbr.cz/> has been recently introduced by the authors [1]. It offers two following options for reinforced concrete structures assessment: (i) Service Life Assessment and (ii) Concrete Cover Assessment (see Fig. 2).

3 Conclusions

The consideration of time format in limit states is presented in this paper with special focus on simplified durability limit states. Software tools for concrete structure design or assessment are briefly introduced. However, several issues deserve an extra consideration (and dissemination!): (i) following the idea of *live cycle costing* (LCC) the design service life has to be determined (or agreed) by the client; (ii) consequently the

¹ Ing. Dita Matesová, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics, Veveří 95, 602 00 Brno, matesova.d@fce.vutbr.cz, florentina.pernica@dlh.de

² Prof. Ing. Břetislav Teplý, CSc., Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Chemistry, Žižkova 17, 602 00 Brno, teply.b@fce.vutbr.cz

appropriate limit states and relevant reliability level (in the form of the reliability index β) have to be determined/satisfied.

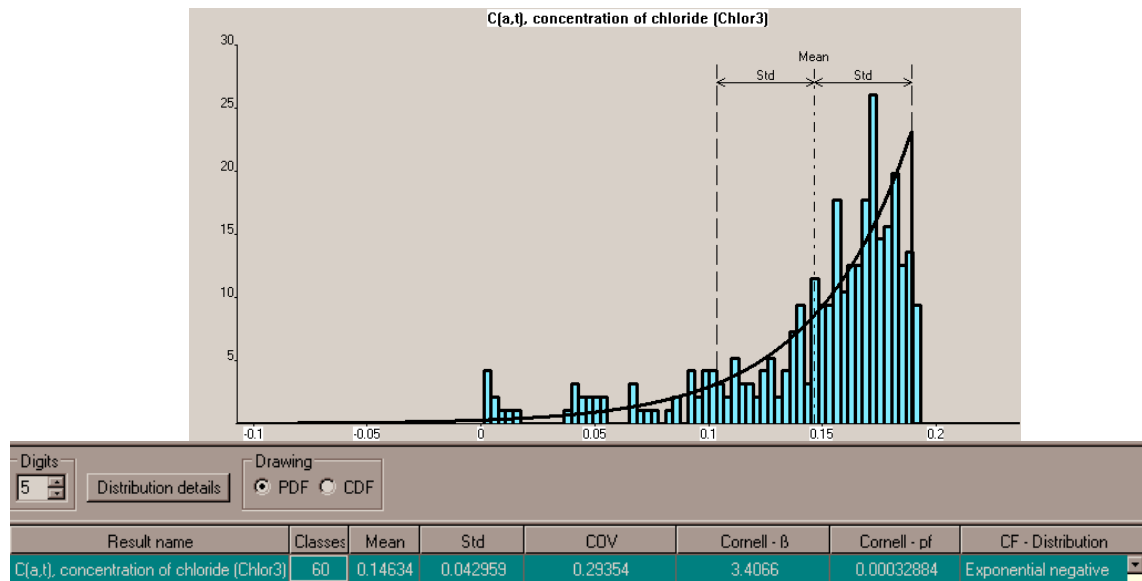


Fig. 1: FreetD – result of stochastic computation of the model for determination of chloride concentration in concrete recommended by Fib.

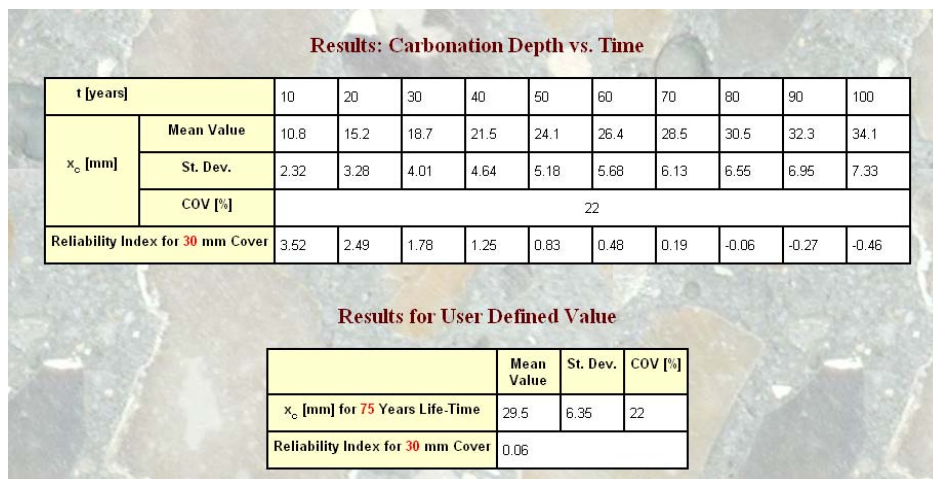


Fig. 2.: Output data (shown only in the numerical form).

Acknowledgement

This outcome has been achieved with the financial support of the Ministry of Education, Youth and Sports, project No. 1M680470001, within activities of the CIDEAS research centre.

References

- [1] Keršner, Z., Rovnaníková, P., Teplý, B. and Novák, D. 2004. DESIGN FOR DURABILITY: AN INTERACTIVE TOOL FOR RC STRUCTURES, PROC. OF THE INT. CONF. ON LIFE CYCLE ASSESSMENT, BEHAVIOUR AND PROPERTIES OF CONCRETE STRUCTURES LC 2004 (BRNO, CZECH REPUBLIC, 2004) 172-182
- [2] Novák, D., Vořechovský, M., Rusina, R. FREET v.1.3 – PROGRAM DOCUMENTATION, USER’S AND THEORY GUIDES, 2006

MODELOVÁNÍ KOMBINACÍ ČASOVĚ ZÁVISLÝCH ZATÍŽENÍ S NÁHODNOU INTENZITOU

MODELS OF RANDOM ACTION COMBINATIONS

Miroslav Sýkora¹

Abstract

Time-variant structural reliability is investigated assuming a combination of an arbitrary number of stationary and ergodic load processes. The time-variant problem is firstly transformed into the time-invariant one using Turkstra's rule. Secondly, a more general model based on rectangular wave renewal processes with intermittencies is introduced. This model is applicable for a number of different actions. A numerical example of a structural member exposed to long-term and short-term imposed actions indicates that both approaches may lead to a similar reliability level.

Rozšířený abstrakt

Konstrukční prvek nebo systém splňuje kritérium spolehlivosti, pokud

$$P_f(0, T) = P\{g[\mathbf{X}(t)] < 0 \dots \text{pro alespoň jedno } t \in (0, T)\} \leq P_t \quad (1)$$

kde $P_f(0, T)$ je pravděpodobnost poruchy vztažená k referenční době T , P_t je její směrná hodnota a $g[\cdot]$ je funkce mezního stavu základních veličin $\mathbf{X}(t)$.

Zejména časová proměnlivost zatížení způsobuje, že ověřování spolehlivosti musí být často řešeno jako časově závislý problém. V příspěvku jsou vysvětleny dva základní zjednodušující postupy rozboru časově závislé spolehlivosti.

Uvažujme, že veličiny popisující odolnost konstrukce $\mathbf{R} \in \mathbf{X}(t)$ a stálá zatížení $\mathbf{G} \in \mathbf{X}(t)$ jsou časově nezávislé a účinky n časově závislých zatížení $S_i(t)$, $i = 1, \dots, n$, jsou popsány pomocí stacionárního a ergodického vektoru $\mathbf{S}(t) \in \mathbf{X}(t)$. Předpokládá se, že všechny veličiny jsou vzájemně statisticky nezávislé.

Označme zatížení $S_1(t)$ jako hlavní proměnné zatížení, zatímco ostatní zatížení $S_j(t)$, $j = 2, \dots, n$, jsou zatížení vedlejší. Předpokládejme dále, že zatížení $S_2(t)$ má na vyšetřovanou konstrukci nepříznivější účinky než zatížení $S_3(t)$, apod. Účinky jednotlivých zatížení $S_i(t)$ jsou popsány procesy s daným intervalem konstantní intenzity zatížení T_i , pravděpodobností výskytu zatížení v intervalu p_i . $r_i = T / T_i$ a r_i / r_k ($r_i \geq r_k$) jsou celočíselné koeficienty.

Pro zatížení $S_1(t)$ musí být známa hodnota maximálního účinku $S_{1,T}$ vztaženého k referenční době T s distribuční funkcí $F_{1,T}(x)$. Pro každé zatížení $S_j(t)$ musí být definován účinek zatížení S_{j,T_j} vztažený k intervalu T_j prostřednictvím distribuční funkce $F_{j,T_j}(x)$ s uvážením pravděpodobnosti výskytu zatížení p_j . Distribuční funkce $F_{c_j}(x)$ kombinačního účinku S_{c_j} zatížení $S_j(t)$ může být následně zapsána jako

$$F_{c_j}(x) = F_{j,T_j}(x), \text{ pokud } \min[T_1, T_2, \dots, T_{j-1}] = T_{(j-1)\min} \leq T_j \text{ nebo } F_{c_j}(x) = [F_{j,T_j}(x)]^{r_j/r_{(j-1)\min}}, \text{ pokud } T_{(j-1)\min} > T_j \quad (2)$$

¹ Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Oddělení spolehlivosti konstrukcí, Šolínova 7, 166 08 Praha 6, sykora@klok.cvut.cz

Pro lineární kombinaci účinků zatížení $\mathbf{S}(t)$ lze přibližně stanovit maximální účinek $E_{\max,T}(\cdot)$ prostřednictvím Turskrova pravidla

$$E_{\max,T}[S_1(t), S_2(t), \dots, S_n(t)] = \max_T \{E[S_1(t), S_2(t), \dots, S_n(t)]\} \approx E[S_{1,T}, S_{c2}, S_{c3}, \dots, S_{cn}] \quad (3)$$

Pro známý účinek $E_{\max,T}(\cdot)$ lze pravděpodobnost poruchy $P_f(0,T) = P\{g[\mathbf{R}, \mathbf{G}, E_{\max,T}(\cdot)] < 0\}$ následně určit libovolnou metodou pro časově nezávislé úlohy.

Obecnější pravděpodobnostní model než transformace na časově nezávislý problém poskytuje aproximace vektoru $\mathbf{S}(t)$ prostřednictvím náhodných stupňovitých procesů.

Analytické řešení pro pravděpodobnost poruchy $P_f(0,T)$ je v tomto případě dostupné pouze výjimečně v jednoduchých případech. Horní mez pro $P_f(0,T)$ lze odvodit ve tvaru

$$P_f(0,T) \leq P_f(0) + T \sum_{m=1}^n \kappa_m P \left\{ \begin{array}{l} g[\mathbf{R}, \mathbf{G}, \mathbf{S}'(\tau), S_m(\tau)] \geq 0 \cap \\ g[\mathbf{R}, \mathbf{G}, \mathbf{S}'(\tau), S_m(\tau + \Delta t)] < 0 | S_m(\tau + \Delta t) \text{ "působí"} \end{array} \right\} \quad (4)$$

kde $P_f(0)$ je pravděpodobnost poruchy v počátečním okamžiku; $T\kappa_m$ je průměrný počet zatěžovacích pulzů $S_m(t)$ během T , $S_m(t)$ označuje zatížení, jehož zatěžovací puls začíná během Δt a $\mathbf{S}'(t)$ označuje vektor zatížení $S_j(t)$ ($j \neq m$) neměnicích během Δt svou intenzitu. V článku jsou dále uvedeny dolní mez a zjednodušená horní mez pravděpodobnosti poruchy $P_f(0,T)$.

Výpočet odhadu $P_f(0,T)$ prostřednictvím Turskrova pravidla (i), dolní meze (ii), horní meze (iii) v rovnici (4) a zjednodušené horní meze (iv) je vysvětlen na rozboru spolehlivosti nosníku vystaveného dlouhodobému a krátkodobému užitnému zatížení. Odhady jsou porovnány s „přesnou“ hodnotou $P_f(0,T)$ získanou přímou metodou Monte Carlo (dále je uváděn poměr např. $P_{f(i)}(0,T) / P_{f(MC)}(0,T) = k_i$).

Příspěvek naznačuje, že rozbor časově závislé spolehlivosti stavebních konstrukcí obvykle vyžaduje zjednodušení umožňující proveditelnost pravděpodobnostního výpočtu. Transformace na časově nezávislý problém prostřednictvím Turkstrova pravidla (i) může vést k dostatečně přesnému odhadu $P_f(0,T)$, vyžaduje však nezbytné zkušenosti při rozhodování o hlavních a vedlejších zatíženích. Stupňovité procesy lze použít při modelování jak zatížení s velmi krátkými pulsy, tak zatížení stále působících. Dolní (ii) a horní (iv) meze pravděpodobnosti poruchy mohou být stanoveny přímo s využitím pravděpodobnostních metod pro časově nezávislé problémy.

