

Proceedings of 23rd SVSFEM ANSYS Users' Group Meeting and Conference 2015 10th – 12th of June 2015, Hustopeče, Czech Republic

Sponsors:



© SVS FEM s.r.o.

ISBN: 978-80-905525-2-4

Content

FEM NUMERICAL MODEL AND ANALYSIS OF A GRAPHENE COAXIAL LINE	7
P. Drexler, P. Fiala, M.Steinbauer, T. Kříž, M.Friedl	
PRESSURE THERMAL SHOCK ANALYSIS FOR NUCLEAR REACTOR	22
Gabriel Gálik, Vladimir Kutiš, Jakub Jakubec, Juraj Paulech	
COMPARISON OF CFD SIMULATED AIR-FLOW OVER A "QUARTER-CIRCULAR" OBJECT TO EXPERIMENTAL MEASUREMENTS, PART 1: PRESSURE	30
Oľga Hubová, Lenka Konečná, Juraj Králik Jr.*	
VALIDACE EMPIRICKÝCH VZTAHŮ PRO PREDIKCI PENETRACE BETONOVÝCH DÍLCŮ NUMERICKÝMI SIMULACEMI	45
Martin Hušek	
COOLANT MIXING PROCESSES SIMULATIONS OF NUCLEAR REACTOR VVER 440 FUEL ASSEMBLY	64
Jakub Jakubec, Vladimír Kutiš, Gabriel Gálik, Juraj Paulech	
STATICKÉ A DYNAMICKÉ ZAŤAŽENIE ŽELEZOBETÓNOVEJ VALCOVEJ NÁDRŽE	71
Norbert Jendželovský, Ľubomír Baláž	
ANALÝZA CHOVÁNÍ STĚN Z KERAMICKÝCH TVÁRNIC PŘI CYKLICKÉM ZATÍŽENÍ S UŽITÍM PODROBNÉHO FI MODELU	EM 77
Klouda, J. K., Salajka, V., Čada, Z., Hradil, P	
STUDIE ODEZVY NELINEÁRNÍCH MATERIÁLOVÝCH MODELŮ BETONU V ZÁVISLOSTI NA RYCHLOSTI DEFORMACE	87
Petr Král, Petr Hradil, Jiří Kala	
PROBABILISTIC NONLINEAR ANALYSIS OF NPP HERMETIC ZONE RESISTANCE UNDER EXTREME TEMPERATURE	. 100
Juraj Králik	
THERMAL HOMOGENIZATION OF COOLANT IN UPPERPLENUM OF NUCLEAR REACTOR VVER 440	. 120
Vladimír Kutiš, Jakub Jakubec, Gabriel Gálik, Juraj Paulech, Justín Murín	
INFLUENCE OF PCB TEMPERATURE INSIDE MODERN HEADLAMP	. 127
Zbyněk Makki, Marcel Janda	
CRASH – TEST, POČÍTAČOVÉ MODELOVÁNÍ A LABORATORNÍ EXPERIMENT	. 132
Pavel Maršálek, Petr Horyl	
COOLING OF BUNDLED POWER LINES	. 144
Juraj Paulech, Vladimír Goga, Justín Murín, Jakub Jakubec, Juraj Hrabovský, Vladimír Kutiš	
THE ENTERTAINING ATTRACTION, LOADING AND MODELLING	. 150
Jiří Podešva	
HYDRAULICKÝ NÁVRH DRAH PRO VODNÍ SPORTY POMOCÍ MATEMATICKÉHO A FYZIKÁLNÍHO MODELU .	. 156
Jaroslav Pollert, Petr Chmátal, Jaroslav Pollert, DrSc.	
STIFFNESS SENSITIVITY ANALYSES OF KANFIT CFRP FRAME	. 167

Antonín Potešil
PRÍSPEVOK K VERIFIKÁCII TUHOSTI PILOT 17
Prekop Ľubomír
RESISTANCE OF REDUCED SCALE REINFORCED CONCRETE SPECIMENS EXPOSED TO CLOSE EXPLOSION 17
Jiří Stohr, Radek Hajek, Marek Foglar
STANOVENÍ POŠKOZENÍ CHLADIČE PÁRY
Jakub Stoniš
PRAVDEPODOBNOSŤ PORUŠENIA VYĽAHČENEJ ZÁKLADOVEJ DOSKY
Katarína Tvrdá
HAVÁRIE STŘECHY NÁDRŽE 200
Pavel Zahradníček, Viktor Stuchlík

Title: 23rd SVSFEM ANSYS Users' Group Meeting and Conference 2015 Date and place of the event: 10th – 12th of June 2015, Hustopeče, Česká republika Publisher: SVS FEM spol. s r.o., SVS FEM s.r.o., Škrochova 3886/42, 615 00 Brno-Židenice Editor: doc. Ing. Petr Koňas, Ph.D. Pages: 214 Edition: 1. Year: 2015, Brno, Czech Republic

ISBN: 978-80-905525-2-4

Scientific and professional quality of conference is guaranteed by SVS FEM s.r.o. and Faculty of Electrical Engineering and Communication Brno University of Technology together with many professionals from different scientific and industrial areas. Conference papers are reviewed by Editorial board.

Editorial board

Chairman:

Prof. Ing. Jaroslav Buchar, Dr.Sc. (Dpt. Technology and Automobile Transport, Mendel University, Zemědělská 1, 615 00 Brno, The Czech Republic)

Members (alphabetically):

Ing. Tibor Bachorec, Ph.D. (SVS FEM s.r.o., Škrochova 42, 613 00 Brno, The Czech Republic)

Ing. Zbyněk Bureš, Ph.D. (Dpt. of Electrotechnics and Informatics, College of Polytechnics Jihlava, Tolstého 16, 586 01 Jihlava, The Czech Republic) Ing. László Iván, Ph.D. (SVS FEM s.r.o., Škrochova 42, 613 00 Brno, The Czech Republic)

doc. Ing. Pavel Fiala, Ph.D. (Dpt. of Theoretical and Experimental Electrical Engineering, Brno University of Technology, Kolejní 2906/4, 612 00, Brno, The Czech Republic)

prof. Ing. Horyl Petr, CSc., dr.h.c. (Dpt. of Mechanics, Technical University of Ostrava, 17. listopadu 15, 708 00 Ostrava, The Czech Republic)

prof. Ing. Norbert Jendželovský, Ph.D. (Dpt. of Structural Mechanics, Slovak University of Technology in Bratislava, 810 05 Bratislava, The Slovak Republic) doc. Ing. Katarína Tvrdá, Ph.D. (Dpt. of Structural Mechanics, Slovak University of Technology in Bratislava, 810 05 Bratislava, The Slovak Republic) doc. Ing. Petr Koňas, Ph.D. (SVS FEM s.r.o., Škrochova 42, 613 00 Brno, The

doc. Ing. Petr Koňas, Ph.D. (SVS FEM s.r.o., Škrochova 42, 613 00 Brno, The Czech Republic)

Ing. Jarmil Schwangmaier (SVS FEM s.r.o., Škrochova 42, 613 00 Brno, The Czech Republic)

Ing. Miroslav Stárek (SVS FEM s.r.o, Škrochova 42, 613 00 Brno, The Czech Republic)

FEM NUMERICAL MODEL AND ANALYSIS OF A GRAPHENE COAXIAL LINE

P. DREXLER, P. FIALA, M.STEINBAUER, T. KŘÍŽ, M.FRIEDL

Brno university of technology, Faculty of electrical engineering and communication, Department of theoretical and experimental electrical engineering, Czech Republic

Abstract: The aim of this paper is to present the particulars of new research in special numerical models of structures used for nano-applications. These models can be advantageously used in the evaluation of electromagnetic parameters, thus helping researchers and designers to solve problems related to nanoelements and nanotechnology. The first numerical model of a large periodic structure is designed to test electromagnetic wave propagation in a graphene composite structure. According to the interpretation of the results, the basic design will be prepared for experimental fabrication of the functional sample. There are the results of a numerical analysis of simple nanoelectric line

Keywords: Numerical modelling, noise, graphene, polymer, FEM model, Poynting vector.

1 INTRODUCTION

According to the research presented in papers van Vlaenderen, K. J. and Waser, A., 2004 and van Vlaenderen, K. J., 1999, the periodic structure of graphene exhibits certain interesting electrical and electromagnetic properties regarding the propagation of an electromagnetic wave. Thus, new horizons could be opened for the use of graphene in electrical engineering (electromagnetics, or EMG), and electronics. The referenced articles nevertheless do not provide a clear conclusion that would facilitate prospective application of periodic structures with extreme properties in the field of EMG wave propagation; these structures can be based on either natural or artificial materials. The authors proposed analysis has to be built upon a specific numerical model; this model should respect the character of the Telegrapher's equations as well as the multiplicity of the repeating periodic structure element Urban, R., Drexler, P., Fiala, P. and Nespor, D., 2014. The model embodies an application of the quantum-mechanical model of matter and the parametric or stochastic distribution of electric charge in individual elements of the structure. Although the structure is large, it exhibits a significant degree of periodicity; thus, it is possible to utilize, up to a certain level of complexity, the known finite methods (the finite and boundary element techniques or the finite volume method combined with a parametric or deterministic stochastic model). An example is provided in Fig. 1 via the design of a single conductor with non-conductive surface, which represents the periodic structure of a graphene-based polymer or, by extension, a more complex application of such structure; more concretely, we can refer to Fig 1b and the model of a coaxial, symmetric electric line comprising two polymer systems formed on a graphene basis as it is known from macroscopic world, fig. 1c. In all such cases of geometrical arrangement of a periodic nanostructure, it is suitable to analyze the EMG field at the level of structure elements with respect to the evaluation of known macroscopic quantities, including the surface power flux density and the electric and magnetic field intensities and specific fluxes for the harmonic behaviour of signal propagation along the structure or for transient states of signal propagation along similar structures.

2 MODEL OF PERIODIC STRUCTURE

The geometrical model designed to provide a simple comparison between classic materials and those based on a periodic structure with a large number of repeated elements could be identified with the body shown in Fig. 1a, b. The presented drawings show the concept of a macroscopic approach to the model combined with a quantum-mechanical model, both of which are described by concentric particles. In a radial coordinate, the model will assume dimensions in the order of nanometers, and in the longitudinal axis the dimensions will be more than several tens of millimeters.



Figure 1. A geometrical model of surface wave propagation: a) single wire from periodical structure; b) coaxial line from periodical structure, c) macroscopic coaxial line

For any case of analysis of transient processes in the quantum physics particle position shift, the model according to formula (1) is suitable for the description of transient processes of dynamically assumed particles Kikuchi, H., 2001. The model with a higher order of the time variation of the functional u, namely the model described by the Telegrapher's equation, is expressed in the form.

$$\Delta u = C_{t0} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C_{t1} \frac{\partial u}{\partial t} + C_{t2} u + C_{t3}$$
(1)

The proposed numerical model is based on the formulation of partial differential equations for the electromagnetic field, known as reduced Maxwell's equations; according to Heaviside's notation, we have the following formula for the magnetic field intensities and flux densities:

$$\operatorname{rot} \boldsymbol{E} = -\frac{\partial \boldsymbol{B}}{\partial t} + \operatorname{rot} \left(\boldsymbol{v} \times \boldsymbol{B} \right), \quad \operatorname{rot} \boldsymbol{H} = \boldsymbol{J}_{T} + \frac{\partial \boldsymbol{D}}{\partial t} + \operatorname{rot} \left(\boldsymbol{v} \times \boldsymbol{D} \right)$$
(2)

$$div \mathbf{B} = \mathbf{0} \quad div \mathbf{D} = \rho \tag{3}$$

where **H** is the magnetic field intensity, **B** is the magnetic field flux density, J_T is the total current density, **D** is the electric flux density, **E** is the electric field intensity, ρ is the electric charge volume density, **v** is the instantaneous velocity of the moving element. Respecting the continuity equation

$$div \mathbf{J}_{T} = -\frac{\partial \rho}{\partial t}, \qquad (4)$$

the vector functions are expressed by means of the scalar electric potential ϕ_e and the vector magnetic potential **A**, and, after Coulomb calibration Stratton, J.A., 1966, ANSYS, 1994-2015, Fiala, P., Drexler, P., Nespor, D., 2013. Considering the velocity of moving electrically charged particles v in the magnetic field, the total current density J_T from formula (2) is

$$\boldsymbol{J}_{T} = \boldsymbol{\gamma} (\boldsymbol{E} + \boldsymbol{\nu} \times \boldsymbol{B}) - \frac{\partial (\boldsymbol{\varepsilon} \boldsymbol{E})}{\partial t} + \frac{\boldsymbol{\gamma}}{q} \left(\frac{m \mathrm{d} \boldsymbol{\nu}}{\mathrm{d} t} + l \boldsymbol{\nu} + k \int_{t} \boldsymbol{\nu} \, \mathrm{d} t \right).$$
(5)

where *m* is the particle mass, where m_0 is the quiescent mass of the particle (7), (8), *q* is the electric charge of the moving particle, γ is the specific conductivity of the environment from the macroscopic perspective, *l* is the damping coefficient, and *k* is the stiffness coefficient of the surrounding environment. The material electromagnetic relations for the macroscopic part of the model are represented by the terms of symbolically isotropic properties

$$\boldsymbol{B} = \boldsymbol{\mu}_{0}\boldsymbol{\mu}_{r} \boldsymbol{H}, \quad \boldsymbol{D} = \boldsymbol{\varepsilon}_{0}\boldsymbol{\varepsilon}_{r} \boldsymbol{E}, \quad (6)$$

where the quantity indexes of the permeabilities and permittivities *r* denote the relative quantity value and 0 denotes the value of the quantity for vacuum. The relationship between the macroscopic and the microscopic parts of the model (particle dynamics in the electromagnetic field) Fiala, P., Drexler, P., Nespor, D., 2014, Fiala, P., Macháč, J., Polívka, J., 2011, Steinbauer, M., Fiala, P., Szabó, Z., Bartušek, K., 2008 is described by the formulas defining the force acting on individual electrically charged particles of the electromagnetic field in their gravity centre, and the effect is considered of the motion of the electrically charged particles on the surrounding electromagnetic field:

$$m\frac{\mathrm{d}\boldsymbol{v}}{\mathrm{d}t} + l\,\boldsymbol{v} + k\int_{t}\boldsymbol{v}\,\mathrm{d}t = q\,\left(\boldsymbol{E} + \boldsymbol{v} \times \boldsymbol{B}\right) - \frac{q}{\gamma}\frac{\partial(\boldsymbol{\varepsilon}\,\boldsymbol{E}\,)}{\partial t}\,.$$
(7)

The relationship between the macroscopic model of the geometrical part of the electromagnetic field and the quantum-mechanical model of bound particles is expressed via the application of current density (5) and by the formula (2) as follows:

$$\operatorname{rot} \boldsymbol{H} = \gamma \left(\boldsymbol{E} + \boldsymbol{v} \times \boldsymbol{B}\right) - \frac{\partial \left(\boldsymbol{\varepsilon} \,\boldsymbol{E}\right)}{\partial t} + \frac{\gamma}{q} \left(\frac{m_0 \left(1 - \frac{v^2}{c^2}\right)^{-\frac{1}{2}} \mathrm{d} \boldsymbol{v}}{\mathrm{d} t} + l \,\boldsymbol{v} + k \int_{t} \boldsymbol{v} \, \mathrm{d} t \right) + \frac{\partial \boldsymbol{D}}{\partial t} + \operatorname{rot} \left(\boldsymbol{v} \times \boldsymbol{D}\right) \quad (8)$$

With respect to the fact that the model comprises not only the electric and magnetic components of the electromagnetic wave but also the space of the motion of the electrically charged particles, including the action of interacting forces, it is necessary to solve the model as a designed system (1) characterized by the Telegrapher's equations.

By applying the Galerkin method to find the functional minimum (as described in, for example, reference E. W. Weisstein, 2015) and considering the boundary conditions, we obtain the numerical model as a system of non-linear equations to be solved by standard methods. The model is designed for the ANSYS software, where the solution is carried out with finite numerical methods ANSYS, 1994-2015.

3 DETAILED GEOMETRY OF THE MODEL OF A PERIODIC STRUCTURE

The design of the geometrical model, fig.1, can be characterized in greater detail as suggested in this section of the paper. The fundamental element of a graphene-based periodic structure is a "benzene" core; from the perspective of the stochastic distribution of the instantaneous position and arrangement of carbon C valence electrons, the fundamental element can be schematically described as shown in Fig. 4, Yang, S. L., Sobota, J. A., Howard, C. A., Pickard, C. J., Hashimoto, M., Lu, D. H., Mo, S. K., Kirchmann, P. S. and Shen, Z. X., 2014. The structure of the symmetrical configuration of graphene-based polymer tubes is then presented in Fig. 3. The diameter difference between both tubes corresponds to $\Delta D=1$ nm, assuming the inner tube diameter of D_1 =5nm. In Figs. 2 and 3, we indicate hydrogen bonds in the polymer structure. In thus configured model with the stochastic presence of the instantaneous position of electron bonds, we have to evaluate the power flux along the polymer tubes, observing the power flux magnitude, direction, and time variation. After these data have been acquired, it is possible to determine whether the graphene structure (polymer) is applicable for the transfer of electrical signals and in what frequency bands such transfer should be carried out. Also, we are then able to identify the frequency bands where the fundamental element of the periodic structure oscillates. The direction and distribution of the power flux density Π [W/m²] can be utilized to clearly determine whether the graphene basis carries any significance with respect to the lossless transmission and the (super, supra) conducting state, as already discussed [10]. Fig. 4 shows a geometrical model to evaluate the power density propagation, with the instantaneous value of the Poynting vector expressed within the formula

$$\boldsymbol{\Pi}(t) = \boldsymbol{E}(t) \times \boldsymbol{H}(t) \tag{9}$$

It is obvious from the above formula (12) that the resulting values of the Poynting vector depend on the instantaneous values of the electromagnetic field components, namely (for a non-stationary EMG wave) on the intensities of the electric and magnetic fields E(t) and H(t). The electric line designed in this manner can be utilized in nano-objects, such as magnetic field sensors, or in a biological replacement of neuron parts or organisms and the transmission of biological signals.



Figure 2. A geometrical model of the basic structure element with the probabilistic distribution of valence electrons.



Figure 3. A coaxial line model tested for the passage of the active power \Box flux density

The elementary structure according to Fig. 1 and Fig. 3 was chosen and solved as the basis of the numerical model introduced in the above formula (8); the model analysis was processed in the batch mode. The geometry of a large system incompatible both in its dimensions and the number of included elements is solved with the known condition of periodicity and also as a partially stochastic model. Certain problems occur in modelling the bond between the polymer and the graphene basis. The mathematical-numerical model consists of basic elements characterizing the ANSYS software, namely HF119, HF120, SOLID236 and SOLID226 ANSYS, 1994-2015 and others, and it is complemented with the proper code of the model according to formulas (6), (7), and (8).

The geometrical distribution of modelled cores of carbon C and hydrogen H in the geometrical model from Fig.3, with periodicity setting in one section (which is repeated, Fig. 4) can be utilized to formulate the boundary and initial conditions, current excitation, and model of the electric charge stochastic distribution at the level of electrons. If we aimed to apply the evaluation of the Poynting vector to a microscopic model of the designed periodic, graphene polymer structure, we would have to accept the instantaneous values and their spatial distribution in a quantum mechanical model (Fig.4). We can set up a hypothesis and derive the assumption that the Poynting vector may exhibit the shape shown in Fig. 4, where the components of the magnetic intensity H_{ϕ} and electric intensity E_{t} , E_{r} manifest themselves in the indicated formation; these components will therefore affect the resulting shapes of the electromagnetic field distribution and the Poynting vector Π_{s} at the ends of the structure, thus influencing the shape of the signal of the applied periodic structure

4 SETTING THE BOUNDARY CONDITIONS

In order to design the geometry of the model of the graphene-based polymer structure (Figs. 2 and 3), it is necessary to define the initial and boundary conditions of the model and the sources of the electromagnetic field. The basic formation (an element of the periodic structure) can be simply described by atom bonds, namely motion of the valence electrons (Fig. 4). Another step in setting the conditions of the model consists in evaluating the electric field *E* intensity vector of components in both the radial and the tangential direction, *E*_r, *E*_t, fig. 3. In order to facilitate simple estimation of the order of magnitude of the intensities, we can – for the hydrogen atom H bound to carbon C and one binding electron for the middle electrodes of the coaxial arrangement of the internal structure (Fig. 4) - evaluate the radial electric field intensity from the single bond C - H as

$$E_{r,a} = \frac{1}{4\pi\varepsilon_0} \cdot \frac{q_e}{|R_a|^2} , \ E_{r,a} = \frac{1}{4\pi \cdot 8,856 \cdot 10^{-12}} \cdot \frac{1,602 \cdot 10^{-19}}{1,14 \cdot 10^{-10}} = \frac{1 \cdot 1,602}{4\pi \cdot 8,856 \cdot 1,14} \cdot 10^4 = 0,01263 \cdot 10^4 \, V \, / \, m$$
(10)

Figure 4a. Geometrical model of a part of the coaxial line

Based on the knowledge of the microscopic model, it is then possible to evaluate the macroscopic parameters, such as the specific conductance γ , the magnetic susceptibility χ , the magnetic permeability μ , or the electric permittivity ϵ of the environment. From the differential form of Ohm's law, for example, we can write the flux density

$$\boldsymbol{J}=\boldsymbol{\ddot{\gamma}}\cdot\boldsymbol{E}$$

(11)

where $\dot{\gamma}$ is the specific conductance tensor.



Figure 4b A model of the basic element of the periodic structure, definition the positions of coupled electrons C and H

Upon loading the line with the impedance of 50 Ω , we can determine a number of conditions and expected (limit) values of the quantities; then the evaluated components of the flux density **J** in directions of the axes z, ϕ and bonds C-C, C-H are determined.

$$E_{r} = \frac{1}{4\pi\varepsilon_{0}} \frac{|q|}{d\ell} = \frac{1 \cdot 1.602 \cdot 10^{-19}}{4\pi \cdot 8.854 \cdot 10^{-12} \cdot 1.14 \cdot 10^{-10}} = 0.01263 \cdot 10^{3} \text{ V/m}$$

$$J = \frac{N_{q}}{S} = \frac{4 / 6 \cdot N_{q} \cdot 1.602 \cdot 10^{-19}}{25.06 \cdot 10^{-19}} = 2.557 \cdot 10^{0} \text{ A/m}^{2}$$

$$\gamma_{r} = \frac{J}{E_{r}} = 0.2024 \text{ S/m}$$
(12)

 $J_{CZ} = 71.795 \cdot 10^{14} \,\mathrm{A/m^2}$

 $J_{H} = 2,557 \,\mathrm{A/m^{2}}$

 $J_{CCH\varphi} = \sqrt{\frac{3}{4}} \cdot J_{CZ}$

 $J_{CC} = 2 \cdot J_{CZ}$ $J_{CCH} = J_{CZ}/2$

I = 1 mA

http://aum.svsfem.cz

The results of the analysis of the numerical model of the graphene structure according to Fig. 1b and Fig. 4 are shown as the distribution of the intensities and flow of the electric and magnetic quantities, Fig. 6, Fig.7, further, the results are also indicated as the distribution of the instantaneous Poynting vector components (Fig. 8, Fig.9) along the curves 1 to 4 from Fig. 5. In selected parts of the structure, the behaviour was analyzed of the module of the active power specific density; thus, we obtained a basis enabling us to estimate properties of the modelled task. Further, we present an analysis of the Poynting vector $\Pi(t)$ module for current excitation in an electric line $i(t) = l^* f(t)$, where $l = 1 \mu A$.

For bonds C-C

$$\gamma_z = 7.095 \cdot 10^{14} \text{ S/m}$$

 $\gamma_r = 0.2024 \text{ S/m}$
 $\gamma_{\varphi} = 7.095 \cdot 10^{14} \text{ S/m}$ (14)
The flux densities J_{Ra} forced by the external current *I* for the surface of the inner
electrode having the radius R_{a} are:

$$I = 1\mu A \qquad J_{Ra} = 12, 7.10^{9} \text{ A/m}^{2}$$

$$I = 10\mu A \qquad J_{Ra} = 127.10^{9} \text{ A/m}^{2}$$

$$I = 100\mu A \qquad J_{Ra} = 1270.10^{9} \text{ A/m}^{2}$$

 $J_{Ra} = 12700.10^9 \text{ A/m}^2$

Figure 5 A geometrical model and curves 1, 2, 3 and 4 for the Poynting vector evaluation

(13)

(14)



A)



B)

Figure 6 The distribution of A: the electric field intensity module E(t) [V/µm], t1= 1 ps, B: of the magnetic flux density module B(t) [pT], t1= 1 ps



A)



B)

Fig. 7 The distribution of A: the electric field intensity module E(t) [V/µm], t_1 = 1 ps, B: of the magnetic flux density module B(t) [pT], t_1 = 81 ps







B)

Fig. 8 The behaviour of the distribution of the power specific density module $\Pi(t)$ [pW/µm2], t1= 1 ps A:along curve 1, B: along curve 2, C: along curve 3, D: along curve 4.



D)

Fig. 8 The behaviour of the distribution of the power specific density module Π (t) [pW/µm2], t_1 = 1 ps A:along curve 1, B: along curve 2, C: along curve 3, D: along curve 4.







B)

Fig. 9 The behaviour of the distribution of the power specific density module Π (t) [pW/µm2], t_1 = 81 ps A:along curve 1, B: along curve 2, C: along curve 3, D: along curve 4.



D)

Fig. 9 The behaviour of the distribution of the power specific density module Π (t) [pW/µm2], t_1 = 81 ps A:along curve 1, B: along curve 2, C: along curve 3, D: along curve 4.

6 CONCLUSIONS

We designed a geometrical model of a nanostructure exhibiting a high rate of periodicity, and we also designed a numerical model for the solution and analysis of effects occurring in the propagation of an EMG wave along the nanostructure. Initial numerical experiments targeting the propagation of and EMG wave in the nanostructure were performed to complete the set of research activities.

ACKNOWLEDGEMENT

The research described in this paper was financed by the National Sustainability Program under grant No. LO1401. For the actual analyses and experiments, infrastructure of the SIX Center was used.

REFERENCES

Van Vlaenderen, K. J. and Waser, A., 2004, *Electrodynamics with the scalar field*, Hadronic Journal 27(6), 673-691.

Kikuchi, H., 2001, *Electrohydrodynamics in dusty and dirty plasmas, gravito-electrodynamics and EHD*, Kluwer, Boston, 1-207.

van Vlaenderen, K. J., 1999, A charged space as the origin of sources, fields and potentials, Physics 9910022, 1-7.

Stratton, J.A., 1966, *Electromagnetic Theory*, Wiley, New York, 1-640.

Urban, R., Drexler, P., Fiala, P. and Nespor, D., 2014, *Numerical Model of a Large Periodic Structure*, Proc. PIERS, 2350-2354.

ANSYS, 1994-2015, Ansys Multiphysics Manuals, Ansys.

Fiala, P., Drexler, P., Nespor, D., 2014, *Principal tests and verification of a resonance-based solar harvester utilizing micro/nano technology*, Microsystem Technologies 20(4-5), 845-860.

Fiala, P., Drexler, P., Nespor, D., 2013, *A resonance-based solar element: a numerical model and micro/nano technology application*, Proc. SPIE 8763, 87632A1-87632A7.

E. W. Weisstein, 2015, *Galerkin Method*, MathWorld, 28 March 2015, http://mathworld.wolfram.com/GalerkinMethod.html (1 April 2015).

Yang, S. L., Sobota, J. A., Howard, C. A., Pickard, C. J., Hashimoto, M., Lu, D. H., Mo, S. K., Kirchmann, P. S. and Shen, Z. X., 2014, *Superconducting graphene sheets in CaC6 enabled by phonon-mediated interband interactions*, Nature Comunications 5(1), 3493.

Fiala, P., Macháč, J., Polívka, J., 2011, *Microwave noise field behaves like white light*, Progress In Electromagnetics Research 111(1), 311-330.

Steinbauer, M., Fiala, P., Szabó, Z., Bartušek, K., 2008, *Experiments with accuracy of the air ion field measurement*, Advances in Electrical and Electronic Engineering 8(7), 276-279.

Contact address:

Assoc. prof. Ing.Petr Drexler, Ph.D., prof. Ing.Pavel Fiala, Ph.D., Assoc. prof. Ing.Steinbauer. Ph.D., Ing.Tomáš Kříž, Ing.Martin Friedl, Ph.D.,

Brno university of technology, Faculty of electrical engineering and communication, Department of theoretical and experimental electrical engineering Kolejní 2906/4, 612 00 Brno, Czech Republic fialap@feec.vutbr.cz, drexler@feec.vutbr.cz, steinbau@feec.vutbr.cz, krizt@feec.vutbr.cz, friedl@feec.vutbr.cz

PRESSURE THERMAL SHOCK ANALYSIS FOR NUCLEAR REACTOR

GABRIEL GÁLIK, VLADIMIR KUTIŠ, JAKUB JAKUBEC, JURAJ PAULECH

Institute of Automobile Mechatronics, Faculty of Electrical Engineering and Information Technology, Slovak University of Technology in Bratislava, Ilkovičova 3, 812 19 Bratislava

Abstract: This article contains a survey of properties and processes of the thermal shock phenomenon. Methods for evaluation of load intensity at the crack tip and fracture propagation distance are introduced. Pressure thermal shock phenomenon within a reactor pressure vessel is explained. A methodology for a complex Pressure Thermal Shock (PTS) analysis is proposed based on 1D system code and 3D FEM analyses. FEM analyses are performed based on the proposed methodology and a postulated coolant mixing scenario in a WWER440 primary circuit. Problems during the solution process are explained and the results evaluated.

Keywords: LOCA, FEM, PTS, Fracture Mechanics, Thermo-hydraulics

1 Introduction

The reactor pressure vessel is considered the most reliable component of pressurised water reactors. The pressure vessel is exposed to thermo-hydraulic transients and the embrittlement effect caused by hard radiation. The coupled impact of these effects increases the risk of structural damage to the pressure vessel during high transients by pressure thermal shock (PTS). Thermal shock damage within solid materials represents high risk of structural weakening or in severe cases total structural failure. Loss of coolant accidents create highly transient processes within the reactor pressure vessel. The two properties that influence the vessel wall are pressure and temperature, both experience rapid changes during evaporation of the working fluid (APANASEVICH, 2014). Pressure thermal shock is the combined effect of thermal shock damage induced by temperature gradients and the structural load created by internal pressure of the fluids within the reactor pressure vessel. Thermal shock occurs as a reaction of solid materials to dynamic temperature changes. A basic example is an object at an initially uniform temperature which is suddenly exposed to higher or lower external temperatures (YUANCHUN LIU, 2014). The resulting diffusion of thermal energy creates a rapidly changing temperature gradient, which can induce severe internal thermal stresses in the material (DIMITRIJEVIĆ, 2013).

2 PTS analysis methodology and evaluation methods

A pressure thermal shock as a transient event in a reactor pressure vessel is a highly complex multi-physical process. The analysis of such a process needs to be divided into multiple stages with different methods and models. Our approach is based on the UNIPI methodology (FERRARA, 2008). The methodology and stages required for the evaluation of the process are shown in Image1.

The methodology starts with the simulation of a PTS in the primary circuit via 1D system thermo-hydraulic code to determine the response of the primary circuit to the transient loading (Image1 I). The acquired response is used as a load for the analyses on 3D CFD and FEM models to determine the spatial and time distribution of investigated values (Image1 II). Fracture states are examined for different time points and different pre-

crack geometries (Image1 III). Finally the acquired fracture states are evaluated for the possibility of crack formation and propagation based on available material model data.



Image1- Model for detailed CFD analysis

High temperature gradients during transients can induce severe internal stresses in the material. Fracture and crack formation occurs when internal stresses exceed the ultimate strength of the material. Depending on the mutual orientation of the fracture and the acting thermal stresses, there are three modes of fracture formation as described in Image2.



Image2- Fracture modes (I-Opening, II-Sliding, III-Tearing)

Single mode fractures are rare in real structures, usually fracture formation occurs by the simultaneous loading of multiple modes.

2.1 Stress intensity factor

The stress intensity factor K is used to describe the stress intensity at the crack tip for a given load. The stress intensity factor's analytical equation form is highly dependent on crack geometry and location. Fracture propagation criterion (G-criterion) can be determined by stress intensity factors for all three fracture modes as

$$K_{Ic}^{2} = K_{I}^{2} + K_{II}^{2} + \frac{E}{2G}K_{III}^{2}$$
(1)

where K_{Ic} is the critical stress intensity factor, K is the stress intensity factor with subscripts indicating fracture mode component, E' is the Young's modulus for given material and G is the shear modulus. The critical stress intensity factor K_{Ic} determines a pre-cracked materials resistance against further crack growth via brittle fracture [6].

2.2 J-Integral

J-integral represents the strain energy release rate per unit of fracture surface area. It is a path-independent integral of accumulated strain energy for linear-elastic deformations. In a material with plastic deformation only a path sufficiently close to the

crack tip will give a correct energy release rate. The path of J-integral in the case of ductile fracture is shown in Image3.



Image3– J-integral integration path

J-integral method can be used to determine J_{Ic} an analogous value to K_{Ic} . J_{Ic} represents the resistance against ductile fracture propagation in materials.

3 Detailed CFD analysis

The methodology described above requires multiple different numerical models and analyses to successfully simulate and evaluate a pressure thermal shock event. The detailed CFD analysis (Image1 II) is required to simulate fluid flow and mixing with sufficient fidelity and detail.

3.1 CFD model

The CFD model represents the fluid domain within a primary circuit cold-leg with emergency core cooling system injection nozzle as shown in Image4a. Cold-legs of coolant loops 2, 3 and 5 are identical and contain the nozzle of a high pressure coolant injection pump as shown in Image4b. Image4c shows the model detail around the ECC injection nozzle.



Image4– Model for detailed CFD analysis

3.2 CFD Transient analysis

The transient analysis simulates the initiation of high pressure coolant injection into the primary circuit cold leg. In the beginning of the simulation, the primary circuit is in nominal operational state. Water is pumped through the cold leg into the downcomer region by the main circulatory pump. Cold water injection is initiated by the decrease in pressure at the beginning of the simulation caused by a small leak LOCA. Specific parameters are listed in Tab.1.

Table1	Initial	and	Boundary	y Conditions
--------	---------	-----	----------	--------------

Primary Coolant Temperature	265.6	°C
Primary coolant Pressure	11.97	MPa
Primary coolant Mass flow rate	1400	kg/s
ECC injected coolant Temperature	60	°C
ECC injected coolant Mass flow rate	10	kg/s
Total simulation time	5	S

The total simulation time was chosen to achieve a steady state at the end of the simulation. Mass flow rates were determined based on pump characteristics and coolant pressure and temperature states. The resulting steady-state temperature distribution is shown in Image5.



Image5 shows the temperature distribution created by coolant mixing on the internal surface of the pipe wall. The lowest temperatures are expected at the injection nozzle, located downstream.

4 Thermo-mechanic analysis

After determining the temperature distribution on the internal walls of the modelled pipeline, it is necessary to calculate the temperature distribution within the walls themselves. The thermo-mechanical analysis (Image1 III) requires the model of the pipe walls that are in contact with the coolant liquid.

4.1 Pipeline model

A pipeline model, that represents the volume of the pipeline walls is necessary for the thermo-hydraulic analysis. Although, they are two different modells, the created mechanical model corresponds to the same position and orientation as the CFD model, thereby simplifying the transfer of results between different analyses. The final mechanical model with the element mesh is shown in Image6.



Image6- Mechanical model

The element mesh shown is Image6 was created using the Sweep method. However, tha band around the nozzle contains a tetrahedral mesh, that is modifiable to include the Inicialisation crack geometry (ANSYS, 2014).

4.2 Thermal analysis

A steady-state thermal analysis was used to calculate the temperature distribution within the pipeline walls. The boundary conditions were determined from the detailed CFD analysis. Temperature distributions on the internal surface of the pipeline wall were defined by imported data from the detailed CFD simulations last timestep. The external surfaces were considered to be perfectly insulated. The results of the thermal analysis are shown in Image7.



Image7- Wall temperature distribution

Image7 shows the temperature distribution in the pipeline wall with a detailed view of the injection nozzle.