Numerický příklad stropního nosníku naznačuje, že mez (iii) vede k odhadům blízkým k pravděpodobnostem poruchy stanovenými metodou Monte Carlo ($k_{iii} \sim 1,2$). Turkstrovo pravidlo poskytuje také velmi přesné odhady ($k_i \sim 0,9$). Zjednodušená horní mez vede v tomto případě k poněkud konzervativním odhadům ($k_{iv} \sim 5$), avšak další numerické studie naznačují, že ve většině případů tato mez poskytuje dostatečně přesné odhady. Dolní mez vede k příliš hrubému odhadu ($k_{ii} \sim 0,1$).

Další výzkum by měl být zaměřen především na zpřesnění horních mezí (iii) a (iv) pro „vysoké“ pravděpodobnosti poruchy ($P_f(0,T) > 10^{-2}$), které se mohou vyskytnout při ověřování mezních stavů použitelnosti.

Poděkování

Tento příspěvek byl vypracován v Kloknerově ústavu, České vysoké učení technické v Praze, v rámci řešení projektu „Pravděpodobnostní rozbor časově závislé spolehlivosti konstrukcí“ č. 103/06/P237 podporovaného Grantovou agenturou České republiky.

OPTIMALIZACE VÝPOČTU V PROGRAMOVÉM SYSTÉMU PROBCALC

OPTIMALIZATION OF CALCULATION IN SOFTWARE PROBCALC

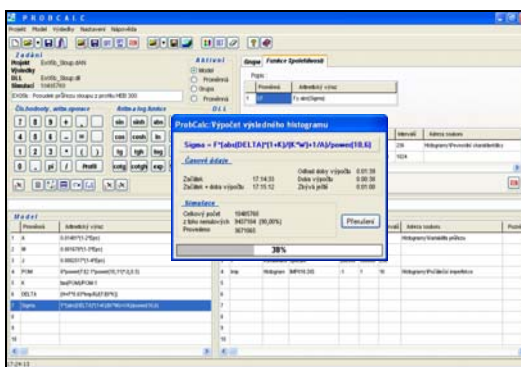
Petr Janas¹, Martin Krejsa², Vlastimil Krejsa³

Abstract

The paper briefly reviews the proposed non-traditional numerical tool, PPDV, applicable in the framework of the probabilistic structural reliability assessment method SBRA [4] which allows for checking the reliability by comparing the calculated probability of failure P_f and the target probability P_d defined in specifications. The procedure of the calculation above was published first in [1] and more developed in [2] and [3]. The numerical tool PPDV was developed using Borland Delphi platform. It allows exploring reliability function SF using analytical form in string expression or in DLL (dynamic link library) function.

1 Úvod

Metoda přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu (PDPV) byla vyvíjena jako alternativa simulační techniky Monte Carlo v metodě SBRA, jejíž počátky jsou ve 2. polovině 80 let. Stejně jako u této metody jsou i u PDPV vstupní proměnlivé náhodné veličiny (zatížení, geometrické a materiálové charakteristiky, imperfekce ad.) vyjádřeny histogramy vyjádřené tzv. neparametrickým rozdělením. Postup PDPV vychází ze základních pojmů a postupů teorie pravděpodobnosti. Pro aplikaci PDPV lze v současné době využít programový systém ProbCalc (viz obr. 1), jenž je stále rozvíjen. Lze něj do implementovat relativně jednoduše analytický transformační model dané konkrétní řešené pravděpodobnostní úlohy. Analyzovaná funkce spolehlivosti může být v tomto programu vyjádřena analyticky formou aritmetického výrazu ve znakové podobě (s využitím tzv. kalkulačky) nebo pomocí tzv. dynamické knihovny DLL, která může být vytvořena v kterémkoliv programovacím jazyce (např. Borland Delphi).



Obr. 1: Pracovní plocha programu ProbCalc

¹ Doc. Ing. Petr Janas, CSc., Stavební fakulta VŠB-TU Ostrava, Ludvíka Poděště 1875, 708 00 Ostrava – Poruba, Česká republika, +420 59 732 1308, (petr.janas@vsb.cz)

² Ing. Martin Krejsa, Ph.D., Stavební fakulta VŠB-TU Ostrava, Ludvíka Poděště 1875, 708 00 Ostrava – Poruba, Česká republika, +420 59 732 1303, (martin.krejsa@vsb.cz)

³ Ing. Vlastimil Krejsa, Ostrava, Česká republika, +420 59 675 0383

Metodou PDPV je možno v současné době řešit řadu pravděpodobnostních výpočtů. Počet náhodných veličin vstupujících do výpočtu pravděpodobnosti poruchy je však omezen možností danou úlohu numericky zvládnout. Při velkém počtu náhodně proměnných je totiž úloha časově velmi náročná i při dostupné výkonné výpočetní technice. Z tohoto důvodu je do programu ProbCalc implementována řada optimalizačních postupů, které možnosti aplikace metody podstatně rozšiřují při zachování korektnosti postupu řešení.

2 Optimalizace pravděpodobnostního výpočtu

V současné době se ukazují následující cesty zmenšující požadovaný počet operací:

1. *Grupování proměnných (např. složek zatížení)*. Tento postup je aplikován např. v situacích, kdy je kombinace zatížení tvořena několika složkami náhodně proměnných zatížení se stejným působištěm, takže je pak lze vyjádřit jediným společným histogramem.
2. *Snižování počtu intervalů v histogramech vstupních veličin*. Tento způsob zrychlení výpočtu se využívá tak, aby nebyl podstatně ovlivněn výsledek a korektnost řešení úlohy byla zachována. Při tomto postupu se proto nejdříve testuje vliv počtu intervalů každé náhodné veličiny na výsledek řešení a následně se tento počet intervalů minimalizuje.
3. *Vyloučení intervalů jednotlivých histogramů vstupujících do výpočtu*. Eliminace intervalů histogramů vstupních veličin se týká pouze těch intervalů, které se na výsledné pravděpodobnosti poruchy jednoznačně nepodílejí. V každém histogramu mohou vznikat až tři typy intervalů – zón, lišících se svým podílem na pravděpodobnosti vzniku poruchy: typ I se na pravděpodobnosti poruchy podílí vždy, typ II pouze v některých situacích a typ III se na pravděpodobnosti poruchy nepodílí vůbec.

3 Závěr

Vyvíjený SW pro PPDV ProbCalc je v současné době schopen řešit řadu pravděpodobnostních výpočtů. Do vyvíjeného SW byla implementována řada optimalizačních postupů, které do značné míry pracují nezávisle na uživateli. Tyto kroky mají za cíl minimalizovat dobu výpočtu, neboť zmiňovaný algoritmus má jistá omezení daná zejména náročností rozsáhlých úloh, kdy počet simulací je velmi vysoký. V příspěvku bylo prokázáno, že v řešeném příkladě lze pravděpodobnost poruchy určit při aplikaci PPDV v reálném čase při zachování korektnosti a dostatečné přesnosti řešení.

Poděkování

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 105/04/0458.

Literatura

- [1] Janas, P., Krejsa, M. NUMERICKÝ VÝPOČET PRAVDĚPODOBNOSTI UŽITÍM USEKNUTÝCH HISTOGRAMŮ, III. ročník celostátní konference Spolehlivost konstrukcí, 10.4.2002, Dům techniky Ostrava, str. 33-38, ISBN 80-02-01489-8.
- [2] Janas, P., Krejsa, M. NUMERICKÝ VÝPOČET PRAVDĚPODOBNOSTI UŽITÍM USEKNUTÝCH HISTOGRAMŮ PŘI POSUZOVÁNÍ SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ, sborník vědeckých prací VŠB-TUO, ročník II (2002), č.1, str. 47-58, ISBN: 80-248-0397-6, ISSN 1213-1962.
- [3] Janas, P., Krejsa, M. SIMULACE SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCÍ PŘÍMÝM PRAVDĚPODOBNOSTNÍM VÝPOČTEM, International conference: „New trends in statics and dynamics of buildings, 24.-25.10.2002, edited by J.Králík, ISBN 80-227-1790-8.
- [4] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANAGNOS, T. SIMULATION-BASED RELIABILITY ASSESSMENT FOR STRUCTURAL ENGINEERS, CRC PRESS., INC., U.S.A., 1995, ISBN 0-8493-8286-6.

SIMULACE ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY ŽELEZOBETONOVÉHO NOSNÍKU S UVAŽOVÁNÍM VLIVU NEJISTOT

SIMULATION OF LOADING TEST OF RC BEAM TAKING INTO ACCOUNT UNCERTAINTIES

Aleš Florian¹, Jan Pěncík²

Abstract

Sophisticated computational models based on FEM and modern simulation techniques taking into account uncertainties in input variables are able to simulate loading tests on computers. The simulation of loading test of RC beam is presented. Totally 33 input variables are supposed to be random ones. Updated Latin Hypercube Sampling technique is used for simulation.

1 Úvod

V současné době již existuje řada výpočtových systémů založených na metodě konečných prvků, které jsou schopny respektovat s dostatečnou přesností a výstižností reálné jevy probíhající na úrovni použitých materiálů. Tyto systémy jsou tak z obecného hlediska schopny simulovat na počítači experimentální testy prováděné na reálně existujících konstrukcích. Pokud ovšem chceme simulovat experimentální testy, nevystačíme pouze s výstižným modelem chování konstrukce. Reálné experimentální testy v sobě totiž přirozeně zahrnují nejistoty ve vstupních veličinách, což jakkoliv přesný výpočtový model není schopen respektovat. Proto je nutné použít numerické simulační metody [1], známé ze spolehlivostních analýz, které jsou schopny tyto nejistoty do výpočtu bez problémů zahrnout.

Příspěvek prezentuje výsledky simulace zatěžovací zkoušky mezní únosnosti železobetonového nosníku s dílčími odtíženými namáhaného čtyřbodovým ohybem. Výpočtový model konstrukce je vytvořen v systému ATENA. Pro modelování nelineárního chování betonu je použit materiálový model SBETA a betonářská výztuž je modelována s pomocí bilineárního modelu bez zpevnění. Pro popis chování betonu v tahu a modelování tahových trhlin je využita teorie lomové mechaniky a metoda fixovaných trhlin. Simulace respektuje vliv nejistot ve vstupních veličinách a jejich náhodnou proměnlivost. Celkem 33 vstupních veličin (rozměry a geometrie konstrukce, materiálově-mechanické vlastnosti materiálů, pozice podélné výztuže a třmínků v konstrukci atd.) je považováno za náhodné veličiny popsané obecně tříparametrickými rozděleními pravděpodobnosti. Pro potřeby zavedení vlivu nejistot do výpočtu je použita moderní simulační metoda Updated Latin Hypercube Sampling [2] s 50 simulacemi, a pro potřeby posouzení vlivu jednotlivých vstupních veličin na sledované chování konstrukce je použit postup využívající Spearmanův koeficient pořadové korelace [3].

¹ Doc. Ing. Aleš Florian, CSc., VUT v Brně, fakulta stavební, ústav stavební mechaniky, e-mail-florian.a@fce.vutbr.cz

² Ing. Jan Pěncík, PhD., VUT v Brně, fakulta stavební, ústav stavební mechaniky, e-mail-pencik.j@fce.vutbr.cz

2 Výsledky

2.1 Průhyb uprostřed rozpětí

Výsledky poskytují informace o průměrné hodnotě průhybů uprostřed rozpětí a 1% a 99% kvantily získané simulací experimentálního testu. Interval mezi křivkami obou kvantilů vymezuje oblast, v které se průhyby mají vyskytovat s pravděpodobností 98%. Existuje ještě 1% pravděpodobnost, že průhyb bude menší resp. větší než 1% resp. 99% kvantil. Dále jsou získány součinitele citlivosti, které popisují, jaký vliv mají nejistoty ve vstupních veličinách na sledovaný průhyb nosníku a to vždy pro příslušnou hladinu zatížení. Z výsledků vyplývá, že alespoň minimální vliv má pouze 8 veličin z celkového počtu 33. Jedná se o materiálově-mechanické vlastnosti betonu, hodnotu lomové energie, mez kluzu oceli u dolního povrchu, modul pružnosti oceli, výšku nosníku a plochu výztuže u dolního povrchu. Také se ukazuje, že tento vliv je obecně různý pro různé hladiny zatížení a také pro fázi přetížení a odtížení.

2.2 Mezní únosnost

Mezní únosnost nosníků získaná simulací je stanovena jako maximální zatížení, při kterém bylo ještě nalezeno řešení, tj. iterační proces našel řešení. Simulací byly získány tyto údaje: střední hodnota = 83,48kN, minimální hodnota = 69kN, maximální hodnota = 94kN, směrodatná odchylka = 4,4865kN, variační koeficient = 0,054, šikmost = -0,501, 1% kvantil = 71,382kN a 99% kvantil = 92,344kN. Získané součinitele citlivosti opět ukazují, že alespoň minimální vliv má pouze 7 veličin. Jedná se o materiálově-mechanické vlastnosti betonu, mez kluzu oceli u dolního povrchu, výšku nosníku, krytí výztuže u dolního povrchu a plochu výztuže u dolního povrchu.