4.3 Mechanical analysis

The next step was to determine the loading state of the modelled structure and to determine the critical locations where fracture formation and propagation had the highest propability. The loading state was calculated by a static structural analysis based on results from thermal and CFD simulations. Temperature distributions within the pipeline wall were imported from the thermal analysis and defined as the primary loads. Pressure distributions were imported from the detailed CFD analysis and are shown in Image8.



Image8– Wall temperature distribution

Image8 shows the imported pressure loading state in detail around the injection nozzle. Stress distributions within the pipeline wall were calculated as a result of the mechanical analysis as shown in Image9.



Image9– Stress distribution - Critical location

Image9 shows the stress displacement in detail around the injection nozzle. Based on results from the mechanical analysis, the critical location is on the internal surface of the injection nozzle just before the opening into the cold-leg pipeline.

5 Fracture mechanics analysis

After determining the critical location based on results from the thermo-hydraulic analysis an initialization crack mesh had to be created. The initialisation crack is required to determine the loading of fractures and imperfections present in the pipeline wall by a fracture mechanics analysis (Image1 IV). A semi-elliptical crack with a collapsed mesh at the crack front was injected into the previously prepared tetrahedral mesh at the determined location as shown in Image10.



Image10- Initialization Crack

Image10 shows the created initialisation crack geometry and mesh at the injection nozzle. Boundary conditions and loading states were defined based on results from previous analyses. Temperature distributions were directly imported from the steady-state thermal analysis. However, pressure distributions could not be directly imported. The created mesh of the initialisation crack caused mesh errors during the import process. Therefore, pressures were defined as boundary conditions with avaraged values on individual internal surfaces. Fracture loading calculated during the analysis is shown in Image11.



Image11– Fracture loading: a) SIF b) J-integral

Image11 shows the calculated values of stress intensity factor (SIF) and J-integral along the crack front, where the maximum value for SIF equals 800 MPa.m^{1/2} and for J-integral equals 50.8 J/m², respectively. The relatively high values of fracture loading compared to steel fracture toughness mean that the postulated initialization crack was too large and its loading would lead to fracture propagation and structural damage.

6 Conclusion

Our proposed methodology was used to calculate pressure thermal shock processes in the primary circuit pipeline of a WWER 440 reactor. All analyses were solved using ANSYS software package. The loading state of postulated initialization crack was determined. However, to be able to evaluate fracture formation and propagation, an initialization crack location, orientation and dimension sensitivity study must be performed. Such a study will be performed in the follow-up work, including an investigation into a possible solution for the results transfer error that occurred during the fracture mechanics analysis.

References

ANSYS, Theory manual, 2014

APANASEVICH P., COSTE P., NIČENO B., HEIB C., LUCAS D.: Comparison of CFD simulations on two-phase Pressurized Thermal Shock scenarios. Nuclear Engineering and Desing Vol. 266, 2014, Pages 112-128

DIMITRIJEVIĆ M.M., MEDJO B., HEINEMANN R.J., RAKIN M., VOLKOV-HUSOVIĆ T.: Experimental and numerical analysis of thermal shock damages to alumina based ceramic disk samples. Materials and Design Vol. 50, 2013, Pages 1011-101 FERRARA P., ARANEO D., MORETTI F., D'AURIA: Development of a Finite Element Model of ATUCHA II NPP Reactor Pressure Vessel for Pressurized Thermal Shock Analysis, Nuclear Energy For New Europe 2008, Pages 702.1-702.10

YUANCHUN LIU, YURONG HE, ZIGUI YUAN, JIAQI ZHU, JIECAI HAN: Numerical and experimental study on thermal shock damage of CVD ZnS infrared window material. Journal of Alloys and Compounds Vol. 589, 2014, Pages 101-108

Acknowledgement

This work was financially supported by grants of Science and Technology Assistance Agency no. APVV-0246-12, APVV-14-0613 and Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences VEGA No. 1/0228/14 and VEGA No. 1/0453/15.

Authors are also grateful to the HPC Center at the Slovak University of Technology in Bratislava, which is a part of the Slovak Infrastructure of High Performance Computing (SIVVP project, ITMS code 26230120002, funded by the European Regional Development Funds), for the computational time and resources made available.

Contact address:

Ing. Gabriel Gálik

Institute of Automobile Mechatronics, Faculty of Electrical Engineering and Information Technology, Slovak University of Technology in Bratislava, Ilkovičova 3, 812 19 Bratislava

COMPARISON OF CFD SIMULATED AIR-FLOW OVER A "QUARTER-CIRCULAR" OBJECT TO EXPERIMENTAL MEASUREMENTS, PART 1: PRESSURE

OĽGA HUBOVÁ, LENKA KONEČNÁ, JURAJ KRÁLIK JR.*

Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Architecture

Abstract: Analyzing effects of wind on building can be tricky, if shape of building isn't involved into any standards. In this contribution is Computer Fluid Dynamic simulation of air-flow over an obstacle in shape of "quarter-circular" object compared to the data obtained from experimental measurement in Boundary Layer Wind Tunnel. This comparison is focused on mean values of pressure in selected points. Two models were used with different grid sensitivity for preliminary analysis with several turbulence models in the first step. In the second step, optimized model was created from preliminary analysis of results. Best results were predicted Delayed Detached Eddy Simulation where the overall averaged error in all selected points was 9.63 %.

Keywords: air-flow, SRS, Fluent, turbulence, CFD, pressure

1 Introduction

As Computer Fluid Dynamic (CFD) software develops, problems of fluid dynamics becoming interesting for more engineers, as they take CFD as a handy tool capable of reasonable predicting of air-flows. Today's designers are not limited in shapes of building, so engineers can find them self in situations where they needs to analyze effect of approaching wind in theirs project. If the shape of building isn't involved any standards a wind tunnel experiment would be required and here the CFD simulations can provide alternative solution.

Turbulence is a flow regime characterized by chaotic property changes. Randomness, fluctuations, vorticity and large Reynolds number (*Re*) are the basic characteristics of turbulent flows. One of the examples of turbulence is smoke rising from a cigarette, for the first few centimeters, the flow is laminar and then smoke becomes turbulent as its Reynolds number increases, as its flow velocity and characteristic length are both increasing.

There are three turbulent flow simulation methods RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes Simulations), SRS (Scale Resolving Simulations) and DNS (Direct Numerical Simulation) and several commercial and non-commercials software packages offering CFD simulations. For the purpose of this analysis was used commercial software package ANSYS Fluent R15. The main difference between RANS and SRS is shown on Image 1.



Image 1 – Left: RANS model; Right: SRS model

In this contribution is CFD simulation of air-flow over an obstacle in shape of "quarter-circular" object is compared to the data from experimental measurement in Boundary Layer Wind Tunnel. This comparison is focused on mean values of pressure in selected points. Two models were used with different grid sensitivity. One of main tasks was to keep this analysis on a desktop computer. To create a domain with low computer demands was created mesh from tetrahedron elements which was next converted into polyhedral mesh type. Two models were used for preliminary analysis of the problem and were representing 4m long part of wind tunnel (B = 2.6 m and H = 1.6 m). Five different turbulence models were tested: k- ε , k- ω , SST-SAS (hybrid of Shear-Stress Transport), SAS (Scale-Adaptive Simulation) and LES (Large Eddy Simulation). All simulations were carried out as transient. After results were analyzed a new model was created for the final analysis. Three types of turbulence models were used: SST-SAS, SAS a DDES (Delayed Detached Eddy Simulation), for comparison with mean pressure values acquired from experimental measurement.

2 Experimental Measurements

Experimental measurement was carry out in BLWT of Slovak University of Technology in Bratislava. Examined was "quarter-circular" shaped object that was 273 mm high and the quarter-circle radius was 80 mm with 30 mm rectangle part at the ends of quarter-circle. From previous measurements was found out that the most unpleasant direction of wind was when the model was rotated by approximately 112° from its original position (when wind direction was perpendicular to the one of the rectangle face of the model).

During this experiment were measured pressures in 16 points in three different elevations 15 mm, 136 mm and 258 mm above the wind tunnel floor level, see Image 2. Three sets of data were obtained for each elevation, for model rotated by 120°. Every set of data consisted of approximately 500 values of pressures in each measuring point.

Measurement conditions were as follows: the frequency of rotor 20 Hz; the barometric pressure was varying from 100 440 Pa up to 100 460 Pa; the air density 1.18843 kg/m³ up to 1.18947 kg/m³ and the air temperature 19.8°C up to 21°C. Location of measured reference value of wind speed was 369 mm in front of the model in the high of top edge 273 mm and were 8.92 m/s; 8.85 m/s; 8.42 m/s and 8.49 m/s. Mean value of reference wind speed was interpolated to 8.745 m/s in the height of top edge of model.



Image 2 – Left: measuring of reference value of air speed in refence height; Right: closer look at fyzical model from experiment with locations of selected points

The data for wind profile used in CFD were taken from previous measurements in BLWT for frequency of rotor 18 Hz and 26 Hz. Subsequently the data for wind profile for frequency of 20 Hz were interpolated, see Image 3.



Image 3 – Left: wind profiles: 18 Hz (red), 26 Hz (blue), 20 Hz (green) and CFD profile (black); Right: location of measuring points and wind direction (120°)

3 Computer Fluid Dynamics (CFD)

RANS models can be solved in unsteady mode (URANS), they do not provide any spectral content, even if the grid and time step resolution would be sufficient for that purpose. This behavior is a natural outcome of the RANS averaging procedure (time averaging), which eliminates all turbulence content from the velocity field. Turbulence models are well described by several authors in detail in the cited references and therefor only briefe description with theirs characteritic equations will be presented.

k-ε model is widely used despite his the known limitations. Performs poorly for complex flows involving severe pressure gradients, separations and strong streamline curvature. Two-equation turbulence model allow the determination of both, a turbulent length and time scale by solving two separate transport equations. Modifications have been introduced to improve its performance \rightarrow the RNG model and the Realizable model. Transport equations for the turbulence kinetic energy, Wilcox (2006):

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j k)}{\partial x_j} = P_k - \rho \varepsilon + P_{kb} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$
(1)

Transport equations for the turbulence kinetic energy dissipation rate:

$$\frac{\partial(\rho\varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j\varepsilon)}{\partial x_j} = \frac{\varepsilon}{k} (C_{\varepsilon 1} P_k - C_{\varepsilon 2} \rho\varepsilon + C_{\varepsilon 1} P_{\varepsilon b}) + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$
(2)

The eddy viscosity is moddeled as:

$$\mu_t = \frac{\rho C_\mu k^2}{\varepsilon} \tag{3}$$

 $k-\omega$ model incorporates modifications for low-Reynolds number effects, compressibility, and shear flow spreading. Sensitivity of the solutions to values for *k* and ω outside the shear layer (freestream sensitivity). Transport equations for the turbulence kinetic energy, Wilcox (1986, 2008):

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j k)}{\partial x_j} = P_k - \beta^* \rho k \omega + P_{kb} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$
(4)

Transport equations for the turbulence kinetic energy specific dissipation rate:

$$\frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j\omega)}{\partial x_j} = \alpha \frac{\omega}{k} P_k - \beta \rho \omega^2 + P_{\omega b} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$
(5)

The eddy viscosity:

$$\mu_{t} = \frac{\rho k}{\varepsilon}$$
(6)

SST–SAS (Shear-Stress Transport – Scale-Adapted Simulation) model an additional production term - the *SAS* term - in the ω equation, which is sensitive to resolved fluctuations. When the flow equations resolve unsteadiness, the *SAS* term detects the unsteadiness and increases the production of ω and hence the turbulent viscosity decreases. Transport equations for the turbulence kinetic energy, Menter (2003, 2004):

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j k)}{\partial x_j} = G_k - \rho c_\mu k \omega + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$
(7)

Transport equations for the turbulence kinetic energy specific dissipation rate:

$$\frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j\omega)}{\partial x_j} = \alpha \frac{\omega}{k} G_k - \rho \beta \omega^2 + Q_{SAS} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + (1 - F_1) \frac{2\rho}{\sigma_{\omega^2}} \frac{1}{\omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \tag{8}$$

The SAS term:

$$Q_{SAS} = max \left[\rho \zeta_2 k S^2 \left(\frac{L}{L_{\nu K}} \right)^2 - C \frac{2\rho k}{\sigma_{\phi}} max \left(\frac{1}{\omega^2} \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}, \frac{1}{k^2} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right), 0 \right]$$
(9)

SAS (Scale-Adapted Simulation) model is a second generation URANS model, improved URANS formulation allows the resolution of the turbulent spectrum in unstable flow conditions. Derived on URANS arguments $k-\omega$ and intermittency γ . The SAS model will remain in steady RANS mode for wall bounded flows, and can switch to SRS mode in flows with large and unstable separation zones. Can resolve turbulence structures with *LES* quality. The transport equation for the intermittency γ , Menter (2004), Langtry (2004, 2005):

$$\frac{\partial(\rho\gamma)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho U_j\gamma)}{\partial x_j} = P_{\gamma 1} - E_{\gamma 1} + P_{\gamma 2} - E_{\gamma 2} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\gamma} \right) \frac{\partial\gamma}{\partial x_j} \right]$$
(10)

LES (Wall-Adapting Local Eddy-Viscosity WALE Model) Turbulent flows are characterized by eddies with a wide range of length and time scales. The largest eddies are typically comparable in size to the characteristic length of the mean flow. The smallest scales are responsible for the dissipation of turbulence kinetic energy. Advantage of the WALE model is that it returns a zero turbulent viscosity for laminar shear flows, what allows the correct treatment of laminar zones in the domain, Nicoud (1999). The highest level of complexity in numerical simulations of turbulence, Large Eddy Simulation (LES) ranks second only to direct numerical simulation (DNS).

Eddy viscosity is modeled by:

$$\mu_t = \rho L_s^2 \frac{\left(s_{ij}^d s_{ij}^d\right)^{3/2}}{\left(\bar{s}_{ij} \bar{s}_{ij}\right)^{5/2} + \left(s_{ij}^d s_{ij}^d\right)^{5/4}}$$
(11)

Where P_k is turbulence production due to viscous forces, ρ density, ε turbulence dissipation rate, μ molecular (dynamic) viscosity, μ_t turbulent viscosity, U_j velocity magnitude, C_{ε_1} , C_{ε_2} and σ_k are turbulence model constants, P_{kb} and $P_{\varepsilon b}$ represent the influence of the buoyancy forces, k turbulence kinetic energy, ε turbulence dissipation rate, ω specific dissipation, S_{ij} rate-of-strain tensor for the resolved scale, L_s mixing length for sub grid scales, γ intermittency. The models constants are given by $C_{\varepsilon_1} = 1.44$, $C_{\varepsilon_2} = 1.92$, $\sigma_k = 1$ (2 for Wilcox model), $\beta^* = 0.09$, $\alpha = 4/9$, $\beta = 0.075$, $\sigma_{\varepsilon} = 1.3$, $\sigma_{\omega} = 2$.

DES model used was based on the SST $k-\omega$ model. In the DES approach, the unsteady RANS models are employed in the boundary layer, while the LES treatment is applied to the separated regions. The LES region is normally associated with the core turbulent region where large unsteady turbulence scales play a dominant role. In this region, the DES models recover LES-like subgrid models. In the near-wall region, the respective RANS models are recovered. Have been specifically designed to address high Reynolds number wall bounded flows, where the cost of a near-wall resolving Large Eddy Simulation would be prohibitive. The difference with the LES model is that it relies only on the required resolution in the boundary layers. The computational costs, when using the DES models, is less than LES computational costs, but greater than RANS, Menter (2012).

4 The calculation

Geometry for preliminary analysis was built in Design Modeller. Whole grid dimensions are: L = 4 m, B = 2.6 m and H = 1.6 m. Quarter-circular object was situated 1 m behind inlet boundary (his centre of gravity) in middle of domains width.

At beginning the mesh was generated using tetrahedron elements and two types of mesh where created. First mesh had on surface of quarter-circle object element size 0.005 m, advanced size function was on and set to be fixed, with fine relevance centre, high smoothing and slow transition. Maximum face size was 0.1 m, maximum size 0.2 m and grow rate of elements from surface of object 5 %. Generated were $1.8 \cdot 10^6$ elements with 341 504 nodes, model mark is M1.

Second mesh had on surface of quarter-circle object element size 0.003 m, advanced size function was on and set to be fixed, with fine relevance centre, high smoothing and slow transition. Maximum face size was 0.1 m, maximum size 0.2 m and grow rate of elements from surface of object 5 %. Generated were $3.347 \cdot 10^6$ elements with 663 398 nodes, model mark is M2.

Both types of mesh were converted in ICEM (fluent solution module) to polyhedral mesh type with final element number for first mesh 354 593 polyhedral cells with 2 088 288 nodes, second had 700 200 polyhedral cells with 3 448 831 nodes.

Each surface of domain had its "named section" to which were in solution module set boundary condition. Inlet was set as velocity inlet, outlet as outflow and rest of faces was set as no slip walls without roughness. For all models was used same wind velocity profile, which was defined as user defined function (UDF) and interpreted to ICEM. Profile had to be divided into five zones, in heights where used logarithmic function started to split from wind profile for 20 Hz frequency of rotor.



Image 4 - Model mesh view, Left: hole domain; Right: detail view on object

These heights were 70 mm, 250 mm, 550 mm and 950 mm from where the velocity was almost constant. Used logarithmic function was:

$$U(z) = u_{z_0} A_1 + \frac{u_{fric}}{B_1} \ln\left(\frac{z}{C_1 z_0}\right)$$
(12)

Upper constant part of velocity profile was:

$$U(z) = u_{z_0} A_1 + \frac{u_{fric}}{B_1} \ln\left(\frac{z}{C_1 z_0}\right) + \frac{z}{50}$$
(13)

Where $u_{z0} = 3.851$ m/s was speed at height of terrain roughness $z_0 = 0.02$ m ("nop" foil height, see Image 2). Friction wind velocity was defined as:

$$u_{fric} = \frac{u_{ref} - u_{z_0}}{ln\left(\frac{z_{ref} + 50.z_0}{4.z_0}\right)} = \frac{8.745 - 3.851}{ln\left(\frac{0.273 + 50.0.02}{4.0.02}\right)} = 1.67 \, m/s \tag{14}$$

Wind profile constants were as follows: A = (0.81; 1; 1.031; 1.65), B = (0.7; 0.9; 0.935; 1.55), C = 0.95. Comparison of final UDF wind velocity profile to interpolated wind velocity profile can be seen on Image 2. it need to be noted that the logarithmic function and constants were set to obtain wind velocity profile as much as it is possible the same as was interpolated profile, error in wind velocity at reference height ($z_{ref} = 0.273$ m) was zero, maximum error through the whole curve was 4.3%.

k- ε : this model inputs are based on turbulent kinetic energy *k* and turbulence dissipation rate ε as follows:

$$u = \frac{u_{ref.K}}{ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} = \frac{8,745.0,4}{ln\left(\frac{0,273}{0,02}\right)} = 1,338 \ m/s \tag{15}$$

$$k = \frac{u^2}{\sqrt{C_{\mu}}} = \frac{1,338^2}{\sqrt{0,09}} = 5,97 \ m^2/s^2 \tag{16}$$

(17)

$$\varepsilon(z) = \frac{u^3}{\kappa(z+z_0)}$$

k-w: this model inputs are based on turbulent kinetic energy *k* and specific turbulence dissipation rate ω as follows:

$$\omega(z) = \frac{\varepsilon(z)}{k} \tag{18}$$

SST-SAS: this model inputs are based on intermittency $\gamma = 1$, turbulent kinetic energy k and specific turbulence dissipation rate ω . *SAS*: this model inputs are based on turbulent kinetic energy k and specific turbulence dissipation rate ω . *LES*: this model inputs are based on turbulent kinetic energy k and turbulence dissipation rate ε . *DES*: based on turbulent kinetic energy k and specific turbulence dissipation rate ω .

All models were ran as pressure-based, transient. From solution methods was used SIMPLE pressure-velocity coupling scheme with second order spatial discretization, for transient formulation was used Bounded second order implicit method. Solution was initialized with hybrid initialization with default setting. Default solution controls. *k-* ε *STD1 T* Viscous model used with standard wall functions, no curvature correction, no kato-launder and no production limiter. *k-* ε *STD2 T* was ran with same setup, but near wall threatment was set for enhanced wall threatment. *k-* ω *SST1* and *k-* ω *SST2* were ran with solver type based on pressure, transient. Viscous model set as *k-* ω *SST* with production limiter. *SST-SAS* models had viscous model set with production limiter and kato-launder. With first order upwind scheme for intermitency and momentum thickness *Re. SAS1* and *SAS3* models had viscous model set with production limiter. *LES* models inputs were in velocity profile, *k* and ε profile. Spatial discretization with second order pressure, bounded central differencing for momentum and last squares cell based gradient. Table 1 shows basic specifications for transient simulations calculation setup.

Turbulence Model	Model Details	FEM Model	Steps/Size/Iterations	Curve Mark
k-ɛ	standard wall function	M1	200 / 0.005 / 20	k-ε STD1 T
	enhanced wall function	M2	200 / 0.005 / 20	k-ε STD2 T
k-ω	production limiter	M1	100 / 0.01 / 30	k-ω SST1
	production limiter	M2	200 / 0.005 / 30	k-ω SST2
SST-SAS	no perturbations	M1	500 / 0.002 / 30	SST1 SAS
	spectral synthesizer	M2	500 / 0.001 / 30	SST2 SAS
SAS	no perturbations	M1	500 / 0.002 / 30	SAS1
	no perturbations	M2	600 / 0.0005 / 20	SAS2
	spectral synthesizer	M2	500 / 0.002 / 30	SAS3
LES	spectral synthesizer	M1	500 / 0.002 / 30	LES1
	spectral synthesizer	M1	500 / 0.002 / 30	LES2
	spectral synthesizer	M2	1340 / 0.0005 / 20	LES3

Table 1 Turbulence models specifications for preliminary analysis
5 Results and Discussion

Final numbers of iterations for each turbulence model are shown in Table 2 and were different from expected number of iterations based on steps multiplied by iterations as solutions during one step converged, see Table 1. In Table 3 are differences in values of mean pressure between experiment and CFD showed in percent and averged through faces of object to: windward face (points 13 to 16), leeward face (points 1 to 4) and quarter-circle face (points 5 to 12) in all elevations (0.015; 0.136; 0.258 m). "ALL Points" represents averged from all 48 points. Note that the wind direction was inclined to waindward face by 30°, so windward corner was between points 12-13 and leewardcorner between points 4-5. Location of points according to wind direction is shown on Image 3.

Curve Mark	Time [s]	Steps x Iterations	Num. of Iterations	Abs. Criteria: Continuity	Time Step	
k-ε STD1 T	1	4 000	1 551	7.6533e-05	0.005	
k-ε STD2 T	1	4 000	1 787	7.6504e-05	0.005	
k-ω SST1	1	3 000	1 744	7.6498e-05	0.01	
k-ω SST2	1	6 000	1 201	2.9532e-05	0.005	
SST1 SAS	1	15 000	10 550	9.5301e-05	0.002	
SST2 SAS	0.5	15 000	3 654	8.6054e-05	0.001	
SAS1	1	15 000	3 685	9.5531e-05	0.002	
SAS2	0.3	12 000	4 792	7.8240e-05	0.0005	
SAS3	1	15 000	11 690	9.7329e-05	0.002	
LES1	1	15 000	13 137	9.7781e-05	0.0 02	
LES2	1	15 000	13 231	8.7978e-05	0.0 02	
LES3	0.67 05	26 082	20 131	7.8754e-05	0.0 005	

Table 2 Residuals and convergence

Table 3 Overall errors Δ [%]

Location\Model	k-ε STD1 T	k-ω SST1	SST1 SAS	SAS1	LES1	LES2
Windward Face	54.26	10.52	10.43	9.32	7.71	9.46
Leeward Face	24.52	19.71	19.63	17.05	41.58	33.98
Quarter-Circle Face	26.48	17.16	15.27	12.93	20.99	34.99
All Points	32.94	16.14	15.15	13.06	22.82	28.35
Location\Model	k-ε STD2 T	k-ω SST2	SST2 SAS	SAS2	SAS3	LES3
Windward Face	53.20	16.52	10.57	15.54	11.62	13.65
Leeward Face	26.25	28.43	39.04	64.77	29.14	35.87
Quarter-Circle Face	23.17	20.75	15.24	37.71	16.94	30.14
All Points	31.45	21.61	20.02	38.93	18.66	27.45



Image 5 – Comparison of mean pressure values from preliminary analysis in elevation +0.136m for k- ε (URANS) turbulence models





Image 6 – Comparison of mean pressure values from preliminary analysis in elevation +0.136m for $k-\omega$ SST (URANS) turbulence models (up) and SST-SAS (middle), SAS (SRS) turbulence models (bottom)



Image 7 – Comparison of mean pressure values from preliminary analysis in elevation +0.136m for LES (SRS) turbulence models









Due to large amount of results is this part focused only results in +0.136 m elevation. In elevation +0.015 m were curves of mean time averaged pressures with averaged error in all 16 points around 10 %. In elevation +0.136 m were curves of mean time averaged pressures with averaged error above 30 %. In elevation +0.258 m were curves of mean time averaged pressures with averaged error around 15 % up to 25 %.

URANS models performed very good and fast convergence, k- ω based model gave better results in convergence and also predicted values of mean pressure were following shape of "curve" for mean values of pressure from experimental measurement. Errors in values were from 8 up to 28 % and is putting k- ω based model above k- ε (note that this model had production limiter turned offand interisting model overpredicted values of pressures on winwardface of object but performed better on leeward face). Velocity profiles of URANS models were not showing any sign of turbulence and were almost the same as steady RANS, see Image 8 and 9.

SRS model in preliminary analysis performed better than URANS, of course for the cost of extra time needed to reach the convergence criteria. *SST1-SAS* turbulence model needed 3x more time to reach convergence. *SAS1* turbulence model without pertubations performed very good compared to model *SAS3* with spectral synthesizer which was generating a fully turbulent environment in the whole domain, see Image 8. Turbulence

was present also in time-averaged velocity profiles, Image 9. SAS1 model should reflect time-averaging (removing turbulence out of solution), reached results were better compared to SAS1. LES turbulence model served in this analysis just for comparison of mesh quailty. LES have hight potencial for prediction air-flows if the mesh is fine enough and such a mesh would mostlikly consume most of the time that took to done this analysis. Curves can be seen on Image 6 and 7 and from the shape of curves is vible that the influence of turbulence is still present even after 20 000 iterations with one of the smalles time steps 0.0005 s.

Curve in graphs on Images 6 and 7 presented with dash line served for estimating beginning of sampling time-averaged quantities. *SAS2* curve was obtained at time of iteration 0.3 s; this curve can be seen on Image 6. Values of pressures reached behind maximum values from experimental measurement in five points. Curve *SST2-SAS* represents time of 0.5 s and this curve can be seen on Image 6. Results from time-averaging from 0 to 0.5 s were all below maximum values from experiment. LES3 was time-averaged from 0 up to 0.67 s and lack of time steps and mesh quality caused curve to reach behind maximum values in two points.

Recommendations from preliminary analysis: Minimizing domain size (too big for SRS); improving mesh quality (zones with separations); time-averaging after flow stabilize (≈ 0.5 s); more inputs from experiment (TKE *k*, TKEDR ε , TKESDR ω); more iterations (time steps) for time-averaging; spectral synthesizer (a recommendation from several ANSYS fluent presentations).

Implementation of recommendations: domain size $1 \cdot 1.5 \cdot 1$ m, mesh quality 914 387 polyhedral elements, time-averaging from $0.4 \sim 1.8$ s, steps/iterations $4500 / \approx 83500$. Mesh quality was improved at bottom wall around object, just as around body of "quarter-circular" object and mainly behind object, this densed region was created using a solid rectangle set as body of influence, where maximun elements dimensions were set same as on object surface. Bottom plane and horizontal plane through object can be seen on Image 9. Tetrahedron mesh (3 783 949 elem.) was created for this model as follows: max face size and max size were set to 0.04 m; growth rate 10 %; face sizing on object was 0.002 m hard; inflatation was applied on object with 10 layers with growth rate of 5 %; bottom face sizing was changing away from the object from 0.004 m to 0.01 m to 0.05 m.

Turbulent model was used Delayed Detached Eddy Simulation (*DDES*). Model was ran as pressure-based, transient. RANS model was used k- ω SST, viscous model was set with production limiter and kato-launder and curvature correction.

From solution methods was used SIMPLE pressure-velocity coupling scheme with second order spatial discretization, for transient formulation was used Bounded second order implicit method. Solution was initialized with hybrid initialization with default settings.



Image 10 – Left: dense mesh at bottom; Right: dense mesh around obstacle and in separation zone around and mostly behind the object



Image 11 – DDES at elevation +0.015m (up) and +0.136m (down)



Image 12 - DDES at elevation +0.258m

6 Conclusions

CFD predicted quite similar flows as were obtained from experiment. SRS (Scale Resolving Simulation) performed better then RANS (Reynolds Averaged Navier- Stokes Simulations) models. RANS: $k-\omega$ SST model gave fast and quite good results. SRS: SAS turbulence model with no perturbations predicted pressures best with 3x faster convergence compared to spectral synthesizer. From preliminary analysis results is clear that option of curvature correction (CC) wasn't the right choice, results from models set with CC yielded higher errors.

After applying recommendations the mean error in all selected 16 points from all three elevations reached value 9.63 %. After removing errors greater than 20 % (points 9, 10, 11 and 12) mean error dropped to 7.2 %, see Image 3 for locations of these points. From pressure curves in Images 11 and 12 we can identify regions with mesh that still needs more attention. In this case was used CC too.

Unfortunately due to lack of time wasn't tested alternative without CC in combination with more time steps just as another improvement to mesh around windward corner. This will be tested in future calculations. Additional measurements to experiment are planned. Velocity profiles in front, above and behind object and these should give us better look how certain turbulent models predicting air-flow around an obstacle in domain. This analysis will be presented in Part 2.

References

Langtry, R.B., Menter, F.R., Likki, S.R., Suzen, Y.B., Huang, P.G., and Völker, S., 2004. *A Correlation based Transition Model using Local Variables Part 2 - Test Cases and Industrial Applications.* In: ASME-GT2004-53454, ASME TURBO EXPO, Austria: Vienna. DOI:10.1115/1.2184353.

Langtry, R.B., Menter, F.R., 2005. *Transition Modeling for General CFD Applications in Aeronautics*. In: AIAA Paper 2005-522, Vol. 77, Issue 1-4, pp. 277-303. DOI: 10.1007/s10494-006-9047-1.

Menter, F.R., 1993. *Zonal two-equation k-ω turbulence model for aerodynamic flows.* In: AIAA Paper 1993-2906. Florida: Orlando. DOI: 10.2514/6.1993-2906.

Menter, F.R., 1994. *Two-equation eddy-viscosity turbulence models for engineering applications.* In: AIAA-Journal, Vol. 32, No. 8, pp. 1598-1605. DOI: 10.2514/3.12149.

Menter, F.R., Langtry, R.B., Likki, S.R., Suzen, Y.B., Huang, P.G., and Völker, S., 2004. A *Correlation based Transition Model using Local Variables Part 1- Model Formulation*. In: ASME-GT2004-53452, ASME TURBO EXPO, Austria: Vienna. DOI: 10.1115/1.2184352.

Menter, F.R., 2012. *Best Practice: Scale-Resolving Simulations in ANSYS CFD.* Version 1.0. http://www.ansys.com/staticassets/ANSYS/staticassets/resourcelibrary/techbrief/tb-best-practices-scale-resolving-models.pdf

Nicoud, F. and Ducros, F., 1999. *Subgrid-Scale Stress Modelling Based on the Square of the Velocity Gradient Tensor Flow.* In: Turbulence and Combustion. Vol. 62, Issue 3, pp. 183–200. DOI: 10.1023/A:1009995426001.

Wilcox, D.C., 2006. *Turbulence Modeling for CFD.* 3rd edition. La Canada CA: DCW Industries, Inc. DOI: 10.1017/S0022112095211388.

Wilcox, D.C., 1986. *Multiscale model for turbulent flows.* In: AIAA 24th Aerospace Sciences Meeting. American Institute of Aeronautics and Astronautics. ISBN: 978-1-84821-001-1.

Wilcox, D.C., 2008. Formulation of the k-omega Turbulence Model Revisited. In: AIAA Journal, Vol. 46, No. 11, pp. 2823-2838. DOI: 10.2514/1.36541.

Acknowledgement

This contribution is the result of the research supported by Slovak Grant Agency VEGA. Registration number of the project is 1/1039/12.

Contact address:

Ing. Juraj Králik jr., PhD., Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Architecture, Slovak Republic Mail: kralik@fa.stuba.sk Doc. Ing. Oľga Hubová, PhD., Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Slovak Republic Mail: olga.hubova@stuba.sk Ing. Lenka Konečná, PhD., Slovak University of Technology in Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Slovak Republic Mail: lenka.konecna@stuba.sk

VALIDACE EMPIRICKÝCH VZTAHŮ PRO PREDIKCI PENETRACE BETONOVÝCH DÍLCŮ NUMERICKÝMI SIMULACEMI

MARTIN HUŠEK

Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika

Abstract: Basic construction material used for any kind of structure is concrete. However, in most vital and local structures such as nuclear plants, weapon industries, weapons storage places and also water retaining structures like dams, concrete structures have to be designed as defensive structures to provide protection against any accidents or knowingly generated incidents such as dynamic loading, dynamic local impact damage and global damage generated by kinetic missiles. The review of the most used empirical studies related to issues of high speed impact loading by rigid missile and comparison with numerical simulations performed in LS-DYNA is provided in this paper.

Keywords: LS-DYNA, Concrete, *MAT_CSCM, Local Impact Effects, Empirical Study

1 Úvod do problematiky

Využití betonu a jeho vyztužených variací je velice rozmanité, nicméně primárně je využíván do staveb civilních. V případě vojenských potřeb ovšem většinou neplní funkci nosnou, ale ochrannou. V oblastech válečných konfliktů je potřeba řešit otázku bezpečí a to zejména jak ochránit lidské životy či důležitou vojenskou techniku před účinky výbuchů, průrazných střel a tedy obecně před účinky lokálního rázového namáhání. Tato otázka byla řešena již počátkem 20. století, kdy začaly vznikat střely typu *bunker buster*. Tyto průrazné střely měly za úkol proniknout plášťovou ochranou bunkrů či opancéřované vojenské techniky, přičemž k výbuchu mělo dojít v moment, kdy nesená výbušnina již byla pod plášťovou ochranou. Účinek výbuchu proto nebyl spotřebován na samotné porušení plášťové ochrany, ale na efektivní zničení cíle.

Samotná hlavice střely či projektilu může být klasifikována jako tvrdá či měkká, přičemž o klasifikaci nerozhoduje pouhá deformace hlavice, ale i deformace cíle. Deformace měkké hlavice je velká a deformuje se srovnatelně s cílem, díky čemuž může být cíli předána značná část kinetické energie a může tak dojít k požadovanému zastavovacímu účinku. Deformace tvrdé hlavice může být malá či zanedbatelná v porovnání s deformací cíle. Vždy však záleží na typu střely. Pro již zmíněné průrazné střely je primárním požadavkem tvrdá resp. nedeformovatelná hlavice. V numerické simulaci pak mohou být s výhodou použity pro modelování střel či projektilů tzv. *rigid bodies* a primární pozornost může spočívat na chování a odezvě cíle.

V tomto příspěvku budou probrána zejména lokální poškození nevyztužených betonových dílců s konečnou tloušťkou, přičemž samotný projektil bude modelován jako tuhé válcové těleso. Lokální poškození betonového dílce závisí na několika faktorech a to zejména na jeho použitém materiálu, tvaru, velikosti, hmotnosti a rychlosti projektilu, ale rovněž na poměru velikostí dílce a projektilu, dopadajícím úhlu projektilu, tloušťce zasažené části dílce a na jeho okrajových podmínkách.

Úplné lokální poškození betonového dílce po zasažení projektilem, který je klasifikován jako tvrdý, prochází zejména třemi fázemi:

 Drcení povrchové části betonu na přední straně dílce v místech, kde dochází ke kontaktu projektilu s dílcem za vzniku penetrace.

- Odprýskávání zadní části betonového dílce tak, jak projektil pokračuje v jeho penetraci.
- Perforace betonového dílce (celková penetrace).