3 Závěr

Současný stav rozvoje numerických metod statické analýzy betonových konstrukcí i úroveň výpočetní techniky poskytují solidní základ pro provádění zpřesněných analýz stavebních konstrukcí s uvažováním vlivu nejistot ve vstupních veličinách. Takto provedené simulace umožňují vhodně doplnit, a v některých oblastech i nahradit, časově i ekonomicky náročný experimentální výzkum.

Poděkování

Příspěvek vznikl s pomocí výzkumného záměru MSM0021630511 "Progresivní stavební materiály s využitím druhotných surovin a jejich vliv na životnost konstrukcí" na fakultě stavební VUT v Brně.

Literatura

- [1] Florian, A. MODERNÍ NUMERICKÉ SIMULAČNÍ METODY – PŘEHLED. STAVEBNÍ OBZOR, 1998, 2, STR. 60 - 64
- [2] Florian, A. AN EFFICIENT SAMPLING SCHEME: UPDATED LATIN HYPERCUBE SAMPLING. J. PROBABILISTIC ENGINEERING MECHANICS, 1992, 7(2), STR. 123 – 130
- [3] Florian, A., Navrátil, J., Stráský, J. MODERNÍ METODY ANALÝZY MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ. FOND ROZVOJE VŠ 95, PROJEKT Č. 685/95, VUT FAST BRNO, 1994
- [4] PĚNČÍK, J., SCHMID, P., DANĚK, P. EXPERIMENTÁLNÍ A NUMERICKÁ ANALÝZA ŽELEZOBETONOVÝCH NOSNÍKŮ. 42. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE EXPERIMENTÁLNÍ ANALÝZA NAPĚTÍ 2004, ŠKODA VÝZKUM S.R.O., KAŠPERSKÉ HORY, 2004

NELINEÁRNÍ 3D MODELOVÁNÍ EXPERIMENTŮ JEDNOOSÉHO TAHU

VIRTUAL 3D NON-LINEAR MODELLING OF UNIAXIAL TENSION EXPERIMENTS

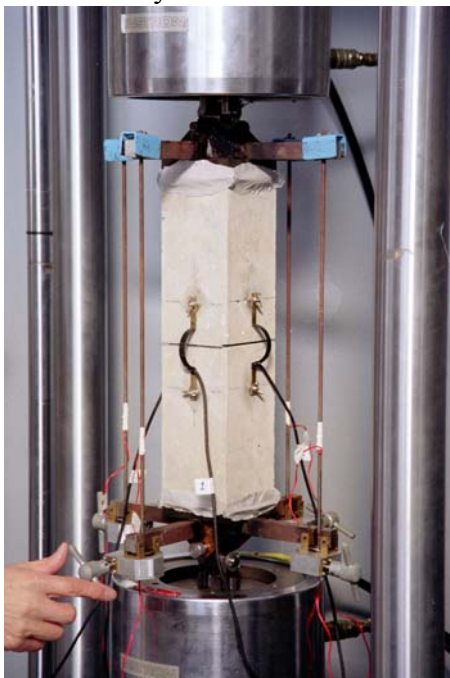
Jan Podroužek¹, Drahomír Novák²

Abstract

The paper shows possibilities of nonlinear fracture mechanics simulation to capture results of uniaxial tension experiments and discuss problematic aspects of modelling. The occurrence of secondary flexure is a fundamental problem studied experimentally by Akita et al. (2005) at Tohoku Institute of Technology, Japan. The virtual numerical simulation of those experiments eliminating/leaving secondary flexure was performed.

1 Úvod

Lomově-mechanické parametry betonu, jako je přímá tahová pevnost a lomová energie, představují zásadní a rozhodující veličiny, které se ve výpočtových modelech nelineární lomové mechaniky kontinua rozhodujícím způsobem podílí na mechanismu porušování kvazikřehkých materiálů a formování lomové procesní zóny. Je známo, že jedním z



Obr. 1: Uspořádání experimentu

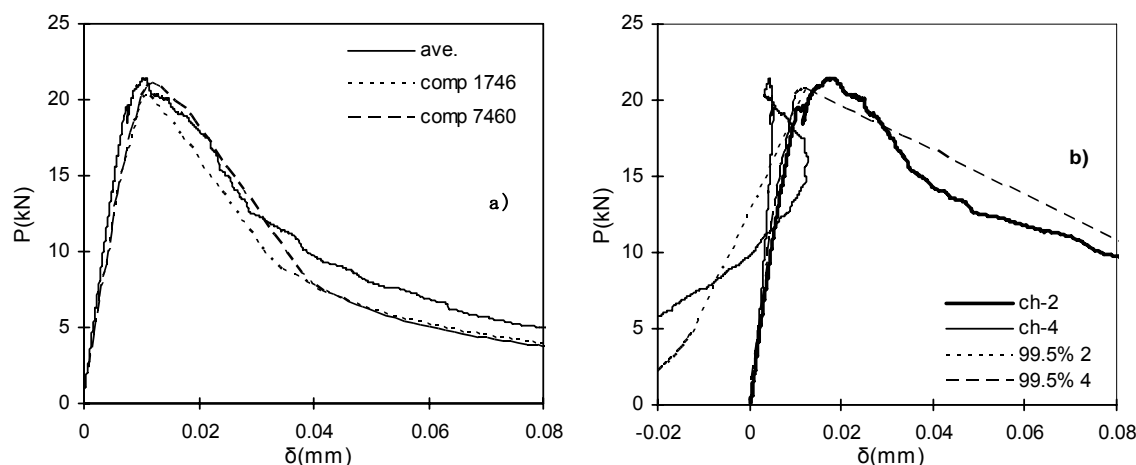
nejlepších způsobů experimentálního stanovení těchto parametrů (obecně tahového změkčení) je aplikovat tahovou sílu přímo na betonový prvek. Při takovém experimentu vzniká celá řada problémů a je obecně považován za náročný. Jedním z problémů je např. vznik nežádoucího druhotného ohybu. Akita a kol. (2005) navrhli postup experimentu jednoosého tahu, který nežádoucí ohyb vylučuje. Prizmatický zkušební vzorek o rozměrech 100x100x400 mm se zářezy po obvodu je namáhán jednoosou tahovou silou, Obr. 1 (Akita a kol., 2005). Cílem tohoto článku je ukázat, zda je možné virtuálně modelovat tento experiment pomocí prostředků nelineární lomové mechaniky. Pro výpočet je použit software ATENA 3D (Červenka a Pukl, 2005). Jsou diskutovány různé možnosti, přístupy a problémy, které při tomto numerickém modelování nastaly, zvláště pak vliv excentricity zatížení a heterogenity materiálu.

¹ Jan Podroužek, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika, limajuliet@seznam.cz

² Prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika, novak.d@fce.vutbr.cz

2 Výsledky modelování

Byly vytvořeny a testovány různé 3D výpočtové modely, realizované v prostředí softwaru ATENA 3D. Druhotnému ohybu jsme ve výpočtovém modelu předešli snadno působením předepsané deformace ve čtyřech bodech souměrných s osou tahu a umístěním podpor (vetknuto) stejným způsobem. V opačném případě, kdy dochází ke druhotnému ohybu, byl pro deformaci a podporu (kloubové uložení) použit jediný bod orientovaný na střed. Příklad, kdy dochází ke druhotnému ohybu, je modelován kloubovým uložení v jednom bodě a jedinou tahovou silou. Výpočet s eliminací ohybu poskytl velmi dobrou shodu, Obr. 2a. Plná čára představuje průběh experimentálního diagramu, zatímco ty přerušované zastupují diagramy vypočítané ve dvou alternativách (1746 a 7460 prvků). Výpočet bez eliminace ohybu je na rozdíl od případu výpočtů s eliminací ohybu komplikovanější. Velmi zjednodušeně je zde heterogenita materiálu vedoucí k urychlení vzniku a následné šíření lomové procesní zóny simulována pouze oslabením jedné celé řady 3D prvků sítě v oblasti zářezu. Tento postup vedl k simulaci druhotného ohybu, nejlepších výsledků bylo dosaženo při oslabení tahové pevnosti a lomové energie na 99,5% původních hodnot, Obr. 2b. Nelineární 3D modelování experimentů jednoosého tahu velmi dobře postihlo experimentálně obdržený průběh diagramu zatížení–přetvoření včetně jeho sestupné fáze.



Obr. 2: l-d křivka, výpočet vs. experiment: a) S Eliminací ohybu b) Bez eliminace ohybu

Poděkování

Tento výsledek byl získán za finančního přispění MŠMT ČR, projekt IM6840770001, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS. Při řešení byly částečně využity teoretické výsledky získané v rámci projektu AVČR VITESPO č. 1ET409870411.

Literatura

- [1] Červenka, V., Pukl, R. ATENA PROGRAM DOCUMENTATION, Cervenka Consulting, Prague, <http://www.cervenka.cz>, 2005
- [2] Akita, H., Koide, H., Mihashi, H. EXPERIMENTAL VALIDATION IN THE EFFECT OF SECONDARY FLEXURE IN UNIAXIAL TENSION OF CONCRETE. CD-ROM Proc. of 11th Int. Conf. on Fracture, Turin, Italy, 2005

SOFTWARE SMARTEDT: SMOOTHING BY AVERAGING AND REDUCTION OF TESTING DATA

Jan Eliáš¹, Miroslav Vořechovský²

Abstract

The paper presents a newly developed software for editing of data files containing point-wise written relation $y(x)$. The main utilization and at the same time the main motivation for the development of the program is smoothing of discrete records of points coming e.g. from testing machines (dependency of load on displacement etc.). In reality such data usually contains „noise“ and moreover the record can be exceedingly dense in some intervals. The program aims at (i) smoothing the curve $y(x)$ at user-defined extent and (ii) reduce the number of points to the lowest necessary amount that still approximates $y(x)$ by a piecewise linear curve sufficiently well.

1 Úvod

V článku je představen nový software pro úpravu datových souborů obsahujících bodově uloženou závislost $y(x)$. Hlavní využití programu a současně hlavní motivací pro jeho tvorbu je vyhlazení bodově zaznamenaných údajů dvojic veličin např. z testovacích lisů (závislosti zatížení na posunu apod.). Takto získaná data mohou obsahovat „šum“ a navíc mohou obsahovat ve vybraných podintervalech nadbytečně hustý záznam. Program si klade za cíl uživatelem zadanou měrou průběh $y(x)$ vyhladit a zredukovat počet bodů na nejnutnější minimum.

Detailnější popis algoritmu vyhlazování a také redukce počtu bodů obsahuje kapitola 1. Program navíc nabízí některé doplňkové funkce jako výpočet ploch pod křivkou, transformaci křivky počátkem na počátek souřadnic či export grafu. Popis těchto funkcí a uživatelský manuál k programu je náplní kapitoly 3. Numerický příklad demonstrující schopnosti programu na reálných datech je náplní kapitoly 4.

2 Činnost programu

V současné verzi program využívá k vyhlazení křivek metodu **nelokálního průměrování** pomocí regrese na polynomech. Regrese zvoleného intervalu záznamu

¹Jan Eliáš, student a diplomant², Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 662 37 Brno, e-mail: j.elias@email.cz

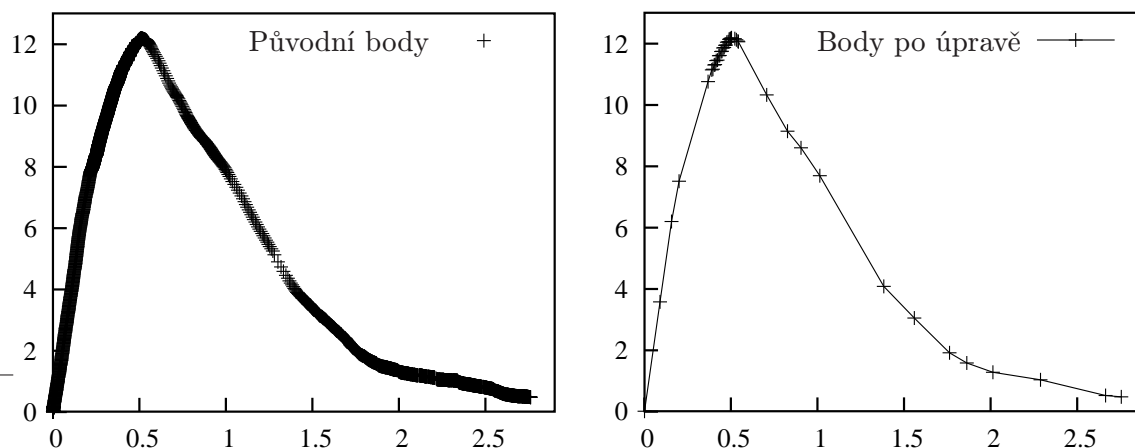
²Miroslav Vořechovský, ing., Ph.D., Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně, Veveří 95, 662 37 Brno, tel. 05/4114 7370, e-mail: vorechovsky.m@fce.vutbr.cz

je postupně prováděna na intervalech d sousedících bodů regresí polynomem $p(x)$ stupně n . Regresní polynom $p(x)$ je použit k výpočtu nové hodnoty pro prostřední bod intervalu d bodů. Určení regresního polynomu $p(x)$ daného tvaru je provedeno vypočtením $n + 1$ neznámých koeficientů. Program je získává řešením tzv. normální rovnice (standardní soustava systému algebraických rovnic). Stupeň polynomu n , počet bodů d jednotlivých podintervalů a počet průměrovacích cyklů určuje uživatel a ovlivňuje tak míru vyhlazení.

Cílem **redukce počtu bodů** je snížit jejich počet na nejnížší možnou míru tak, aby vhodně definovaná chyba (vzdálenost) každé přímky spojující krajní body zředěného intervalu od původních bodů z toho intervalu byla menší než uživatelem zadaná hodnota. Algoritmus prochází postupně všechny trojice po sobě následujících bodů. Dvěma krajními body vždy proloží přímku a je-li vzdálenost mezi hodnotou prostředního bodu a hodnotou polynomu v témže místě menší než požadovaná, střední bod je vymazán.

3 Závěry

Současná podoba programu umožňuje dostatečně citlivou úpravu záznamů, tzv. zatěžovacího diagramu, jeho vyhlazování a redukování počtu jeho bodů.



Obrázek 1: Ilustrace práce programu.

Na obrázku 1 je předvedena práce v programu. V článku je postup při úpravách tohoto konkrétního případu podrobně popsán.

Poděkování

Autoři článku děkují za finanční podporu z projektu Ministerstva školství a tělovýchovy č. 1K04 111 (Clutch).

SIMULACE ZTRÁTY STABILITY ŠTÍHLÉHO PRUTU PŘI KROUCENÍ

SIMULATION OF STABILITY LOSS OF SLENDER BEAM UNDER TORSION

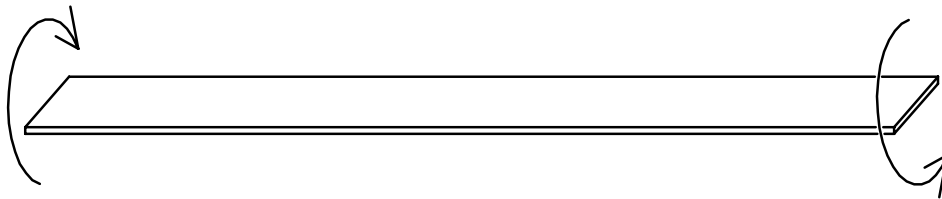
Petr Frantík¹

Abstract

Paper deals with the stability loss of straight shape of slender ideal prismatic beam under torsion. A special discrete nonlinear numerical model was used for dynamical simulation of the loaded beam. Usage of this model shows, that this stability loss is the supercritical pitchfork bifurcation in terms of the catastrophe theory.

1 Kroucení ideálního prutu

Z hlediska teorie katastrof jsou teoreticky zajímavé ty úlohy, při kterých dochází ke ztrátě stability. Všeobecně známou je například úloha vzpěru přímého prutu, kterou vyřešil Leonhard Euler již v roce 1744. Podobným problémem je ztráta stability při kroucení přímého štíhlého prutu.



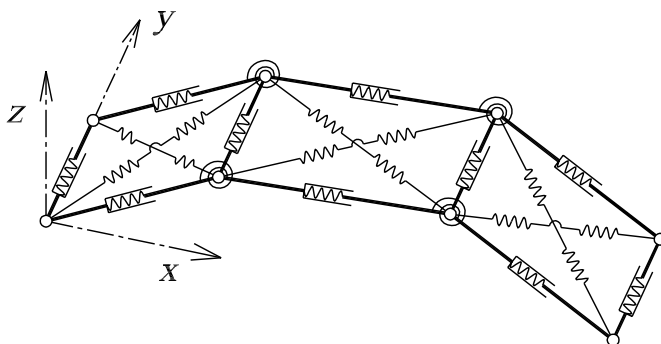
Obr. 1: Kroucení volného prutu

Mějme ideální prut bez vnějších vazeb z dokonale pružného materiálu. Prut zatížíme na jeho volných koncích dvojicí opačných kroučících momentů, jejichž osa je shodná s osou prutu, viz obr. 1. Budeme-li zvyšovat velikost kroučícího momentu (označme jej M), pak v určitý okamžik přestane být přímý tvar zkrouceného prutu stabilním stavem a dojde k náhlému příčnému vybočení. Odpovídající hodnota kroučícího momentu je tzv. kritická s označením M_{cr} .

2 Model prutu

Předpokládejme velmi štíhlý prut s průřezem, který je v kroucení poddajný, schopný velkých přemístění, aniž by docházelo k nepružnému přetvoření. Těmto předpokladům vyhovuje například tenký dlouhý plátek z pružné oceli. Model vytvoříme tak, že prut po délce rozdělíme na obdélníkové dílce s vnitřními pružinami, nahrazujícími normálové a smykové přetvoření. Dílce vzájemně spojíme klouby s rotačními pružinami nahrazujícími „ohybové“ přetvoření, viz obr. 2.

¹ Ing. Petr Frantík, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika, e-mail: kitnarf@centrum.cz

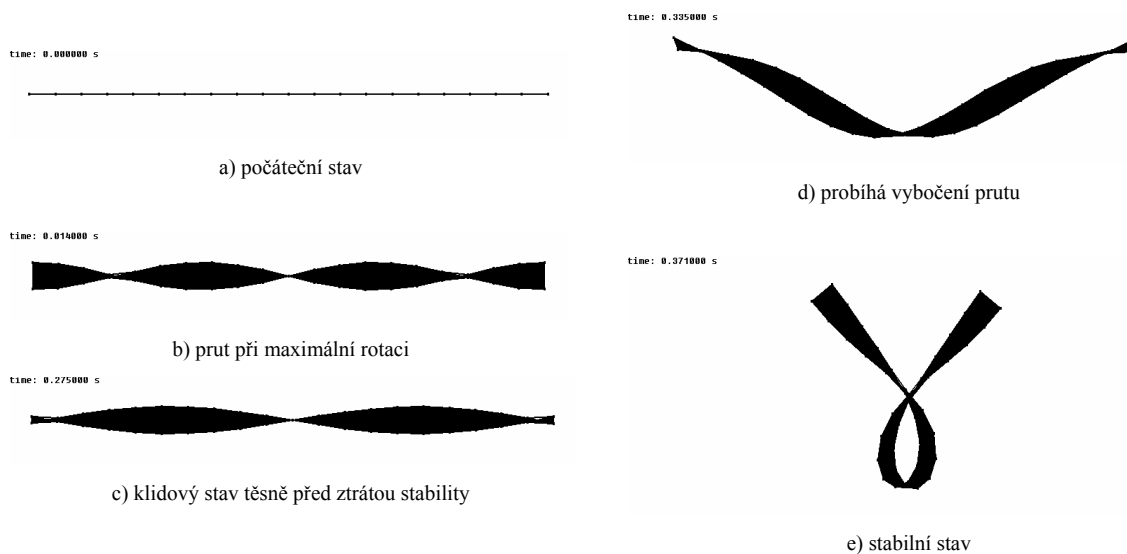


Obr. 2: Model prutu v obecném tvaru (detail dělení na tři dílce)

3 Simulace

Výpočet je prováděn následujícím způsobem: Nejprve se vytvoří model prutu, tj. množina hmotných kloubů vzájemně propojených soustavou pružin. Počáteční podmínky jsou nastaveny tak, že model odpovídá nenapjatému prutu v klidu (rychlosti hmotných kloubů jsou nulové). Na konci prutu – páru hmotných kloubů – je vložena dvojice nekonzervativních sil působících kolmo na dílec. Síly tedy sledují aktuální normály dílce v místě působení. Dvojice sil na jednom konci prutu vytváří kroucí moment opačný, než dvojice sil na druhém konci. Následně je spuštěn výpočet s vhodným časovým krokem.

Na obr. 3 jsou zobrazeny důležité fáze simulace pro kroucí moment $M = 3M_{cr}$. Konečným stavem je stabilní smyčka těsně před vznikem kontaktu částí prutu.



Obr. 3: Fáze simulace kroucení prutu při kroucí momentu $M = 3M_{cr}$

Poděkování

Článek vznikl za přispění dotace podle rozhodnutí MŠMT č. 52130/2005 k návrhu výzkumného záměru MSM0021630504.

VLIV VODNÍHO SOUČiniteLE A TYPU ULOŽENÍ VZORKŮ PŘI ZRÁNÍ NA LOMOVÉ PARAMETRY BETONU

THE EFFECT OF WATER/CEMENT RATIOS AND CURING CONDITIONS
ON FRACTURE PARAMETERS OF CONCRETE

Dita Matesová¹, Zbyněk Keršner²

Abstract

This paper deals with results of fracture tests in three-point bending of notched beams. Fracture parameters – such as fracture energy, fracture toughness, etc. – are determined and comparison of the results for four different water/cement ratios and two variant curing conditions is presented.

1 Úvod

Pro účely zkoumání vztahu mezi odolností proti šíření trhlin, propustností a tendencí betonu porušovat se explozivně byly prováděny pilotní experimenty. Tyto zkoušky měly za úkol zjistit, zda alespoň u některých betonových vzorků vyrobených z navržených směsí dojde při prudkém zahřevu v peci ke zmíněnému explozivnímu porušení. Vedlejším produktem těchto testů jsou výsledky prezentované v předkládaném příspěvku. Beton trámců o nominálních rozměrech 80×80×480 mm se vyráběl ze směsí o čtyř vodních součinitelích 0,3 až 0,6 – viz plný text článku. Polovina trámců zrála ve vodě (W) a druhá polovina na vzduchu (A). Vzorky byly zkoušeny při stáří 33 dní.

2 Lomové zkoušky

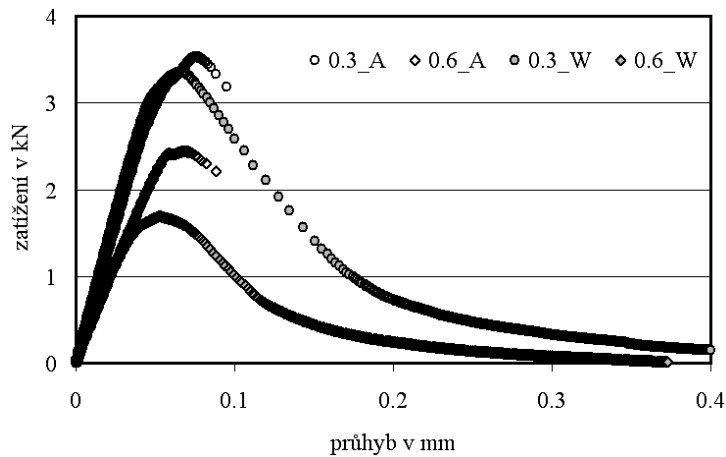
Zkušební tělesa se podrobovala zatěžovacím zkouškám tříbodovým ohybem. Vzorky byly před zkouškou ve středu rozpětí opatřeny zářezem do třetiny výšky tělesa. Zatěžování vzorků probíhalo spojitě za konstantního přírůstku průhybu uprostřed rozpětí. Byly zaznamenávány diagramy zatížení–průhyb. K vyhodnocení těchto $l-d$ diagramů se použilo upravené metody efektivního prodloužení trhliny, která umožňuje získat vedle odhadu modulu pružnosti z přibližně lineární úvodní pasáže $l-d$ diagramu také řadu veličin, které kvantifikují různým způsobem odolnost proti šíření trhliny [1, 2].