Obrázek 1 – Povrchové drcení betonu se vznikající penetrací



Obrázek 2 – Odprýskávání zadní části betonu s pokračující penetrací



Obrázek 3 – Perforace betonového dílce (celková penetrace)

Výše provedená vizualizace popisuje tři fáze úplného lokálního poškození betonového dílce. Je zřejmé, že pro perforaci betonového dílce musí mít střela či projektil dostatečnou rychlost, resp. tloušťka betonového dílce musí být dostatečně malá.

Pokud by projektil nedisponoval dostatečnou kinetickou energií, aby byl schopen perforovat betonový dílec, mohl by každý z prvních dvou výše uvedených obrázků představovat konečnou fázi penetrační úlohy. Pro potřeby následující analýzy proto bude nutné definovat několik dalších termínů.

•	Hloubka penetrace	—	Hloubka zaboření projektilu do betonového dílce pro jeho danou počáteční rychlost.
•	Tloušťka odprýskávání	-	Pro danou rychlost projektilu se jedná o <i>minimální tloušťku</i> betonového dílce, při které nedojde k odprýskávání betonu na jeho zadní straně.
•	Perforační tloušťka	_	Pro danou rychlost projektilu se jedná o minimální tloušťku

betonového dílce, při které nedojde k jeho perforaci.

Je zřejmé, že k definovaným tloušťkám lze analogicky sestavit limitní rychlosti.

•	Limitní rychlost pro odprýskávání	_	<i>Minimální počáteční rychlost</i> projektilu, při které dojde při zadané tloušťce betonového dílce k jeho odprýskávání na zadní části.
•	Limitní balistická rychlost	_	<i>Minimální počáteční rychlost</i> projektilu, při které dojde při zadané tloušťce betonového dílce k jeho perforaci.

2 Empirické vzorce

Níže uvedené vztahy byly sestaveny a testovány pro vysokorychlostní střely či projektily, které dopadaly kolmo na betonové dílce, přičemž vzniklá penetrační hloubka byla obvykle zanedbatelná s jejich tloušťkou. Vzorce nemají fyzikální opodstatnění a byly odvozeny ze sérií zkoušek. Pakliže má daný vzorec doporučené omezení ve svém použití pak bude uvedeno, v jiném případě je jeho aplikace neomezena. Ačkoliv projektily při testování nebyly vždy válcové s rovným čelem, autoři uvádějí, že aplikace vztahů na zaoblené resp. tupé projektily je možná (Kennedy, 1976). Vzhledem k možné unifikaci všech formulací bude přijata následující symbolika:

Χ	[m]	hloubka penetrace
h _o	[m]	tloušťka odprýskávání
h_p	[m]	perforační tloušťka
m	[kg]	hmotnost projektilu
d	[m]	průměr projektilu
V_0	[ms ⁻¹]	rychlost projektilu
f _c	[Pa]	pevnost betonu v tlaku
f_t	[Pa]	pevnost betonu v tahu
k	[-]	koeficient tvaru čelní plochy betonového dílce
<i>k</i> _p	[-]	penetrační koeficient betonového dílce
Ń	[-]	koeficient tvaru hlavice střely/projektilu
N_H	[-]	koeficient tvaru hlavice střely/projektilu Hughesovy formulace

Všechny uvedené vztahy jsou v soustavě jednotek SI. Pro potřeby porovnání s numerickými simulacemi jsou uvedeny pouze nejčastěji používané empirické vztahy.

48

23rd SVSFEM ANSYS Users' Group Meeting and Conference 2015

2.1 Modifikovaná Petryho formulace

Nejpoužívanější formulací pro predikci lokálních účinků dopadu tvrdé střely na betonové konstrukce v USA byla modifikovaná Petryho formulace. Jedná se o jeden z nejstarších dostupných empirických vztahů, který byl odvozen již v roce 1910.

$$X = k \frac{m}{d^2} \log_{10} \left(1 + \frac{{v_0}^2}{19\,974} \right) \tag{1}$$

Formulace měla vyjadřovat skutečnost, že vznikající odporová síla je v daný okamžik konstantní a je proporcionální čtverci dopadové rychlosti. Modifikační koeficient k je prostou konstantou vyjadřující velikost kontaktního odporu rovného betonového povrchu. Zapsán je jako

 $k = 0,0795k_p$

kde kvalita penetračního koeficientu betonového dílce k_{α} byla později stanovena v závislosti na pevnosti betonu v tlaku, přičemž nabývá hodnoty dle grafu na obrázku 4 (Amirikian, 1950).

Obrázek 4 – Penetrační koeficient betonového dílce

Petryho formulace pro výpočet penetrační hloubky byla rovněž později doplněna o vztahy, které vracely velikosti tlouštěk pro odprýskávání a perforaci. Tyto dodatky navrhl Amirikian (Amirikian, 1950), přičemž byly založeny na hloubce penetrační. Tloušťka odprýskávání ho je potom rovna

$$h_o = 2,2X$$

 $h_p = 2X$

(3)

(4)



perforační tloušťka pak

(2)

2.2 Formulace centra pro balistický výzkum (BRL)

Penetrační hloubka projektilu stanovená dle vztahu, který byl odvozen na počátku roku 1941 centrem pro balistický výzkum (BRL) je rovna

$$X = \frac{1,33 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{f_c}} \left(\frac{m}{d^2}\right) d^{0,2} v_0^{1,33}$$
(5)

BRL formulace pro výpočet penetrační hloubky byla později doplněna o vztahy, které vracely velikosti tlouštěk pro odprýskávání a perforaci. Tyto dodatky navrhl Chelapati (Chelapati, 1972), přičemž byly založeny na hloubce penetrační. Tloušťka odprýskávání *h*_o je potom rovna

$$h_o = 2X \tag{6}$$

perforační tloušťka pak

$$h_p = 1,3X \tag{7}$$

2.3 Formulace sdružení vojenských inženýrů (ACE)

Před rokem 1943 provádělo oddělení zbrojního průmyslu americké armády ve spolupráci s centrem pro balistický výzkum (BRL) četné testy lokálního poškození betonových dílců založených na formulaci sdružení vojenských inženýrů (ACE). Penetrační hloubka projektilu byla dána vztahem

$$X = \frac{3.5 \cdot 10^{-4}}{\sqrt{f_c}} \left(\frac{m}{d^2}\right) d^{0,2} v_0^{1,5} + 0.5d \qquad \text{pro} \quad v_0 \in \langle 200; 1000 \rangle \, ms^{-1} \tag{8}$$

V roce 1944 byly k výpočtu penetrační hloubky doplněny vztahy vracející také tloušťky pro odprýskávání a perforaci. Tyto vztahy byly odvozeny regresní analýzou pro projektil náboje .50 BMG¹ nebo také 12,7x99 mm NATO a pro střely s tvrdou hlavicí ráže 37 mm, 75 mm, 76,2 mm a 152 mm. Tloušťka odprýskávání h_0 je potom rovna

(9)

perforační tloušťka pak

 $h_p = 1,23d + 1,07X$

¹ Browning Machine Gun.

2.4 Modifikovaná formulace výboru pro národní bezpečnost (NDRC)

Roku 1946 navrhl výbor pro národní bezpečnost (NDRC) formulaci pro výpočet penetrační hloubky modifikováním dříve uvedeného vztahu ACE. Vztah vychází z teorie, kdy se vznikající odporová síla zvyšuje lineárně, než dosáhne své maximální hodnoty, která pak zůstává konstantní po celou dobu penetrace. Tato teorie byla přijata pro betonové dílce konečné tloušťky. Vztah NDRC se stal oblíbeným vzhledem k tomu, že poskytoval dobrou aproximaci napříč všemi rážemi v tehdejší armádní výbavě a rovněž dovoloval lépe vystihnout tvar hlavice střely/projektilu. Roku 1966 byla testovací data rozšířena a rovněž byla navržena modifikace vztahu (Kennedy, 1966). Pro výpočet penetrační hloubky se pak vychází z funkce *G*.

$$G = 3.8 \cdot 10^{-5} N \frac{m}{d\sqrt{f_c}} \left(\frac{v_0}{d}\right)^{1.8}$$
(11)

Přičemž pro výpočet penetrační hloubky se vychází z těchto podmínek.

 $X = 2d\sqrt{G} \qquad \qquad \text{pro} \quad G \le 1 \tag{12}$

$$X = d(G+1)$$
 pro $G > 1$ (13)

Pro vztahy určující tloušťku odprýskávání se vychází z těchto podmínek.

 $h_o = 7,91X - 5,06\frac{X^2}{d}$ pro $\frac{X}{d} \le 0,65$ (14)

$$h_o = 2,12d + 1,36X$$
 pro $0,65 < \frac{X}{d} \le 11,75$ (15)

Analogicky pro vztahy určující perforační tloušťku se vychází z těchto podmínek.

$$h_p = 3,19X - 0,718\frac{X^2}{d}$$
 pro $\frac{X}{d} \le 1,35$ (16)

$$h_p = 1,32d + 1,24X$$
 pro $1,35 < \frac{X}{d} \le 13,5$ (17)

Tvar hlavice střely/projektilu	N [-]
tupý	0,72
kruhový	0,84
aerodynamický	1,00
ostrý	1,14

Tabulka 1	Koeficient tvaru	hlavice	střely/projektilu
-----------	------------------	---------	-------------------

2.5 Hughesova formulace

Hughes předpokládal, že vznikající odporová síla se zvyšuje lineárně, než dosáhne své maximální hodnoty tak, jako v teorii NDRC. Oproti teorii NDRC však nepředpokládal odporovou sílu konstantní po celou dobu penetrace. Odpor materiálu cíle se měl postupně parabolicky snižovat tak, jak roste penetrační hloubka. Hughesova formulace jako jediná předpokládá, že o porušení materiálu rozhoduje pevnost betonu v tahu. Nicméně závislost mezi pevností betonu v tahu a pevností betonu v tlaku je běžně uvažována jako konstantní. Pro stanovení penetrační hloubky se vychází z bezrozměrného koeficientu I_{H} .

$$I_{H} = \frac{m v_{0}^{2}}{f_{t} d^{3}}$$
(18)

Hughes jako jediný do svých formulací zavedl i vliv rychlosti zatěžování a tedy vztahy definující velikost pevnosti betonu v tahu pro různé rychlosti projektilu. Bohužel první pokusy vedly na formulace, které dávaly zvyšující koeficienty pro pevnost betonu v tahu

i tlaku stejné. Nakonec byla sestavena empirická funkce *S*, která vycházela z koeficientu I_H (Hughes, 1984).

$$S = 1 + 12,3\ln(1 + 0,03I_H)$$
⁽¹⁹⁾

Penetrační hloubka je pak rovna

$$X = 0.19 \frac{N_H I_H}{S} d \tag{20}$$

Pro vztahy určující tloušťku odprýskávání se vychází z těchto podmínek.

$$h_o = 5X \qquad \qquad \text{pro} \quad \frac{X}{d} < 0.70 \tag{21}$$

..

$$h_o = 2,3d + 1,74X$$
 pro $\frac{X}{d} \ge 0,70$ (22)

Analogicky pro vztahy určující perforační tloušťku se vychází z těchto podmínek.

 $h_p = 3,6X$ pro $\frac{X}{d} < 0,70$ (23)

$$h_p = 1.4d + 1.58X$$
 pro $\frac{X}{d} \ge 0.70$ (24)

Tvar hlavice střely/projektilu	N _H [-]
tupý	1,00
zaoblený	1,12
kruhový	1,26
ostrý	1,39

2.6 Srovnání formulací

Jednotlivé formulace jsou srovnány formou grafů, přičemž byl uvažován projektil náboje 12,7x99 mm NATO (50 g) s tupou hlavicí. Kvalita betonu byla uvažována s pevností v tlaku 35 MPa a pevností v tahu 3,2 MPa, čemuž odpovídá beton C35/45. Grafy zobrazují získané penetrační hloubky dle výše uvedených formulací v závislosti na rychlosti projektilu v okamžik jeho kontaktu s betonovým dílcem.



Obrázek 5 – Srovnání vztahů pro výpočet penetrační hloubky



Obrázek 6 – Srovnání vztahů pro výpočet penetrační hloubky (podzvuková oblast)

Obrázek 5 přitom zobrazuje rozsah hodnot až do rychlosti projektilu 900 ms⁻¹, která je pro většinu střeliva této ráže limitní². Obrázek 6 pak detailněji zobrazuje rychlosti projektilu do 300 ms⁻¹, které pokrývají méně výkonné střelivo této ráže. Již na první pohled jsou zřejmé rozpory formulací, obzvláště pak s modifikovanou Petryho formulací. Ta jako jediná predikuje penetrační hloubku tak, že její funkce se s rostoucí rychlostí projektilu stává konkávní a rychlost růstu penetrační hloubky pak klesá. Formulace mezi sebou nicméně dosahují dobré shody, obzvláště v oblasti podzvukových rychlostí. Před samotným provedením numerické analýzy může být již konstatováno, že použití jakéhokoliv vztahu vycházejícího z uvedených formulací musí být velice obezřetné a nejlépe by měl být použit takový, který při svém sestavování obsahoval testovací data s ráží³, která je aktuálním předmětem zájmu.

Hodnoty penetrační hloubky na obrázcích 5 a 6 dle formulací ACE a NDRC by tedy měly poskytovat dobrou shodu právě pro ráži 12,7 mm vzhledem k tomu, že testovací data obsahovala i ji.

3 Numerická simulace

Numerické simulace byly prováděny v programu LS-DYNA, přičemž bylo využito explicitní varianty řešiče.



Obrázek 7 – Vizualizace řešeného problému

3.1 Geometrie modelu

Vzhledem k tomu, že projektil dopadal na betonový dílec kolmo, byla modelována pouze čtvrtina modelu s využitím podmínek symetrie. Délka a šířka reálného betonového dílce by byla 400x400 mm – na obrázku 7 jsou pak tedy rozměry 200x200 mm. Jeho tloušťka byla 100 mm, ale aby se mohl posoudit její vliv na výsledky, byla rovněž modelována varianta 200 mm. Samotný projektil byl modelován jako válec o průměru 12,7 mm

² U palných zbraní se jedná o rychlost projektilu, která nastává několik okamžiků poté, co projektil opustí ústí hlavně. Nejedná se však o úsťovou rychlost. Působením plynů na dno projektilu, tzv. dodatečným účinkem prachových plynů, je projektil dál urychlován i mimo hlaveň.

³ Často nemožné vzhledem k nezjistitelnosti údajů.

a s předpokládanou hustotou 7850 kgm⁻³, byl vysoký 50,282 mm, aby byla dodržena jeho hmotnost 50 g. Projektil je v počáteční fázi vzdálen od povrchu betonového dílce 5 mm.

3.2 Diskretizace a sítě konečných prvků

Pro výpočet byla zvolena diskretizace prostoru Lagrangovskými sítěmi, ačkoliv problémy související s touto formulací (velké deformace, fragmentace, omezovače lokalizace apod.) jsou známy. Dělení betonového dílce po délce a šířce (hrany délky 200 mm) byly v případě tloušťky 100 mm i 200 mm rozděleny na 65 dílů, přičemž *bias factor*⁴ byl 9. V místech vzniku kontaktu projektilu s betonovým dílcem byla tedy délka prvku 0,84 mm a na straně vetknutí (obrázek 7, strany značeny jako FIXED) byla délka 7,56 mm. Dílec tloušťky 100 mm byl po své výšce (tloušťce) dělen pravidelně na 70 dílů a dílec tloušťky 200 mm pak na 140 dílů.



Obrázek 8 – Síť konečných prvků na betonovém dílci tl. 100 mm



Obrázek 9 – Síť konečných prvků na betonovém dílci tl. 200 mm

⁴ Faktor určující poměr délky největšího a nejmenšího prvku.

Samotný projektil byl po výšce pravidelně dělen na 10 dílů a ve zbylých směrech se snažil kopírovat síť prvků betonového dílce. Použité sítě jsou na obrázcích 8 a 9 se zaměřením na betonové dílce. Na obrázku 10 je pak detailněji vidět diskretizace projektilu.

Na obrázku 11 je pak barevné porovnání kvality sítě vzhledem k poměru stran jednotlivých prvků. Barevné škály modré značí dobrou kvalitu, škály červené špatnou.



Obrázek 11 – Kvalita sítě konečných prvků betonového dílce založená na poměru stran prvků

3.3 Materiálové modely

Pro materiálový model betonového dílce byl použit tzv. *Continuous Surface Cap Model* (CSCM), který je v programu LS-DYNA veden jako materiál 159, přičemž byla konkrétně použita jeho zjednodušená varianta *MAT_CSCM_CONCRETE. Materiálový model CSCM byl již několikrát testován a podrobně popsán ve svých evaluačních manuálech,

a proto se mu zde nebude věnovat větší pozornost. Nicméně je vhodné říci, že tento model je založen na podmínce plasticity a umožňuje zohlednit změnu mechanickofyzikálních vlastností materiálu v závislosti na rychlosti deformace. Díky zakomponování algoritmů na přepočet parametrů poškození v závislosti na délce konečného prvku lze do jisté míry říci, že je porušení betonového dílce nezávislé na síti konečných prvků. Mít tedy pravidelnou a jemnou síť se může zdát být zbytečné, ovšem ukazuje se, že i samotné natočení sítě a poměr stran prvků stále do jisté míry ovlivňuje porušení (Novák, 2002).

Nastavení materiálu v programu LS-DYNA bylo následující

*MAT	_CSCM_	CONCRETE						
\$#	mid	ro	nplot	incre	irate	erode	recov	itretrc
	1	2400	1	0	1	1	1	0
\$#	pred							
	0							
\$#	fpc	dagg	units					
350	00000	0.016	4					

kde mezi nejdůležitější parametry patří irate = 1 (rychlost deformace ovlivňuje mechanicko-fyzikální vlastnosti betonu), erode = 1 (prvky z výpočtu vypadávají ve chvíli, kdy je porušení prvků d > 0,99 bez závislosti na maximální hlavní poměrné deformaci prvků) a parametr recov = 1 (modul pružnosti v tlaku degraduje v závislosti na křehkém porušení). Pro úplnost se jedná o beton C35/45 s největším zrnem kameniva velikosti 16 mm bez zavedeného počátečního poškození s možností uvažování zhroucení pórů.

Vzhledem k tomu, že projektil byl uvažován jako nedeformovatelný, byl zvolen materiálový model, který je v programu LS-DYNA veden jako materiál 20, konkrétně pak *MAT_RIGID.⁵

*MAT	_RIGID							
\$#	mid	ro	е	pr	n	couple	m	alias
	2	7850	2E11	0.3	0	0	0	

3.4 Ostatní nastavení a podmínky

Z obrázku 7 plyne uložení a proporce modelu, přičemž testované rychlosti projektilu v_0 byly od 0 – 900 ms⁻¹ odstupňované po 100 ms⁻¹. Součinitel statického tření mezi projektilem a betonovým dílcem byl stanoven na 0,4. Jeho dynamická složka pak rovna nule. Pro úplnost je zde uveden celý výpis použitých *Keywords*:

*BOUNDARY_SPC_SET *CONSTRAINED RIGID BODIES *CONTACT_AUTOMATIC_SINGLE_SURFACE⁶ *CONTROL_ACCURACY *CONTROL_BULK_VISCOSITY *CONTROL_CONTACT *CONTROL_ENERGY *CONTROL_HOURGLASS *CONTROL_SOLID *CONTROL_TERMINATION *CONTROL_TIMESTEP *DATABASE_ELOUT *DATABASE GLSTAT *DATABASE_MATSUM *DATABASE_NODFOR *DATABASE_BINARY_D3PLOT *DATABASE_BINARY_D3THDT *DATABASE_FORMAT *DEFINE_CURVE *ELEMENT_SOLID *END *INITIAL_VELOCITY_RIGID_BODY *KEYWORD *MAT_RIGID *MAT_CSCM_CONCRETE *NODE

⁵ Uvedené hodnoty v kartě materiálu jsou potřebné zejména kvůli nastavení kontaktních formulací.

⁶ Alternativně *CONTACT_ERODING_SINGLE_SURFACE.

```
*PART
*SECTION_SOLID
*SET_NODE_LIST
*TITLE
```

4 Výsledky numerických simulací

Se samotným zjištěním penetrační hloubky v provedených numerických simulacích (zejména při použití Lagrangeovské formulace sítí) souvisí řada otázek a problémů. Výsledky proto budou doplněny o rozšiřující studii zabývající se velikostí časového kroku.



Obrázek 12 – Vliv rychlosti projektilu na deformaci betonového dílce

Na obrázku 12 je porovnání vlivu rychlosti projektilu na konečnou deformaci betonového dílce (zachycen okamžik, od kterého se již dál nerozšiřuje *materiálové* poškození konečných prvků). Barevně jsou vykreslena křehká a plastická poškození⁷, přičemž modrá barva symbolizuje nulové poškození a barva červená pak poškození rovné 99%.



Obrázek 13 – Deformace betonového dílce po zásahu projektilem (zleva izometrie a pohled)



Obrázek 14 – Deformace betonového dílce po zásahu projektilem (zleva izometrie a pohled)

Obrázky 13 a 14 pak blíže zobrazují zmiňované materiálové poškození. Je zřejmé (obzvláště u simulací, kde tloušťka betonového dílce byla 200 mm), že dochází k tvorbě oblastí mezi spodním lícem betonového dílce a projektilem, které nejsou postiženy poškozením vůbec. Z provedených simulací vyplývá, že tato oblast, která se zmenšuje se vzrůstající rychlostí projektilu, predikuje místo vzniku dvou marginálních trhlin. Při kritické velikosti této oblasti jednak dochází k podélnému štěpení betonového dílce, ale rovněž vzniká klín materiálu, který odprýskává. První z trhlin vzniká blíže k projektilu na hranici poškozené a nepoškozené oblasti. Tato trhlina je při nižších rychlostech projektilu téměř rovnoběžná se spodním okrajem dílce – laminárně ho štěpí, viz obrázek 12 při rychlosti projektilu 500 ms⁻¹, tloušťky dílce 100 mm. Druhá trhlina pak vzniká na hranici vytvořeného klínu poškozeného materiálu a šíří se až ke spodnímu líci dílce. Nejlépe je tato

⁷ Sledování rozdílu poškození křehkého a plastického nebylo předmětem zájmu.

oblast vidět na obrázku 12 při rychlosti projektilu 300 ms⁻¹, tloušťky dílce 100 mm. Tento poškozený materiál však nutně nemusí odpadnout. Ve srovnání s empirickými vztahy provedené numerické simulace predikují poněkud obezřetnější výsledky penetrační hloubky. Bohužel se však nedá konstatovat dobrá shoda s žádnou z uvedených formulací.



Obrázek 15 – Srovnání empirických vztahů s numerickými simulacemi

Rozdílnost výsledků však může být do jisté míry vysvětlena. Dostupnost informací o prováděných testech je značně omezena. Obzvláště pak informace ohledně kvality použitého betonu. Dříve uvedené empirické vztahy nezohledňují kvalitu betonu jinak, než formou jeho pevnosti v tlaku a jeho penetračního koeficientu, rovněž založeném na jeho pevnosti v tlaku. V popisu betonu chybí zejména velikost kameniva, stáří betonu, kvalita provedené práce apod. Numericky zjištěné grafy jsou však konvexní a při jejich porovnání s grafem formulace NDRC vzniká do jisté míry korelace i v jejich prvních derivacích.

4.1 Limitní rychlost pro odprýskávání a limitní balistická rychlost

Nalezení limitní rychlosti pro odprýskávání (tloušťka dílce 100 mm) bylo provedeno stanovením rychlostních hranic projektilu, při kterých zadní částice betonového dílce odprýsknou či nikoliv.⁸ Postup založený na kontrolách empirických výsledků byl vyloučen, vzhledem k tomu, že samotné porovnání penetračních hloubek nebylo uspokojivé.

F			
Formulace	Limitni rychlost pro odpryskavani [ms]		
Modifikovaný Petry	390		
BRL	280		
ACE	390		
NDRC	490		
Hughes	300		
LS-DYNA	500		

Tabulka 3 Hodnoty limitní rychlosti projektilu pro odprýskávání (tloušťka dílce 100 mm)

Nicméně tabulka 3 poukazuje na dobrou shodu formulace NDRC s numerickými simulacemi. Rychlostní hranice projektilu byly přitom stanoveny na 450 ms⁻¹ a 550 ms⁻¹.

⁸ Ačkoliv materiálový klín betonových částic v numerické simulaci mohl být takřka zcela porušen, nebylo toto považováno za odprýsknutí. Částice proto musely vykazovat konstantní či vzrůstající rychlost a posun.



Obrázek 16 – Rychlost betonových částic na zadní straně dílce v závislosti na rychlosti projektilu



Obrázek 17 – Posun betonových částic na zadní straně dílce v závislosti na rychlosti projektilu

Na obrázcích 16 a 17 je vyneseno chování několika částic (průměrná hodnota) ze spodního líce betonového dílce tloušťky 100 mm. Z grafů pak plyne, že rychlost projektilu 450 ms⁻¹ není dostačující pro odprýsknutí částic – jejich rychlost se stává zápornou a posun se v průběhu simulace snižuje (vracejí se zpět k dílci). Chování částic při rychlosti projektilu 550 ms⁻¹ naopak vykazuje všechny známky odprýskávání – jejich rychlost je kladná a posun se zvyšuje (odlétají od dílce). Při bližším zkoumání oblasti rychlostí ± 500 ms⁻¹ pak byla určena limitní rychlost pro odprýskávání na 500 ms⁻¹.

Limitní balistická rychlost nebyla určována vzhledem k tomu, že by překračovala hranici 900 ms⁻¹ a tedy i možnou rychlost projektilu zvolené ráže. Rovněž pro tloušťku dílce 200 mm nebyly analýzy provedeny, vzhledem k tomu, že tato tloušťka posloužila pouze pro vyhodnocení vlivů v případě penetrační hloubky.

5 Odfiltrování malých časových kroků

Omezením explicitních formulací je podmíněná stabilita algoritmu. Stabilní výsledek lze získat pouze při dodržení dostatečně malé délky časového kroku. Přičemž kritická délka časového kroku závisí na hustotě (velikosti) sítě konečných prvků a rychlosti šíření zvuku (napěťových vln) ve vyšetřovaném prostředí. LS-DYNA určí výchozí časový krok DTINIT sama, ovšem tato hodnota je násobena bezpečnostním faktorem časového kroku TSSFAC pro lepší stabilitu výpočtu – vzniká tak počáteční časový krok DTSTART. Přednastavená hodnota TSSFAC je 0,9, bohužel pro vysoké rychlosti projektilu (500 ms⁻¹ a více) výsledky vykazovaly nekorektnosti obzvláště v případech kontaktní problematiky (špatná detekce kontaktů, vznik penetrací konečných prvků apod). Faktor TSSFAC byl nastavován

v rozmezí 0,1 až 0,3. Tím bohužel vznikal problém s časovou náročností řešení. V důsledku velice zdeformovaných konečných prvků klesal často časový krok k hranici 2·10⁻¹⁰ s.



Obrázek 18 – Velikost časového kroku při rychlosti projektilu 900 ms⁻¹

LS-DYNA nabízí možnost vyloučení konečných prvků z výpočtu, pakliže by časový krok z nich odvozený klesl pod zvolenou hranici TSMIN. Velikost TSMIN je odvozena z počáteční hodnoty časového kroku DTSTART, která je dál násobena uživatelsky zvoleným faktorem DTMIN. Přednastavená hodnota faktoru DTMIN je 0,01, která však bohužel způsobuje již zmiňované prodloužení výpočtu na neúnosnou mez (na grafu obrázku 18 se jedná o červenou křivku⁹).

Vzniká otázka, zda časový krok může být zvýšen, aniž by ovlivnil výsledky analýzy.¹⁰ První z možností je zvýšení faktoru DTMIN. Pro potřeby analýzy byl proto zvýšen na hodnotu 0,08. Tato hodnota byla zvolena na základě vzniku volných elementů, které již pro analýzu nepředstavovaly přínos a jen se svévolně deformovaly (především šlo o deformace smykové) – časový krok byl poté odvozován právě z nich. V počátku jejich vzniku byl časový krok roven 1,81·10⁻⁹ s. Díky faktoru DTMIN o hodnotě 0,08 byly potom z výpočtu vyloučeny konečné prvky s časovým krokem menším 1,80·10⁻⁹ s (na grafu obrázku 18 se jedná o zelenou křivku).

⁹ Výpočet byl terminován uživatelem vzhledem k tomu, že potřebná data byla již získána.

¹⁰ Autor záměrně nechtěl použít funkci typu *mass scaling*, kterou by uměle zvyšoval časový krok za cenu přidané hmoty.

Popsaná úprava časového kroku faktorem DTMIN s sebou ovšem nese nevýhodu. Z výpočtu mohou být vyřazeny i konečné prvky, které nejsou deformovány smykově, přičemž stále jeví příznivý poměr tvarů a rovněž nejsou poškozeny ani z hlediska materiálového modelu porušení. Pokud je tedy známo, že časový krok závisí právě na smykově deformovaných prvcích, může být zadanému materiálovému modelu (*MAT_CSCM) přiřazena další podmínka porušení příkazem *MAT_ADD_EROSION. Pro potřeby analýzy byla proto betonovému dílci přiřazena další podmínka porušení, konkrétně maximum smykového přetvoření EPSSH rovno 1,5. Parametr DTMIN zůstal roven přednastavené hodnotě 0,01 (na grafu obrázku 18 se jedná o modrou křivku).



Obrázek 19 – Velikost penetrační hloubky při rychlosti projektilu 900 ms⁻¹

Z grafů na obrázku 19 bohužel vyplývá, že manuální ošetření časového kroku popsanými metodami může způsobit až 50% odchylky od původního řešení. Nemůže být proto doporučeno pro použití. Ačkoliv v provedených numerických simulacích nebyla použita funkce *mass scaling*, dle autorových zkušeností představuje optimální cestu pro zvýšení časového kroku za cenu zvýšené pozornosti při vyhodnocování výsledků.

6 Závěr

Příspěvek shrnuje několik základních empirických formulací pro vyhodnocení penetrační hloubky v důsledku srážky tvrdé resp. nedeformovatelné střely či projektilu s betonovým dílcem. Jednotlivé formulace jsou mezi sebou porovnávány formou grafů a rovněž jsou doplněny o vztahy vracející tloušťku odprýskávání a tloušťku perforační.

Provedené numerické simulace využívají pro modelování letícího projektilu tzv. *rigid bodies*, kdy deformace tělesa je neměnná v čase, a pro modelování upnutého betonového dílce je pak použit materiálový model tzv. *Continuous Surface Cap Model* (CSCM), konkrétně jeho zjednodušená varianta *MAT_CSCM_CONCRETE. Obecné zjednodušení analýzy je provedeno pouze na poli symetrie numerického modelu. Použity jsou pouze prostorové konečné prvky – mapované hexahedrony.

Ačkoliv získané výsledky numerických simulací vykazují odchylky od empirických řešení, nutně je nevyvracejí. Z hodnot grafu penetrační hloubky a jeho rychlosti růstu lze usuzovat na korelaci s formulací NDRC. Při stanovení limitní rychlosti pro odprýskávání, tedy inverzní hodnoty tloušťky pro odprýskávání bylo dosaženo shody mezi formulací NDRC a numerickou simulací s odchylkou do 5%.

Shrnutím a posouzením výsledků deformace betonového dílce pro různé rychlosti a tloušťky bylo možné identifikovat oblast v betonovém dílci, která vykazuje na poli deformace abnormalitu a to konkrétně, že si po průběh simulace udrží svůj neporušený stav. Z této oblasti se pak šíří marginální trhliny, které se liší zejména svým sklonem. Rovnoběžnější trhlina se spodním lícem dílce vykazuje laminární charakter a dílec štěpí. Oproti tomu trhlina příkřejší predikuje oblast, která odprýskne z betonového dílce pryč.

Samotný explicitní algoritmus výpočtu je do jisté míry ovlivněn velikostí výpočtového kroku. Při rychlých dějích může dojít k deformaci konečného prvku, konkrétně k jeho nadměrnému smykovému přetvoření, která sníží výpočtový krok pod přípustný rámec. Jsou navržena řešení, jak výpočtový krok ovlivnit, to vše s ohledem na výsledky simulace.

Literatura

ANSYS, Theory Release 15.0, ANSYS Inc., 2013.

AMIRIKIAN A., 1950. Report NT-3726. *Design of protective structures*, 1950. Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy.

BEN-DOR G., DUBINSKY A., ELPERIN T., 2013. Empirical Models for Predicting Protective Properties of Concrete Shields Against High-Speed Impact. *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 2013, 08.

CHELAPATI C. V., KENNEDY R.P., 1972. Probabilistic Assessment of Hazard for Nuclear Structures. *Nuclear Engineering and Design*, 1972. 19:333-64.

Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159, May 2007.

HUGHES G., 1984. Hard Missile Impact on Reinforced Concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 1984. 77:23-35.

KENNEDY R. P., 1966. Effects of an Aircraft Crash Into a Concrete Reactor Containment Building. Anaheim, CA: Holmes & Narver Inc, 1966.

KENNEDY R. P., 1976. A Review of Procedures for the Analysis and Design of Concrete Structures to Resist Missile Impact Effects. *Nuclear Engineering and Design*, 1976, 5. 37(2):183-203

LS-DYNA keyword user's manual, Volume I, 11/27/14 (r:5869), Livemore Software Technology Corporation, November 2014.

LS-DYNA keyword user's manual, Volume II, 11/30/14 (r:5876), Livemore Software Technology Corporation, November 2014.

NOVÁK D., 2002. Objective Modeling of Localized Damage in smeared fracture analysis. *Lecture on theory of elasticity, plasticity and failure*, 2015.

RAHMAN I. A., ZAIDY A. M. A., LAFIT T., 2011. Review on Empirical Studies of Local Impact Effects of Hard Missile on Concrete Structures. International Journal of Sustainable Construction ENgineering & Technology, 2011.

RAMA CH. M. A., PALANI G. S., NAGESH R. I., 2010. Impact Analysis of Concrete Structural Components. *Defence Science Journal*, 2010, 60.

TELAND J. A., 1998. A review of empirical equations for missile impact effects on *concrete*. Kjeller: Norwegian Defence Research Establishment, 38 pages. FFI/RAPPORT 97/05856.

Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159, May 2007.

WU H., FANG Q., ZHANG Y. D., GONG Z. M., 2012. Semi-theoretical Analyses of the Concrete Plate Perforated by a Rigid Projectile. *Acta Mechanica Sinica*, 2012, 28. DOI 10.1007/s10409-012-0201-9.

Kontaktní adresa:

Ing. Martin Hušek Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika

COOLANT MIXING PROCESSES SIMULATIONS OF NUCLEAR REACTOR VVER 440 FUEL ASSEMBLY

JAKUB JAKUBEC, VLADIMÍR KUTIŠ, GABRIEL GÁLIK, JURAJ PAULECH

Department of Applied Mechanics and Mechatronics, Institute of Automotive Mechatronics, Faculty of Electrical Engineering and Information Technology, Slovak University of Technology in Bratislava

Abstract: The paper deals with CFD modelling and simulating of coolant flow in nuclear reactor VVER 440 fuel assembly. The influence of coolant flow in bypass and central tube on the temperature distribution at the outlet of fuel assembly and pressure drop is investigated. Only steady-state analyses are performed. Boundary conditions are based on the experiment. ANSYS CFX is chosen as a main CFD software tool, where all analyses are performed.

Keywords: CFD, ANSYS, steady-state, fuel assembly, renowned

1 Introduction

Detailed knowledge of the thermo-hydraulic processes in fuel assembly of nuclear reactor is very important from operational safety point of view. Modern computer simulation techniques, like CFD or FEM, can be very useful in detail study of such processes, because after verification and validation processes of CFD model, you can relatively easily change boundary and initial conditions, or other input parameters of the model.

The flow field in fuel assembly of nuclear reactor VVER 440 is very complex mostly in fuel assembly head, where the thermocouple is placed. In the fuel assembly head main hot coolant stream from the fuel rods area is mixed with colder coolant from central tube and bypass. Thermocouple as the only point of coolant temperature measurement in fuel assembly has to register average coolant temperature at the outlet. Main problem of VVER 440 fuel assemblies is that thermocouple measures slight different coolant temperature than average coolant temperature on the outlet. This is caused by poor coolant mixing at the outlet and nuclear radiation heating. In our research, we focused on modelling and simulation of thermo-hydraulic processes in fuel assembly. All CFD analyses were performed by ANSYS CFX software (ANSYS CFX, 2010)

2 Geometric model and discretization

To perform thermo-hydraulic analysis of fuel assembly of reactor VVER440, it is necessary to create 3D geometry model of coolant in the fuel assembly. Creating of geometry model of coolant is divided into three steps (Image1). In the first step, geometry model of fuel assembly with all details is created. This first geometry model represents the basic geometry model, that can be used not only for geometry creation for CFD analysis, but also for structural analysis of individual components of fuel assembly. Image1 shows fully detailed 3D CAD model of fuel assembly. In the Image1 there is bypass outlet from fuel assembly in the bottom and bypass inlet in top, marked with blue circle.

In second step, detailed geometry model of fuel assembly is simplified because of the future mesh generation and computational hardware limitations . Simplifications are

performed on input and also on output part of fuel assembly but they has no significant influence on the coolant flow (Image1)

In third step, negative volume of fuel assembly, which represents the volume of coolant is created. In this step, also the geometry of channel in upper core supporting plate is modelled, where the thermocouple housing is placed.

Final geometry model of coolant in fuel assembly with thermocouple housing is shown in Image1. The final geometry model of coolant contains not only all internal fuel assembly components like supporting grid, spacer grid or mixing grid, but there is also modelled coolant flowing across central tube and central tube itself as a solid part.



Image 1 - Detailed 3D CAD model of Fuel assembly (1st step), simplifications in particular areas (2nd step) and geometry model of coolant in fuel assembly (3rd step)

To solve Reynolds Averaged Navier-Stokes equations (RANS) by Finite Volume Method (FVM), division of the geometry of coolant into small cells is necessary. The process of discretization was performed in mesh tool ANSYS ICEM CFD where blocking strategy was mostly used. In order to use this strategy the whole geometry of coolant was divided into parts to provide better and easier way to create suitable mesh. Image 2 shows example of the most complicated part of the mesh created in the spacer grid area.



Image 2 - Mesh example in spacer grid cross-section

All meshed parts were connected by GGI connection in ANSYS CFX. The discretized model of fuel assembly coolant contains approximately 70 millions of nodes and 65 millions of cells. These numbers represents the limit of our hardware and software configuration, that was used for CFD computations.

3 CFD Simulations and obtained results

Used boundary conditions were based on the Russian experiment (L.L. Kobzar, 2006). This experiment will be used for validating of CFD model in future works.

As it was mentioned in introduction one of the problems of VVER 440 fuel assembly is coolant temperature measurement. Coolant temperature measured by the thermocouple which is placed at the outlet from fuel assembly in the reactor part called protective tube unit could be slightly different than average coolant temperature at the outlet. This could be caused by nuclear radiation heating of the thermocouple and of course by poor coolant mixing in upper part of fuel assembly. This is the reason why the Kurchatov Institute built test facility to examine processes affecting mixing processes such as bypass and central tube flow.

Test facility is basically fuel assembly equipped with electric heated fuel rods replacing rods with fissile material, where each rod could have its own thermal performance. In the upper part there is 39 thermocouples at the fuel rod outlet area, 30 thermocouples in real fuel assembly thermocouple plane to measure coolant temperature distribution and one at the central tube outlet to measure central tube outlet temperature. The test facility is able to cover fuel assembly bypass as well (Image 3).



Image 3 - a) - test facility, b) - upper part with thermocouples, c) - thermocouples distribution

Bondary condition:

- nominal inlet mass flow: 10.88 kg/s
- inlet temperature: 195.6 °C
- output pressure: 9.16 MPa

Bypass parameters:

- inlet mass flow: 0.52 kg/s
- inlet temperature: 195.6 °C

Turbulent models:

• SST, k-ω, k-epsilon, BSL (D.Wilcox, 1993)

Prescribed thermal power distribution in fuel rods :

- total thermal power = 1242 kW
- prescribed as the heat flux for each fuel rod



Image 4 - boundary conditions



Image 5 - Prescribed thermal power distribution

All simulations were performed as steady state, ANSYS CFX was chosen as CFD tool for all simulations. The model contains two domains: fluid and solid. Solid domain is used for modelling heat transfer across the central tube wall and shroud. The connection between individual mesh parts is realized by GGI connection. Material parameter of coolant (water) were defined by ANSYS CFX material library IAPWS-IF97.

		outlet	thermocouple	central tube outlet
		[°C]	[°C]	[°C]
ex	kperiment	220	219.7	207.2
t	SST	220.67	218.81	208.63
uler dels	k-ω	220.68	219.04	208.39
noc	BSL	220.67	220.12	208.08
<u>н</u>	k-epsilon	220.68	219.74	208.9

Table	1 Monitor	points of	experiment	and	simulations.
I GDIO	1 1010111001		onportition	ana	onnalationo

Table 1 Shows monitor points of temperatures (outlet from fuel assembly, thermocouple, central tube outlet) for used turbulent models compared to the experiment. Outlet temperatures in all used turbulent models are very similar what was expected. Differences between outlet temperatures from experiment and simulations are almost 0.7 °C which points out difference of total thermal power in experiment and simulations where it is prescribed as heat flux. This problem may be caused by inaccurate definition of the fuel rods height.





Poor coolant mixing in top part of fuel assembly refers Image 6. It shows outlet coolant temperature distribution in area of the real thermocouple for used turbulent models. Thermocouple itself is placed in the centre of outlet tube and as it is obvious from Image 6 it is placed in area of colder coolant stream.

Coolant temperatures from central tube outlet is highly dependent on pressure condition in fuel assembly (see Image 7). Pressure conditions defines amount of coolant which enters central tube so it has great influence on mass flow in central tube.



Image 7 - Dependence of pressure drop along the central tube height for used turbulent models

Image 8 represents dependence of coolant mass flow and coolant temperature in central tube along its height for SST turbulent model which was chosen as the most appropriate one. It shows amount of coolant entering the central tube through perforations placed under spacer grids and step change of coolant temperature where hotter coolant from fuel rod area enters central tube. Amount of coolant is highly dependent on total thermal power, therefore it is dependent on pressure conditions in fuel assembly (Image 7).





Thermocouple itself is placed right above central tube outlet and therefore colder coolant flow from the central tube than coolant from the fuel rod area affect temperature measured by the thermocouple (see Table 1, Image 9).

Coolant flow in upper part of fuel assembly is shown in Image 9. Image 1 - 1st step shows in blue circles areas where in the bottom of fuel assembly part of the coolant leaves fuel assembly and enters co called inter fuel assemblies space, flows upwards to fuel assembly head and back enters fuel assembly it is called fuel assembly bypass. Image 9 also shows how colder stream of coolant from fuel assemblies space enters main hot coolant stream. By mixing colder coolant stream from the bypass is forced to the edge and main hot coolant stream is forced to the centre of the flow.

It is obvious that colder coolant stream from central tube is mixed with hot coolant from fuel rod area but it is still able to affect coolant temperature in the area of thermocouple to be lower than average coolant temperature measured on the outlet.



Image 9 - Bypass inlet to FA and central tube outlet coolant streamlines, coolant temperature and coolant velocity distribution in top part of FA (SST turbulent model)

4 Conclusions

The paper presents CFD modelling and simulation of coolant flow in fuel assembly of nuclear reactor VVER 440. Area of interest was the top part of fuel assembly. Goal was to investigate the bypass influence of different turbulent models on the output parameters such as coolant temperatures and temperature registered by the thermocouple. I is obvious that the bypass has significant influence on the coolant flow profile and also coolant flow from the central tube may affect temperature registered by the thermocouple. This is the reason why it is necessary to determine influences which may cause differences between coolant temperature on the outlet and temperature data from the thermocouple.

Acknowledgement

This work was financially supported by grants of Science and Technology Assistance Agency no. APVV-0246-12, APVV-14-0613 and Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences VEGA No. 1/0228/14 and VEGA No. 1/0453/15.

Authors are also grateful to the HPC Center at the Slovak University of Technology in Bratislava, which is a part of the Slovak Infrastructure of High Performance Computing (SIVVP project, ITMS code 26230120002, funded by the European Regional Development Funds), for the computational time and resources made available.

References

ANSYS CFX, Theory manual, 1280 pages.

L.L. Kobzar, D.A. Oleksyuk, Experiments on simulation of coolant mixing in fuel assembly head and core exit channel of VVER-440 reactor, 16th Symposium of AER on VVER Reactor Physics and Reactor Safety. (2006)

D.C. Wilcox: Turbulence Modeling for CFD, DCW Industries, Inc, (1993)

Contact address:

Ing. Jakub Jakubec Ilkovičova 3, 812 19 Bratislava, Slovak Republic

STATICKÉ A DYNAMICKÉ ZAŤAŽENIE ŽELEZOBETÓNOVEJ VALCOVEJ NÁDRŽE

NORBERT JENDŽELOVSKÝ, ĽUBOMÍR BALÁŽ

Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, STUv Bratislave

Abstract: In this paper, types of calculating methods of internal forces and deformations of cylindrical tank due to static and seismic load are presented. The static load was modelled by FLUID element. The dynamic load was modelled by means the seismic response spectrum. ANSYS software was used to created of the model and the analysis.

Keywords: CylindricTank, Static Load, Dynamic Load, Ansys, Modeling

1 Statické zaťaženie

V prvej časti sme vytvorili konečno-prvkový model, zložený z dvoch odlišných prostredí, štruktúry valcovej nádrže a tekutiny. Pre vytvorenie siete konečných prvkov pre teleso nádrže sme zvolili škrupinový prvok SHELL63. Objem kvapalinovej oblasti je vytvorený osemuzlovým konečným prvkom FLUID30. Teória prvkov a ich charakteristiky môžeme nájsť v (Salajka,2012 Mistríková,2012). Modelované kvapalinové médium je voda. Výsledkom takejto statickej analýzy sú deformácie a vnútorné sily v stene a dne nádrže.Tieto veličiny sú potrebné na návrh výstuže konštrukcie.

1.1 Výpočtový model valcovej nádrže pre dynamickú analýzu

Ako podklad pre výpočtový model bola použitá reálna valcová nádrž s vnútorným priemerom 20 m., hrúbkou steny a dna 0,6 m. a výškou 8,0 m. Výpočtový model konštrukcie bol urobený pomocou MKP vo výpočtovom prostredí Ansys.

Prezentovaná valcová nádrž slúži ako uskladňovacianádrž, ktorá je začlenená do sústavy bioplynovej stanice v obci Budča.



Obrázok 1 - Model uskladnočacej nádrže - Ansys



Obrázok 2 - Priebeh ohybových momentov (vľavo) a priečných síl v stene nádrže (vpravo)



Tabuľka 1 Maximálne a minimálne hodnoty vnútorných síl a priehybu nádrže

	minimum (-)	maximum (+)	vzdialenosť od dna
<i>w</i> (m)	0,00	0,00024	0,00 / 3,50
<i>N</i> (kN/m)	0,00	415,95	0,00 / 3,50
M (kNm/m)	55,11	30,34	0,00 / 2,50
V (kN/m)	10,49	99,34	0,00 / 3,50
2 Seizmické zaťaženie

Seizmické účinky na stavebné konštrukcie sú vyvolané kmitaním podložia a tým aj základov konštrukcie, ktoré je spôsobené uvoľnením veľkého množstva energie pri náhlom posune dvoch litosferických dosiek na tektonickom zlome.

2.1 Základné a návrhové seizmické zrýchlenie

Jedna z prvoradých charakteristík, ktorou je definované seizmické zaťaženie je hodnota tzv. základného seizmického zrýchlenia a_{gR} , čo je zrýchlenie na povrchu skalného podložia, ktoré zodpovedá zemetraseniu s periódou návratnosti 475 rokov so súčiniteľom dôležitosti objektu γ =1,0. Základné seizmické zrýchlenie je určené pre konštrukcie s priemernou dobou životnosti 50 rokov. Pravdepodobnosť jeho prekročenia za 50 rokov je 10%. Toto seizmické zrýchlenie je dané v mape oblastí seizmického rizika pre územie Slovenska (Obr. 4).





Norma STN EN 1998 – 1, Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť doporučuje pravidlá návrhu budov a inžinierskych konštrukcií v seizmických oblastiach.

Jej účelom je zabezpečiť:

aby boli chránené ľudské životy,

aby škody na majetku boli minimalizované,

aby konštrukcie potrebné pre ochranu ľudí zostali v prevádzke aj po zemetrasení

(napr. nemocnice, vojenské objekty, elektrárne, zásoby pitnej vody...).

Konštrukcie v seizmicky aktívnych regiónoch majú byť navrhnuté tak, aby spĺňali nasledujúce požiadavky:

Požiadavka nezrútenia sa – konštrukcia má byť navrhnutá a zhotovená tak, aby vydržala návrhové seizmické zaťaženie bez lokálneho a globálneho kolapsu. To znamená, že sa zachová jej konštrukčná celistvosť a zvyšková únosnosť po seizmickej udalosti.

Požiadavka limitovaného poškodenia – konštrukcia má byť navrhnutá a konštruovaná tak, aby vydržala návrhové seizmické zaťaženie s väčšou pravdepodobnosťou výskytu, ako je návrhové seizmické zaťaženie bez výskytu poškodenia a príslušných obmedzení používania tak, aby náklady na odstránenie škôd neboli príliš vysoké v porovnaní s nákladmi celej konštrukcie (Sokol,2011 Juhásová,2002)

2.2 Zaťaženie pomocou spektra odozvy

V tomto prípade bola valcová nádrž zaťažená pomocou spektra odozvy (Obr.5). Metóda seizmického výpočtu zo spektra odozvy je jedna z možných metód výpočtu.

Spektrum použité vo výpočte je definované pre návrhové zrýchlenie $a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$ a kategóriu podložia *B*. Podrobný popis ako zadefinovať spektrum odozvy je uvedený v literatúre (Sokol,2011).



Obrázok 5 - Použité návrhové spektrum odozvy

2.3 Výpočtový model valcovej nádrže pre dynamickú analýzu

Ako podklad pre výpočtový model bola použitá reálna valcová nádrž s vnútorným priemerom 8,32m, hrúbkou steny a dna 0,4m a výškou 6,0m. Výpočtový model konštrukcie bol urobený pomocou MKP vo výpočtovom prostredí Ansys.

Prezentovaná valcová nádrž slúži ako plniaci zásobník, ktorý je začlenený do sústavy bioplynovej stanice v obci Budča.



Obrázok 6 – Výpočtový model valcovej nádrže



Obrázok 7 - Priebeh deformácie (vľavo) a obvodových síl v stene nádrže (vpravo)



Obrázok 8 – Priebeh priečnych síl (vľavo) a ohybových momentov v stene nádrže (vpravo)

2.4 Záver

V tomto príspevku sme prezentovali jeden z možných spôsobov výpočtu vnútorných síl valcovej nádrže pri statickom zaťažení. Toto zaťaženie bolo modelované pomocou 3D prvkov FLUID. Takýto spôsob výpočtu je omnoho sofistikovanejší ako v praxi zaužívaný výpočet, kde zaťaženie reprezentuje hydrostatický tlak.

Pri dynamickom zaťažení sme použili spektrum odozvy, ktoré bolo vytvorené na podmienky Slovenskej republiky. Tento typ zaťaženia vnáša nesymetriu do rotačne symetrických výsledkov statickej analýzy.

Literatúra

JUHÁSOVÁ E., BENČAT J.,KRIŠTOFOVIČ V.,KOLCÚN Š., 2002. Expected seismic response of steel water tank. *12th European Conference on Earthquake Engineering*,2002 London.

KALA J., SALAJKA V., HRADIL P., 2012. Response of water tower on wind induced vibration considering interaction of fluid and structure. 2nd International Conference on

Engineering and Technology Innovation 2012, ICETI 2012; Kaohsiung; Taiwan; 2 November 2012 through 6 November 2012 Volume 284-287, 2013, Pages 1269-1272

KALA J., SALAJKA V., HRADIL P., 2012. Investigation of eigenvalue problem of water tower construction interacting with fluid. *Journal of Vibroengineering* Volume 14, Issue 3, Pages 1151-1159

KOTRASOVÁ K., KORMANÍKOVÁ E., 2012. Frequency analysis of fluid in rectangular ground- supported tank, 12th International Multidisciplinary Scientific GeoConference and EXPO, SGEM 2012, June 2012. Varna, Bulgaria, Volume 3, p. 693-69817.

KOTRASOVÁ K., KORMANÍKOVÁ E., 2010. Frequency analysis of the base plate on Winkler model subsoil model, *Pozemné komunikácie a dráhy* 1-2/2010 roč. 6, (in Slovak).

MISTRÍKOVÁ Z., JENDŽELOVSKÝ N., 2012. Static Analysis of the Cylindrical Tank Resting on Various Types of Subsoil. *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 18, Issue 5 pp. 744-751.

MRÓZEK M., NEVAŘIL A., ČADA Z., BRAŤKA M., 2009. Contemporary approaches to seismic analysis of tank with fluid, *Engineering mechanics 2009, National conference with international participation*, Svratka, CR, 11.-14.5.2009, Praha, Czech Republic, p. 186-187.

SOKOL M., TVRDÁ K., 2011. *Dynamics of building structures*. Bratislava: STU Publishing, 212 p., (in Slovak).

SUMEC J., JENDŽELOVSKÝ N., 2008 Seismic analysis of reinforced concrete water tank, *Proceedings of the 4th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport structures and Wind Engineering, DIN-WIND 2008.*

STN EN 1998 – 1, Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť, časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre budovy. Bratislava, SÚTN, 2005.

STN EN 1998 – 4, Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť, časť 4: Silá, nádrže a potrubia. Bratislava, SÚTN, 2010.

Poďakovanie

-Tento príspevok vznikol za finančnej podpory grantovej agentúry MŠ SR, ako projekt VEGA 01/0544/15

-Prepojenie vedeckého výskumu a stavebnej praxe umožnila spoločnosť Bioplyn Budča spol. s.r.o. Elektrárenská 1 Bratislava 831 04.

Zodpovedný: Ing. Viliam Bendel, Šípová 3/A, Bratislava, t.č. +421 903900654, e-mail : bendel@europea.sk

Kontaktná adresa:

Prof. Ing. Norbert Jendželovský, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta Slovenská technická univerzita v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava. e-mail:<u>norbert.jendzelovsky@stuba.sk</u>

Ing. Ľubomír Baláž., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta Slovenská technická univerzita v Bratislave, Radlinského 11, 813 68 Bratislava. e-mail:<u>lubomir.balaz@stuba.sk</u>

ANALÝZA CHOVÁNÍ STĚN Z KERAMICKÝCH TVÁRNIC PŘI CYKLICKÉM ZATÍŽENÍ S UŽITÍM PODROBNÉHO FEM MODELU

KLOUDA, J. K., SALAJKA, V., ČADA, Z., HRADIL, P

TZÚS Praha, Úsek výzkumu vývoje a inovací, Šumavská 31a, 612 54 Brno, VUT Brno, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno

Abstract: Masonry made from innovative clay hollow blocks filled with mineral wool, manufactured by the company Weinerberger in the Czech Republic, had to be tested for functionality and reaching the conformity with calculation models according to the Eurocode 6, or 8, in more complex cases of load, before it was launched on the market. An extensive project devoted to the appraisal of the product static characteristics as well as the behaviour of the walls lined from these blocks was designed TZÚS Praha. The basic as well as the extended tests including the evaluation were conducted in a test room of TZÚS Praha, a brunch office in Brno. The clay block masonry walls were tested for a load capacity under the static load on small masonry walls, possibly on walls and pillars of an actual size.

Keywords: masonry, clay hollow block, nonlinear analysis

1 Úvod

Zdivo z inovovaných keramických tvarovek plněných v dutinách minerální vlnou, vyráběných firmou Wienerberger v České republice, bylo nutno před uvedením na trh odzkoušet z hlediska funkčnosti a dosažení shody s modely výpočtu podle Eurokódů 6, resp. 8, i při složitějších případech namáhání. Rozsáhlý projekt [1] věnovaný posouzení statických vlastností výrobku, tak i chování stěn vyzděných z těchto tvarovek byl navržen a řízen by J. K. Klouda, Director of R&D, TZÚS Praha, s. p. Základní i rozšířené zkoušky včetně vyhodnocení byly provedeny ve zkušebně TZÚS Praha, pobočka Brno. Zděné stěny z keramických tvarovek byly zkoušeny na únosnost při statickém zatížení na malých zděných stěnách, popřípadě i na stěnách a pilířích reálných rozměrů.

Testování na seizmickou odolnost bylo realizováno dle dispozicí J. Kloudy a za jeho účasti ve zkušebně National Building and Civil Engineering Institute (ZAG) Ljubljana, Slovenia. Prováděly se smykové testy čtyř (2+2) konstantně svisle přitížených stěn na cyklické zatížení. Stěny byly vysoké 2750 mm, o tloušťce 440 mm. Lišily se délkou. Dvě stěny byly dlouhé 2500 mm a dvě 1500 mm, poměr šířky a výšky stěn byl tedy cca 1 : 1 a 1 : 2. Svislé přitížení bylo autorem navrženo ve dvou hladinách, v nominální výši cca 1/3 popř. 2/3 hodnoty svislé návrhové únosnosti stěny. Souběžně byly autory provedeny numerické simulace experimentů pro získání doplňujících informací o chování zděných stěn z keramických bloků. Matematické analýzy byly provedeny metodou konečných prvků na detailních modelech stěn. Před provedením výpočtů byly určeny experimentálně vlastnosti materiálu tvarovek (moduly pružnosti, pevnosti v tahu, tlaku, tahu za ohybu apod.). Modely byly uvažovány jako geometricky a materiálově nelineární, se zahrnutím jednostranných vazeb. Výsledky výpočtů jsou dále porovnány s výsledky realizovaných zkoušek

2 Popis analyzovaných konstrukcí

Zkoušky konstrukce zděných stěn z vyzděných z přesných pálených zdících prvků cihelných tvarovek POROTHERM 44 T Profi zatížených cyklicky vnuceným zatížením odpovídají smykovým testům stěn skutečné velikosti. Byly zkoušeny čtyři stěny lišící se šířkou. Stěny s větší délkou jsou označeny "L" a stěny kratší "S", viz obr. 1. Postup testování a zatěžovací parametry navržené J. Kloudou odpovídají později zpracovaným doporučením obsaženým v CUAP 03.05/10 (Kit for load bearing masonry subject to seismic actions - AAC masonry system. Draft November 2011).

Svislé stěny byly vyzděny na tuhém železobetonovém nosníku, který byl pevně uchycen do podlahy takovým způsobem, aby byl eliminován smykový posun po podlaze a naklápění nosníku. Přenos svislých sil byl realizován pomocí ocelových profilů a čtyř samostatných hydraulických válců a jednoho programově řízeného hydraulického válce vnášející cyklicky příčný posuv (podél stěny) odpovídající seizmickému zatížení. Řízené příčné posunutí bylo vneseno do nosníku převazující zděnou stěnu. Jednotlivé tvarovky byly vyzděny na maltu pro tenké spáry tl. 1 mm. Malta je pouze ve vodorovných spárách, svislé zazubené spáry jsou suché.



Obr. 2 Časový průběh idealizovaného a skutečného příčného posunutí

Během experimentu byly měřeny vertikální a horizontální síly a posuvy v předem stanovených místech, viz obr. 3. Pro určení pohybu povrchu stěn byl využit optický kamerový systém měření. Výsledkem měření byly závislosti příčné síly (odporu) na příčném posuvu.



Obr. 3 Umístění snímačů

Výsledky experimentů jsou uspořádány v tabulkovém tvaru v prostředí MS EXCEL.

3 Modely stěn a výpočty

V souladu s podklady byly metodou konečných prvků (MKP) sestaveny numerické modely stěn. Při modelování MKP se přihlíželo pouze k zásadnímu rozdílu v geometrii, kterým je rozdíl v délce stěn. Na základě této úvahy byly sestaveny pouze dva výpočtové modely. Jeden pro analýzu dlouhých stěn "L" a druhý pro analýzu krátkých stěn "S". Výpočty se dále liší přitížením a funkcemi buzení. Hodnoty přitížení jsou uvažovány pro jednotlivé modely takto:

L1 - 1/3 f_{cd} - svislé přitížení 807 kN (včetně traverzy a betonového bloku),

L2 - 2/3 f_{cd} - svislé přitížení 1613 kN (včetně traverzy a betonového bloku),

S1 - 1/3 f_{cd} - svislé přitížení 484 kN (včetně traverzy a betonového bloku),

S2 - $2/3 f_{cd}$ - svislé přitížení 968 kN (včetně traverzy a betonového bloku).

Na základě podkladů, viz schémata na obr. 1, byly v programu ANSYS sestaveny modely dlouhých "L" (obr. 4a) a krátkých stěn "S" (obr. 4b) včetně vypodložení a roznášecích prvků nad stěnami.



a) model typu "L" b) model typu "S" Obr. 4 Axonometrický pohled na modely – dělení na konečné prvky

Vzhledem k symetrii realizovaných pomocných konstrukcí a stěn vůči svislé rovině v podélném směru a způsobu zatížení byly výpočtové modely sestaveny s využitím této symetrie (rovina x-z). Grafické zobrazení je včetně zrcadlené části modelu.

Výpočtové modely jsou převážně sestaveny z prostorových konečných prvků typu SOLID45. Jedná se o tvárnice, maltu, betonový podkladní nosník, betonový trám a hlavní

ocelové nosníky a dva doplňující nosníky přímo pod tlakovými válci u stěn typu "S". Betonový podkladní nosník o rozměrech 3980x500x500 model "L", respektive 2074x500x500 model "S" je ve výpočtech uvažován jako pružně uložený, neboť se ukázalo, že podlaha je poddajná. Relativně tuhé uložení nosníku je modelováno pomocí prvků COMBIN14 a SHELL181. Keramické tvárnice ve vodorovném směru jsou spojeny maltou o tloušťce 1 mm a ve svislých spárách jsou bez výplně. Vzájemná interakce mezi tvarovkami, popřípadě maltou je modelována pomocí kontaktních párů (prvků typu CONTA173 a TARG170), viz obr 5. Obdobně jsou tyto prvky vloženy mezi maltou a betonovými nosníky. Výška stěn včetně malty je 2749 mm. Horní betonový nosník je dlouhý 2928 mm (1789 mm typ "S"), vysoký 150 mm a široký 500 mm. Ocelová traverza je s betonovým nosníkem spojena napevno. Vnější obrys traverzy dlouhé 3500 mm je 300x250 mm.



Obr. 5 Kontaktní konečné prvky typ "L"



Obr. 6 Uspořádání zařízení pro svislé zatížení

Přítlak (konstantní svislé zatížení) je vnášen do konstrukce pomocí speciálních prvků PRETS179 ve spojení s prvky BEAM44 dovolující vodorovný prokluz v místě opírání na traverzu a roznášecí plochy z prvků SHELL63. Nastavení je závislé na přítlačné síle a tuhosti ve svislém směru. Takto je přítlak realizován ve čtyřech místech u stěn typu "L", viz obr. 6. Tento způsob zadání přítlačných sil u modelů s krátkými stěnami se neosvědčil. Horní traverza měla tendenci se při pohybu naklánět od excetrického působení svislých sil. Modely byly doplněny o dva klouzající nosníky po hlavním roznášejícím nosníku, viz např. obr. 4. Tímto bylo zajištěno vedení traverzy při vnuceném vodorovném posunutí. Tyto nosníky o délce 1000 mm, výšce a šířce 250 mm jsou modelovány zjednodušeně. Přítlačná síla je vnášena pomocí speciálních prvků PRETS179 ve spojení s prvky LINK8 a opět ve čtyřech místech. Upravený model lépe vystihuje skutečné chování tlačného zařízení. Skutečné provedení přítlačného zařízení je na obr. 6.

Vlastnosti cihelného střepu a malty jsou odvozeny z měření [2]. Materiálový model ocelových traverz a betonových nosníků je uvažován jako izotropní a lineárně pružný. Naopak materiálový model cihelného střepu a malty je uvažován jako nelineární s rozdílnou pevností v tahu a tlaku. Souhrn vlastností jednotlivých částí modelu jsou uvedeny v tabulce 1.

Celkový výpočtový model pro řešení variant se stěnou typu "L" sestává z 113 337 konečných prvků lokalizovaných 134 550 uzly a má 399 477 stupňů volností.

Celkový výpočtový model pro řešení variant se stěnou typu "S" sestává z 68 799 konečných prvků lokalizovaných 83 177 uzly a má 246 013 stupňů volností.

		Cihelný střep	Malta	Beton	Ocel
Modul pružnosti	<i>E</i> [GPa]	14,0	7,9	30	210,0
Součinitel příčné kontrakce	v [-]	0,1	0,2	0,2	0,3
Specifická hmotnost	ρ [kg.m ⁻³]	1390	1400	2300	7850
Pevnost v tlaku	f _c [MPa]	19,2	17,3	-	-
Pevnost v tahu	f _t [MPa]	3,7	4,6	-	-

Tabulka 1 Materiálové vlastnosti [2]



a) model typu "L" b) model typu "S" Obr. 6 Axonometrický pohled na modely – dělení na konečné prvky

Funkce buzení jsou upravené funkce převzaté z odezvy při experimentech. Zásadní úprava spočívá v korekci na polohu místa buzení. Odezvové funkce při experiment jsou sledovány výšce 2,824 m (var "L") nad úložnou spárou stěny, přičemž poloha buzení vynuceným pohybem traverzy je v jiném místě a na jiné vyšší úrovni od středu paty stěn. Korekce v posuvech odpovídá asi 15 až 16 procentům. To znamená, že hodnoty posunů v záznamech průběhů odezev použité jako buzení byly zvětšeny o 16 procent. Průběh odezvy získané z měření charakterizující proces zatěžování je pro jednotlivé varianty na obr. 13 až obr. 16.

4 Výpočty

Byly realizovány čtyři výpočty na uvedených modelech L1, L2, S1 a S2. Výpočty jsou nelineární značně náročné na diskový prostor a čas výpočtu. Řešení je uvažováno jako kvazistatické vzhledem k pomalému procesu zatěžování. Časový krok je uvažován proměnný s největším krokem 15 s. V každém časovém kroku je hledán iteračně rovnovážný stav. V případě, že není možné již časový krok zmenšovat a výpočet nekonverguje, je proces výpočtu ukončen.

Výpočty na modelech L1, L2 S1 a S2 získány pole posunutí, deformací a napětí v diskrétních bodech modelů. Vzhledem k rozsahu dat, výsledky baly převážně zpracovány formou grafů a obrázků.

4.1 Stěna L1

Řešení cyklické odezvy na modelu L1 se svislým přitížením 807 kN (včetně traverzy a betonového bloku) bylo porovnáno s hodnotami získanými ze zkoušky. Průběh

buzení posunutím traverzy je na obr. 7. Hodnoty průběhů posunutí na povrchu ve středu betonové traverzy získané z měření a výpočtem jsou zobrazeny na obr. 8. Červenou čárkovanou čarou je vykreslen průběh vodorovného posunutí získaný z měření a modrou čarou průběh téže veličiny získaný výpočtem. Na obrázku 9 je zobrazení závislosti síly na posunutí pro případ experimentu a výpočtu. Silou se chápe velikost reakce v patě stěny ve vodorovném směru.



U všech stěn byly sledovány pole posunutí, napětí, nelineární deformace. Jako ukázka slouží obr. 13 až 16, na kterém jsou zobrazena pole posunutí, napětí a deformací pro stěnu L1 v čase 17315 s odpovídající výpočtovému kroku 2150.

4.2 Stěna L2

Při řešení stěny L2 bylo přitížení 1613 kN (včetně traverzy a betonového bloku). Výsledky porovnání jsou na obr. 10.

Obdobně pro stěnu S2 (čas 17600 s, krok 2118) jsou stejná pole zobrazena na obr. 17 až 20.



experiment výpočet
 Obr. 10 L2 - průběhy posunu ux odezvy z měření a výpočtu v místě středu trámu a závislost síly na posunutí – experiment a výpočet



Obr. 11 S1 - průběhy posunu ux odezvy z měření a výpočtu v místě středu trámu a závislost síly na posunutí – experiment a výpočet



Obr. 12 S2 - průběhy posunu ux odezvy z měření a výpočtu v místě středu trámu a závislost síly na posunutí – experiment a výpočet



Obr. 13 Pole celkových posunutí Usum



Obr. 15 Pole hlavních napětí σ_3





Obr. 16 Pole nelineárních deformací ε_{pl}



Obr. 17 Pole celkových posunutí usum



Obr. 18 Pole složek napětí σ_{xz}



Obr. 19 Pole hlavních napětí σ_3

Obr. 20 Pole nelineárních deformací ε_{pl}

5 Závěry

Metodou konečných prvků byly v programovém systému ANSYS sestaveny dva podrobné prostorové výpočtové modely konstrukcí zděných stěn z přesných pálených zdících prvků cihelných tvarovek POROTHERM 44 T Profi na maltu pro tenké spáry, včetně traverz, betonových bloků a pomocných prvků. Rozhodující části modelu včetně keramických stěn byly sestaveny z objemových prvků ve tvaru šestistěnu.

Byly řešeny čtyři varianty v závislosti na délkách stěn a velikosti svislého přitížení. Jednalo se o stěny 2750 mm vysoké a 440 mm široké lišící se délkou. Dlouhé dvě stěny délky 2500 mm jsou označeny L a krátké dvě 1500 mm jsou označeny S. Přitížení zahrnující i hmotnosti traverz a betonového bloku odpovídalo zatížení ve výši cca 1/3 f_{cd} a 2/3 f_{cd} stěn. Výpočty byly označeny L1, L2, S1 a S2.

Materiálové vlastnosti keramických tvárnic jsou nelineární. Byl zvolen materiálový model odpovídající modelu "betonu" s modifikovaným Drucker–Prager modelem. Model je vhodný pro výpočet konstrukcí z betonu, cementu, kamene a cihel.

Ve výpočtech se vycházelo z předpokladu, že stěny jsou zatěžovány cyklicky vnuceným zatížením odpovídající smykovým testům stěn skutečné velikosti.

Výsledky výpočtů na modelech L1, L2 S1 a S3 zahrnují pole posunutí, deformací a napětí v diskrétních bodech modelů, popřípadě reakce. Každý výpočet byl dokumentován pomocí obrázků a grafů.

Ve výpočtech bylo nutno zohlednit komplexně okrajové podmínky provedených zkoušek. Například, se ukázalo, že způsob modelování přítlačného zařízení výrazně ovlivňuje stabilitu výpočtu a tímto i možnost oddálení rozpadu řešení.

Z výsledku je patrno, že charakter a vyhodnocení chování sledovaných stěn s využitím metody konečných prvků je obdobný jako při zkouškách. Výstižnost modelů je velmi dobrá. Ze získaných dat z výpočtů lze určit deformace a namáhání jednotlivých tvarovek, úroveň jejich poškození a napjatosti ve zvolených místech během celého procesu cyklického zatěžování.

Výpočty by bylo možné zpřesnit zadáním funkce vnuceného posunutí přímo na úrovni vedení traverzy. Nejistota vzniká i při volbě úrovně tření ve spárách mezi tvarovkami, popřípadě mezi maltou a tvarovkou.

Získané výsledky na výpočtových modelech velmi dobře vystihují chování zkušebních stěn při experimentálním cyklickém zatížení.

Literatura

- EN 1996-1-1:2005+A1:2012 Eurocode 6 Design of masonry structures Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. DOW: 2013-05-31.
- [2] KLOUDA, J. K.: Evaluation of the results of experimental research of masonry walls PTH 44 T Profi / TBM, STATIC (compression, bending, shear), Part 1and 2, incl. testing fire resistance of the wall. Research report, TZÚS Prague 0090-RDI, 138 pp., XII-2011.
- [3] KLOUDA, J. K.: Evaluation of the results of experimental research of masonry walls PTH 44 T Profi / TBM, STATIC (long-term compression loading, creep), Supplement 4. Research report, TZÚS Prague 0090-RDI, 52 pp., Unpublished, XII-2012.
- [4] KLOUDA, J. K.: Evaluation of the results of experimental research of masonry walls PTH 44 T Profi / TBM, STATIC (one- and both-sides eccentricity), Supplement 5. Research report, TZÚS Prague 0090-RDI, 270 pp., Unpublished, VI-2013.
- [5] KLOUDA, J. K.: Evaluation of the results of experimental research of masonry walls PTH 44 T Profi / TBM, STATIC (in plane shear resistance by cyclic loading), Supplement 6. Research report, TZÚS Prague 0090-RDI, 212 + 82 pp., Unpublished, XI-2013.
- [6] KRÁLÍK, J., 2014, NONLINEAR Probabilistic analysis of the reinforced concrete structures using ansys-crack software in Proceedings of 22nd SVSFEM ANSYS Users' Group Meeting and Conference 2014, Jasná, Slovak republic, SVS FEM s.r.o, ISBN: 978-80-905525-1-7

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GA14-25320S - "Aspekty použití komplexních nelineárních materiálových modelů".