3 Výsledky a jejich diskuse

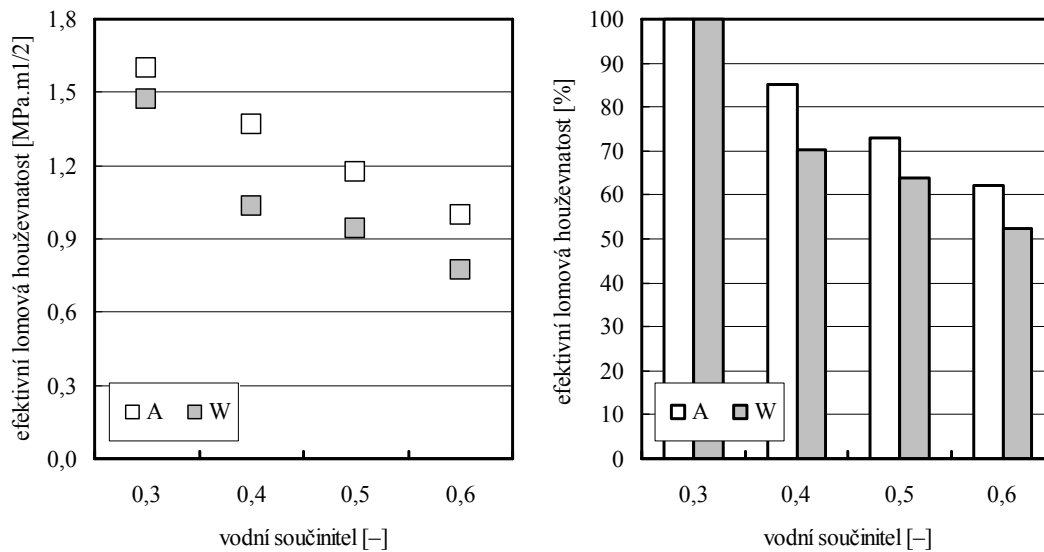
Z obrázku 1 si lze učinit představu o průběhu zkoušek – jde o výběr $l-d$ diagramů pro oba typy ošetřování a „krajní“ vodní součinitele. Jedním ze zjišťovaných lomových parametrů je tzv. efektivní lomová houževnatost, která zohledňuje křehkost betonu vzhledem k rozsahu nelinearity $l-d$ diagramu před dosažením vrcholu zatížení. Tato vlastnost se zvyšujícím se vodním součinitelem klesá (viz obr. 2), což znamená křehnutí materiálu vzorků. Pokles činí postupně až 50% hodnoty lomové houževnatosti vzorků s $w/c = 0,3$. Vždy jako poněkud křehčí se jeví chování vzorků zrajících ve vodě.

¹ Ing. Dita Matesová, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, matesova.d@fce.vutbr.cz

² Doc. Ing. Zbyněk Keršner, CSc., dtto, kersner.z@fce.vutbr.cz



Obr. 1: Diagramy zatížení–průhyb uprostřed rozpětí – výběr *l-d* diagramů pro oba typy ošetřování a vodní součinitele 0,3 a 0,6.



Obr. 2: Hodnoty zjištěné efektivní lomové houževnatosti materiálu vzorků pro použité vodní součinitele a typ uložení – vzduch A/voda W. Sloupce vpravo ukazují jejich relativní úroveň k hodnotám při vodním součiniteli 0,3.

4 Závěr

Lomové parametry vykazují výrazný vliv vodního součinitele betonu – s jeho vzrůstající hodnotou se stával materiál vzorků křehčím. Trámce zrající ve vodě se jeví mírně křehčí oproti trámcům zrajícím na vzduchu vzhledem k lomovým parametrům určeným při úrovni maxima dosahovaného zatížení. Ve vztahu k lomové energii však vykazují trámce zrající ve vodě houževnatější chování.

Poděkování

Předložené výsledky autoři obdrželi za finančního přispění projektu MŠMT č. 1K04111.

Literatura

- [1] Karihaloo, B. L. FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE, LONGMAN SCIENTIFIC & TECHNICAL, NEW YORK, 1995
- [2] Stibor, M. LOMOVÉ PARAMETRY BETONU A JEJICH URČOVÁNÍ, DISERTAČNÍ PRÁCE, STM FAST VUT V BRNĚ, 2004

POROVNANIE MODELOV KONTAKTNEJ ÚLOHY ROTAČNE SYMETRICKEJ KRUHOVEJ DOSKY S POLPRIESTOROM

COMPARISON OF MODELS OF CIRCULAR PLATE AND HALF-SPACE CONTACT PROBLEM

Zora Mistríková¹

Abstract

This paper deals with contact of circular plates and Boussinesq's half-space due to long-term actions, when their materials undergo the creep in time. Creep of both materials is considered according to Boltzmann-Volterra theory. The solution is based on the elastic-viscoelastic analogy.

1 Úvod

Kontaktný problém rotačne symetrickej ohybnej kruhovej dosky na podloží popisuje diferenciálna rovnica

$$\nabla^2 \nabla^2 w_d(r) = \frac{q(r) - p(r)}{D_d} \quad (1)$$

Na základe pružno-väzkopružnej analógie uvedenej v [5], môžeme rovnicu (1) prepísať do tvaru:

$$\nabla^2 \nabla^2 w_d(r, t) = D_{d1}^{[t]}(t) * \frac{12(1 - \nu_d^2)}{h^3} (q(r)H(t) - p(r, t)) \quad (2)$$

V tomto príspevku uvádzame riešenie kontaktnej úlohy rotačne symetrickej kruhovej dosky s polpriestorom, keď materiál dosky a polpriestoru sa dotvaruje a porovnávame s podobnými riešeniami, ktoré boli uverejnené v odborných publikáciách [1], [2], [3], [4].

2 Modely rotačne symetrickej kruhovej dosky na polpriestore

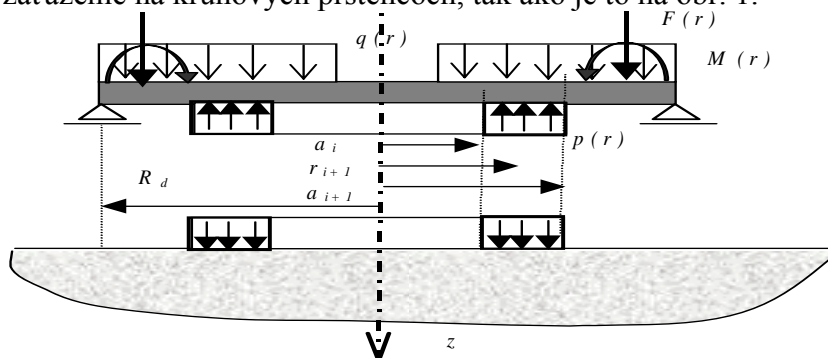
Z porovnávaných modelov uverejnených v [1], [2], [3], [4] je model [1] z hľadiska podložia najvšeobecnejší. Podložie je modelované ako vrstevnatý polpriestor, pre ktorý sú v [1] od niektorých typov zaťaženia odvodené vzťahy pre deformáciu a napätosť v ľubovoľnom bode polpriestoru.

V riešení [2] je väzkopružná kontaktná úloha ohybnej kruhovej dosky na polpriestore riešená kolokačnou metódou. Kontaktné napätie $p(r)$ je modelované polynómovou funkciou a to kombináciou Legendrových polynómov. V [3] a [5] je kontaktná úloha ohybnej rotačne symetrickej kruhovej dosky riešená numericky-variačnou modifikáciou Žemočkinovej metódy. Väzkopružné riešenie v [1], [2] a [4] vychádza z Boltzmann-Volterrovej teórie dedičného dotvarovania. V [2] a [4] sú krivky dotvarovania materiálu dosky a podložia identické a charakterizované rovnicami (16) a (17). Tieto isté krivky dotvarovania použijeme aj v našom riešení.

¹Doc. Ing. Z. Mistríková, PhD, KSME, SvF, STU, Radlinského 11, 813 68 Bratislava, e-mail: Zora.Mistikova@stuba.sk

3 Metóda riešenia kontaktnej úlohy rotačne symetrickej kruhovej dosky na pružnom polpriestore.

V našom riešení kontaktnej úlohy rotačne symetrickej dosky s polpriestorom výjdeme z klasickej Žemočkinovej metódy. Kontaktné napätie budeme modelovať ako konštantné rovnomerné zaťaženie na kruhových prstencoch, tak ako je to na obr. 1.



O b r. 1

Systém rovníc, z ktorých určíme kontaktné napätie p_i a neznáme sadnutie dosky w_0 ako premiestnenie tuhého celku, predstavuje systém $(n+1)$ rovníc silovo deformačnej metódy:

$$n \text{ rovníc} \quad \sum_{i=1}^n [w_p(r) + w_d(r)] p_i - w_0 = w_d^F(r) \quad (3)$$

$$(n+1) \text{ rovnica } (a_0=0) \quad \sum_{i=1}^n \pi (a_i^2 - a_{i-1}^2) p_i = Q \quad (4)$$

4. Väzkopružné riešenie

Časovo závislé vlastnosti materiálu dosky aj podložia budeme uvažovať v zmysle lineárnej teórie väzkopružnosti. Dotvarovania oboch materiálov bude na základe časovo invariantnej teórie dedičného dotvarovania podľa Boltzmana – Volterru.

Záver

Analýza napätia a pretvorenia dosky, potvrdila správnosť programového riešenia. Vzhľadom k tomu, že numerické hodnoty nie sú uverejnené, spoľahli sme sa iba na grafické vyhodnotenie. Rozdiely oproti riešeniu [2] ktoré sú ako vidno zanedbateľné.

Pod'akovanie

Príspevok vznikol v rámci grantovej úlohy VEGA 2/9058/02

Literatúra

- [1] Novotný B., Hanuška A.: Teória vrstevnatého polpriestoru, Veda, Bratislava 1983
- [2] Kollár, P.: Building Research Journal, Vol. 49, No. 2, 2001 pp 69-133
- [3] Ďuraj J., Tóthová D.: Numerické riešenie rotačne symetricky zaťaženej základovej kruhovej dosky v interakcii s podložíom, Inž. stavby, 2002, roč. 50, str.15-19
- [4] Ďuraj, J.: Interakcia kruh. zákl. dosiek s podložíom pri uvažovaní vplyvu dotvarovania betónu a zeminy. Zborník: VII vedeckej konferencie, Košice, Máj, 2002
- [5] Kovařík, V: Problémy väzkopružnosti v teorii plošných kontrukí, Studie ČSAV, ACADEMIA, Praha 1987.
- [6] Rektorys, K. a kol.:Přehled užití matematiky, SNTL, Praha 1973

FUZZY ANALYSIS OF BUCKLING LENGTHS OF STEEL FRAME

FUZZY ANALÝZA VZPĚRNÝCH DÉLEK OCELOVÉHO RÁMU

Abayomi Omishore ¹, Zdeněk Kala ²

Abstrakt

V článku je analyzován vliv neurčitosti tuhosti kotevních míst podpor a styčnicků na neurčitost stanovení vzpěrných délek ocelového rovinného rámu. Vstupní tuhosti styčnicků a výstupní vzpěrné délky jsou uvažovány jako fuzzy čísla.

1 Introduction

The buckling length is a typical vague characteristic, which is the frequent cause of uncertainty in the design of steel structures with slender columns under compression. In complex structures with numerous load case combinations, it is not common practice to perform the stability calculation for all loading cases; another source of uncertainty is in the determination of the joint stiffness and their combinations. The buckling length of a member of a structural system is therefore frequently chosen for all loading cases as one value by the designer's expertise. The buckling length cannot be statistically evaluated. It is a typical vague characteristic of the solution that can be mathematically modelled utilizing fuzzy sets.

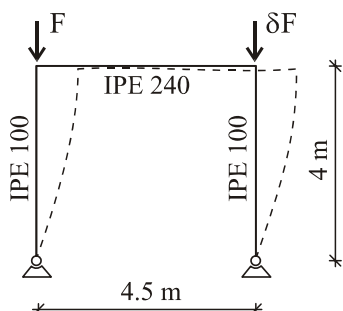


Fig.1: Steel plane frame

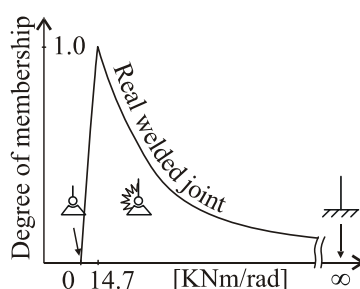


Fig.2: Support stiffness

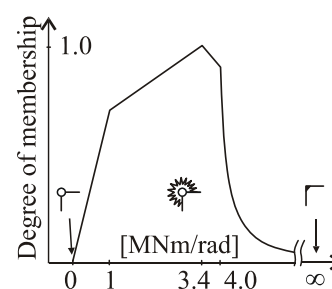


Fig.3: Bolted joint stiffness

Generally, uncertainty has at least two complementary parts: vagueness and randomness. The vagueness of mathematical modelling rests in the emulation of the function of the studied object by another object, called the model. EUROCODE 3 [1] lists a number of methods for the solution of the frame bearing capacity in Fig. 1: analysis with buckling length, geometric non-linear solutions, combination of fore mentioned methods and simplified procedures according to the first-order theory. The structure in Fig. 1 is one of the many structures of a nuclear power station. The stability solution was jointly utilized for the ultimate limit state calculation of all structures due to reasons of imperfection unfamiliarity in the structure with complex geometry. Buckling lengths were determined from the stability solution of FEM.