Kontaktní adresa:

doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Veveří 95, 602 00 Brno

STUDIE ODEZVY NELINEÁRNÍCH MATERIÁLOVÝCH MODELŮ BETONU V ZÁVISLOSTI NA RYCHLOSTI DEFORMACE

PETR KRÁL, PETR HRADIL, JIŘÍ KALA

Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika

Abstract: The subject of this contribution is the testing of the response of nonlinear material models of concrete depending on the strain rate during compressive and tensile loading at higher loading velocities than that of quasi-static loading. The behavior of nonlinear models of concrete depending on the strain rate is analyzed within numerical simulations of tests of mechanico-physical properties of concrete under uniaxial compression and tension carried out on cylinders. Results gained from numerical simulations during loading at higher velocities are compared with results gained from numerical simulations of the quasi-static loading.

Keywords: nonlinear material model of concrete, concrete cylinder, load-displacement diagram, strain rate effect, uniaxial compression and tension

1 Úvod

Numerické modelování betonových konstrukcí nebo dílčích betonových konstrukčních prvků za účelem vyšetření jejich chování prostřednictvím výpočetních systémů založených na metodě konečných prvků je dnes již běžně používaným postupem při návrhu konstrukcí nebo konstrukčních prvků z betonu. V praxi se analýza konstrukcí nebo konstrukčních prvků z betonu. V praxi se analýza konstrukcí nebo konstrukčních prvků z betonu nejčastěji provádí s uvážením lineárního chování materiálu, tedy s použitím lineárního izotropního materiálového modelu. U konstrukcí nebo konstrukčních prvků z betonu ovšem existují situace, při kterých lineární analýza vede k řešení, které zahrnuje nepřiměřeně velké chyby, které mohou v praxi vést až ke kolapsu konstrukce nebo konstrukčního prvku z betonu. V takovýchto situacích je tedy třeba uvážit nelineární chování betonu neboli využít příslušný nelineární materiálový model, který vystihuje nelineární chování betonu a který je implementován v programu, který uživatel používá za účelem analýzy konstrukce nebo konstrukčního prvku z betonu. Nelineární modely betonu mají tedy v praxi své místo a z tohoto důvodu je vhodné je testovat za účelem dosažení jejich optimální funkce, aby co nejlépe vystihovaly reálné chování betonu.

Beton patří mezi materiály, jejichž chování se odvíjí od rychlosti deformace. Při kvazi-statickém zatěžování je rychlost deformace tak pomalá (pomalé přikládání zatížení), že nedochází ke změně mechanicko fyzikálních vlastností betonu při dané rychlosti deformace, přičemž změnou mechanicko fyzikálních vlastností betonu je myšlen především nárůst pevnosti betonu. V praxi ovšem existují určitá rychlá dynamická a rázová zatížení, která při působení na betonovou konstrukci způsobují výraznou rychlost deformace této konstrukce a ovlivňují tak mechanicko fyzikální vlastnosti betonu. Z tohoto ohledu je tedy na místě testovat odezvu nelineárních modelů betonu nejen na kvazistatické zatěžování, ale také na zatěžování vyššími rychlostmi, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, a sledovat, jak se s rychlostí deformace mění mechanicko fyzikální vlastnosti betonu, za účelem, aby bylo možné betonové konstrukce vystavené výrazným rychlostem deformace v praxi vhodně analyzovat.

V rámci tohoto příspěvku byly provedeny numerické simulace zkoušek mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku a tahu na válcích při vyšších

rychlostech zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, za účelem otestování chování betonu v tlaku a tahu v závislosti na rychlosti deformace při použití různých nelineárních materiálových modelů betonu. Výsledky získané z numerických simulací tvoří zatěžovací I-d diagramy betonového válce v tlaku a tahu pro jednotlivé nelineární modely betonu. Výsledky získané z numerických simulací při zatěžování vyššími rychlostmi jsou srovnány s výsledky získanými z numerických simulací při kvazi-statickém zatěžování, které byly také provedeny v rámci tohoto příspěvku.

2 Nelineární materiálové modely betonu

Pro účely otestování nelineárního chování betonu v tlaku a tahu v závislosti na rychlosti deformace v rámci numerických simulací byly použity celkem čtyři nelineární materiálové modely betonu, které jsou implementovány ve výpočetním systému LS-DYNA (LS-DYNA keyword users's manual: Volume II, 2015). Uvažovaným betonem v rámci numerických simulací prováděných v tomto příspěvku byl beton třídy C 35/45 se střední hodnotou pevnosti betonu v tlaku/tahu 43/3,2 MPa.

2.1 Continuous surface cap model (*MAT_CSCM)

Prvním použitým nelineárním modelem betonu byl model s názvem Continuous surface cap model. Tento materiálový model je určen pro modelování betonu či jiných silikátových materiálů. Model umožňuje zohlednit vliv rychlosti deformace na mechanicko fyzikální vlastnosti materiálu, modelovat porušení materiálu a modelovat rozdílné mechanicko fyzikální vlastnosti materiálu v tlaku a v tahu. Velmi výhodnou vlastností modelu je schopnost modelu automaticky generovat parametry.

Chování betonu je v rámci Continuous surface cap modelu popsáno prostřednictvím plochy plasticity, která je dána kombinací plochy smykového porušení s plochou zpevnění. Kombinace zmíněných ploch je realizována prostřednictvím multiplikativní formulace, která umožňuje kombinovat obě plochy spojitě a hladce v místě jejich průniku. Plocha plasticity je definována v následující formě (Schwer, 1994), (Sandler, 1976):

$$Y(I_1, J_2, J_3) = J_2 - \Re(J_3)^2 F_f^2(I_1) F_c(I_1, \kappa)$$
(1)

kde $F_f(I_1)$ je plocha smykového porušení, $F_c(I_1,\kappa)$ je plocha zpevnění, $\Re(J_3)$ je Rubinův redukční faktor, κ je parametr zpevnění, I_1 je první invariant tenzoru napětí, J_2 je druhý invariant deviatorické části tenzoru napětí a J_3 je třetí invariant deviatorické části tenzoru napětí. Definice plochy smykového porušení je:

$$F_f(I_1) = \alpha - \lambda \exp^{-\beta I_1} + \theta I_1$$
(2)

kde α , β , λ a θ jsou materiálové konstanty, které jsou určeny z experimentálních dat vycházejících ze zkoušek v tříosém tlaku, a definice plochy zpevnění je dána následujícími vztahy:

$$F_{c}(I_{1},\kappa) = 1 - \frac{(I_{1} - L(\kappa))^{2}}{(X(\kappa) - L(\kappa))^{2}} \quad \text{pro} \quad I_{1} > L(\kappa)$$
(3)

$$F_{c}(I_{1},\kappa) = 1 \quad \text{pro} \quad I_{1} \leq L(\kappa)$$
(4)

společně se vztahy:

$$L(\kappa) = \kappa \quad \text{pro} \quad \kappa > \kappa_0 \tag{5}$$

$$L(\kappa) = \kappa_0 \quad \text{pro} \quad \kappa \le \kappa_0 \tag{6}$$

SVSFEM s.r.o

(7)

kde R je koeficient eliptičnosti plochy zpevnění. Komplexní popis modelu je uveden v literatuře (Murray, 2007), validační aplikace modelu jsou uvedeny v literatuře (Murray, 2006).

2.2 Winfrith concrete model (*MAT_WINFRITH_CONCRETE)

Druhým použitým nelineárním modelem betonu byl materiálový model s názvem Winfrith concrete model. Tento nelineární materiálový model je určen pro modelování prostého a vyztuženého betonu. Model umožňuje zohlednit vliv rychlosti deformace na mechanicko fyzikální vlastnosti betonu, modelovat vyztužení betonu a modelovat rozdílné mechanicko fyzikální vlastnosti materiálu v tlaku a v tahu.

Winfrith concrete model je definován jako model rozetřených trhlin a rozetřené výztuže. Chování betonu je v rámci modelu popsáno prostřednictvím Ottosenovy plochy smykového porušení, jejíž matematické vyjádření je následující (Ottosen, 1977):

$$F(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{(f_c)^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + b \frac{I_1}{f_c} - 1$$
(8)

společně se vztahy:

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$
(9)

$$\lambda = k_1 \cos\left[\frac{1}{3}\cos^{-1}(k_2\cos(3\theta))\right] \quad \text{pro} \quad \cos 3\theta \ge 0 \tag{10}$$

$$\lambda = k_1 \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\cos^{-1}(-k_2\cos(3\theta))\right] \quad \text{pro} \quad \cos 3\theta \le 0$$
(11)

kde I_1 je první invariant tenzoru napětí, J_2 je druhý invariant deviatorické části tenzoru napětí, J_3 je třetí invariant deviatorické části tenzoru napětí, f_c je pevnost betonu v jednoosém tlaku a parametry a, b, k_1 a k_2 jsou funkcemi poměru pevnosti betonu v jednoosém tahu k pevnosti betonu v jednoosém tlaku (f_t / f_c) a jsou určeny ze zkoušek v jednoosém tlaku a tahu a ze zkoušek ve dvouosém a tříosém tlaku. Podrobný popis modelu lze nalézt v literatuře (Broadhouse, 1995), (Schwer, 2010).

2.3 Karagozian & Case concrete model - Release 3 (*MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3)

Třetím použitým nelineárním modelem betonu byl materiálový model s názvem Karagozian & Case concrete model - Release 3. Tento materiálový model je určen pro modelování prostého betonu. Model umožňuje zohlednit vliv rychlosti deformace na mechanicko fyzikální vlastnosti betonu, modelovat porušení betonu a modelovat rozdílné mechanicko fyzikální vlastnosti materiálu v tlaku a v tahu. Podobně jako u Continuous surface cap modelu je i zde velmi výhodnou vlastností modelu schopnost modelu automaticky generovat parametry, která je založena výhradně na pevnosti betonu v jednoosém tlaku.

Karagozian & Case concrete model - Release 3 je definován jako tří invariantní model založený na třech nezávislých plochách smykového porušení (na mezi vzniku plastických deformací, na mezi maximální pevnosti a na mezi reziduální pevnosti), které mohou být formulovány ve zobecněné formě následujícím způsobem (Youcai, 2012):

$$F_i(p) = a_{0i} + \frac{p}{a_{1i} + a_{2i}p}$$
(12)

kde *i* značí *y* (plocha smykového porušení na mezi vzniku plastických deformací), *m* (plocha smykového porušení na mezi maximální pevnosti) a *r* (plocha smykového porušení na mezi reziduální pevnosti). *p* je tlak závislý na prvním invariantu tenzoru napětí ($p = -I_1/3$) a a_{ji} (j = 0, 1, 2) jsou parametry určené z experimentálních dat. Plocha porušení je vždy interpolována buď mezi plochou smykového porušení na mezi maximální pevnosti a plochou smykového porušení na mezi vzniku plastických deformací, nebo mezi plochou smykového porušení na mezi maximální pevnosti a plochou smyskového porušení na mezi maximální pe

$$F(I_1, J_2, J_3) = r(J_3)[\eta(\lambda)(F_m(p) - F_v(p)) + F_v(p)] \quad \text{pro} \quad \lambda \le \lambda_m$$
(13)

$$F(I_1, J_2, J_3) = r(J_3)[\eta(\lambda)(F_m(p) - F_r(p)) + F_r(p)] \quad \text{pro} \quad \lambda > \lambda_m$$
(14)

kde I_1 je první invariant tenzoru napětí, J_2 je druhý invariant deviatorické části tenzoru napětí, J_3 je třetí invariant deviatorické části tenzoru napětí, λ je modifikovaná efektivní plastická deformace nebo také interní parametr porušení, $\eta(\lambda)$ je funkce modifikované efektivní plastické deformace λ a $r(J_3)$ je faktor měřítka ve formě William-Warnkeho rovnice (Chen, 1988). Podrobnější popis modelu lze nalézt v literatuře (Malvar, 1996), (Malvar, 1997).

2.4 Karagozian & Case concrete model (*MAT_CONCRETE_DAMAGE)

Čtvrtým použitým nelineárním modelem betonu byl model s názvem Karagozian & Case concrete model. Tento nelineární materiálový model je určen pro modelování prostého a vyztuženého betonu. Jedná se o starší verzi materiálového modelu Karagozian & Case concrete model - Release 3, která nezahrnuje schopnost modelu automaticky generovat parametry. Definice modelu je stejná jako v případě Karagozian & Case concrete modelu - Release 3 (viz podkapitola 2.3). Model umožňuje zohlednit vliv rychlosti deformace na mechanicko fyzikální vlastnosti betonu, modelovat vyztužení betonu a modelovat rozdílné mechanicko fyzikální vlastnosti materiálu v tlaku a v tahu. Podrobný popis modelu je uveden v literatuře (Malvar, 1996), (Malvar, 1997).

3 Popis řešených úloh

Řešenými úlohami jsou, pro účely numerických simulací, v rámci tohoto příspěvku zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku a tahu na válcích.

3.1 Zkouška mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci

Zkoušku mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci lze pro účely tohoto příspěvku popsat následujícím způsobem (Murray, 2006):

- → Zkušebním tělesem je betonový válec o výšce 304,8 mm s průměrem podstavy 152,4 mm (viz obrázek 1).
- → Válec je umístěn mezi tlačnými deskami zkušebního lisu, přičemž je předpokládáno, že tření mezi povrchy podstav válce a povrchy tlačných desek je tak velké, že neumožňuje v průběhu stlačování válce jakékoliv vodorovné posunutí ani pootočení podstav válce. Tento předpoklad umožňuje při numerickém modelování v programu modelovat pouze zkušební válec s příčně podepřenými uzly podstav bez tlačných

desek \rightarrow idealizace okrajových podmínek. Schematicky lze tento předpoklad znázornit v podobě válce s vetknutými podstavami, přičemž vetknutí mají volnost ve svislém směru (viz obrázek 1).

→ Válec je v průběhu zatěžování stlačován konstantní rychlostí z obou stran. Svislá posunutí obou podstav válce v čase tedy narůstají lineárně a stejnoměrně, přičemž je válec zatěžován až za mez jeho porušení (viz obrázek 1).



Obrázek 1 - (a) Geometrie betonového zkušebního válce (rozměry v [mm]); (b) Idealizace okrajových podmínek; (c) Průběh tlakového zatěžování válce

3.2 Zkouška mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tahu na válci

Zkoušku mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tahu na válci lze pro účely tohoto příspěvku popsat takto (Murray, 2006):

- → Zkušebním tělesem je betonový válec o výšce 304,8 mm s průměrem podstavy 152,4 mm (viz obrázek 2).
- → Válec je upevněn v kloubovém zařízení trhacího stroje prostřednictvím kruhových ocelových desek přilepených k protilehlým podstavám válce, přičemž je předpokládáno, že lepení v průběhu natahování válce nikterak neomezuje příčné deformace a potočení válce v místě podstav. Tento předpoklad umožňuje při numerickém modelování v programu modelovat pouze zkušební válec bez kruhových ocelových desek, bez lepení a bez jakéhokoliv dalšího podepření → idealizace okrajových podmínek. Schematicky lze tento předpoklad znázornit v podobě válce s posuvně vetknutými podstavami, přičemž posuvná vetknutí mají volnost ve svislém a vodorovném směru (viz obrázek 2).
- → Válec je v průběhu zatěžování natahován konstantní rychlostí z obou stran. Svislá posunutí obou podstav válce v čase tedy narůstají lineárně a stejnoměrně, přičemž je válec zatěžován až za mez jeho porušení (viz obrázek 2).





4 Výpočtové modely

Při vytváření výpočtových modelů byl nejprve vytvořen geometrický model válce, který byl následně pokryt sítí konečných prvků. Pro diskretizaci geometrického modelu válce byly použity 3D prostorové strukturální konečné prvky typu SOLID (SOLID164, ANSYS/LS-DYNA). Konečnoprvkový model válce (viz obrázek 3) byl tvořen 6144 konečnými prvky, které byly nastaveny jako konečné prvky typu SOLID s jedním integračním bodem. Konečnoprvkovému modelu válce byly pro jednotlivé numerické simulace přiřazovány jednotlivé nelineární materiálové modely betonu představené v kapitole 2.

Pro numerické simulace zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci měl model válce příčně podepřené uzly obou svých podstav. Zatížení bylo v rámci těchto numerických simulací aplikováno na uzly obou podstav modelu válce ve formě v čase lineárně a stejnoměrně narůstajících posunů ve směru osy z tak, aby byl válec stlačován \rightarrow stlačování válce z obou stran, konstantní rychlosti zatěžování.

Pro numerické simulace zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tahu na válci nebyly na model válce aplikovány žádné podpory. Zatížení bylo v rámci těchto numerických simulací aplikováno na uzly obou podstav modelu válce ve formě v čase lineárně a stejnoměrně narůstajících posunů ve směru osy z tak, aby byl válec natahován \rightarrow natahování válce z obou stran, konstantní rychlosti zatěžování.

Aplikací nelineárního modelu betonu, okrajových podmínek a zatížení na konečnoprvkový model válce byl vždy příslušný výpočtový model připraven k výpočtu. Výpočty byly provedeny jak v případě kvazi-statického zatěžování, tak v případě zatěžování vyššími rychlostmi prostřednictvím explicitní metody konečných prvků (LS-DYNA).



Obrázek 3 - Konečnoprvkový model válce

5 Výsledky numerických simulací

Na obrázcích 4, 5, 6 a 7 jsou znázorněny zatěžovací I-d diagramy betonového válce v tlaku získané z výsledků numerických simulací při použití jednotlivých nelineárních materiálových modelů betonu neboli grafy závislosti tlakové síly, která působí na podstavu válce, na posunu podstavy válce. Každý diagram zahrnuje celkem dvě křivky, které

charakterizují chování betonového válce (chování betonu) v tlaku při různých konstantních rychlostech zatěžování (kvazi-statická a vyšší rychlost zatěžování).

Při použití materiálových modelů Continuous surface cap model, Winfrith concrete model, Karagozian & Case concrete model - Release 3 a Karagozian & Case concrete model byly v rámci tohoto příspěvku provedeny numerické simulace zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci při konstantních rychlostech zatěžování 10,667 mm/s a 2,54 mm/s (kvazi-statická rychlost zatěžování). Výsledné zatěžovací křivky jsou znázorněny na obrázcích 4, 5, 6 a 7 černou a červenou barvou (kvazi-statika).

Při použití materiálového modelu Continuous surface cap model byla maximální dosažená tlaková síla neboli maximální tlaková únosnost betonového válce rovna hodnotě 770,1 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 899,9 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Continuous surface cap model tlaková únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tlaku, zvýší přibližně o 17 % (viz obrázek 4).



Obrázek 4 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tlaku (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Continuous surface cap model

Při použití materiálového modelu Winfrith concrete model byla maximální dosažená tlaková síla neboli maximální tlaková únosnost betonového válce rovna hodnotě 780 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 985,7 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Winfrith concrete model tlaková únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tlaku, zvýší přibližně o 26 % (viz obrázek 5).

Při použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model - Release 3 byla maximální dosažená tlaková síla neboli maximální tlaková únosnost betonového válce rovna hodnotě 804,3 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 961,8 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model - Release 3 tlaková únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tlaku, zvýší přibližně o 20 % (viz obrázek 6).



Obrázek 5 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tlaku (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Winfrith concrete model



Obrázek 6 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tlaku (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Karagozian & Case concrete model - Release 3

Při použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model byla maximální dosažená tlaková síla neboli maximální tlaková únosnost betonového válce rovna hodnotě 783,8 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 928,9 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model tlaková únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tlaku, zvýší přibližně o 19 % (viz obrázek 7).



Obrázek 7 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tlaku (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Karagozian & Case concrete model

Přehledný souhrn výše zmíněných výsledků numerických simulací zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci je uveden v tabulce 1.

	Kvazi-statick	Procentuální			
Nelineární materiálový model betonu	Konstantní rychlost zatěžování [mm/s]	Maximální tlaková únosnost betonového válce [kN]	Konstantní rychlost zatěžování [mm/s]	Maximální tlaková únosnost betonového válce [kN]	nárůst tlakové únosnosti betonového válce s rychlostí deformace [%]
Continuous surface cap model	2,54	770,1	10,667	899,9	17
Winfrith concrete model	2,54	780	10,667	985,7	26
Karagozian & Case concrete model - Release 3	2,54	804,3	10,667	961,8	20
Karagozian & Case concrete model	2,54	783,8	10,667	928,9	19

Tabulka 1 - Výsledky numerických simulací zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku na válci

Na obrázcích 8, 9, 10 a 11 jsou znázorněny zatěžovací I-d diagramy betonového válce v tahu získané z výsledků numerických simulací při použití jednotlivých nelineárních materiálových modelů betonu neboli grafy závislosti tahové síly, která působí na podstavu válce, na posunu podstavy válce. Každý diagram zahrnuje celkem dvě křivky, které charakterizují chování betonového válce (chování betonu) v tahu při různých konstantních rychlostech zatěžování (kvazi-statická a vyšší rychlost zatěžování).

Při použití materiálových modelů Continuous surface cap model, Winfrith concrete model, Karagozian & Case concrete model - Release 3 a Karagozian & Case concrete model byly v rámci tohoto příspěvku provedeny numerické simulace zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tahu na válci při konstantních rychlostech zatěžování 254 mm/s (pro Continuous surface cap model), 5,33 mm/s (pro Winfrith concrete model), 10,667 mm/s (pro Karagozian & Case concrete modely) a 2,54 mm/s (kvazi-statická rychlost zatěžování). Výsledné zatěžovací křivky jsou znázorněny na obrázcích 8, 9, 10 a 11 černou a červenou barvou (kvazi-statika).

Při použití materiálového modelu Continuous surface cap model byla maximální dosažená tahová síla neboli maximální tahová únosnost betonového válce rovna hodnotě 55,72 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 90,37 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 254 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při stonásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Continuous surface cap model tahová únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tahu, zvýší přibližně o 62 % (viz obrázek 8).



Obrázek 8 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tahu (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Continuous surface cap model

Při použití materiálového modelu Winfrith concrete model byla maximální dosažená tahová síla neboli maximální tahová únosnost betonového válce rovna hodnotě 57,87 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 68,78 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 5,33 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba dvojnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Winfrith concrete model tahová únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tahu, zvýší přibližně o 19 % (viz obrázek 9).



Obrázek 9 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tahu (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Winfrith concrete model

Při použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model - Release 3 byla maximální dosažená tahová síla neboli maximální tahová únosnost betonového válce rovna hodnotě 57,95 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 75,22 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model - Release 3 tahová únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tahu, zvýší přibližně o 30 % (viz obrázek 10).

Při použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model byla maximální dosažená tahová síla neboli maximální tahová únosnost betonového válce rovna hodnotě 57,91 kN (při kvazi-statické konstantní rychlosti zatěžování 2,54 mm/s) a hodnotě 66,87 kN (při konstantní rychlosti zatěžování 10,667 mm/s). Z uvedeného vyplývá, že při zhruba čtyřnásobně vyšší rychlosti zatěžování, než je kvazi-statická rychlost zatěžování, se v případě použití materiálového modelu Karagozian & Case concrete model tahová únosnost betonového válce, tedy také pevnost betonu v tahu, zvýší přibližně o 15 % (viz obrázek 11).







Obrázek 11 - Zatěžovací I-d diagram betonového válce v tahu (numerické simulace), srovnání rychlostí zatěžování, Karagozian & Case concrete model

Přehledný souhrn výše zmíněných výsledků numerických simulací zkoušky mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tahu na válci je uveden v tabulce 2.

	Kvazi-statick	é zatěžování	Zatěžování vyš	těžování vyššími rychlostmi			
Nelineární materiálový model betonu	Konstantní rychlost zatěžování [mm/s]	Maximální tahová únosnost betonového válce [kN]	Konstantní rychlost zatěžování [mm/s]	Maximální tahová únosnost betonového válce [kN]	nárůst tahové únosnosti betonového válce s rychlostí deformace [%]		
Continuous surface cap model	2,54	55,72	254	90,37	62		
Winfrith concrete model	2,54	57,87	5,33	68,78	19		
Karagozian & Case concrete model - Release 3	2,54	57,95	10,667	75,22	30		
Karagozian & Case concrete model	2,54	57,91	10,667	66,87	15		

Tabulka 2 - Výsledky numerických s	simulací zkoušky	mechanicko	fyzikálních	vlastností	betonu v
	prostém tahu na	a válci			

6 Závěr

V rámci tohoto příspěvku bylo na základě numerických simulací zkoušek mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku a tahu na válcích při různých rychlostech zatěžování otestováno chování betonu v tlaku a tahu v závislosti na rychlosti deformace při použití různých nelineárních materiálových modelů betonu. Výsledky získané z numerických simulací byly prezentovány v podobě zatěžovacích I-d diagramů betonového válce v tlaku a tahu. Výsledky získané z numerických simulací zkoušek mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku a tahu na válcích při vyšších rychlostech zatěžování byly srovnány s výsledky získanými z numerických simulací zkoušek mechanicko fyzikálních vlastností betonu v prostém tlaku a tahu na válcích při vyšších rychlostech zatěžování. Srovnání výsledků ukázalo, jak se mechanicko fyzikální vlastnosti betonu mění v závislosti na rychlosti zatěžování (rychlosti deformace) při použití jednotlivých nelineárních materiálových modelů betonu, kdy změnou mechanicko fyzikálních vlastností betonu je myšlen především nárůst pevnosti betonu v závislosti na rychlosti deformace, který byl prokázán.

Literatura

LS-DYNA keyword user's manual, Volume II, 05/12/15 (r:6450). Livemore Software Technology Corporation, May 2015. [cit. 2015-05-30]

SCHWER L. E., MURRAY Y. D., 1994. A three-invariant smooth cap model with mixed hardening. *International Journal for Numerical and Analytic Methods in Geomechanics*, vol. 18, Nos. 10, p657-688. DOI: 10.1002/nag.1610181002.

SANDLER I. S., DIMAGGIO F. L., BALADI G. Y., 1976. Generalized cap model for geological materials. *ASCE Journal of the Geotechnical Division*, vol. 102, p683-699.

MURRAY Y. D., 2007. Users manual for LS-DYNA concrete material model 159. Report No. FHWA-HRT-05-062, Federal Highway Administration.

MURRAY Y. D., ABU-ODEH A., BLIGH R., 2006. Evaluation of concrete material model 159. FHWA-HRT-05-063.

OTTOSEN N. S., 1977. A Failure Criterion for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Volume 103, Number 4, pages 527-535.

BROADHOUSE B. J., 1995. The Winfrith concrete model in Ls-dyna 3D. AEA technology, Winfrith Technology Centre.

SCHWER L., 2010. An Introduction to the Winfrith Concrete Model. Schwer Engineering & Consulting Services.

YOUCAI W., CRAWFORD J. E., MAGALLANES J. M., 2012. Performance of LS-DYNA Concrete Constitutive Models. *12th International LS-DYNA Users Conference*, Karagozian & Case.

CHEN W. F., HAN D. J., 1988. *Plasticity for structural engineers*. New York: Springer-Verlag, 606 p. ISBN 03-879-6711-7.

MALVAR L. J., SIMONS D., 1996. Concrete material modeling in explicit computations. *Workshop on Recent Advaces in Computational Structural, Dynamics and High Performance Computing*, USAE Waterways Experiment Station.

MALVAR L. J., CRAWFORD J. E., WESEVICH J. W., SIMONS D., ZYWICZ E., HALLQUIST J. O., WHIRLEY R. G., ZYWICZ E., 1997. A plasticity concrete material model for Dyna3d. *International Journal of Impact Engineering*, vol. 19, Nos. 9-10, p. 847-873. DOI: 10.2172/1179428.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory GA14-25320S - "Aspekty použití komplexních nelineárních materiálových modelů.

Computational resources were provided by the MetaCentrum under the program LM2010005 and the CERIT-SC under the program Centre CERIT Scientific Cloud, part of the Operational Program Research and Development for Innovations, Reg. no. CZ.1.05/3.2.00/08.0144.

Kontaktní adresa:

Ing. Petr Král Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika tel.: +420 541 147 131, e-mail: kral.p@fce.vutbr.cz

Ing. Petr Hradil, Ph.D. Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika tel.: +420 541 147 366, e-mail: hradil.p@fce.vutbr.cz

Doc. Ing. Jiří Kala, Ph.D. Fakulta stavební, VUT v Brně, Veveří 331/95, 602 00 Brno, Česká republika tel.: +420 541 147 392, e-mail: kala.j@fce.vutbr.cz

PROBABILISTIC NONLINEAR ANALYSIS OF NPP HERMETIC ZONE RESISTANCE UNDER EXTREME TEMPERATURE

JURAJ KRÁLIK

Faculty of Civil Engineering, STU in Bratislava, Slovakia

Abstract: This paper describes the nonlinear analysis of the reinforced concrete hermetic containment under a accidental temperature. The scenario of the hard accident in NPP and the methodology of the calculation of the failure temperature using the safety assessment is presented. The experimental and project material properties are taken into account in the safety assessment. The fragility curve of failure temperature is considered.

Keywords: Nuclear Power Plant, Fragility Curve, CRACK, PSA, LHS, ANSYS

1 Introduction

After the accident of nuclear power plant (NPP) in Fukushimi the IAEA in Vienna adopted a large-scale project "Stress Tests of NPP", which defines a new requirements for the verification of the safety and reliability of NPP under extreme effects of internal and external environments and the technology accidents (ENSREG, 2012).



Image 1 – Section plane of the NPP with reactor VVER440/213

The experience from these activities will be used to develop a methodology in the frame of the project ALLEGRO, which is focused to the experimental research reactor of 4th generation with a fast neutron core. This project is a regional (V4 Group) project of European interest. The safety documents of NRC (NUREG/CR-7031, 2010, NRC, RG 1.2, 2009) and IAEA (Safety Series No. NS-G-1.10, 2011) initiate the requirements to verify the hermetic structures of NPP loaded by two combinations of the extreme actions. First extreme loads is considered for the probability of exceedance 10⁻⁴ by year and second for 10-2 by year. Other action effects are considered as the characteristic loads during the accident. In the case of the loss-of-coolant accident (LOCA) the steam pressure expand

from the reactor hall to the bubble condenser (Králik, 2009). The reactor and the bubble condenser reinforced structures with steel liner are the critical structures of the NPP hermetic zone (Králik, 2009, 2015).

2 Scenario of the accident

The previous analysis was achieved for the overpressure value of 100kPa due to design basic accident (DBA), which corresponds of the loss of coolant accident due to guillotine cutting of the coolant pipe (Králik, 2009). When the barbotage tower operates in the partial or zero performance the overpressure is equal to the 150 - 300 kPa. The ENEL propose the maximum temperature in the reactor shaft is equal about to 1.800oC and in the containment around the reactor shaft is equal about to 350°C (Králik, 2009). The possibility of the temperature increasing to the containment failure state is considered in the scenario too. In the case of the hard accident the overpressure can be increased linearly and the internal and external temperature are constant. Three types of the scenarios were considered (Tab.1).

Туре	Duration	Overpressure	Extreme internal
		in HZ	temperatures
		[kPa]	[°C]
Ι.	1hour - 1day	150	127
II.	2hours - 7days	250	150
III.	1year	-	80 - 120

Table 1 The assumed scenarios of the accidents in the hermetic zone

The type III of accident scenario during 1 year with internal temperature 80-120°C and external temperature -30°C was considered. The aim of this analysis was to determine the failure temperature.

3 Calculation model

The NPP buildings with the reactor VVER 440/213 consists the turbine hall, middle building, reactor building and bubble condenser (Image 1). The main building of the NPP consists of the reactor objects, the steam generator box and the bubbler condenser. The finite element model (Image 2) are considered only the reinforced concrete structures of the steam generator box and the bubbler condenser. The steam generator box and the bubbler concrete structures are envisaged as the load on the reinforced concrete structures.



Image 2 - Vertical section of the reactor with reactor protective hood

The NPP model consists of a 4-node shell-elements (SHELL281) considering membrane, bending and shear stiffness, a solid elements (SOLID73) for the solution of

the solid stress state of the massive reinforced concrete elements, a viscoelastic elements (COMBIN14) with the Winkler-Kelvin model of the soil, a point mass (MASS21) adequate to local load of the technology, a beam elements (BEAM4 and BEAM44) for columns and beams taking into account the membrane, bending and shear stiffness of beam members (LINK8) of the contact element (CE) and links (CP). The building of the power block was idealized with a FEM model consisting of 28 068 elements with 104 287 DOF (Image 2).

4 Non-linear model of reinforced concrete structure

The theory of large strain and rate independent plasticity were proposed during the high overpressure loading using the SHELL181 layered shell element from (Image 3) the ANSYS library (Kohnke, 2008.). The vector of the displacement of the l^{th} shell layer

$$\{u^{l}\} = \{u^{l}_{x}, u^{l}_{y}, u^{l}_{z}\}^{T}$$

is approximated by the quadratic polynomial [15] in the form



Image 3 - SHELL181 layered element

$$\left\{ u^{l} \right\} = \begin{cases} u^{l}_{x} \\ u^{l}_{y} \\ u^{l}_{z} \end{cases} = \sum_{i=1}^{4} N_{i} \cdot \begin{cases} u_{xi} \\ u_{yi} \\ u_{zi} \end{cases} + \sum_{i=1}^{4} N_{i} \cdot \frac{\zeta \cdot t_{i}}{2} \cdot \begin{bmatrix} a_{1,i} & b_{1,i} \\ a_{2,i} & b_{2,i} \\ a_{3,i} & b_{3,i} \end{bmatrix} \cdot \begin{cases} \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{cases}$$
(1)

where N_i is the shape function for *i*-node of the 4-node shell element, u_{xi} , u_{yi} , u_{zi} are the motion of *i*-node, ζ is the thickness coordinate, t_i is the thickness at *i*-node, $\{a\}$ is the unit vector in *x* direction, $\{b\}$ is the unit vector in plane of element and normal to $\{a\}$, θ_{xi} or θ_{yi} are the rotations of *i*-node about vector $\{a\}$ or $\{b\}$.

In the case of the elastic state the stress-strain relations for the I^{th} - layer are defined in the form

$$\left\{\boldsymbol{\sigma}^{\prime}\right\} = \left[D_{e}^{\prime}\right]\left\{\boldsymbol{\varepsilon}^{\prime}\right\}$$
(2)

where strain and stress vectors are as follows $\{\varepsilon^{\prime}\}^{T} = \{\varepsilon_{x}, \varepsilon_{y}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}, \{\sigma^{\prime}\}^{T} = \{\sigma_{x}, \sigma_{y}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}\}$ and the matrix of the material stiffness

$$\begin{bmatrix} D_e^l \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B^l E_x^l & B^l \mu_{xy}^l E_x^l & 0 & 0 & 0 \\ B^l \mu_{xy}^l E_x^l & B^l E_y^l & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_{xy}^l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{G_{yz}^l}{k_s} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{G_{zx}^l}{k_s} \end{bmatrix}$$
(3)

where $B^{l} = \frac{E_{y}^{l}}{E_{y}^{l} - (\mu_{xy}^{l})^{2} E_{x}^{l}}$, E_{x}^{l} (versus E_{y}^{l}) is Young modulus of the *l*th-layer in the direction

x (versus y), G_{xy}^l , G_{yz}^l , G_{zx}^l are shear moduli of the t^{th} -layer in planes XY, YZ and ZX; k_s is the coefficient of the effective shear area ($k_s = 1 + 0.2 A/25t^2 \ge 1.2$), A is the element area, t is the element thickness.

4.1 MATERIAL NONLINEARITY

The presented constitutive model is a further extension of the smeared crack model (Červenka, 1985.), which was developed in (Králik, 2009). Following the experimental results (Bažant et al. 2007, Brožovský et al. 2009, Čajka&Krejsa, 2013, Chan et al. 1999, Jerga& Križma, 2006, NUREG/CR-7031, 2010, Schneider, 1990) a new concrete cracking layered finite shell element was developed and incorporated into the ANSYS system (Králik, 2009). The layered approximation and the smeared crack model of the shell element are proposed.

The processes of the concrete cracking and crushing are developed during the increasing of the load. The concrete compressive stress f_c , the concrete tensile stress f_t and the shear modulus *G* are reduced after the crushing or cracking of the concrete (Kolmar, 1986).

In this model the stress-strain relation is defined (Image 4) following STN EN 1992-1-1 (1991)

⇒ Loading - compression region $\varepsilon_{cu} < \varepsilon^{eq} < 0$

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \cdot \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta}, \quad \eta = \frac{\varepsilon^{eq}}{\varepsilon_c} \quad , \quad (\varepsilon_c \doteq -0.0022, \quad \varepsilon_{cu} \doteq -0.0035)$$
(4)

⇒ Softening - compression region $\varepsilon_{cm} < \varepsilon^{eq} < \varepsilon_{cu}$

$$\sigma_{c}^{ef} = f_{c}^{ef} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon^{eq} - \varepsilon_{c}}{\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cu}} \right)$$
(5)

The tension region
$$\sigma_{c} < \sigma^{eq} < \sigma$$

The tension region

 $\mathcal{E}_t < \mathcal{E}^{eq} < \mathcal{E}_m$

$$\boldsymbol{\sigma}_{c}^{ef} = f_{t} . \exp(-2.(\boldsymbol{\varepsilon}^{eq} - \boldsymbol{\varepsilon}_{t}) / \boldsymbol{\varepsilon}_{tm}), \qquad (\boldsymbol{\varepsilon}_{t} \doteq 0.0001, \boldsymbol{\varepsilon}_{tm} \doteq 0.002)$$
(6)



Image 4 – The concrete stress-strain diagram



Image 5 - Kupfer's plasticity function

In the case of the plane state the strength function in tension f_t and in compression f_c were considered equivalent values f_t^{eq} and f_c^{eq} .

In the plane of principal stresses (σ_{c1} , σ_{c2}) the relation between the one and bidimensional stresses state due to the plasticity function by Kupfer (see Image 5) can be defined as follows :

Compression-compression

$$f_{c}^{ef} = \frac{1+3.65.a}{(1+a)^{2}} f_{c}, \qquad a = \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$$
(7)

Tension-compression

$$f_{c}^{ef} = f_{c} \cdot r_{ec} , \ r_{ec} = \left(1 + 5.3278 \frac{\sigma_{c1}}{f_{c}}\right), \ r_{ec} \ge 0.9$$
(8)

Tension-tension

$$f_{t}^{ef} = f_{t} \cdot r_{et}, \qquad r_{et} = \frac{A + (A - 1) \cdot B}{A \cdot B}, \qquad B = K \cdot x + A, \qquad x = \sigma_{c2} / f_{c},$$

$$r_{et} = 1. \Leftrightarrow x = 0, \qquad r_{et} = 0.2 \Leftrightarrow x = 1 \qquad (9)$$

The shear concrete modulus G was defined for cracking concrete by Kolmar in the form

$$G = r_g \cdot G_o, \quad r_g = \frac{1}{c_2} \ln\left(\frac{\varepsilon_u}{c_1}\right), \quad c_1 = 7 + 333(p - 0.005), \quad c_2 = 10 - 167(p - 0.005)$$
(10)

where G_0 is the initial shear modulus of concrete, ε_u is the strain in the normal direction to crack, c_1 and c_2 are the constants dependent on the ratio of reinforcing, p is the ratio of reinforcing transformed to the plane of the crack (0).

It is proposed that the crack in the one layer of shell element is oriented perpendicular to the orientation of principal stresses. The membrane stress and strain vector depends on the direction of the principal stress and strain in one layer

$$\{\varepsilon_{cr}\} = [T_{\varepsilon}]\{\varepsilon\}, \qquad \{\sigma_{cr}\} = [T_{\sigma}]\{\sigma\}$$
(11)

where $[T_{\varepsilon}]$, $[T_{\sigma}]$ are transformation matrices for the principal strain and stress in the direction θ in the layer.

The strain-stress relationship in the Cartesian coordinates can be defined in dependency on the direction of the crack (in the direction of principal stress, versus strain)

$$[\sigma_{cr}] = [D_{cr}] \{\varepsilon_{cr}\} \text{ and } [\sigma] = [T_{\sigma}]^{\mathrm{T}} [D_{cr}] [T_{\varepsilon}] \{\varepsilon\}$$
(12)

For the membrane and bending deformation of the reinforced concrete shell structure the layered shell element, on which a plane state of stress is proposed on every single layer, was used. The stiffness matrix of the reinforced concrete for the *I*th-layer can be written in the following form

$$\begin{bmatrix} D_{cr}^{l} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_{c.\sigma}^{l} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} D_{cr}^{l} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_{c.\varepsilon}^{l} \end{bmatrix} + \sum_{s=1}^{N_{rein}} \begin{bmatrix} T_{s}^{l} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} D_{s}^{l} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T_{s}^{l} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \begin{bmatrix} 1 \end{bmatrix}$$
(13)

where $[T_{c.\sigma}]$, $[T_{c.\varepsilon}]$, $[T_s]$ are the transformation matrices for the concrete and the reinforcement separately, N_{rein} is the number of the reinforcements in the l^{th} - layer.

After cracking the elasticity modulus and Poisson's ratio are reduced to zero in the direction perpendicular to the cracked plane, and a reduced shear modulus is employed. Considering 1 and 2 two principal directions in the plane of the structure, the stress-strain relationship for the concrete I^{th} - layer cracked in the 1-direction, is

$\int \sigma_1$]	0	0	0	0	0		$\left(\mathcal{E}_{1} \right)$
σ_2		0	Ε	0	0	0		\mathcal{E}_2
$\{\tau_{12}\}$	} =	0	0	G_{12}^{cr}	0	0	<	γ_{12}
τ_{13}		0	0	0	G_{13}^{cr}	0		γ_{13}
$ \tau_{23}\rangle$],	0	0	0	0	G_{23}^{cr}	,	γ_{23}

where the shear modulus are reduced by the coefficient of the effective shear area k_s and parameter r_{g1} by Kolmar (11) as follows:

$$G_{12}^{cr} = G_o \cdot r_{g1}$$
, $G_{13}^{cr} = G_o \cdot r_{g1}$, $G_{23}^{cr} = G_o / k_s$

When the tensile stress in the 2-direction reaches the value f'_t , the latter cracked plane perpendicular to the first one is assumed to form, and the stress-strain relationship becomes :

	$\sigma_{_1}$		0	0	0	0	0		\mathcal{E}_1	
	$\sigma_{_2}$		0	0	0	0	0		\mathcal{E}_2	
J	$ au_{12}$	} =	0	0	$G_{12}^{cr}/2$	0	0		γ_{12}	{
	$ au_{13}$		0	0	0	$G_{\!13}^{cr}$	0		γ_{13}	
ļ	$\tau_{_{23}}$		0	0	0	0	G_{23}^{cr}	$\left _{l}\right $	γ_{23}	

where the shear module are reduced by the parameter r_{g_1} and r_{g_2} by (Kolmar, 1986) as follows:

$$G_{12}^{cr} = G_o r_{g1}, \qquad G_{13}^{cr} = G_o r_{g1}, \quad G_{23}^{cr} = G_o r_{g2}.$$
(16)

The cracked concrete is anisotropic and these relations must be transformed to the reference axes *XY*. The simplified averaging process is more convenient for finite element formulation than the singular discrete model. A smeared representation for the cracked concrete implies that cracks are not discrete but distributed across the region of the finite element. The cracked concrete is anisotropic and these relations must be transformed to the reference axes *XY*. The simplified averaging process is more convenient for finite element formulation than the singular discrete model. A smeared representation for the cracked concrete is anisotropic and these relations must be transformed to the reference axes *XY*. The simplified averaging process is more convenient for finite element formulation than the singular discrete model. A smeared representation for the cracked concrete implies that cracks are not discrete but distributed across the region of the finite element.

The smeared crack model [3, 7], used in this work, results from the assumption, that the field of more micro cracks (not one local failure) brought to the concrete element will be created. The validity of this assumption is determined by the size of the finite element, hence its characteristic dimension $L_c = \sqrt{A}$, where A is the element area (versus integrated point area of the element). For the expansion of cracking the assumption of constant failure energies G_F =const is proposed in the form

$$G_F = \int_0^\infty \sigma_n(w) dw = A_G L_c, \qquad W_c = \varepsilon_w L_c$$
(17)

where w_c is the width of the failure, σ_n is the stress in the concrete in the normal direction, A_G is the area under the stress-strain diagram of concrete in tension. Concrete modulus for descend line of stress strain diagram in tension (crushing) can be described according to Oliver in dependency on the failure energies in the form

$$E_{c,s} = \frac{E_c}{1 - \lambda_c}, \qquad \lambda_c = \frac{2G_f E_c}{L_c \cdot \sigma_{\max}^2}$$
(18)

where E_c is the initial concrete modulus elasticity, σ_{max} is the maximal stress in the concrete tension. From the condition of the real solution of the relation (18) it follows, that the characteristic dimension of element must satisfy the following condition

$$L_c \le \frac{2G_f E_c}{\sigma_{\max}^2} \tag{19}$$

The characteristic dimension of the element is determined by the size of the failure energy of the element. The theory of a concrete failure was implied and applied to the 2D layered shell elements SHELL181 in the ANSYS element library (Kohnke, 2008.). The CEB-FIP Model Code (1990) define the failure energies G_F [N/mm] depending on the concrete grades and the agregate size d_a as follows

$$G_F = \left(0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26\right) \left(f_c / 10\right)^{0.7}$$
⁽²⁰⁾

The limit of damage at a point is controlled by the values of the so-called crushing or total failure function F_u . The modified Kupfer's condition for the l^{th} -layer of section is following

$$F_{u}^{l} = F_{u}^{l} \left(I_{\varepsilon_{1}}; I_{\varepsilon_{2}}; \varepsilon_{u} \right) = 0, \quad F_{u}^{l} = \sqrt{\beta \left(3J_{\varepsilon_{2}} + \alpha I_{\varepsilon_{1}} \right)} - \varepsilon_{u} = 0 \quad , \tag{21}$$

where $I_{\varepsilon 1}$, $J_{\varepsilon 2}$ are the strain invariants, and ε_u is the ultimate total strain extrapolated from uniaxial test results ($\varepsilon_u = 0,002$ in the tension domain, or $\varepsilon_u = 0,0035$ in the compression domain), α , β are the material parameters determined from the Kupfer's experiment results ($\beta = 1,355$, $\alpha = 0,355\varepsilon_u$).

The failure function of the whole section will be obtained by the integration of the failure function through to the whole section in the form

$$F_{u} = \frac{1}{t} \int_{0}^{t} F_{u}^{l} \left(I_{\varepsilon_{1}}; I_{\varepsilon_{2}}; \varepsilon_{u} \right) dz = \frac{1}{t} \sum_{l=1}^{N_{lay}} F_{u}^{l} \left(I_{\varepsilon_{1}}; I_{\varepsilon_{2}}; \varepsilon_{u} \right) t_{l}$$
(22)

where t_l is the thickness of the l^{th} - shell layer, *t* is the total shell thickness and N_{lay} is the number of layers.

The collapse state of the reinforced concrete structure is determined by the maximum strain ε_s of the reinforcement steel in the tension area $(\max(\varepsilon_s) \le \varepsilon_{sm} = 0.01)$ and by the maximum concrete crack width w_c

$$(\max(w_c) \le w_{cm} = 0.3 \,\mathrm{mm}).$$

The program CRACK based on the presented nonlinear theory of the layered reinforced concrete shell was adopted in the software ANSYS (Králik, 2009, 2013). These procedures were tested in comparison with the experimental results (Králik, 2009).



Image 6 - Non-linear calculation process

5 Reinforced concrete structures under high temperature impact

The mechanical properties of the concrete under high temperature impact was considered in the research laboratory in Slovakia and Czech (Bayer, Matesová, 2006, Brožovský et al. 2009, Jerga & Križma, 2006) and abroad (Chan et al. 1999, Schneider, 1990). The recapitulation of the research works and the standard recommendations of the concrete under high temperature effect are summarized in US NRC report (Nureg/CR-70331, 2010). The recommendations for the design of the reinforced concrete structures are described in the US standards ACI (1996) and ASME as well as the CEB-FIP Model Code (1990) and Eurocodes (Hanbook 5, 2005).

On the base of the research results in domain of the concrete and steel behaviour of the reinforced concrete structures under the temperature effect the US standards (AC I, 1996, NUREG/CR-7031, 2010), EU standards (Hanbook 5, 2005) and IAEA recommendations (IAEA, 2001) determine the basic material characteristics for the numerical analysis and design of the RC structural element.

The bonding phases of concrete are from the instable substance, which can be destructed at high temperature and their microstructures are changed. The processes in the cement bond and the concrete due to high temperature was investigated by many authors (Bayer& Matesová, 2006, Chan, 1999, Schneider, 1990).

The thermal conductivity λ_c of normal weight concrete may be determined between the lower and upper limits given hereafter. The upper limit has been derivated from tests of steel-concrete composite structural elements. The use of the upper limit is recommended in Eurocode EN1992-1-2.

The upper limit of thermal conductivity λc of normal weight concrete may be determined from (Hanbook 5, 2005):

for
$$20^{\circ}C \le \theta_c \le 1200^{\circ}C$$
: $\lambda_c = 2 - 0.2451(\theta_c/100) + 0.0107(\theta_c/100)^2 [W/mK]$, (23)

where θ_{c} is the concrete temperature.

The lower limit of thermal conductivity λc of normal weight concrete may be determined from (Hanbook 5, 2005):

for
$$20^{\circ}C \le \theta_{c} \le 1200^{\circ}C$$
: $\lambda_{c} = 1.36 - 0.136(\theta_{c}/100) + 0.0057(\theta_{c}/100)^{2}[W/mK]$ (24)

In simple calculation models the thermal conductivity may be considered to be independent of the concrete temperature. In this case the following value (Hanbook 5, 2005) should be taken:

$$\lambda_c = 1,30 \left[W/mK \right] \tag{25}$$



Image 7 – Thermal conductivity of concrete as a function of temperature (Hanbook 5, 2005)

The thermal conductivity λ_a of steel valid for all structural and reinforcing steel qualities may be determined from following:

$$for \ 20^{\circ} C \le \theta_a \le 800^{\circ} C: \quad \lambda_a = 54 - 3.33 (\theta_a / 100) [W/mK]$$
(26)
$$for \ 800^{\circ} C \le \theta_a \le 1200^{\circ} C: \quad \lambda_a = 27.3 [W/mK]$$

where θ_a is the steel temperature.

In simple calculation models the thermal conductivity may be considered to be independent of the steel temperature. In this case the following value (Hanbook 5, 2005) should be taken:

$$\lambda_c = 45 \left[W/mK \right] \tag{27}$$

The Eurocode EN1992-1-2 define the stress-strain relationship for concrete and steel materials dependent on temperature θ for heating rates between 2 and 50K/min. In the case of the concrete the stress-strain diagram is divided on two regions. The concrete strength $\sigma_{c,\theta}$ increase in first region and decrease in second region (Image 8).

The stress-strain relation $\sigma_{c,\theta} \square \varepsilon_{c,\theta}$ in region I are defined in following form :

$$\boldsymbol{\sigma}_{c,\theta} = f_{c,\theta} \left[3 \left(\frac{\boldsymbol{\varepsilon}_{c,\theta}}{\boldsymbol{\varepsilon}_{cu,\theta}} \right) \right/ \left\{ 2 + \left(\frac{\boldsymbol{\varepsilon}_{c,\theta}}{\boldsymbol{\varepsilon}_{cu,\theta}} \right)^3 \right\} \right], \qquad f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_c ,$$
(28)

where the strain $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspond to stress $f_{c,\theta}$, the reduction factor can be chosen according to standard [10]. The reduction factors $k_{c,\theta} \left(k_{c,\theta} = 0.925 \text{ for } \theta_c = 150^{\circ} C\right)$ for the stress-strain relationship is considered in accordance with the standard.


Image 8 – Stress-strain relationship of the concrete dependent on temperature (Hanbook 5, 2005)

The stress-strain relationship for the steel (Image9) are considered in accordance of Eurocode (Hanbook 5, 2005) on dependancy of temperature level θ for heating rates between 2 and 50k/min . in the case of the steel the stress-strain diagram is divided on four regions.





$$\sigma_{a,\theta} = E_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}, \qquad E_{a,\theta} = k_{E,\theta} E_a \quad \text{for} \quad \varepsilon_{a,\theta} \le \varepsilon_{ap,\theta} = 0,002$$
(29)

where the reduction factor $k_{E,\theta}$ can be chosen according to the standard (Hanbook 5, 2005).

In region II
$$(0,002 \le \varepsilon_{a,\theta} \le 0,02)$$
:
 $\sigma_{a,\theta} = (f_{ay} - c) + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}, \quad a^2 = (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c/E_{a,\theta}),$

$$b^2 = E_{a,\theta} (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) c + c^2, \quad c = \frac{(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{E_{a,\theta} (\varepsilon_{ay,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{ay,\theta} - f_{ap,\theta})}$$
(30)

and in region III $(0,02 \le \varepsilon_{a,\theta} \le 0,15)$:

$$\sigma_{a,\theta} = f_{ay,\theta} \tag{31}$$

A graphical display of the stress-strain relationships for steel grade S235 is presented in Image9 up to a maximum strain of $\varepsilon_{av,\theta} = 2\%$.

The strength and deformation properties of reinforcing steels as elevated temperatures may be obtained by the same mathematical model as that presented for structural steel S235. The reduction factors $k_{E,\theta} (k_{E,\theta} = 0.95 \text{ for } \theta_a = 150^{\circ} \text{ C})$ for the stress-strain relationship is considered in accordance with the standard.

6 Nonlinear deterministic analysis

The critical sections of the structure were determined on the base of the nonlinear analysis due to the monotone increasing of temperature inside the hermetic zone (Kr=alik, 2009, 2015). The resistance of these critical sections was considered taking into account the design values of the material characteristics and the load. The combination load and design criteria were considered for the extreme state as the hard accident in accordance with the international standard (IAEA, 2001).

The critical areas were identified on base of nonlinear analysis in the plate at level +18,9m in SG box, next at level +6,0m in the corridor between SG box and the bubbler tower. The results from the linear and nonlinear analysis are compared in Image 10, 11 and 12.



Image 10 - Stress intensity from the linear and nonlinear analysis



Image 11 - Strain intensity from the linear and nonlinear analysis



Image 12 - Maximum strain intensity in top shell layer at level +6,0m and +18,9m

The interior structures of the hermetic zone are loaded with the accident temperature equal to 150°C and the outside structures in the contact with the exterior are loaded by -30°C. The difference between the interior end the exterior temperature has the significant influences to the peak strain in the structures.

The comparison of the stress shape from the linear and nonlinear solution is compared in Images 10 and the strain shape in Images 11 and 12. The strain increase and the stress decrease in the nonlinear solution in comparison with the linear solution.

Node	Layer	Maximum principal strain at bottom/middle/top layered shell						
		\mathcal{E}_1	$\boldsymbol{\varepsilon}_{_2}$	\mathcal{E}_{3}	$\mathcal{E}_{\mathrm{int}}$	\mathcal{E}_{eqv}		
Room V3 at level +18,9m in module G/17								
3907	1	2,08E-03	-6,12E-04	-1,56E-03	3,64E-03	2,20E-03		
3907	5	6,67E-04	-1,08E-04	-6,51E-04	1,32E-03	7,86E-04		
3907	10	9,86E-04	5,54E-04	-1,44E-03	2,43E-03	1,52E-03		
	Corridor plate at level +6m in module G-D/13-15							
1392	1	4,46E-04	3,57E-04	-8,48E-04	1,29E-03	9,14E-04		
1392	5	6,52E-04	9,69E-05	-8,23E-04	1,48E-03	9,26E-04		
1392	10	1,22E-03	-4,09E-04	-9,04E-04	2,12E-03	1,32E-03		
Corridor plate at level +6m in module G-D/13-15								
2086	1	7,53E-04	-2,16E-04	-4,62E-04	1,22E-03	8,14E-04		
2086	5	3,32E-04	3,22E-04	-6,99E-04	1,03E-03	7,69E-04		
2086	10	1,82E-03	-4,04E-04	-1,51E-03	3,34 <mark>E-03</mark>	2,01E-03		

Table 2 Recapitulation of the critical areas in the hermetic RC structures under temperature 150°C

The intensity of the stress values are about 10x lower and the intensity of the strain values are about 17x higher and in the nonlinear analysis in comparison with the linear analysis. These facts are in consequence with the consideration of the cracking process in the reinforced concrete structures during the extreme loads.

7 Probability nonlinear assessment

The probabilistic method are very effective to analyse of the safety and reliability of the structures considering the uncertainties of the input data (Ba+zant et al. 2007, Bro+zovsk=y et al. 2009, Čajka et al. 2013, Králik, 2009, 2015, Novák et al. 2009,

Sucharda et al. 2014). The probability analysis of the loss of the reactor cover integrity was made for the overpressure loads from 250 kPa to 1000 kPa using the nonlinear solution of the static equilibrium considering the geometric and material nonlinearities of the steel shell and beam elements. The probability nonlinear analysis of the technology segments is based on the proposition that the relation between the input and output data can be approximated by the approximation function in the form of the polynomial. The full probabilistic assessment was used to get the probability of technology segment failure.

The safety of the technology segments was determined by the safety function *SF* in the form (Králik, 2009)

$$SF = E/R$$
 and $0 \le SF < 1$ (32)

where E is the action function and R is the resistance function.

The reliability function RF is defined in the form

$$RF = g(R, E) = 1 - SF = R - E > 0$$
(33)

where g(R, E) is the reliability function.

The probability of failure can be defined by the simple expression

$$P_f = P[R < E] = P[(R - E) < 0]$$
(34)



Image 13 - Schema of LHS method

The reliability function *RF* can be expressed generally as a function of the stochastic parameters X_1 , X_2 to X_n , used in the calculation of *R* and *E*.

$$RF = g(X_1, X_2, ..., X_n)$$
(35)

The failure function $g(\{X\})$ represents the condition (capacity margin) of the reliability, which can be either an explicit or implicit function of the stochastic parameters and can be single (defined on one cross-section) or complex (defined on several cross-sections, e.g., on a complex finite element model).

The failure probability is calculated from the evaluation of the statistical parameters and theoretical model of the probability distribution of the reliability function Z = g(X) using the simulation methods. The failure probability is defined as the best estimation on the base of numerical simulations in the form

$$p_{f} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} I \left[g\left(X_{i}\right) \leq 0 \right]$$
(36)

where N in the number of simulations, g(.) is the failure function, I[.] is the function with value 1, if the condition in the square bracket is fulfilled, otherwise is equal 0.

The various simulation methods (direct, modified or approximation methods) can be used for the consideration of the influences of the uncertainty of the input data. For this analysis the semi-probabilistic method based oin Latin Hypercube sample (LHS) simulations was chosen. The semi-probabilistic method result from the deterministic nonlinear analysis of the series simulated cases considered the various level of temperature.

LHS method is based on the simulations of the function g(X) so thus MC method, but the definition domain of the distribution function $\Phi(X_j)$ is divided to N intervals with the identical probability 1/N. Characteristic values of the simulations as calculated randomly on the base of the permutation integer number 1,2,...N. The reliability function g(X) must be determined from the N simulation.

LHS algorithms can be defined as follows :

- The range of each X is divided into N non-overlapping intervals of equal marginal probability 1/N;
- For each interval, one sample is selected randomly but taking into account the probability density in that interval; and
- The *N* values for *X1* are paired at random with the *N* values for *X2* forming *N* pairs of values for the pair (*X1*, *X2*) which are combined at random with the *N* values for *X*, to form *N* triplets, and so on to form a set of *N K*-triplets; this set is the Latin Hypercube sample (LHS).

8 Uncertainties of input variables

Reality is more complex than deterministic design situation, as the number of variables as well on the side of actions as on the side of resistance is often quite large.

Name	Quantity	Charact.	Variable	Histogram	Mean	Standard	Min.	Max.
		value	paramet.			deviation	value	value
Material	Young's modulus	E_k	m_{var}	Lognormal	1,100	0,066	0,000	1,299
	Stress yield	f_{yk}	f_{var}	Lognormal	1,100	0,066	0,000	1,299
	Reduction factor	k_y	k _{var}	Lognormal	1,000	0,050	0,000	1,149
Load	Permanent	G_k	g_{var}	Normal	1,000	0,030	0,916	1,084
	Variable	Q_k	q_{var}	Gama T.I	0,600	0,215	0,000	1,378
	Fire- temperature	T_k	t_{var}	Gama T.I	0,600	0,215	0,000	1,378
Model	Model uncertainties	ξ_{E}	e_{var}	Lognormal	1,000	0,050	0,000	1,149
	Resistance	ξ_R	r _{var}	Lognormal	1,000	0,050	0,000	1,149
	uncertainties	-						

Table 3 Probabilistic model of input parameters by JCSS (2000)

Hence the use of probabilistic procedures gets very quickly time consuming for everyday's practical engineering. The variability of input parameters are described in Table 3 on the base of the literature requirements (Hanbook 5, 2005).

The probabilistic analysis was realized in program FReET (Novák et al. 2009) for the defined uncertainties of the input data in critical areas of the reinforced concrete structures of the hermetic zone.



Image 14 - Histogram of the reliability function calculted by LHS method for temperature 150°C



Image 15 - Sensitivity analysis of variability of reliability function on variability of the temperature calculted by LHS method for temperature 150°C

9 Fragility curves of failure pressure

The PSA approach to the evaluation of probabilistic pressure capacity involves limit state analyses [5 and 12]. The limit states should represent possible failure modes of the confinement functions. Containment may fail at different locations under different failure modes. Consider two failure modes A and B, each with n fragility curves and respective probabilities p_i (i = 1,...,n) and q_j (j = 1,...,n). Then the union $C=A\cup B$, the fragility $F_{Cij}(x)$ is given by

$$F_{Cii}(x) = F_{Ai}(x) + F_{Bi}(x) - F_{Ai}(x) \cap F_{Bi}(x)$$
(37)

where the subscripts *i* and *j* indicate one of the n fragility curves for the failure modes and *x* denote a specific value of the pressure within the containment. The probability p_{ij} associated with fragility curve $F_{Cij}(x)$ is given by $p_i.q_j$ if the median capacities of the failure modes are independent. The result of the intersection term in (32) is $F_{Aj}(x)$. $F_{Bj}(x)$ when the randomness in the failure mode capacities is independent and min[$F_{Ai}(x)$, $F_{Bj}(x)$] when the failure modes are perfectly dependent.

The previous design analyses of the containment failure determine the critical area of this structure. The probability of the containment failure were considered in the critical structure areas on the base of the nonlinear deterministic analysis of its for the various level of the temperatures. The probability of containment failure is calculated from the probability of the loss of integrity of reinforced concrete structure of hermetic zone defined by reliability function g(X).

In the case of nonlinear analysis of reinforced concrete structures the failure function can be investigated by principal deformation values through the section area of the walls. The layered approximation and the smeared crack model of shell element are proposed. One concrete layer was considered as orthotropic material for which the direction of a crack is the same as the direction of a principal stress. Function of concrete failure (loss of integrity) can be defined in dependency to the components of the strain in the crack plane of layer "*I*" by the failure function in the form (Králik, 2009, 2015)

$$g_{i}(\varepsilon_{i}) = 1 - \alpha_{u} \left[\left(\frac{\varepsilon_{1,l}^{p}}{\xi_{1}} \right)^{2} + \left(\frac{\varepsilon_{2,l}^{p}}{\xi_{2}} \right)^{2} \right] / \left(\varepsilon_{u}^{p} \right)^{2} \ge 0 \quad ; \quad \frac{2}{3} \le \alpha_{u} \le 1$$
(38)

where $\xi = 1$ for compression, $\xi = \left(\varepsilon_{tu}^{p} / \varepsilon_{cu}^{p}\right)$ for tension. The limit values of strain are considered following $\varepsilon_{tu} = 0.02$ and $\varepsilon_{cu} = -0.0035$.

The cracking of the concrete slabs extended due to the temperature gradient between the inner and the outer plate surface. In the case of plate-wall structures the combination of membrane and bending efects come up. The expansion of the shear and flexural cracks are not usually in the same place in case of the simple shape (rectangle, circle, etc.). In case of more complex structures these areas can be identically.



Image 16 - Development of the shear and bending craks in the reinforced concrete element

The degradation process in the concrete and steel are necessary considered in the nonlinear analysis as well as the process of formation and expansion of cracks in reinforced concrete structures taking into account the solid stress state, orientation of cracks and reinforcement. The non-linear calculation is determined both by the development of the plasticity strain in the concrete and steel reinforcement F_u (.) as well as by the value of failure energy of the concrete in tension G_F .

The fragility curve of the failure temperature was determined using 1000 probabilistic simulations using the LHS method for the failure function defined for the critical areas defined on base of the deterministic nonlinear analysis for the various level of the temperature. The various nonlinear calculations for 6 constant level of temperature were taken out.



Image 17 – Fragility curve of the reinforced concrete structures for limit deformation of the reinforcement in tension $\mathcal{E}_{a,\theta} \leq \mathcal{E}_{ap,\theta} = 0,002$ determined by LHS method



Image 18 – Idealized fragility curves of the reinforced concrete structures for limit deformation of the reinforcement in tension $\varepsilon_{a,\theta} \le \varepsilon_{ap,\theta} = 0,002$ for lognormal distribution with 5% envelope

The uncertainty of the input data (tab. 6.2) and the results of the nonlinear analysis of the reinforced concrete structures for various level of the accident temperatures were taken. The recapitulation of the probability of failure calculated by the LHS simulation method is presented in following images depending on the level of the temperature. The image *X* present the fragility curve based on probabilistic nonlinear analysis considering the uncertainties of input data. The idealised fragility curves (Image *X*) were calculated as

the optimal envelope of the results from the probabilistic nonlinear analysis for the various level of temperature.

10 Safety and reliability analysis of the hermetic structures

In the case of the severe accidents defined beyond the initial design criteria of NPP structures, the safety and reliability of the containment integrity assessed beyond the standard design criteria defined in design standards for new structures. The main criterion is the requirement to stopped the leaking radioactivity into the environment and to ensure the tightness of containment. The concrete cracking process arrive due to high temperature gradient between interior (150°C) and exterior (-30°C) temperature. In the concrete walls (resp. plates) the shear cracks occur due to the difference temperature in the mid-plane along the contact of two surfaces with different temperatures of occurrence of tensile stresses, involving the concrete will crack. The concrete slabs the cracks due to the bending temperature gradient between the inner and the outer plate surface. In the case of board-wall structures for combined membrane and bending stress state. The bending cracks arrive due to temperature gradient between bottom and top surface of concrete plate. In the case of the walls the combination of the membrane and bending stress state is deciding. In the case of the nonlinear analysis the failure mode of the reinforced concrete structure is determined by the failure function depended on the principal deformations in the reinforcement in tension area of section.

11 Conclusions

The nonlinear analysis of the containment failure is in accordance with the requirements IAEA (IAEA, 2001) and NRC (NUREG/CR-7031, 2010, NRC, RG 1.2, 2009), experiences from the similar analysis NPP in abroad (NUREG-1150, 1990, Salajka et al. 2012.), new knowledges from the analysis of structures and our experiences from the previous analysis (Králik, 2009, 2015). The nonlinear analysis of the loss of the concrete containment integrity was made for the accident temperature 150°C and the extreme climatic temperature -30°C using the nonlinear solution of the static equilibrium considering the geometric and material nonlinearities of the reinforced concrete shell layered elements. The nonlinear analyses were performed in the CRACK program, which was developed by the author and implemented into the ANSYS system (Králik, 2009). The reliability function *RF* was defined in dependency on the failure function $F_u(I_{\varepsilon l}; J_{\varepsilon 2}; \varepsilon_u)$ for requirements of the IAEA.

According to the nonlinear deterministic analysis were defined the most critical structural components for which the values of the failure pressure of the accident are determined on base of the best estimation. We propose from the supposition that the loss of containment integrity occur and the performance of the NPP can be unsafe.

The maximum principal strain in the reinforcement layer is equal to max. $\varepsilon_1 = 0,00208 \quad \left(\varepsilon_{ap,\theta} < \varepsilon_1 < \varepsilon_{ay,\theta}\right)$. The maximum principal strain is higher than the yield strain, but lower as unlimited strain. The probability of failure for yield strain $\left(\varepsilon_{ay,\theta} < \varepsilon_1\right)$ in reinforcemnt is equal $p_{fy} = 10^{-12}$.

The estimated failure temperature is equal to $T_u = 570^{\circ}C$, for which the reduction factor of concrete is $k_{c,\theta} = 0.676$ and steel reinforcement $k_{u,\theta} = 0.563$.

References

ACI 349-90, 1996. "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures", American Concrete Institute, Detroit, 1990.

BAYER, P. MATESOVÁ, D. 2006. Vliv endotermických reakcí rozkladu fází cementového tmelu v betonu na jeho pórovou strukturu. In proc. : *PPK 2006. Rep. of papers from II. international conference*, 3. - 4. 10., FAST VUT Brno, pp. 19 - 26. ISBN 80-214-3251-9.

BAŽANT, Z. P. PANG, S. D. VOŘECHOVSKÝ, M. and NOVÁK. D. 2007. Energeticstatistical size effect simulated by SFEM with stratified sampling and crack band model. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* (Wiley), 71(11):1297-1320, Rep. Dept. of Civil Eng., North-western University, Evanston, Illinois.

BROŽOVSKÝ, J. KONEČNÝ, P. MYNARZ M. SUCHARDA, 2009. O. Comparison of Alternatives for Remodelling of Laboratory Tests of Concrete, In *Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves, R.C. Barros, (Editors), Funchal: Civil-Comp Press (Stirlingshire), paper 119. ISBN 978-1-905088-30-0.

CEB-FIP Model Code. 1990. Design Code, Thomas Telford, ISBN 0727716964.

ČAJKA, R. KREJSA, M. 2013. Measured Data Processing in Civil Structure Using the DOProC, Method, *Advanced Materials Research* Vol. 859, p. 114-121, DOI 10.4028/www.scientific.net/AMR.859.114, December.

ČERVENKA, V. 1985. Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, *ACI Journal* 82, 877.

CHAN, S. Y. N. WEI SUNB, X. L. 1999. Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete. *Construction and Building Materials* 14, 261-266.

ENSREG, 2012, Post-Fukushima accident. Action Plan. Follow-up of the peer review of the stress tests performed on European nuclear power plants.

HANBOOK 5. 2005. Implementation of Eurocodes Reliability Backgrounds. Design of Buildings for the Fire Situation. Development of Skills Facilitating Implementatio of Eurocodes. Leonardo Da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007. Prague, CR.

IAEA, 2001. Safety Series No. NS-G-1.10, *Design of Reactor Containment Systems for Nuclear Power Plants*, IAEA Vienna.

JCSS-OSTL/DIA/VROU-10-11-2000, *Probabilistic Model Code, Part 1 Basis of Design*, Working material, http://www.jcss.ethz.ch.

JERGA, J. and KRIŽMA, M. 2006. Assessment of Concrete Damage, *Building Research Journal* 54, p.211.

KOHNKE, P., 2008. ANSYS, Theory, SAS IP Inc. Canonsburg.

KOLMAR, W. 1986. Beschreibung der Kraftuebertragung ueber Risse in nichtlinearen Finite-Element-Berechnungen von Stahlbeton-tragwerken, PhD Thesis, T.H. Darmstadt, Darmstadt.

KRÁLIK, J. 2009, Safety and Reliability of Nuclear Power Buildings in Slovakia. Earthquake-Impact-Explosion. Ed. STU Bratislava, 2009, 307pp. ISBN 978-80-227-3112-6.

KRÁLIK, J. 2009. *Reliability Analysis of Structures Using Stochastic Finite Element Method*, Ed. STU Bratislava, 2009, 143pp. ISBN 978-80-227-3130-0.