¹ Abayomi Omishore, Ing., Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structure Mechanics, Veveří 95, 602 00, Brno, Czech Republic, Phone: +420-541147131, Fax: +420-541240994, e-mail: omishore.a@fce.vutbr.cz.

² Zdeněk Kala, Doc., Ing., Ph.D. Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structure Mechanics, Veveří 95, 602 00, Brno, Czech Republic, Phone: +420-541147382, Fax: +420-541240994, e-mail: kala.z@fce.vutbr.cz.

2 Fuzzy buckling length in connection with semi-rigid joint

The influence of the uncertainty of joint stiffness (see Fig.2, 3) on the uncertainty of buckling lengths of the left column (see Fig. 4) and the right column (see Fig. 5) is analyzed in the presented example. The fuzzy number of the stiffness of semi-rigid joint of the support is given by the unfamiliarity of the locations of welding of the column base to the floor plate. The fuzzy number in Fig. 2 was defined from the imprecise measurements of firm EGV, s.r.o. They experimentally obtained two rotational stiffness values of anchor base plate: 14.7 kNm/rad and 230 kNm/rad [2]. Information on the locations of the anchorage of plates and on the manner by which stiffness were obtained was not provided by the firm. Furthermore, gross errors in the realization of joint connections of the frame knees were elicited from inspection. Number of bolts did not correspond to design and in some cases the bolt connections were replaced by badly performed welded connections. The fuzzy number of stiffness of the frame knee joints was defined with the aid of the stiffness obtained for various variants of the solutions according to EUROCODE 3.

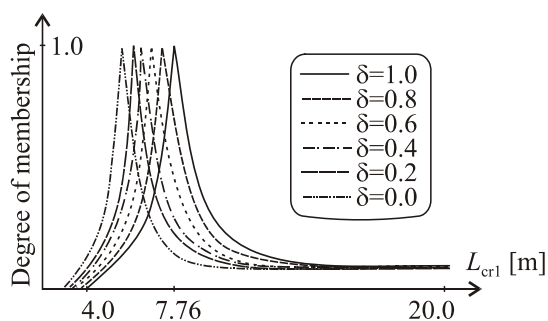


Fig.4: Fuzzy buckling length of left column

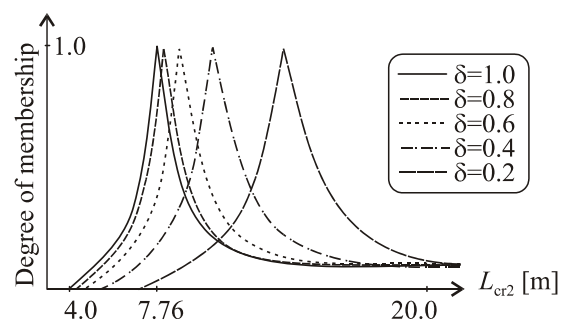


Fig.5: Fuzzy buckling length of right column

3 Conclusion

In the case that we want to examine if the frame satisfies the ultimate limit state acc. to EUROCODE 3 [1], it is necessary to defuzzify the fuzzy set of buckling length (see COG, MOM methods). The defuzzified buckling length is a singleton, by the aid of which the buckling coefficients and bearing capacity of the frame can be evaluated. Valuable information on the uncertainties of input data was taken into account in the analysis. The analysis contains a number of other valuable information. The membership functions are distinctively sharp functions. In the case that the right column is being unloaded, the core of the left column's buckling length shifts to the left and the core of the right column's buckling length shifts to the right. The support of the left column's buckling length widens with decreasing δ , while that of the right column narrows down.

Acknowledgement

This research was supported by grant B201720602 AVČR and research center project IM68407700001.

References

- [1] EN 1993-1-1:2005(E): EUROCODE 3: DESIGN OF STEEL STRUCTURES – PART 1-1: GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS, CEN, 2005.
- [2] CHECK OF EXISTING STEEL STRUCTURES FOR PIPE LAYING – APEG S.R.O. FIRM REPORT, ŽIŽKOVA 19, 250 92 ŠESTAJOVICE, 1998. (IN CZECH)

MĚRNÁ DEFORMAČNÍ ENERGIE OTEVŘENÉHO OCELOVÉHO PROFILU NAMÁHANÉHO TLAKEM ZA OHYBU

SPECIFIC STRAIN ENERGY OF THE OPEN CROSS-SECTION SUBJECTED TO COUPLED COMPRESSION AND BENDING

I. Kološ¹ a P. Janas²

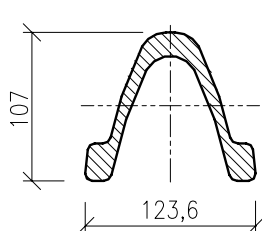
Abstract

Steel arches that are used in mining and underground engineering are exposed to extreme load that often leads to the plastic deformation of the structure. The paper presents calculation of the specific strain energy curves of the open cross-sections (i.e. dependence between specific strain energy of the cross-section and the bending moment and the normal force). The energy curves can be used to determine energy absorbed by arch structure during rock bump.

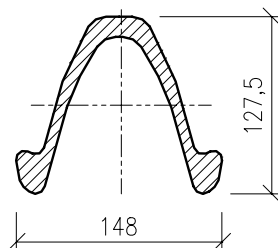
1 Úvod

Výztužné konstrukce dlouhých důlních a podzemních děl bývají často vystaveny značnému zatížení, v důsledku něhož dochází velkým deformacím konstrukce. Materiál výztuže je přitom využíván i za mezí kluzu, konstrukce se přetváří pružnoplasticky.

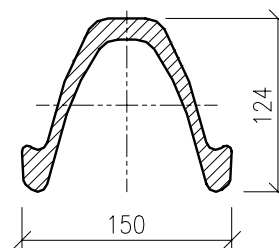
Předmětem tohoto příspěvku jsou otevřené korytkové profily výztužných tyčí označované K-24, P-28 a TH-29 (obr. 1, 2 a 3), z nichž se sestává ocelová oblouková výztuž – typ výztuže používaný nejčastěji. Vychází se přitom z úvahy, že množství energie, která byla uvolněna při mimořádném geologickém jevu (důlním otřesu) a přeměněna při deformaci obloukové výztuže díla, by bylo možno odhadnout na základě výsledného tvaru deformovaného oblouku. K tomu je třeba znát jaké množství energie musí být vy-



Obr. 1: Profil K-24



Obr. 2: Profil P-28



Obr. 3: Profil TH-29

naloženo při deformaci výztužného profilu jednotkové délky a to nejen při jeho pružném, ale i pružnoplastickém působení. Závislost mezi mírou namáhání profilu a energií při namáhání vynaloženou je vyjádřena ve formě *křivek měrné deformační energie*, resp. *ploch měrné deformační energie* (obr. 4). Způsob jejich numerického výpočtu je popsán dále v příspěvku.

¹ Ing. Ivan Kološ, Ph.D., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava – Poruba, ✉ ivan.kolos@vsb.cz, ☎ (+420) 59 732 1340.

² Doc. Ing. Petr Janas, CSc., VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Poděště 1875, 708 33 Ostrava – Poruba, ✉ petr.janas@vsb.cz, ☎ (+420) 59 732 1308.

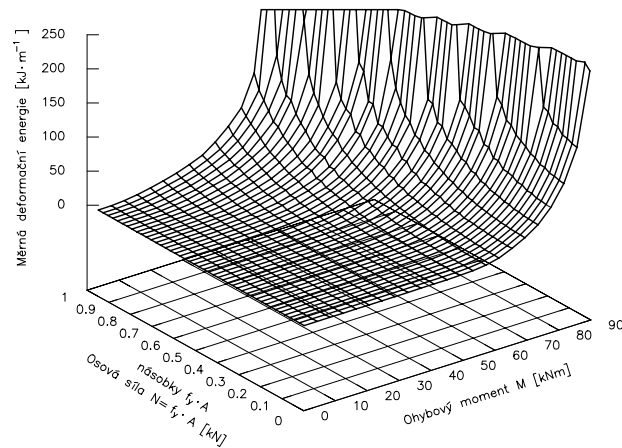
2 Měrná deformační energie

V příspěvku je uplatněno numerické řešení napjatosti průřezů metodou vrstev. Jeho výpočtová náročnost je mnohem menší ve srovnání s řešením metodou konečných prvků, je ale vykoupena jednodušším výpočetním modelem, který některé aspekty chování průřezu nevystihuje (např. změna příčného profilu průřezu, lokální ztráta stability). Při řešení byla přijata řada zjednodušujících předpokladů, jejichž výčet je uveden v plném textu příspěvku. Pracovní diagramy oceli byly aplikovány v neidealizované formě podle výsledků tahových zkoušek.

Výpočet měrné deformační energie průřezu probíhá ve 2 fázích. V první fázi se provádí analýza napjatosti průřezu vystaveného působení ohybového momentu M a normálové síly N s cílem určit polohu neutrální osy v průřezu. Ve druhé fázi se jednotlivým vrstvám průřezu přiřadí podle pracovního diagramu odpovídající hodnoty hustoty deformační energie W_i . Integrací po ploše vrstvy A_i dostaneme měrnou deformační energii vrstvy π_i a součtem π_i ve všech vrstvách získáváme měrnou deformační energii celého profilu Π_i .

Závislost měrné deformační energie profilu na velikosti ohybového momentu lze vyjádřit graficky tzv. *křivkou měrné deformační energie*, jejíž hodnoty jsou vztaženy k prutu délky jednoho metru (jednotka $[kJ \cdot m^{-1}]$). Prostorovým grafem umožňujícím odečítat hodnoty pro libovolnou kombinaci ohybového momentu M a normálové síly N je tzv. *plocha měrné deformační energie* (obr. 4).

Křivky deformační energie mohou být využity při výpočtu deformační energie prutových konstrukcí. Pruty se po délce rozdělí na velký počet dílků a podle průběhů vnitřních sil (M , popř. i N) se z křivky měrné deformační energie přiřadí každému dílku odpovídající hodnota. Integrací tohoto „průběhu energií“ po délce konstrukce (tj. vyjádřením plochy obrazce) získáme velikost celkové potenciální energie vnitřních sil při daném zatížení. Použitelnost takového postupu je ukázána na příkladu prostého nosníku.



Obr. 4: Plocha měrné deformační energie profilu TH-29

Poděkování

Příspěvek byl vypracován v rámci řešení projektu 105/04/0458 realizovaného za finanční podpory za státních prostředků prostřednictvím GA ČR.

Literatura

- [1] Janas, P., Krejsa, M., Janas, K., Kološ, I. STATICKÉ ŘEŠENÍ OCELOVÝCH OBLOUKOVÝCH VÝZTUŽÍ PODZEMNÍCH DĚL, SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ KONFERENCE OCELOVÉ KONSTRUKCE A MOSTY 2003, PRAHA, 2003
- [2] Kološ, I. STATICKY NEURČITÉ PRUTOVÉ KONSTRUKCE V PRUŽNOPLASTICKÉM STAVU, DISERTAČNÍ PRÁCE. VŠB – TU OSTRAVA, 2005
- [3] Mrázik, A., Škaloud, M., Tocháček, M. NAVRHOVÁNÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ PODLE TEORIE PLASTICITY, SNTL PRAHA, 1980

STANOVENÍ TŘECÍCH PARAMETRŮ KLUZNÝCH SPÁR ZE ZKOUŠEK A JEJICH APLIKACE MKP

DETERMINATION OF FRICTION PARAMETERS OF SLIDE JOINTS AND THEIR APPLICATION IN FEM

Radim Čajka¹, Petr Maňásek²

1 Úvod

Při řešení základových konstrukcí namáhaných poměrným vodorovným přetvořením je nutno do výpočtu zahrnout vliv podloží. To lze ve většině komerčních programů MKP provést zadáním tzv. třecích parametrů C_{1x} , C_{1y} . Pro konstrukce s reologickou kluznou spárou jsou stanoveny tyto třecí parametry z výsledků probíhajících laboratorních zkoušek asfaltových pásů. Jejich hodnota je však velmi ovlivněna délkou trvání zatížení. Rovněž je velmi důležité zohlednit vlastní materiálové složení kluzné spáry. Následně jsou porovnávány výpočty konstrukcí s kluznou spárou MKP s dosavadními postupy.