KRÁLIK, J. et al. 2015. Structural Reliability for Containment of VVER 440/213 Type, In *Safety and Reliability: Methodology and Applications - Nowakowski et al.* (Eds) © 2015 Taylor & Francis Group, London, p.2279-2286.

NOVÁK, D. BERGMEISTER, K. PUKL, R. ČERVENKA, V. 2009. Structural assessment and reliability analysis for existing engineering structures, Theoretical background. *Structure and infrastructure engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 267-275.

NRC, RG 1.2, 2009. An approach for determining the technical adequacy of probabilistic risk assessment results for risk-informed activities, U.S. NRC, Washington, DC.

NUREG-1150, 1990. Severe Accident Risks: An Assessment for Five US Nuclear Power Plants, Summary Report, Final Summary Report, NUREG-1150, Vol.1 and 2, December 1990.

NUREG/CR-7031, 2010. A Compilation of Elevated Temperature Concrete Material Property Data and Information for Use in Assessments of Nuclear Power Plant Reinforced Concrete Structures, ORNL/TM-2009/175, US NRC.

SALAJKA, V. HRADIL, P. KALA, J. 2012. Assess of the Nuclear Power Plant Structures Residual Life and Earthquake Resistance, In Proc. *The Second International Conference on Engineering and Technology Innovation* (ICETI 2012), Kaohsiung, Taiwan, November 02-06, 2012, pp.4

SCHNEIDER, U. & SCHWESINGER, P. 1990. Mechanical Testing of Concrete at High Temperature, *RILEM-U*, Kassel - U. Weimar, Kassel, p. 20-21.

SUCHARDA, O., BROŽOVSKÝ, J., MIKOLÁŠEK, D. 2014. Numerical Modelling and Bearing Capacity of Reinforced Concrete Beams. *Key Engineering Materials*, pp. 281-284.

Acknowledgement

The project was performed with the financial support of the Grant Agency of the Slovak Republic (VEGA 1/1039/12) and 7.R&D EU project ALLEGRO (No. 26220220198).

Contact address:

Prof. Ing. Juraj Králik, CSc,

STU Bratislava, Faculty of Civil Engineering, Department of Structural mechanics, Radlinského 11, 810 05 Bratislava, juraj.kralik@stuba.sk

THERMAL HOMOGENIZATION OF COOLANT IN UPPERPLENUM OF NUCLEAR REACTOR VVER 440

VLADIMÍR KUTIŠ, JAKUB JAKUBEC, GABRIEL GÁLIK, JURAJ PAULECH, JUSTÍN MURÍN

Department of Applied Mechanics and Mechatronics Institute of Automotive Mechatronics, Faculty of Electrical Engineering and Information Technology, Slovak University of Technology in Bratislava, Ilkovičova 3, 81219 Bratislava

Abstract: The paper is focused on geometry and CFD modeling of thermal-hydraulic conditions in Russian nuclear reactor VVER 440/V213. Main attention is paid to the process of geometry creation, mesh generation and CFD analysis of upperplenum of nuclear reactor. In CFD analysis thermal homogenization of coolant in upperplenum is investigated. For mesh generations and for CFD analysis ANSYS ICEM CFD code and ANSYS CFX code was used, respectively.

Keywords: CFD analysis, VVER 440, upperplenum, thermo-hydraulics of nuclear reactor

1 Introduction

During the phase of considering safety aspects of the nuclear power plant, one of the fundamental criterions rests on determination of the thermal-hydraulic conditions in the active zone of the nuclear reactor. Thermal-hydraulic conditions in active zone are strongly affected not only by spatial distribution of thermal power in active zone but also by conditions in downcomer and upperplenum of nuclear reactor (Zdražil, 1980). Because nuclear reactor is geometrically very complicated system, CFD modeling must contain some simplifications. The acceptance of the geometry simplifications on individual parts of reactor must be examined in CFD models of individual parts and after performing these analyses CFD model of whole nuclear reactor can be built up.

The paper deals with creation of VVER 440 nuclear reactor geometry, its simplification for CFD purposes, creation of negative volume of reactor, which represents volume of coolant, its discretization and CFD modeling of upperplenum of nuclear reactor. In CFD model, the flow in protective tubes in protecting tubes block is also considered.

2 Geometry model of nuclear reactor VVER 440

To performed CFD simulation of coolant flow in upperplenum of nuclear reactor, 3D CAD geometry of reactor VVER 440 was created. Nevertheless that in this paper coolant only in upperplenum of nuclear reactor is investigated, whole reactor with all internal components was modeled. The reason is that after CFD analyses of individual parts, the CFD simulation of coolant flow in the whole reactor is planned. All geometry components of nuclear reactor were considered without simplifications and final model of whole reactor with all internal components is shown in Image 1a) and 1b). This geometry model can be used not only in the process of creation of coolant - which represents the negative volume of reactor, but this model can also be used in structural (or thermal) analysis of pressure reactor vessel - for example for pressure thermal shock analysis. Next step is simplification of all internal components and creation of negative volume. The process of geometry simplification is iteration work and is connected with process of CFD simulation. Special attention in geometry simplification process was paid to fuel assemblies and control rods, i.e. active zone, where hardware and software limits must be

considered. Negative volume of nuclear reactor VVER 440, which represented coolant volume in whole nuclear reactor, is shown in Image 1c) and 1d).







Image 2 - Geometry of upperplenum of nuclear reactor VVER 440

Because the geometry of coolant in reactor is from geometry point of view relatively complicated, the model was divided into three main parts:

- downcomer this part represents the coolant from six inlet nozzles up to active zone (Mojto, 2012)
- active zone this part represents the coolant in 312 fuel assemblies and in 37 control rods (Kutis, 2014)

 upperplenum - this part represents the coolant from output of fuel assemblies up to six output nozzles - only this part is investigated in the paper - Image 2.

3 Discretization of coolant volume

After creation of volume of coolant, the process of geometry discretization has to be performed. Specialized mesh tool ANSYS ICEM CFD was used to create structured hexahedral and tetragonal mesh in all three main geometry parts.



Image 3 – Mesh of bottom part of upperplenum with details

Each of three main geometry parts was divided into smaller parts, which can be more effectively discretized. In the discretization process the blocking strategy, sweeping and simple octree and Delaney tetrahedral algorithm was used.

Mesh of bottom part of nuclear reactor upperplenum with details of inlet regions is shown in Image 3. In this image, we can see 312 circular inlets and 37 hexagonal inlets. Circular inlets physically represent the output from individual fuel assemblies, hexagonal inlets represents the connection between fuel and absorber part of control rods. Around each hexagonal inlet there is annulus inlet which represent bypass of coolant in active zone. Mesh of middle part of nuclear reactor upperplenum with details of control rods connections and with output nozzles is shown in Image 4. From this image we can see, that perforations are physically modeled without porosity simplifications. Mesh of last part - top part of nuclear reactor upperplenum is shown in Image 5. In this part we do not consider connection shaft of control rods and driven machine.



Image 4 – Mesh of middle part of upperplenum with details



Image 5 – Mesh of top part of upperplenum

All geometry components, used in upperplenum model, contain approximately 52 millions of nodes and 57 millions of elements. The most dominant element type is hexahedral - model contains approximately 46 millions of hexahedral elements.

4 CFD simulations and obtained results

The simulation was calculated as steady-state flow of coolant in ANSYS CFX (Ansys, 2015) software. The temperatures at 312 circular inlets - fuel assembly's outputs, at 37 hexagonal inlets - control rods outputs and at 37 annulus inlets - bypass were set according to Image 6 Left. In all 312 fuel assemblies mass flow rate was considered 22.9 kg/s, in 37 control rods mass flow rate was considered 25 kg/s and total mass flow rate in all bypass inlets was considered 368 kg/s. Reference pressure, which represents the pressure at outlet, was set to 12.25 MPa - see Image 6 Right. Material properties of

coolant (water) were set according to material model in material library IAPWS IF97. Connection of individual mesh regions was provided by GGI connection.



Image 6 – Prescribed boundary conditions, Left - prescribed inlet temperature, Right - prescribed outlet pressure

In this preliminary CFD analysis, only k-omega turbulent model (Wilcox, 2006) with simple and double precision was considered. The goal of the preliminary CFD analysis was to check up of all connections of upperplenum individual parts and to investigate the process of coolant homogenization in the protecting tubes block.



Image 7 – Distribution of temperature in upperplenum in vertical plane with six locations (a to f) of horizontal planes

Image 7 shows distribution of temperature in upperplenum in vertical plane. In this image, there are also locations of horizontal plane marked - a to f. The distribution of temperature in individual horizontal planes is shown in Image 8.



Image 8 – Distribution of temperature in six horizontal planes (a to f)

As we can see from both images - Image 7 and 8, coolant, which flows from 312 fuel assemblies into protecting tubes block homogenized in this region. In this region also coolant from bypass flows, but coolant which is in control rods flows without mixing up to the top part of upperplenum - see Image 8e and 8f. Monitoring temperatures at the six output cold legs showed some small oscillations during the computations. This behavior have to be detailed investigated in order to identify the source of oscillations, whether oscillations is caused by numerical modeling or by physics of flow.

5 Conclusions

The presented paper dealt with modeling of thermal-hydraulic conditions in the nuclear reactor VVER-440 pressure vessel. Area of interest was the upperplenum of

reactor vessel where the coolant from active zone is mixing together. The goal was to check up all connections of individual parts in CFD model of upperplenum and to investigate the homogenization of coolant in protecting tubes block. The influence of single and double precision on obtained results was also investigated.

References

ZDRAŽIL J., BENC L., ZIGMUND J., 1980. Vplyv prevádzkových parametrov niektorých zariadení JE s VVER-440 na stacionárne tepelne-hydraulické charakteristiky aktívnej zóny. In: *Fyzikální a tepelné poměry v aktivních zónach jaderných reaktoru typu VVER-440 z hlediska bezpečnosti provozu*. Ústrední informační středisko pro jaderní program.

MOJTO E., KUTIŠ V., PAULECH J., 2012. CFD Analysis of Coolant Homogenization in Nuclear Reactor VVER440. In: *20th SVS FEM ANSYS Users Group Meeting and Conference 2012*, Přerov, Czech Republic, 17.-19.10.2012, Brno: SVS FEM s.r.o, 2012, s.USB, 6 p. ISBN 978-80-260-2722-5.

KUTIŠ V., JAKUBEC J., MOJTO E., MURÍN J., 2014. Parametric study of bypass of VVER 440 fuel assembly. In: *Power Engineering 2014. Energy - Ecology - Economy 2014: Proceedings of the 12th International Scientific Conference EEE 2014*, Tatranské Matliare, Slovakia, May 20-22, 2014. 1. vyd. Bratislava : Slovak University of Technology in Bratislava, 2014, p. 69-73. ISBN 978-80-89402-69-4.

ANSYS CFX, 2015. Help manual.

WILCOX D.C., 2006. *Turbulence Modeling for CFD*. DCW Industries, Inc, 522 p., ISBN 928729-08-8

Acknowledgement

This work was financially supported by grants of Science and Technology Assistance Agency no. APVV-0246-12, APVV-14-0613 and Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences VEGA No. 1/0228/14 and VEGA No. 1/0453/15.

Authors are also grateful to the HPC Center at the Slovak University of Technology in Bratislava, which is a part of the Slovak Infrastructure of High Performance Computing (SIVVP project, ITMS code 26230120002, funded by the European Regional Development Funds), for the computational time and resources made available.

Contact address:

doc. Ing. Vladimír Kutiš, PhD. Department of Applied Mechanics and Mechatronics Institute of Automotive Mechatronics Faculty of Electrical Engineering and Information Technology Slovak University of Technology in Bratislava Ilkovičova 3, 81219 Bratislava E-mail: vladimir.kutis@stuba.sk

INFLUENCE OF PCB TEMPERATURE INSIDE MODERN HEADLAMP

Zbyněk Makki, Marcel Janda

Automotive Lighting s.r.o., Brno University of Technology

Abstract: The paper describes how big influence has maximum case temperature of printed circuit board (PCB) on function of electronic components and light sources inside modern headlamp. Factors which have influence of case temperature are for example used light source, his power dissipation and electronic components, technology of PCB, his position inside headlamp and so on. Paper describes how big influence for final temperature has position of PCB inside headlamp and what it means for function of light sources.

Keywords: Ansys Icepak, PCB (Printed circuit board), LED (light emitting diode)

1 Teplota PCB

Teplota desek plošných spojů (PCB) uvnitř dnešních moderních automobilových světel, a nejen v nich, je ovlivňována mnoha parametry. Mezi tyto parametry můžeme zařadit například použité součástky, které jsou charakteristické vyšší spotřebou energie (s tím spojenými vyššími teplotními ztrátami), nebo technologií použitého PCB, okolní zdroje tepla, pozici PCB uvnitř světlometu, atd.

Použitými součástkami jsou myšleny jak světelné zdroje, kterými rozumíme v dnešní době nejčastěji používané LEDky, nebo také elektronické součástky, které slouží pro řízení a ochranu a jsou důležitá z hlediska dodávání konstatního proudu světelnému zdroji a jeho ochraně proti zvýšenému teplotnímu namáhání.

Problém spojený s teplotním namáháním elektronických součástek není tak limitní jako v případě světelných zdrojů, protože je možné řící, že v případě elektronických součástek je třeba kontrolovat pouze maximální povolené teploty na junctionu součástky, aby nedošlo k jejímu poškození.

S teplotami součástek souisejí tepelné odpory a jejich zobrazení v případě zkoumané sestavy je na obrázku 1.



Obrázek 1 – Zobrazení tepelných odporů součástky a desky plošných spojů

Maximální teplota na junctionu, ale není jediný parametr, který je nutné sledovat. Je potřeba sledovat i chování PCB ve spojení se součástkou samotnou. Na jednoduchém příkladu je možné uvést co je tímto odstavcem myšleno.

Výpočet ztrátového tepla uvnitř součástky určujeme z rovnice 1.

(1)

 $\Delta T_{soucastky} = R_{th} \cdot P_{el}$

Kde $\Delta T_{soucastky}$ je teplotní spád uvnitř součástky [°C], R_{th} je její tepelný odpor [K/W] a P_{el} jsou elektrické ztráty na této součástce [W].

Jako příklad uvedeme tranzistor, který může být součástí obvodu pro udržení konstatního proudu světelného zdroje. Součástka má maximální teplotu na junctionu např. 175°C, její tepelný odpor, který je možné vyčíst z datasheetu je 0,77K/W a elektrický ztrátový výkon 0,8W. Když známe hodnoty uváděného tranzistoru, tak můžeme vypočítat teplotní spád uvnitř součástky z rovnice 1.

 $\Delta T_{sourcestly} = 0.77 \cdot 0.8 = 0.616^{\circ}C$

(2)

(3)

Z rovnice 2 a znalosti maximální teploty junctionu z datasheetu víme, že kdybychom sledovali pouze parametr maximální teploty junctionu jako limitního stavu, tak na desce plošných spojů by byla maximální možná teplota, aby součástka mohla správně pracovat 174,384°C. Součástka by tedy z teplotního hlediska byla vhodná pro běžné používání, má výborný tepelný odpor, dobrou maximální teplotu junctionu, atd.

Ale běžná maximální teplota desek plošných spojů s Tg (glass transition temperature) je 125°C. Proto je nutné sledovat i tento parametr. Posledním neméně důležitým parametrem je i limitní teplota pájeného spoje, která se u běžných pájecích past pohybuje také v hodnotách blízkým 125°C. Je samozřejmě možné použít kvalitnější desky plošných spojů s vyšším Tg nebo kvalitnější pájecí pasty, ale v tomto článku srovnáváme běžně používané materiály a snažíme se poukázat na to, že teplota junctionu není jediným rozhodujícím parametrem.

2 Teplota LED

V předchozí kapitole byla záměrně popsána pouze elektronická součástka jako taková a její vztah k teplotě PCB. V této kapitole se budeme věnovat teplotě LED, která je mnohem více komplikovaná z hlediska sledovaných parametrů. Opět se zabýváme maximální teplotou junctionu, která může být u běžně používaných LEDek například 150°C, tepelný odpor součástky je např. 3,5K/W a elektrický ztrátový výkon 0,5W. S tím souvisejí stejné kalkulace jako v předchozí kapitole s vyjímkou toho, že v případě teplotního spádu uvnitř LED nepočítáme s elektrickým ztrátovým výkonem, ale s tepelným ztrátovým výkonem jak uvádí rovnice 3.

$$\Delta T_{LED} = R_{th} \cdot P_{th}$$

Kde ΔT_{LED} je teplotní spád uvnitř LED [°C], R_{th} je její tepelný odpor [K/W] a P_{th} jsou tepelné ztráty na této součástce [W].

Tepelné ztráty Pth jsou jednou ze dvou složek elektrických ztrát LEDkou. Druhou složkou elektrických ztrát je energie vyzářená jako světlo. Proto před samotným výpočtem teplotního spádu je potřeba znalosti velikosti složky energie vyzářené a energie, která se přemění na teplo. Ani jedna z těchto složek není konstantní, protože každá součáska společně s teplotou (a nejen s ní) mění i svoje charakteristické parametry. A v případě LEDek dochází s narůstajícím proudem LEDkou, také k narůstání teploty a tím změně

světelné účinnosti LEDek jak je znázorněno na obrázku 2. Z obrázku je patrné, že světelná účinnost s narůstajícím proudem klesá.



Obrázek 2 – Světelná účinnost v závislosti na vzrůstajícím proudu

Proto je možné opět říci, že ze znalosti maximální teploty junctionu z datasheetu víme, že kdybychom sledovali pouze parametr maximální teploty junctionu jako limitního stavu, tak na desce plošných spojů by byla maximální možná teplota, aby LEDka mohla správně pracovat 149,664°C. V případě, že uvažujeme světelnou účinnost 32,78%.

V případě LEDek je nutné ke sledovaným parametrům přidat ještě závislost množství světla a tím omezení maximální teploty PCB (s větší teplotou LEDky dochází k poklesu světelného toku). Množství světla, které je vyzářeno z LEDek je definováno pomocí různých LED binů, které popisují pro každý bin minimální a maximální množství světla, které je daná LED schopna vyzářit. Obecně je možné napsat, že pro nejnižší bin je charakteristická potřeba více energie pro stejné množství světla jako u vyžšího binu LEDky. S tímto popisem souvisí i tvrzení, že pro nižší bin LEDky je menší povolená maximální teplota PCB a pro vyšší bin LEDky je možné uvažovat vyšší teplotu PCB pro dosažení stejného světelného toku. Na základě použitých binů je možné uvést, že pro konkrétní uvažovaný případ je rozdíl mezi prvním a druhým binem LED 40°C na maximální teplotě PCB. Tzn. pokud maximální teplota PCB při použití prvního binu, aby byly zachováný požadované světelné požadavky, je např. 70°C, tak při použití druhého binu je možné uvažovat 110°C. Tento zásadní rozdíl umožňuje konstruktérovy i výpočtáři mnohem snáze uvažovat a modelovat výsledné konstrukce PCB.

3 Výsledky

Program Ansys Icepak umožňuje na základě vlastností materiálů a materiálových vlastností navrhnout svoje vlastní modely LED, které je možné používat pro další simulace a zpřesnit očekávané výsledky. Ukázka vytvořeného modelu LED v prostředí Icepaku je na obrázku 3 a). Na obrázku 3 b) je zobrazen i výsledek simulací.



Obrázek 3 – Model simulované LED

Na tento model je nastavený ztrátový výkon a LEDka je použita pro všechny světelné zdroje na srovnávaných pozicích PCB, které jsou znázorněny na obrázku 4. PCB je z čelní i zadní strany kryto bloky, kterou jsou od desky vzdálené 0,5cm a simulují těsnou zástavbu uvnitř světlometu.



Obrázek 4 – Pozice LED

Z obrázku 4 jsou také patrné osy souřadnicového systému, kdy předmětem zkoumání byl vliv natočení celé sestavy na výslednou teplotu PCB. Mezi simulované pozice patří směr gravitačního vektoru v ose –y, -x, +z (světelné zdroje jsou na horní straně PCB) a -z.

		Teplota [%]			
	Gravitační vektor	-у	-X	-Z	+z
	LED1	x1	-6.27061	-0.21484	-0.45891
ctio	LED2	x2	-5.3711	0.916283	0.677663
LED juno	LED3	x3	-4.21745	2.196168	1.983679
	LED4	x4	-3.13612	3.459706	3.321472
	LED5	x5	-1.67783	4.717732	4.566997
PCB	Top layer	x6	-4.0407	2.444776	2.292615
	Bottom layer	x7	-4.85971	2.164669	1.988831

Tabulka 1 Srovnání výsledných teplot na základě pozice PCB

Tabulky 1 popisuje simulované pozice PCB, kdy první sloupec, kde je orientovaný gravitační vektor ve směru –y, je považovaný za referenční a ostatní sloupce s rozdílními vektory gravitace s tímto sloupcem srovnávány.

V prvním sloupci s referenčními teplotami je nejteplejší LED1, protože dochází k ohřevu LED nejen ztrátovým výkonem samotné LED, ale také prouděním horkého vzduchu pomocí volné konvekce způsobené ohřevem LEDek, které jsou umístěné pod LED1.

Ve druhém sloupci (-x) je rozložení na jednotlivých LEDkách rovnoměrné, ale rozdíly ze sloupce pro gravitační vektor –y mají vliv na velké rozdíly ve sloupci dva. Obecně je záporným znaménkem a zelenou barvou označena nižší teplota v porovnání s referenčními teplotami. Proud volné konvekce neovlivňuje ostatní LEDky a proto je výsledná teplota rozložena homogeně a je závislá pouze na chladíce ploše PCB.

Ve třetím sloupci (-z, světelné zdroje jsou umístěné na horní straně PCB) jsou teploty horší jak v referenčním sloupci a to z důvodu, že nemá, vzhledem k blokům před a za deskou, kam proudit horký vzduch, který se akumuluje a ovlivňuje maximální teploty součástek.

V posledním sloupci (+z, světelné zdroje jsou na spodní straně PCB) jsou teploty PCB menší než v předchozím sloupci, protože ztrátové výkony prohřívají PCB a odvod tepla je efektivnější jak v předchozím případě.

Poděkování

Research described in this paper was financed by the Ministry of Education of the Czech Republic, under project MSM0021630516 and the project of the Grant agency CR No. 102/09/1875 and Center for Research and Utilization of Renewable Energy Sources - CZ.1.05/2.1.00/01.0014

Kontaktní adresa:

Ing. Zbynek Makki Pavov 113, 568 01, Jihlava

CRASH – TEST, POČÍTAČOVÉ MODELOVÁNÍ A LABORATORNÍ EXPERIMENT

PAVEL MARŠÁLEK, PETR HORYL

VŠB – Technická Univerzita Ostrava, IT4Innovations Národní superpočítačové centrum

Abstract: This paper discusses the project Technology Agency of the Czech Republic, whose aim is to develop a new rail double-seat (regio double-seat). This regio double-seat is designed for regional services in the UK must meet the conditions GM/RT2100 standard. One of the key requirements of the standard is the successful completion of precisely defined crash tests by a certified lab. Experience with computer modeling of crash tests using LS Dyna software and results in experimental verification test are included in this article.

Keywords: crash tests, rail double-seat, LS Dyna, GM/RT2100, explicit dynamics

1 Úvod

Jedním z cílů projektu TAČR TA04031236 je vývoj nového typu železničního dvousedadla určeného pro regionální tratě přednostně ve Velké Británii. Hlavním řešitelem projektu je Národní superpočítačové centrum IT4Innovations na VŠB – Technické univerzitě Ostrava a spoluřešitelem firma BORCAD cz s.r.o. Z důvodu prosazení na zahraničním trhu, musí dvousedadlo splňovat náročné podmínky normy GM/RT2100 [GM/RT2100 2012]. Splnění podmínek normy se musí zejména prokázat experimentálním crash testem v certifikované laboratoři. Poněvadž experimentální test je značně finančně náročný, byla nejdříve realizována řada počítačových simulací tohoto crash testu a na základě výsledků simulací byla následně konstrukce modifikována. Cílem je úspěch u laboratorního crash testu. Že to není vůbec jednoduchý úkol, ukazuje následující příspěvek.

1.1 Hodnocení železničních dvousedadel podle normy GM/RT2100

Průběh zrychlení dvosedadel s figurínami, modelujícími sedící osoby, se musí nacházet v oblasti vymezené červenými úsečkami z obrázku 1. Skutečný průběh pak odpovídá modré lomené čáře v tomto obrázku. Vyhodnocení rázového testu se provádí pomocí dvou odlišných kritérií.



Obrázek 1 - Průběh zrychlení při simulaci (modrá barva), vyhovující omezujícím podmínkám normy GM/RT2100 (červená barva)

 a) Posouzením rizik zranění pro figurínu HIII50th muže, splněním řady biomechanických kritérií podle normy GM/RT2100. Nejdůležitějším biomechanickým kritériem je kritérium poranění hlavy HIC, které určuje míru pravděpodobnosti poškození hlavy v důsledku nárazu. Je definováno následujícím vzorcem:

$$HIC = \left\{ \left[\frac{1}{(t_2 - t_1)} \int_{t_1}^{t_2} \|\ddot{\mathbf{x}}_t\|_2 dt \right]^{2,5} \cdot (t_2 - t_1) \right\}_{\text{max}},$$
(1)

kde t1 a t2 jsou počáteční a koncový čas v určeném intervalu zrychlení $||\ddot{x}_t||_2$, během kterého kritérium HIC dosáhne své maximální hodnoty. Velikost časového intervalu je pro železniční dynamické testy omezena na $t_{max} = t_2 - t_1 \le 15$ ms. Mezní hodnotou je hodnota HIC15 = 500. Správný rozměr této hodnoty je [m^{2,5}.ms⁻⁴], v technické praxi se však tento komplikovaný rozměr obvykle neuvádí. Navíc maximální zrychlení nesmí překročit hodnotu 80g po dobu delší než 3 ms. Dalšími kritérii jsou – zranění krku, hrudníku, břicha a zranění nohou a holení.

b) Posouzení strukturální integrity dvousedadel a současně zajištěním prostoru pro přežití. Při splnění strukturální integrity, nesmí dojít při testu k porušení (zlomení, utržení, vzniku velkých trhlin,...) jakékoliv části dvousedadla. Zajištění prostoru pro přežití znamená, že figurína nesmí zůstat stlačena nebo proražena žádnou částí sedadla. Navíc musí být možné ji ručně vyjmout bez nutnosti odstranit sedadlo.

Jak vypadá situace před laboratorním experimentem ukazuje obrázek 2. Průběh testu je snímán několika vysokorychlostními kamerami a prováděn záznam kontrolovaných biomechanických veličin u speciální měřicí figuríny.



Obrázek 2- Prototypy regionálního dvousedadla před měřením v laboratoři MIRA Ltd.

Z důvodu splnění podmínek normy v bodech a) i b) se provádějí tři testy:

- dopředný ráz s figurínou HIII 50th cca 79kg, pro kontrolu biomechanických kritérií
- dopředný ráz se dvěma figurínami HIII 90th cca 100 kg pro kontrolu integrity
- zadní ráz opět se dvěma figurínami HIII 90th pro kontrolu integrity.

Konkrétní hodnoty budou v článku uvedeny v omezené míře, poněvadž předmět řešení projektu podléhá obchodnímu tajemství podle § 17 až 20 Obchodního zákoníku.

2 Prvé počítačové simulace crash testů

Počítačový model byl vytvořen na základě výkresů BORCAD. Prvý model měl 43000 uzlů (bez figuríny), celkový počet elementů byl 41576, z toho 37338 skořepinových prvků, 107 nosníků/prutů, 4124 3D prvků, 7 diskrétních elementů - pružiny/tlumiče, 1808 "rigid" prvků, 340 bodových svarů a 174 hmotných bodů, do nichž jsou umístěny hmotnosti takových prvků systému, u nichž se může zanedbat tuhost. Diskretizace nosného systému regionálního sedadla včetně figuríny je na obrázku 3. Pro dynamickou simulaci užitím explicitní metody je nutné vytvořit převažující mapované sítě konečných prvků, což se podařilo. Výpočty byly prováděny v programu LS-DYNA v rámci licence SW ANSYS na superpočítači ANSELM Národního superpočítačového centra IT4Innovations na VŠB-TU Ostrava. Prvé simulace se týkaly dopředného rázu pro kontrolu biomechanických kritérií. Jak je vidět z obrázku 3, na zadním zjednodušeném sedadle,



Obrázek 3 První počítačový model pro simulaci dopředného rázu a zjištění biomechanických kritérií

je umístěn nejnovější model semi-deformovatelné figuríny "LSTC HIII 50th FAST" [GUHA BHALOOD KREBS 2011] kalibrovaný na fyzický model HIII 50th, který je výhodný z hlediska poměru rychlosti řešení v závislosti na přesnosti vyhodnocených dat, obrázek 4. Model figuríny byl dále upraven pro modelování čelního nárazu do vlakových dvousedadel. Konečnoprvkové modely figurín poskytuje majitelům licence pro LS DYNu firma LSTC.



Obrázek 4 Konečnoprvkový model figuríny LSTC HIII 50th FAST

Výpočty se provádějí ve třech zátěžných krocích, realizace průběhu zrychlení podle normy GM/RT2100 se provádí ve třetím kroku podle grafu zrychlení dle obrázku 1. Nejdůležitějšími výsledky prvých simulací bylo zjištění kritéria HIC v hodnotě 561, což je jen mírně překročena mezní hodnota 500, viz obrázek 5. Trvalá deformace sedadla po rázu vykazovala jen hodnotu řádu 160 mm, což je vyhovující. Tyto výsledky podpořily rozhodnutí realizace experimentální zkoušky v laboratoři MIRA Ltd.



Obrázek 5 Průběh zrychlení hlavy (modrá barva) s vymezením oblasti vyhodnocení kritéria HIC15 (červená barva)

Při vyhodnocování prvých výsledků počítačových simulací bylo zjištěno, že není dostatek informací o mezní únosnosti bodových svarů, které jsou v nosném systému dvousedadel přavažujícím typem spoje. Proto se realizovala řada experimentálních měření únosnosti bodových svarů jednak v tahu a také ve smyku. Originální návrhy vzorků pro experiment jsou uvedeny na obrázku 6.



Obrázek 6 Vzorky pro testování únosnosti svarů, vlevo pro smyk, vpravo pro tah

Zjištěné hodnoty kritické síly pro tah jsou uvedeny na obrázku 4.3. Podstatně nižších hodnot únosnosti, bylo dosaženo na prvé skupině vzorků, světle šedá čerchovaná křivka v obrázku. Nových šest vzorků prokázalo trojnásobně vyšší únosnost, obrázek 7.



Obrázek 7 Únosnost svarů v tahu

Ukázalo se, že původní uvažované hodnoty únosnosti bodových svarů v konečnoprvkových simulacích byly zvláště u tahu značně vyšší, než je experimentem zjištěná skutečnost. Na základě provedených měření byly mezní hodnoty pevnosti pro namáhání tahem i pro namáhání smykem upraveny dle experimentů.

3 Výsledky laboratorního testu z roku 2014

První experimentální test dvousedadel v laboratořích firmy MIRA Ltd. byl neúspěšný. Bylo podceněno spojení konstrukce dvousedadla na nosný rám (konstrukce v obrázku 8). Vlastní rám byl vyroben z nevhodného materiálu o příliš malé tloušťce stěny. Také provedené šroubové spojení, vytvořené technikou flowdrilling, bylo zvoleno nevhodně.



Obrázek 8 Umístění spojovacích šroubů v nosném rámu

Simulacemi bylo prokázáno nevhodné připojení dvousedadla na rám vozíku v laboratoři, viz obrázek 9. Zde je uvedena míra zplastizování okolí připojeného šroubu a nepřípustná deformace ve svislém směru.



Obrázek 9 Místa vysoké plastické deformace v okolí šroubového spojení, vpravo výsledná deformace ve svislém směru

Na základě tohoto neúspěšného experimentu, byly provedeny zásadní úpravy konstrukce a byl připravován druhý laboratorní test. V sídle firmy BORCAD byl postaven prototyp zkušebního stroje na testování připojení nohou dvousedadel pomocí pádu závaží. Šlo o experiment, který měl potvrdit "zachycení" odpovídající kinetické energie při nárazu připojovacím systémem dvousedadla.

4 Simulace upraveného počítačového modelu

V novém počítačovém modelu byly zahrnuty opravené únosnosti bodových svarů, na základě řady experimentálních testů jak ve firmě BORCAD, tak i na VŠB-TU Ostrava, byly zcela změněny charakteristiky materiálových vlastností sedáku, opěráku a podhlavníku. Následující sadou měření byly zjištěny statické i dynamické koeficienty smykového tření všech kontaktních dvojic. Jeden výsledek měření a počítačové simulace materi8lov0ho modelu je uveden na obrázku 10.



Obrázek 10 Materiálový model podhlavníku a srovnání s počítačovým modelem

Zde se jedná o prověření materiálového modelu podhlavníku s experimentem. Potvrdilo se, že shoda je dostatečná. Dále se provedly statické testy únosnosti nosné konstrukce dvousedadla a potvrdily se výsledky získané počítačovou simulací tohoto statického testu, obrázek 11. Tímto důležitým srovnáním se verifikovala matice tuhosti. Opět i zde se potvrdila akceptovatelná shoda.



Obrázek 11 Statická zkouška a srovnání s počítačovým modelováním

Po těchto upřesněních numerického modelu, se znovu přikročilo k simulaci crash testu podle normy GM/RT2100. Konečnoprvkový model měl 133 tisíc uzlů, 110 hmotných bodů a 436 bodových svarů. Použitý průběh zrychlení byl převzat z experimentu roku 2014, viz obrázek 12.



Obrázek 12 Použitý impulz zrychlení

Prvým krokem simulací je modelování usednutí figuríny tak, aby bylo modelováno předpětí v sedáku, opěráku a podhlavníku. V druhém výpočtovém kroku se realizuje průběh zrychlení podle obrázku 12. Maximální deformace po dosednutí dvou figurín je znázorněna na obrázku 13.



Obrázek 13 Deformace sedáku po usednutí figurín

Jak vypadá situace v okamžiku nárazu figurín do sedadla, je vidět na následujícím obrázku 14. Na zadní figuríně se testují biomechanické hodnoty kritérií, přední dvojice pak testuje podmínku integrity předních sedadel. Při zadním rázu je důležitá maximální hodnota deformace pro zachování "místa k přežití". Jak tato situace vypadá při simulaci zadního rázu je znázorněno na obrázku 15.



Obrázek 14 Okamžik nárazu figurín do sedadel při dopředném nárazu



Obrázek 15 Maximální deformace při zadním nárazu

Výsledky počítačových simulací upraveného modelubyly pozitivní. Hodnoty maximálních (dynamických tj. pružných) výchylek I maximální trvalé (plastické) deformace splňovaly kritéria normy [GM/RT2100 2012] pro integritu dvousedadel při předním I zadním rázu. Existuijí dvě kritická biomechanická kritéria, která obvykle vycházejí jako nejproblematičtější pro splnění normy, tím je kritérium HIC₁₅ pro "integrované zrychlení hlavy"a maximální tlaková síla ve stehenní kosti. Hodnota HIC₁₅ byla mírně překročena, splněna byla mezní hodnota tlakové síly ve stehenních kostech. Proto bylo rozhodnuto realizovat experimentální test v laboratoři firmy MIRA Ltd. v březnu 2015

5 Výsledky laboratorního testu z března 2015

Výsledky tří testů provedených v laboratoři firmy MIRA Ltd. jsou detailně shrnuty ve třech závěrečných zprávách [PAYNE T. HARPER C. 2015a, PAYNE T. HARPER C. 2015b, PAYNE T. HARPER C. 2015c]. Ve zprávách se konstatuje splnění desítek kritérií normy s jedinou výjimkou a tou je vznik trhliny v konstrukci při zadním rázu.

6 Závěr

Na základě postupného upřesňování počítačového modelu díky lepší identifikaci parametrů pomocí řady pomocných experimentů a hlavně poznatkům z laboratoří MIRA, bylo dosaženo dobré shody důležitých výsledků pro splnění požadavků normy GM/RT2100. V následujících tabulkách jsou uvedeny nejdůležitější biomechanická kritéria pro zrychlení hlavy figuríny a tlakové síly v holenní kosti.