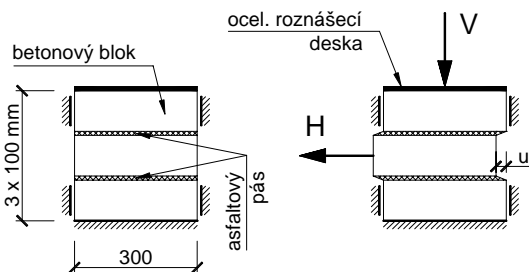
2 Obecné stanovení třecích parametrů C_{1x} , C_{1y}

Jedním z autorů byly již dříve odvozeny postupy pro stanovení třecích parametrů C_{1x} , C_{1y} a to řešení analytické i numerické. Analytické řešení vychází z diferenciálních podmínek rovnováhy působících sil ve vodorovném směru, numerické pak z řešení prutu na pružném podloží namáhaného osovou silou. Navržené postupy lze aplikovat i pro jiné typy deformačního zatížení, například vlivem smršťování betonu či změny teploty. Pro zjištění maximálních sil postačí konstantní průběh C_{1x} pro celou základovou konstrukci, pro přesnější průběh deformací a osových sil je zapotřebí v podloží stanovit nelineární průběh parametru tření C_{1x} v jednotlivých prvcích.

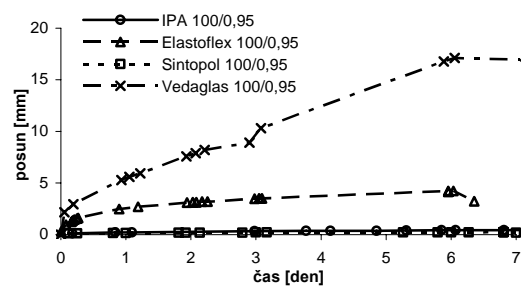
3 Stanovení třecích parametrů C_{1x} , C_{1y} ze zkoušek asfaltových pásů

Třecí parametry jsou příspěvkem odvozeny a jsou definovány jako

$$C_{1x} = \frac{\tau_x}{u}, \quad C_{1y} = \frac{\tau_y}{u} \tag{1), (2)}$$



Obr. 1: Schéma uspořádání zkoušky



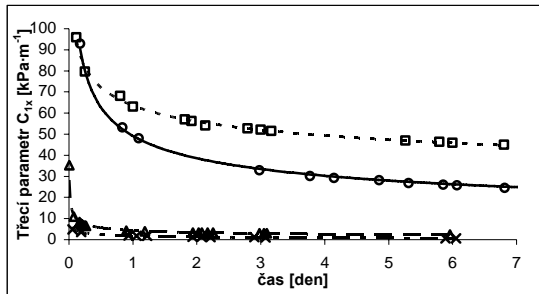
Obr. 2: průběh posuvů asfaltových pásů

¹ Doc. Ing. Radim ČAJKA, CSc., VŠB - TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 00 Ostrava - Poruba, tel./fax: +420596991344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz

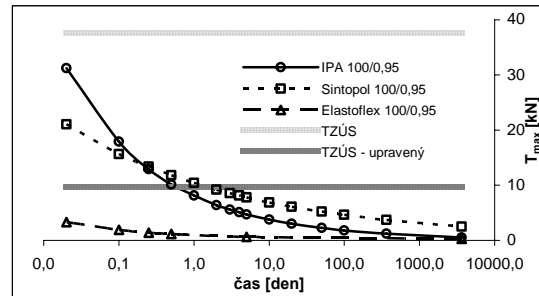
² Ing. Petr MAŇÁSEK, VŠB - TU Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí, Ludvíka Podéště 1875, 708 00 Ostrava - Poruba, tel.: +420596991307, e-mail: petr.manasek.fast@vsb.cz

Hodnoty parametrů kluzných vrstev lze s výhodou stanovit z výsledků zkoušek novodobých asfaltových pásů probíhajících na Fakultě stavební, VŠB – TU Ostrava. Asfaltové pásy jsou vystavovány pod stálým tlakem konstantnímu smykovému zatížení (Obr. 1) a je sledován posuv (Obr. 2). Z těchto posuvů jsou poté stanoveny průběhy třecích parametrů (Obr. 3) užitím výše uvedených vztahů.

Hodnoty třecích parametrů je nutno stanovit zvlášť pro každý asfaltový pás, protože naměřené posuvy jsou u každého pásu individuální. Rovněž jsou tyto parametry velmi závislé na délce trvání zatížení. Při výpočtech prvků či konstrukcí je tedy nutno zohlednit, zda se jedná o zatížení krátkodobé či dlouhodobé. Z tohoto důvodu by bylo velmi praktické zadávat třecí parametry C_{1x} a C_{1y} do programů MKP jako funkci a tedy provádět nelineární, časově závislé výpočty.



Obr. 3: Průběh třecích parametrů C_{1x} asfaltových pásů



Obr. 4: Průběh tahových sil základu v závislosti na velikosti C_{1x}

Pro porovnání metod výpočtu účinku kluzné vrstvy na snižování napětí v základových spárách vystaveným smykovému zatížení a vlivu velikosti třecích parametrů na výslednou napjatost vycházíme z příkladu základového pásu namáhaného poměrným vodorovným přetvoření. Jednotlivými metodami a přístupy, jenž jsou v příspěvku podrobněji rozepsány, byly stanoveny maximální tahové síly základu s aplikovanou kluznou spárou dle Obr. 4.

4 Závěr

Princip snižování smykových napětí reologickou kluznou spárou je znám již z dřívější doby. Oproti zkouškám v minulosti probíhá současné testování asfaltových pásů v daleko větším rozsahu. Rovněž jsou navrhovány metody výpočtů těchto konstrukcí. Část výpočtů již byla publikována a potvrzuje se, že výsledků zkoušek bude možno s výhodou využít pro výpočty napjatosti konstrukcí s kluznou spárou MKP.

Rovněž je v tomto příspěvku naznačena poměrně velmi dobrá shoda mezi výpočty konstrukcí s kluznou spárou dosavadními postupy a výpočty MKP. Je však nutno důkladně zohlednit vlastní materiálové složení, povahu a délku zatížení konstrukce.

Poděkování

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 103/05/H036.

BEAMS ON ELASTIC FOUNDATION SOLVED VIA SBRA METHOD

NOSNÍKY NA PRUŽNÉM PODKLADU ŘEŠENÉ METODOU SBRA

Karel Frydryšek¹, Leo Václavek²,

Abstract

The subject of this paper is the analysis of elastically supported beams (beams on elastic Winkler's foundation). The real beams of finite length can be also solved via superposition principle using the linear combinations of solutions of two beams of unlimited (infinite) length. The application of probabilistic reliability assessment (SBRA method, Anthill software) was used in a result evaluation.

Článek se zaměřuje na analýzu elasticky podložených nosníků (nosníky na pružném Winklerově podloží). Reálné nosníky konečné délky mohou být také řešeny pomocí principu superpozice využitím lineární kombinace řešení dvou nosníků nekonečné délky. Aplikace pravděpodobnostního přístupu (Metoda SBRA, Anthill software) je využita při vyhodnocování získaných výsledků.

1 Introduction

The problem of bending of beams on an elastic foundation is described by ordinary differential equation: $EJ_{zT} \frac{d^4 v}{dx^4} + kv = q - \frac{dm}{dx} + \dots$. The beams on elastic foundation can be classified into: beams of infinite (or semi-infinite) length and beams of finite length L/m .

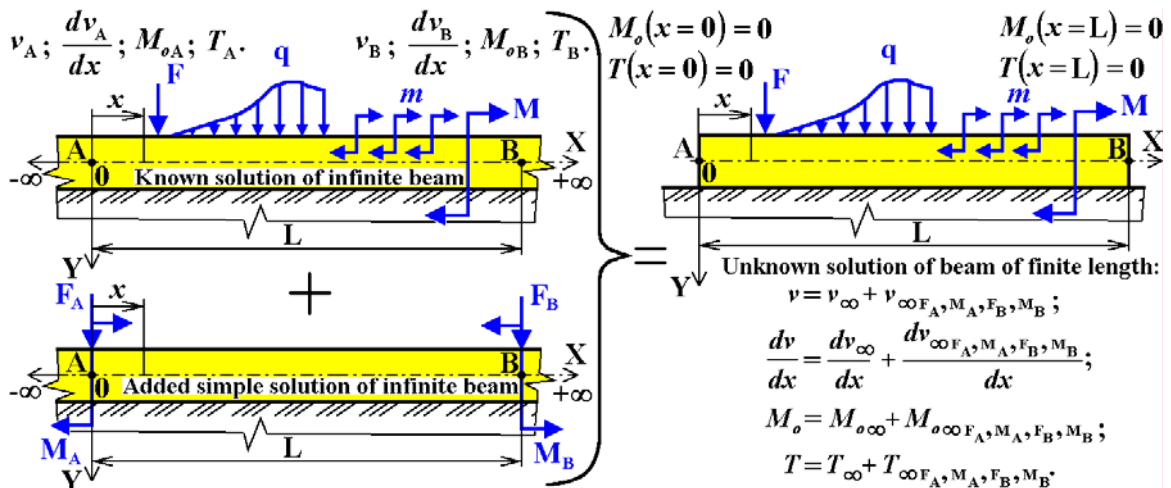


Fig.1. Superposition Principles Used for Solution of the General Beams of Finite Length L.

One useful way how to get the unknown solution of beams of finite length is to apply superposition principle for the known solution of two beams of infinite length, see Fig.1.

¹ Ing. Karel FRYDRÝŠEK, Ph.D., ING-PAED IGIP, VŠB-TU Ostrava, Fakulta strojní, katedra pružnosti a pevnosti, 17. listopadu 15, 708 33, Ostrava, tel.: +420 597324552, e-mail: karel.frydrysek@vsb.cz.

² Ing. Leo VÁCLAVEK, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta strojní, katedra pružnosti a pevnosti, 17. listopadu 15, 708 33, Ostrava, tel.: +420 597324555, e-mail: leo.vaclavek@vsb.cz.

2 Example

Consider a loading (intensity of force) $q = q_1 \frac{L-x}{L}$ distributed over length L of the beam with rectangular cross-section $b \times h$. The beam has clamped end A and free end B, see Fig.2.

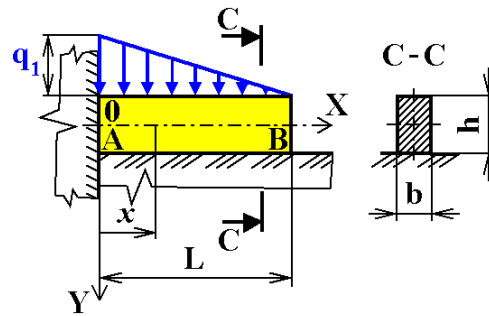
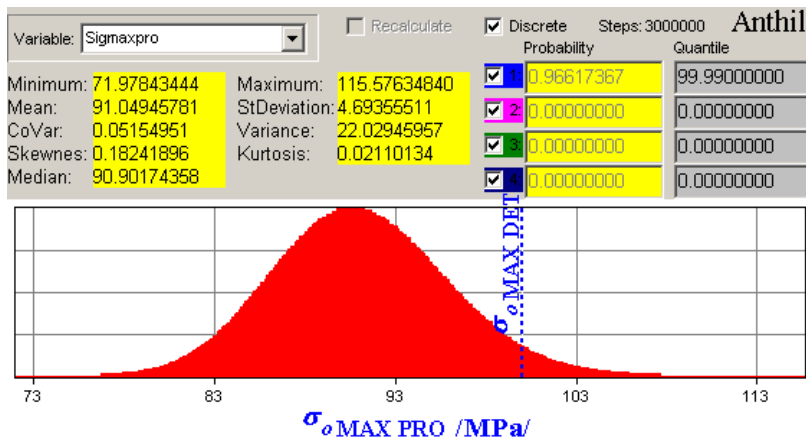


Fig.2. Solved Beam of Finite Length L.

3 Probabilistic approach

Using the Anthill programme (SBRA method using Monte Carlo simulation, see [3]), can be calculated probabilistic values: k_{PRO} , q_{1PRO} , $M_{oMAXPRO}$, T_{MAXPRO} , σ_{MAXPRO} , τ_{MAXPRO} and v_{MAXPRO} . These probabilistic values



are compared with deterministic values k_{DET} , q_{1DET} , $M_{oMAXDET}$, T_{MAXDET} , σ_{MAXDET} , τ_{MAXDET} and v_{MAXDET} , see fig.9 and Tab.9. Operator “P” means probability.

For more details see full version of this text.

Fig.9 Comparing of Probabilistic and Deterministic Approach.

Deterministic Approach:	Probabilistic Approach:			Probability (Comparing):
	Minimum value /mm/:	Mean value /mm/:	Maximum value /mm/:	
v_{MAXDET} /mm/:				$P(v_{MAXDET} < v_{MAXPRO})$ /1/:
3.07	2.04	2.81	3.99	0.885

Tab.9 Comparing of Maximal Displacement.

Acknowledgement

This paper was supported by the project FRVŠ 3413/2005/F1/A.

References

- [1] Frydryšek, K.: NOSNÍKY A RÁMY NA PRUŽNÉM PODKLADU 1, Ostrava, 2006, pp.448 (v tisku).
- [2] Hetényi, M.: BEAMS ON ELASTIC FOUNDATION, Ann Arbor, University of Michigan Studies, USA, 1946, pp.245.
- [3] Marek, P., Brozzetti, J., Guštar, M.: PROBABILISTIC ASSESSMENT OF STRUCTURES USING MONTE CARLO SIMULATION BACKGROUND, EXERCISES AND SOFTWARE, ISBN 80-86246-08-6, ITAM CAS, Prague, Czech Republic, pp.471.

PARALELNÍ VÝPOČTY A MKP

PARALLEL COMPUTING AND FEM

Radim Blaheta¹

Abstract

This contribution describes application of parallel computing for numerical solution of boundary value problems like elasticity, heat conduction etc. by the finite element method (FEM). The main application concerns solution of large scale linear algebraic systems by domain decomposition methods.

1 Úvod

V příspěvku je popsáno využití paralelních výpočtů pro realizaci numerického řešení okrajových úloh pružnosti, vedení tepla apod. metodou konečných prvků (MKP). Máme přitom na mysli MKP analýzu s velkým počtem stupňů volnosti, řádově v milionech i více. Paralelní výpočty jsou především zaměřeny na řešení vznikajících soustav lineárních algebraických rovnic metodami rozložení oblasti, efektivní realizace pak může využít dekompozici úlohy i k paralelnímu sestavení MKP soustavy.

Z řady technik dekompozice se zaměříme na dekompozici oblasti s překrytím a hrubou sítí a popíšeme příslušné metody nazývané metodami Schwarzova typu. Závěrem ukážeme realizaci těchto metod a aplikaci metod při posouzení projektů ukládání vyhořelého jaderného paliva.

2 MKP a metody dekompozice oblasti

Hlavními výpočetními procedurami MKP jsou sestavení a řešení soustavy lineárních algebraických rovnic. V případě adaptivní MKP, řešení nelineárních a evolučních úloh či úloh optimalizace se tyto procedury opakují. Zatímco složitost sestavení soustavy je lineární a navíc je tato procedura snadno paralelizovatelná, je řešení soustavy mnohem náročnější.

V našem příspěvku se zaměříme na iterační řešení symetrické a pozitivně definitní soustavy metodou sdružených gradientů (CG) s předpodmíněním. Samotná CG metoda je snadno paralelizovatelná rozdělením vektorů a matic na bloky. Blokově diagonální část matice lze navíc použít jako předpodmínění. Samotné rozdělení do bloků je možno vhodně realizovat dekompozicí oblasti. Efektivita takového předpodmínění ovšem klesá s rostoucím počtem bloků (podoblastí). Zlepšení lze hledat ve zvětšení překrytí a doplnění hrubé aproximace úlohy, která doplní lokální aproximaci na podoblastech o globální aproximaci. Při praktické realizaci je pak třeba navrhnout vhodné dělení oblasti, řešení poudloh, konstrukci hrubé aproximace apod. - viz část 3.

Kromě popsané techniky dekompozice je možné využít i další metody. Některé eliminují chování uvnitř podoblastí a řeší redukovaný problém na rozhraních (tzv. metody Schurova doplňku či substruktur), jiné realizují vazby mezi podoblastmi pomocí duálních proměnných (metody FETI - finite element tearing and interconnecting).

¹Prof. Radim Blaheta, Ústav geoniky AV ČR, Studentská 1768, Ostrava – Poruba, b1aheta@ugn.cas.cz

3 Praktická realizace metody dekompozice oblasti s překrytím

Na základě obecného schématu jednoúrovňových Schwarzových metod či dvouúrovňových metod s rozkladem doplněným aproximací úlohy na hrubé síti byly ve středisku aplikované matematiky ÚGN AV ČR vytvořeny řešiče obsahující řadu nových prvků: nepřesné iterační řešení podúloh nelineárními iteracemi typu metody sdružených gradientů, použití nesymetrických multiplikativních variant předpodmínění i při řešení soustav se symetrickou pozitivně definitní maticí, zobecnění metody sdružených gradientů s explicitní ortogonalizací vůči zvolenému počtu předchozích směrů, využití agregací pro konstrukci víceúrovňových Schwarzových metod.

Všechna uvedená specifika byla prakticky vyzkoušena, ale také podpořena odpovídající teorií, viz např. [1]. Řešiče využívající uvedené metody byly programovány pomocí knihovny Message Passing Interface (MPI) a testovány především na řešení úloh pružnosti, např. [2]. Testovací výpočty byly uskutečněny na klastrech PC i na paralelních počítačích se sdílenou pamětí zhruba do počtu 32 procesorů, přičemž ukázaly dobrou numerickou i paralelní škálovatelnost při řešení úloh do 10 milionů stupňů volnosti (neznámých). Zachování škálovatelnosti pro větší počet procesorů by zřejmě bylo možné jen při řešení ještě rozsáhlejších úloh.

4. Závěr

Výhodou Schwarzových metod je značná flexibilita, možnost využití iteračních metod i pro nepřesný výpočet korekcí z podprostorů, případně i vyvažování zátěže procesorů různým počtem vnitřních iterací. Při algebraické konstrukci hrubé aproximace úlohy pomocí agregací dostáváme metodu, která umožňuje vytvoření všech nezbytných komponent ze zadané matice soustavy a tak i možnost relativně snadného doplnění metod do již existujícího MKP software pro standardní sekvenční počítače.

Metody Schwarzova typu byly především aplikovány pro řešení okrajových úloh pružnosti apod. Lze je však také aplikovat pro řešení soustav vznikajících při časové diskretizaci evolučních úloh, např. nestacionárního vedení tepla. V posledním případě je naopak použití Schwarzových metod zvláště efektivní, neboť prakticky nevyžaduje použití dvouúrovňové metody s hrubou aproximací úlohy [2].

Poděkování

Práce byla realizována za finanční podpory grantu AV ČR IET400300415 v programu Informační společnost.

Literatura

- [1] R. BLAHETA, SPACE DECOMPOSITION PRECONDITIONERS AND PARALLEL SOLVERS, ENUMATH 2003, PRAGUE, (INVITED LECTURE). IN: M. FEISTAUER ET AL EDS., NUMERICAL MATHEMATICS AND ADVANCED APPLICATIONS, SPRINGER-VERLAG, BERLIN 2004, PP.20-38
- [2] R. BLAHETA, R. KOHUT, M. NEYTCHIEVA, J. STARÝ, SCHWARZ METHODS FOR DISCRETE ELLIPTIC AND PARABOLIC PROBLEMS WITH AN APPLICATION TO NUCLEAR WASTE REPOSITORY MODELLING, SUBMITTED TO MATHEMATICS AND COMPUTERS IN SIMULATION

NELINEÁRNÍ MODELY VISUTÝCH MOSTŮ

NONLINEAR MODELS OF SUSPENSION BRIDGES

Josef Malík¹

Abstract

Some results concerning the geometric nonlinearity connected with torsion and bending of a road bed is analyzed. The basic nonlinear variational equations derived from the principle of minimum energy are proposed.

1 Úvod

Problém stability visutých a kabelových mostů je studován v řadě článků ([1]-[9]). V těchto článcích jsou studovány zjednodušené rovnice, které popisují jen některé aspekty tohoto chování. Tyto rovnice popisují nelineární chování spojené s možností uvolnění svislých kabelů. V článcích [10], [11] jsou navrženy obecnější rovnice zahrnující geometrické nelinearity spojené s torzním natočením mostovky a chováním hlavních kabelů modelovaných jako ideálně ohebná a neroztažná lana. Analýzou těchto zobecněných rovnic je možné odhalit zdroje nestability skryté v této konstrukci a spojené právě s její celkovou nelinearitou.

2 Základní rovnice

V tomto příspěvku se zabýváme pouze stacionárním problémem visutého mostu jehož model je znázorněn na Obr. 1. Základní nelineární rovnice lze odvodit z principu minimální energie pište, který má následující tvar:

$$J(x^1, y^2, x^1, x^2, u, \varphi) = \frac{1}{2}b_T(u, u) + \frac{1}{2}b_T(\varphi, \varphi) + \phi(y^1, u + \sin \varphi) + \phi(y^1, u - \sin \varphi) - L_F(u) - L_G(\varphi) - L_c(y^1) - L_c(y^2).$$

První dva členy v této rovnici odpovídají deformační energii mostovky korespondující s jejím ohybem a torzním natočením, což popisují funkce v těchto výrazech. Další dva členy popisují deformační energii svislých kabelů, přičemž jsou uváženy nelinearity spojené s možností uvolnění svislých kabelů a torzního natočení mostovky. Tyto členy jsou vyjádřeny vztahy

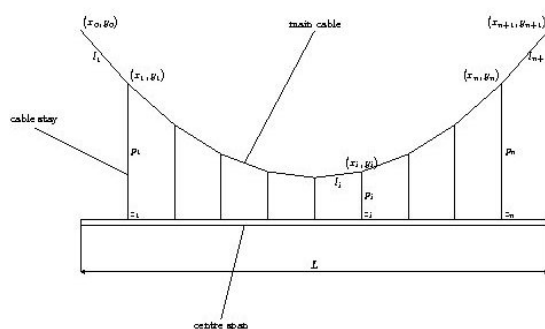
$$\phi(y^1, u + \sin \varphi) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n k_i ((y_i - p_i - u - \sin \varphi)^+)^2,$$

$$\phi(y^1, u - \sin \varphi) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n k_i ((y_i - p_i - u + \sin \varphi)^+)^2.$$

Poslední čtyři výrazy ve funkcionálu korespondují s prací gravitačních sil vyvolávajících ohyb a torzní natočení mostovky a deformaci svislých kabelů. Hlavní kabel definujeme jako ideálně ohebný a neroztažný. Ve svých úvahách zanedbáváme průhyby části hlavních kabelů mezi body ve kterých jsou připevněny svislé kabely. Toto je ve své

¹ Doc. RNDr. Josef Malík, CSc., Ústav geoniky AV ČR, středisko aplikované matematiky, Studentská 1768, 708 00 Ostrava-Poruba, (e-mail: malik@ugn.cas.cz)

podstatě další nelinearita významně ovlivňující chování cele konstrukce visutých mostů. Právě tyto nelinearity mohou být příčinou nestabilního chování těchto mostů.



Obr. 1: Model visutého mostu

Poděkování

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantu IET400300415.

Literatura

- [1] Berkovits, J., Drábek, P., Leinfelder, H., Mustonen, V., Tajčová, G. TIME-PERIODIC OSCILLATIONS IN SUSPENSION BRIDGES: EXISTENCE OF UNIQUE SOLUTION. *NONLINEAR ANAL., REAL WORLD APPL.* 1 (2000), 345-362
- [2] Drábek, P., Leinfelder, H., Tajčová, G. COUPLET STRING-BEAM EQUATIONS AS A MODEL OF SUSPENSION BRIDGES. *APPL. MATH.* 44 (1999), 97-142
- [3] Glover, J., Lazer, A. C., McKenna, P. J. EXISTENCE AND STABILITY OF LARGE-SCALE NONLINEAR OSCILLATIONS IN SUSPENSION BRIDGES. *Z. ANGEW. MATH. PHYS.* 40 (189), 171-200
- [4] Lazer, A. C., McKenna, P. J. LARGE SCALE OSCILLATORY BEHAVIOUR IN LOADED ASYMMETRIC SYSTEMS, *ANN. INST. HENRI POINCARÉ, ANAL. NON LINEARE* 4 (1987), 243-274
- [5] Lazer, A. C., McKenna, P. J. LARGE-AMPLITUDE PERIODIC OSCILLATIONS IN SUSPENSION BRIDGES: SOME NEW CONNECTIONS WITH NONLINEAR ANALYSIS, *SIAM REV.* 32 (1990), 537-578
- [6] McKenna, P. J., Walter, W. NONLINEAR OSCILLATIONS IN A SUSPENSION BRIDGE, *ARCH. RATIONAL MECH. ANAL.* 98 (1987), 167-190
- [7] Malík, J. OSCILLATIONS IN CABLE STAYED BRIDGES: EXISTENCE, UNIQUENESS, HOMOGENIZATION OF CABLE SYSTEMS, *J. MATH. ANAL. APPL.* 226 (2002) 100-126
- [8] Malík, J. MATHEMATICAL MODELS OF CABLE STAYED BRIDGES: EXISTENCE, UNIQUENESS, HOMOGENIZATION OF CABLE SYSTEMS, *APPL. MATH.* 49 (2004) 1-38
- [9] Malík, J. INSTABILITY OF OSCILLATIONS IN CABLE STAYED BRIDGES, *APPL. MATH.* 50 (2005) 503-525
- [10] Malík, J. NONLINEAR MODELS OF SUSPENSION BRIDGES, ACCEPTED TO *J. MATH. ANAL. APPL.*
- [11] Malík, J. GENERALIZED NONLINEAR MODELS OF SUSPENSION BRIDGES, ACCEPTED TO *J. MATH. ANAL. APPL.*