Hlava	MIRA 2015 [*]	SW**	FEM před MIRA ^{***}	FEM po MIRA ^{****}	Limit ⁺
Špička zrychlení	101,2 g	103,8 g	130,8 g	126,3 g	-
Překroče ní 3 ms	61,1 g	60,4 g	76,6 g	65,4 g	80 g
HIC 15	206	209,9	403	384	500

Tabulka 1 Srovnání hodnot biomechanických kritérií experiment vers. simulace pro hlavu

* výsledky experimentu z března 2015, ** vypočítané hodnoty z experimentálních dat pomocí vlastního SW, *** výsledky počítačové simulace před laboratořemi MIRA, **** výsledky počítačové simulace před laboratořemi MIRA, + limitní hodnota daná normou GM/RT2100

Tabulka 2 Srovnání hodnot biomechanických kritérií experiment vers. simulace pro tlak ve stehenní kosti

Stehenní kost	MIRA 2015	sw	FEM před MIRA	FEM po MIRA	Limit
Špička tlaku levá noha	-2434 N	-2433,7 N	- 5500 N	-4500 N	-4300 N-
Špička tlaku pravá noha	-3039 N	-3039,7 N	- 4600 N	-4400 N	-4300 N

Z tabulek je zřejmé, že výsledky numerického modelu jsou konzervativního charakteru na straně bezpečnosti, tj. dostáváme vyšší hodnoty, než jsou hodnoty zjištěné při laboratorním crash testu. U tlakového zatížení stehenní kosti je však rozdíl příliš velký a proto budou provedeny další simulace se změněnými materiálovými hodnotami figuríny pro stehenní kost.

Literatura

GM/RT2100 June 2012 Issue Five viz

http://www.rgsonline.co.uk/Railway_Group_Standards/Rolling%20Stock/Railway%20Group%20Standards/GMRT2100%20Iss%205.pdf

GUHA S., BHALOOD D., KREBS J., 2011. *LSTC Hybrid III 50th Fast Dummy*. LSTC Michigan. p. 28.

PAYNE T., HARPER C., 2015. Injury Prevention Test. MIRA 120855-01-1. p. 10 PAYNE T., HARPER C., 2015. Forward Structural Integrity Test. MIRA 120855-02-1. p. 12 PAYNE T., HARPER C., 2015. Prevented Structural Integrity Test. MIRA 120855-02-1. p.

PAYNE T., HARPER C., 2015. *Rearward Structural Integrity Test.* MIRA 120855-03-1. p. 12

Poděkování

Příspěvek byl vytvořen za podpory Technologické agentury České Republiky v projektu TA04031236 a s podporou Národního superpočítačového centra IT4Innovations VŠB – Technické univerzity Ostrava.

Kontaktní adresa:

prof. Ing. Petr Horyl, CSc., dr.h.c. VŠB – Technická Univerzita Ostrava, IT4Innovations Národní superpočítačové centrum, 17. listopadu 15, 708 33 Ostrava-Poruba

COOLING OF BUNDLED POWER LINES

JURAJ PAULECH, VLADIMÍR GOGA, JUSTÍN MURÍN, JAKUB JAKUBEC, JURAJ HRABOVSKÝ, VLADIMÍR KUTIŠ

Institute of Automotive Mechatronics, FEI STU in Bratislava, Slovakia

Abstract: The paper deals with Computational Fluid Dynamics (CFD) analysis of cooling process of bundled overhead power lines. Temperature differences and mutual thermal influence between the wires of the bundle will be discussed.

Keywords: cooling process, bundled power line, simulation, ANSYS CFX

1 Introduction

Bundled conductors are parts of the electricity supply system that provides transmission of electric power from location of power plant or distribution point to another location. Compared to classic simple electric conductors, bundled conductors provide increase in transmission power due to higher cross section of the phase conductors. In addition they reduce corona effect due to more homogenous distribution of the electric field intensity around the bundled conductor than it is in the case of single conductor of the same electric potential. It is also economic aspect to use bundle conductors than one conductor of greater cross section area because of its weight, mounting operations issues and mechanical behavior of the system.



Image 1 – Power line equipped with bundled conductors (left), triple bundle (right).

2 Thermal state of the power line conductors

For operation of the power lines it is necessary to know also the thermal operating state of the lines. Temperature of the electric conductors influences the electric parameters of the material – temperature dependent resistivity of steel and aluminium. Increasing these values with increasing temperature causes positive feedback due to Joule heat loses that depend on resistivity of the conductors. It means that maximum electric current transmitted by the power line is determined and limited by maximum allowed operating temperature of the conductors. Moreover, the thermal expansion of the conductor materials ensures the extension of the conductors with increasing temperature. Under high temperature conditions the mechanical tensile stress in the conductors decreases and final sag of the line increases. During critical thermal state of the line the conductors can approach or reach the grounded elements under the overhead power line
(e.g. trees or other vegetation) and so cause the short-circuiting the system. Therefore the thermal state of the power lines is one of the safety aspects for operating such systems.

The most used bundle conductors are: twin bundle, triple bundle and quadruple bundle, see Image 2.



Image 2 – Types of bundled conductor: twin- (a), triple- (b) and quadruple-bundle (c).

3 Geometric and discretized model

We prepared numerical simulation of cooling process of the triple bundle conductor system loaded by steady electric current. Due to simplification of the model we created only the cross section part of the bundle with surrounding air area with dimensions that ensure correct air flow development around the bundle, see Image 3.

Distance between the conductors of the bundle was set to d = 0.4 m. Firstly, we consider only free convection around the bundle due to the rise of air temperature caused by Joule heat in the conductors. Space for free convection was considered as enclosed box with boundary walls set to the value of ambient temperature $t_{amb} = 25$ °C.



Image 3 – Geometric model for numerical simulations.

Image 4 shows discretization of the geometric model to finite volumes. The area near the solid conductors has fine mesh, also the air parts near the solid surface and near the walls are meshed more perfectly. Number of elements was 19 637.

Electric current that heats up the bundled conductors by Joule heat was I = 680 A per conductor.

The Computer Fluid Dynamics simulation (CFD) was performed in ANSYS CFX software that provides fluid-thermal analyses. Calculation process was multi-core and iterative where thousands of iterations were necessary to reach convergent results.

Also cooling processes using combined free-and-forced air flow were performed. Image 5 shows boundary conditions applied to such model where inlet air velocity and outlet average pressure were prescribed.



Image 4 – Meshed model: full model (left), detail of the fine part (bottom), bundle (right).



Image 5 – Boundary conditions for forced air flow simulation.

4 Fluid flow and thermal results

Temperature of the individual conductors of the bundle and temperature distribution of heated air around them is shown in Image 6. We can see that there is almost none thermal influence between the conductors under free convection conditions in the case of triple bundle (numbering of the conductors is shown in the figure).

Image 7 shows the combined free-and-forced cooling process of the bundled conductors. Prescribed air velocity was $v = 0.3 \text{ ms}^{-1}$ in this case (direction from left to right). Image 8 shows air velocity distribution near the conductors. We can see that there is notable thermal influence between the windward and leeward conductors. Leeward conductor is flowed off with air of lower velocity and also the temperature of that air is higher than ambient temperature (air heated by the windward conductor).



Image 6 – Temperature distribution for free convection around bundle.



Image 7 – Temperature distribution for forced convection around bundle.



Image 8 – Air velocity for forced convection around bundle.

The model was calculated for different inlet air velocities (wind speeds). Final temperatures of individual conductors of the triple bundle for calculated wind speeds are shown in Table 1 and in Image 9. We can see that thermal influence is significant only in cases with low forced air velocity. Moreover, critical thermal state for cooling the conductors of the bundle is in the case of free convection (the highest temperatures of the conductors) where no thermal influence between the conductors is observed.

wind speed	conductor #1	conductor #2	conductor #3
$[ms^{-1}]$	[°C]	[°C]	[°C]
free convection	79.9	80.4	79.9
0.2	73.6	76.1	69.1
0.3	63.2	68.7	62.2
0.5	54.4	58.6	53.9
0.8	49.0	51.6	48.7
1.0	46.4	48.1	46.2
1.5	43.3	44.6	43.2
2.0	41.3	42.3	41.2
3.0	39.1	39.8	39.1
5.0	36.9	37.5	36.9
7.5	35.3	35.9	35.3
10.0	34.3	34.6	34.3
15.0	32.9	33.0	32.9
20.0	31.9	31.8	31.9
30.0	30.7	30.2	30.7

Table 1 Temperatures of the conductors in bundle as function of wind speed.



Image 9 – Temperatures of the conductors in bundle as function of wind speed.

5 Conclusion

Investigation of the thermal state of the power line bundled conductors is important due to limitation of transmitted electric power and safety reasons. Thermal influence between individual conductors of the bundle is significant only under low wind speed conditions whereby free convection conditions, with no mutual thermal influence in case of triple bundle, are critical. Temperature of the conductors rapidly decreases under higher wind speed conditions.

References

NDT Education: Conductivity and Resistivity Values for Iron and Alloys (2002)

ANSYS Swanson Analysis System, Inc. ANSYS Multiphysics, 201 Johnson Road, Houston, PA 15342/1300, USA (2011)

Kalousek M., Hučko B.: Prenos tepla, Vydavateľstvo STU, Bratislava (1996), ISBN 80-227-0881-X

Acknowledgement (11 pt., bold, left aligned)

This work was financially supported by grants of Science and Technology Assistance Agency no. APVV-0246-12, APVV-14-0613 and Scientific Grant Agency of the Ministry of Education of Slovak Republic and the Slovak Academy of Sciences VEGA No. 1/0228/14 and VEGA No. 1/0453/15.

Authors are also grateful to the HPC Center at the Slovak University of Technology in Bratislava, which is a part of the Slovak Infrastructure of High Performance Computing (SIVVP project, ITMS code 26230120002, funded by the European Regional Development Funds), for the computational time and resources made available.

Contact address: Faculty of Electrical Engineering and Information Technology, Slovak University of Technology, Ilkovičova 3, 812 19 Bratislava, Slovakia

Ing. Juraj Paulech, PhD. juraj.paulech@stuba.sk

THE ENTERTAINING ATTRACTION, LOADING AND MODELLING

JIŘÍ PODEŠVA

VŠB - Technical University of Ostrava, Faculty of Mechanical Engineering

Abstract: The paper deals with the dynamic loading and modelling of the entertaining attraction. The structure has static part and moving part. Due to strong motion, two simultaneous rotations, dynamic effects appear as the structure loading (except weight, of course). The dynamic effects are applied to the model to investigate the stress state in the working conditions. The modelling brings the specific problem, to express the stiffness of the chassis without taking into account the appropriate FE model. The sub-structuring technique is used for it.

Keywords: entertaining attraction, two simultaneous rotations, dynamic effects, substructuring

1 The description of the technical object

The subject of the investigation is the entertaining attraction, something like the merry-go-round, but more complicated. The basic mechanical system is the swing, swinging from 110° to 120° both sides. The hanging seats rotate about the swinging axis. See Fig. 1.



Figure 1 – The swinging and rotating attraction

The purpose of the investigation was the strength audit. But the most interesting is the system of loading and method of modelling. This will be the subject of the paper.

2 The dynamic loading

Except of the own weight the structure is exposed to the dynamic loading due to motion. The rotor with seats performs the spherical motion (rotation about fixed point - center of the spherical motion). The theory of spherical motion defines three motions and three varying angles, so called Euler's angles. These angles determine the position of (so called) body coordinate system $\{\xi\eta\zeta\}$ with regard to (so called) fixed coordinate system $\{xyz\}$. Both are described on Fig. 2.



Figure 2 – The fixed and body coordinate system

<u>Precession</u> - swinging about the horizontal axis (z). The angle of precession ψ is the inclination of the carrying tube in relation to the vertical axis y. The varying of the angle of precession represents the swinging.

$$\Psi = \Psi_{a} \cdot sin(\Omega \cdot t) \tag{1}$$

where :

Ψa	is the amplitude of the angle (maximum value, tends to 1	20º),
----	--	-------

 Ω is the circular frequency of swinging,

 $f = \Omega/2\pi$ is the frequency of swinging,

 $T = 1/f = 2\pi/\Omega$ is the period of swinging.

The angular velocity of precession is :

$$\omega_{\psi} = \dot{\psi} = \psi_{a} \cdot \Omega \cdot \cos(\Omega \cdot \mathbf{t}) \tag{2}$$

Finally angular acceleration is :

$$\varepsilon_{\psi} = \dot{\omega}_{\psi} = -\psi_{a} \cdot \Omega^{2} \cdot sin(\Omega \cdot t)$$
(3)

Actually the precession (swinging) is influenced by the driving moment and is not exactly sinusoidal. The function (1) and sub sequential are approximations.

<u>Nutation</u> - constant angle ϑ =90° between the carrying tube and the axis of swinging. Both angular velocity and angular acceleration are zero.

$$\omega_{\vartheta} = \dot{\vartheta} = 0 \qquad \qquad \varepsilon_{\vartheta} = \dot{\omega}_{\vartheta} = 0$$

 $\underline{\text{Primary rotation}}$ - rotation about the carrying tube axis. The angle of primary rotation is φ :

$$\phi = \omega_{\phi} \cdot t \tag{4}$$

$$\omega_{\phi} = \dot{\phi} = const \tag{5}$$

$$\varepsilon_{\phi} = \dot{\omega}_{\phi} = 0 \tag{6}$$

The dynamic loading is represented by the dynamic force and dynamic moment, both expressed in the $\xi\eta\zeta$ components. The dynamic force (d'Alembert force) is :

$$D_{\xi} = -m \cdot \varepsilon_{\psi} \cdot \zeta_{CG} \tag{7}$$

$$D_{\zeta} = m \cdot \omega_{\psi}^{2} \cdot \zeta_{CG}$$
(8)

where :

m	is the body mass,
11	is the body mass,

 ζ_{CG} is the ζ coordinate of the center of gravity,

 ω_{ψ} and ϵ_{ψ} see above.

Note : The component D_{ζ} is known as centrifugal force.

The dynamic moment is :

$$\mathbf{M}_{\mathrm{D}\xi} = -\mathbf{I}_{\zeta} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\psi} \cdot \boldsymbol{\omega}_{\phi} \tag{9}$$

$$M_{D\eta} = -I_{\eta} \cdot \varepsilon_{\psi} \tag{10}$$

where :

lζ	is the moment of inertia regarding to the ζ axis (carrying tube),
	is the moment of inertia regarding to the n axis (axis of swinging).

Note : The component $M_{D\xi}$ is known as gyroscopic moment.

Both kinematic and force parameters were investigated in positions : $\psi = 0$ (vertical tube position), $\psi = 30^{\circ}$, $\psi = 60^{\circ}$, $\psi = 90^{\circ}$ (horizontal tube position) and finally $\psi = 120^{\circ}$ (top position). The values were the inputs to the FEM performance. They will not be mentioned here.

3 The finite element modelling

The whole structure was subject of computer modeling, based on the finite element method. The structure has the parts : the chassis, the four-legs mounting, the carrying tube and the seats rotor (see fig. 3 and fig. 4).

The dynamic forces of the carrying tube and the rotor was investigated numerically (see above) and applied to the model of the four-legs mounting.



Figure 3 – The structure of the chassis and four-legs mounting



Figure 4 – The rotor of the seats

The dynamic effects on the seats rotor are spread on the entire volume of the material and cannot be expressed in simple numerical form. The Ansys commands OMEGA, CGOMGA, DCGOMG and CGLOC are used to apply the effects.

The subject of modelling was the structure of the four-legs mounting. It is supported in four points. Supports are not fixed but flexible. The finite stiffness of the chassis was realized using sub-structuring method.

3.1 The substructure technique

Let us have the mechanical system with n degrees of freedom (DOF). The static case has the mathematical description in matrix form :

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{q} = \mathbf{f} \tag{11}$$

where :

Κ

is the stiffness matrix,

q is the column matrix of unknown displacements,

f is the column matrix of external forces.

Then let us split the set of DOF to two groups - "masters" and "slaves". So called "masters" are the DOF, which will be accessible for external objects, will represent the interface to surroundings. So called "slaves" are the DOF, which in the end will be hidden for surroundings, will not "be seen". Then n_m is number of master DOF, n_s is number of slave DOF. Usually $n_s \gg n_m$. The equation (11) can be written in the block matrix form :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{mm} & \mathbf{K}_{ms} \\ \mathbf{K}_{sm} & \mathbf{K}_{ss} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{q}_{m} \\ \mathbf{q}_{s} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_{m} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix}$$
(12)

Suppose the external forces only on the master DOF. The first group of equations gives the expression :

$$\mathbf{M}_{mm} \cdot \ddot{\mathbf{q}}_{m} + \left(\mathbf{K}_{mm} - \mathbf{K}_{ms} \cdot \mathbf{K}_{ss}^{-1} \cdot \mathbf{K}_{sm}\right) \cdot \mathbf{q}_{m} = \mathbf{f}_{m}$$
(13)

and finally :

$$\widetilde{\mathbf{K}} \cdot \mathbf{q}_{\mathrm{m}} = \mathbf{f}_{\mathrm{m}} \tag{14}$$

where :

$$\widetilde{\mathbf{K}} = \mathbf{K}_{\rm mm} - \mathbf{K}_{\rm ms} \cdot \mathbf{K}_{\rm ss}^{-1} \cdot \mathbf{K}_{\rm sm}$$
(15)

The solution results of the equation (14) are the values of master DOF. The slave DOF can be then calculated from second group of equations in (12) as :

$$\mathbf{q}_{s} = -\mathbf{K}_{ss}^{-1} \cdot \mathbf{K}_{sm} \cdot \mathbf{q}_{m}$$
(16)

The approach is supported by the Ansys software in three phases, so called "passes".

<u>The generation pass</u> - means the solution of the reduced matrix $\tilde{\mathbf{K}}$ from (15).

The use pass - means the solution of the reduced problem (14) on master DOF.

The expansion pass - means the solution of the slave DOF from (16).

In the generation pass the detail model of the chassis is used to calculate the stiffness matrix of the chassis. In the end the stiffness is expressed for 12 master DOF (ux, uy, uz for all of the four supporting points).

In the use pass the stiffness matrix of the chassis (12×12) is used to support the model of the four-legs mounting.

The expansion pass was not performed, because the purpose was to include the stiffness of the chassis, not the final solution on chassis.

4 The conclusion

In the first part of the paper the dynamic loading of the structure is expressed and applied to the model. The application to the structure of the four-legs mounting the loading has the simple form of two forces and two moments, applied in one point. The dynamic effects on the rotor of the seats, is spread on the entire volume. It is not integrated on the volume, but applied to every single finite element as the volume force. This approach is supported by the Ansys commands.

In the second part of the paper the use of the special modeling technique is described. The technique is called the sub-structuring. The core of the technique is, that the stiffness of certain structure (chassis) is expressed in relatively small number of DOF. Even if the FE model of the structure represents large number of DOF, in the end the stiffness matrix of so called "super-element" has a small number of DOF.

References

BATHE, K. J. : Finite element procedures in engineering analysis. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1983

BOUHADDI, N., FILLOD, R. : Substructuring using a linearized dynamic condensation method. In : Computers & Structures, Vol. 45, p. 679-683, 1992

RILAY, W.F., STURGES, L.D. Engineering Mechanics - Dynamics. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1996, ISBN 0-471-05339-2

VINOGRADOV, O. Fundamentals of Kinematics and Dynamics of Machines and Mechanisms. CRC, Press, London, 2000.

Acknowledgement

The paper was done with support of the SP2015/98 project (Specific research).

Contact address:

assoc. prof. Jiří Podešva, Ph.D. Faculty of Mechanical Engineering VSB-Technical University of Ostrava, 17. listopadu 15 Ostrava 708 33 Czech Republic

HYDRAULICKÝ NÁVRH DRAH PRO VODNÍ SPORTY POMOCÍ MATEMATICKÉHO A FYZIKÁLNÍHO MODELU

JAROSLAV POLLERT, PETR CHMÁTAL, JAROSLAV POLLERT, DRSC.

Stavební fakulta ČVUT v Praze, katedra zdravotního a ekologického inženýrství, Thákurova 7, 166 29 Praha 6

Abstract: The design of artificial whitewater sport and recreation facilities has seen increased interest in recent years due to the ongoing inclusion of the Canoe Slalom program in the Olympic Games. Each individual design needs to develop hydraulic configurations that are suitable for all forms of whitewater paddling, as well as for operational efficiency and safety. The Vodafone Events Centre – WERO Whitewater Park in Auckland, New Zealand consists of a supply lake, two pumping stations, and two whitewater channels with associated start pools at the upstream end. In addition, there is separately controlled waterfall feature descending from the higher start pool. For hydraulic experiments connected with the design of the WERO Whitewater Park, a combination of physical modelling (scale 1 :13) and 3D CFD mathematical modelling exercises were carried out.

Keywords: white water, canoeing, CFD, free surface,

1 Úvod

Sportoviště pro vodní slalom a aktivity spojené s divokou vodou - co tento pojem znamená? Je to pokus o napodobení přírodních hydraulických jevů v otevřených korytech a jejich přenesení do koryta umělého předem připraveného, tj. do koryta vybudovaného během krátké doby výstavby, a ne vytvářeného miliony let, kdy voda a materiál tvořící stěny si vzájemnou interakcí zvolily nejvhodnější průtokové poměry v daném místě.

Je možné si postavit otázku, z jakých důvodů se vůbec umělé dráhy pro tento druh sportu staví? Proč se vkládají značné investiční prostředky do něčeho, co příroda dává zadarmo? Důvodů výstavby je několik, a je možné je shrnout do následujících bodů:

- 1. sportovní
- 2. ekonomické
- 3. ochrana životního prostředí.

Z technického hlediska musí expertní tým pověřený návrhem dráhy pro vodní slalom od počátku respektovat hlavní omezení:

- 1. mezinárodní pravidla pro vodní slalom ICF (International Canoe Federation),
- požadavky MOV (Mezinárodní olympijský výbor) spojené s případnou organizací olympijských her,
- omezené stavební plochy patřící městu, kterému bylo přiděleno pořádání velkých sportovních událostí s tím, aby pokud možno všechny vodní sporty byly v jednom místě – veslování, rychlostní kanoistika a vodní slalom (jednotná hlavní infrastruktura pro všechny sporty),
- 4. co nejvyšší se přiblížení přírodnímu charakteru proudící vody,
- 5. co nejmenší dopad výstavby na životní prostředí,

6. komerční využití.

2 Hlavní zásady návrhu

Každý návrh umělé dráhy s divokou vodou by měl spojit řadu požadavků a kritérií, a to jak hydraulicko-inženýrských tak samozřejmě i vodáckých, které je možné shrnout do následujících bodů [1]:

- 1. určení základního geometrického tvaru dráhy (délka, šířka, sklon dna, umístění do terénu),
- návrh vstupního objektu, včetně uzávěru s posouzením vlivu nádrže na konstantnost průtoku a dále posouzení vlastního uzavíracího zařízení na proudění v kanále s tím, že v řadě případů je nutné také zajistit bezpečný přejezd vodáků přes uzávěr z nádrže do kanálu,
- 3. vyhodnocení vlastního hydraulického návrhu, tj. proudění v dráze, včetně vyhodnocení vstupního objektu, vlastní dráhy bez překážek a s překážkami, zaústění dráhy na konci do vodoteče/zásobního jezera. Při návrhu je nutné vyhodnotit již předem i různé provozní problémy a možnosti hydraulických nestabilit z důvodů maximální bezpečnosti vlastního díla, ale hlavně sportujících,
- navrhnout tvar překážek, dna a břehů v jednoduchých, opakovatelných tvarech, aby konstrukce nebyla složitá pro výstavbu, a u přemístitelných překážek je dále nutné navrhnout systém jednoduchého a bezpečného kotvení,
- 5. již při prvním návrhu je nutné počítat s možností využití vodního díla pro širší rozpětí vodácké vyspělosti uživatelů s ohledem na jejich bezpečnost.

Hlavní zásady a kritéria návrhu:

- 1. délka vychází z pravidel I.C.F., tj. 200 400 m,
- šířka průměrná šířka by se měla pohybovat okolo 10 m (s ohledem na délku lodí a možnost využitelných průtoků), krátké úseky mohou být užší nebo širší, přitom by ale nejmenší šířka neměla klesnout pod 6 m,
- hloubka ne méně než 0,6 m s ohledem na bezpečné provedení eskymáckého obratu při převržení lodi se sportovcem; zvyšování hloubky nad uvedenou hodnotu je záležitostí ekonomické rozvahy a daných průtokových poměrů,
- 4. obtížnost co nejvyšší, ale nesmí v žádném případě přesáhnout možnosti zvládnutelnosti nejvyššími závodními experty,
- 5. přizpůsobivost možnost řízení změn hydraulických jevů způsobujících hlavní obtížnostní prvky,
- ustálenost proudění bez pulsací, všechny hlavní hydraulické jevy se nesmí měnit s časem,
- 7. přirozenost hydraulické jevy mají být co nejvíce podobné těm, které nacházíme v přírodních otevřených korytech.

Mezi hlavní hydraulické jevy, se kterými je nutné při návrhu umělé slalomové dráhy počítat, a které plně vyhovují požadavkům kanoistických expertů, počítáme:

- 1. hladká proudící voda málo turbulence, snadné manévrování lodě,
- vodní skok (vodácky válec) sestává z vysoce turbulentní a provzdušené části tvořící typicky bílou barvu na povrchu a z dolní hladce proudící části; nastává na přechodu z bystřinného do říčního proudění.,

- hladké vysoké vlny kanoisté na nich s oblibou zkouší svou dovednost, snadná manévrovatelnost lodi,
- 4. zpětné proudy ("vraťáky") vznikají pod místy s lokálním zúžením příčného profilu,
- 5. turbulence makro i mikroměřítka, způsobující nahodilé místní změny rychlostí sestávající z malých a větších vírů,
- nízké povrchové vlny jejich výška nepřesahuje 20 cm; mají podobnost s vlnami od větru na vodní hladině.

Důležitým aspektem pro hodnocení jednotlivých hydraulických jevů při návrhu umělých drah je i vodácké hledisko, resp. pohled vodáka na jednotlivé hydraulické jevy z lodi, neboť všechny jevy vyšší než 50 - 60 cm nad průměrnou hladinou zakrývají výhled a znesnadňují vedení lodi.



Obr. 1 Základní schéma sportoviště pro aktivity na divoké vodě

Z hydraulického hlediska ovlivňují návrh zejména celkový průtok (má přímý dopad na kvalitu vodního prostředí) a sklon dna [2]. Ztráty energie v otevřených korytech jsou výsledkem ztrát třením na dně a také výsledkem disipace energie vlivem "překážkových ztrát", které významně mění proudové poměry v korytě. Z toho vyplývá, že celková drsnost je významným parametrem pro optimalizaci geometrie a proudových poměrů vodácké trati. Režim proudění se dá určit dvojím způsobem, především srovnáním hloubky posuzovaného proudu se spočítanou kritickou hloubkou y_k . Druhou charakteristikou je Froudovo číslo $Fr = \frac{v}{\sqrt{gy_s}}$, kde y_s je střední hloubka průřezu. Platí, že při kritickém režimu proudění je Fr = 1.

Kritický stav proudění je příčinou nestabilních jevů, jako je pulzace hladiny, neustálené podmínky v čase a prostoru. Proto je nutné, aby návrh vodácké trati se vyhnul tomuto kritickému stavu. Na základě rozboru různých vodáckých tratí bylo doporučeno rozmezí Froudových čísel [3]:

Začátečníci	1,3 <	<i>Fr_{ch}</i>	<	1,7
pokročilí, vyspělí závodníci	1,7 <	Fr _{ch}	<	2,4

3 Modelový výzkum WERO Whitewater Park Auckland, Nový Zéland

WERO Whitewater Park, Auckland - Manukau, Nový Zéland bude budován jako součást centra volnočasových aktivit v rámci projektu WERO (http://wero.org.nz/). Centrum WERO předpokládá roční návštěvnost až 45000 školních dětí a turistů, které se mohou rozhodnout pro různé aktivity jak sportovní, tak vzdělávací, nebo hudebně zábavné. Jeho první část zahrnující různé arény pro sportovní, ale i zábavné aktivity včetně dopravní obslužnosti je již vybudována. Vodácké centrum by mělo být dokončeno v roce 2015.

Výzkum měl odpovědět i na otázky, které projektant/architekt nebyl schopen bez pomoci 3D matematického CFD a fyzikálního modelování (měřítko 1 : 13) hydraulických jevů zodpovědět.

Vodácké centrum (obr. 2) sestává z hlavního zásobního bazénu s vodou o ploše 10000 m² odkud je voda čerpána odděleně do jednotlivých drah. Trať pro vyspělé vodáky je přímo propojena ve startovním bazénu s vodopádem. Obě dráhy a vodopád jsou propojeny se zásobním bazénem pásovým dopravníkem na lodě z důvodů co nejvyšší efektivity sportovního vyžití.



Obr. 2 Celkové schéma WERO Whitewater Park, Auckland: A - Závodní dráha, B – Tréninková dráha, 1a – startovací bazén pro závodní dráhu a vodopád; 1b Startovní bazén pro tréninkovou dráhu; 2 – zásobní jezero vody (10.000 m2/30.000 m3); 3 – čerpací stanice pro dopravu vody ze zásobního jezera do startovacích bazénů- vybavení: ponořená vrtulová čerpadla Q = 3,5 m3/s; 4-vodopád pro plavbu raftů; 5, 6 - pásové dopravníky pro transport lodí ze zásobního jezera do startovacích bazénů a dále do sportovišť.

Ke stavbě modelů obou drah bylo použito unikátní technologie výstavby, kde bylo kombinováno několik různých druhů materiálů (voděvzdorná překližka, extrudovaný polystyren, pozinkované ocelové plechy, několik druhů různých lepidel). Nejzajímavější bylo použití extrudovaného polystyrénu, který pro snadnou řezatelnost odporovým drátem byl použit pro modelování břehů a detailů uvnitř koryta dráhy. Dále byl použit i pro modelování pevných a pohyblivých překážek. Značné urychlení celého výzkumu k vyhledání co nejlepší konfigurace "divoké vody" s dodržením hloubek a rychlostí proudění v jednotlivých drahách umožnila významná inovace, tj. pokrytí dna pozinkovaným ocelovým plechem a vybavení každé modelové překážky Nd magnety na spodní straně. Tím se zrychlil proces hledání "synchronizace" vln, tj. soulad proudění vody s okrajovými podmínkami v místě dráhy (dno, břehy, atd.).

Hlavní parametry (skutečnost/model) jsou uvedeny v tab. 1. Při stanovení modelového měřítka byla respektována dynamická podobnost s převládajícími silami tíže – Froudův zákon podobnosti

$$\frac{l.g}{v^2} = idem$$

Froudova podobnost je jedním z nejčastějších případů hydraulického výzkumu pro modelování ustáleného proudění v korytech, povrchové vlny, atd. S ohledem na prostory Vodohospodářského experimentálního centra Fakulty stavební ČVUT bylo zvoleno délkové měřítko podobnosti 1 : 13.

Práce na matematickém modelu pomocí CFD (Computer Flow Dynamics) se soustředily na řešení dvou hlavních problémů:

- 1. Usměrnění proudění ve startovacím bazénu dráhy A (vyspělí) se současným provozem
- 2. vodopádu.
- Vyhodnocení proudových polí v zásobním jezeru při provozu obou drah a vodopádu směrem k sání čerpacích stanic tak, aby proudění neovlivnilo bezpečnost vodáckých začátečníků i vyspělých.

Hlavní parametry - skutečnost	Dráha A – pro vyspělé vodáky	Dráha B – pro začátečníky	Vodopád
Délka	300 m	200 m	
Průtok	$12 \text{ m}^{3}/\text{s}$	$10 \text{ m}^{3}/\text{s}$	$4m^3/s$
Maximální sklon	3 %	2 %	
Rozdíl hladin start a cíl	5 m	2 m	5 m
Hlavní narametry -	Dráha Anro	Duáha P nuo	V. J
marni parameny	Drana A – pro	Drana B – pro	voaopaa
model	vyspělé vodáky	začátečníky	voaopaa
model Délka	vyspělé vodáky 23 m	začátečníky 15,4 m	voaopaa
<i>model</i> Délka Průtok	vyspělé vodáky 23 m 19,7 l/s	<i>začátečníky</i> 15,4 m 10 m ³ /s	$\frac{\sqrt{6a0paa}}{4m^3/s}$
model Délka Průtok Maximální sklon	Drana A – pro vyspělé vodáky 23 m 19,7 l/s 3 %	<i>Drana B – pro</i> <i>začátečníky</i> 15,4 m 10 m ³ /s 2 %	$4m^3/s$

- Tab. 1.

Významným CFD - ANSYS,FLUENT [4] experimentem a jeho analyzováním byly nátoky do čerpacích stanic při různém zapojení navržených vodáckých tratí. Do analýzy bylo nutné zahrnout: výtoky z krátké i dlouhé vodácké dráhy do zásobního jezera; velikost, tvar a hloubku zásobního jezera; umístění a geometrii nátoků do čerpacích stanic. Řešení zahrnovalo různé ponořené usměrňovací stěny ke stabilizaci proudění, ale také k vytváření prostor pro bezpečnost vodáků při jejich nastupování a vysedání z lodí.

4 Startovní bazén

Startovní bazén je nejvýše položené místo areálu. Voda je sem přiváděna čerpadly z jezera a odtéká buď do závodní dráhy, do vodopádu nebo do obou současně. Bazén slouží pro nasedání vodáků do lodí, strat lodí při závodu a umožňuje udělat vodákovi udělat několik záběrů, než se dostane do divoké vody.

Cílem výzkumu je zajistit v bazénu proudění s rozumnou rychlostí bez zbytečných turbulencí a protiproudů. Tím se umožní bezpečné nasedání a start vodáků a zajistí se správná funkčnost čerpadel bez zbytečných ztát. Další cíl je zajištění rovnoměrného rozložení rychlostí na nátoku do závodní trati i do vodopádu. Výzkum bude proveden pro všechny možné provozní stavy zapojení čerpadel, tedy pro 7 stavů. Výsledky jsou porovnání s fyzikálním modelem, rychlosti a směry proudu v řezu 20 cm pod hladinou, které jsou reprezentativní pro směry proudění celého objemu a jsou směrodatné pro

vodáky. Cílem je také otestovat možnost modelování podobných objektů za použití jednofázového modelu.

Metodika matematického modelu je výpočet proudění v ANSYS Fluent jako jednofázové proudění vody s modelem turbulence K-epsilon. Jednofázové proudění je časově výrazně méně náročné než dvoufázové a v tomto případě lze proudění vzduchu pro velice malý sklon hladiny a malé provzdušnění proudu zanedbat. Výpočet bude probíhat časově závisle i nezávisle a následně se vyhodnotí, která varianta je vhodnější.



Obr 2. Optimalizace startovního bazénu. Vlevo nahoře je první, vpravo nahoře druhá a dole třetí varianta

Výsledkem výzkumu první varianty bylo zjištění problémového uzávěru oddělující dráhu a vodopád. Úzký průjezd tímto oknem by byl pro rafty prakticky nemožný při velikosti lodi a rychlosti proudění v tomto místě. Výpočty probíhaly časově závisle i nezávisle. Výsledky obou simulací byly stejné a bazény s takovýmto poměrem rozměrů a průtoku lze simulovat časově nezávisle a tím ušetřit výpočetní čas.

5 Jezero

Jezero je zásobník vody pro celý areál. Je to nejnižší místo a má musí obsahovat tolik vody, aby mohly být v běhu obě dráhy vodopád i další menší atrakce. Zároveň zde musí být malá rychlost vody i při běhu všech těchto částí, aby se v jezeru mohli pohybovat začátečníci a mohlo zde probíhat jejich školení.

Cílem výzkumu je zajistit minimální rychlosti v oblasti nasedání, které je navrženo pro nedostatek plochy v areálu nešťastně před čerpací stanicí a zajistit tak maximální bezpečnost provozu. Další z požadavků je rovnoměrné rozdělení proudu před čerpací stanicí pro její správnou funkčnost. Výzkum bude proveden pro všechny možné provozní stavy zapojení čerpadel, tedy pro 9 stavů. Výsledky jsou porovnání s fyzikálním modelem,

rychlosti a směry proudu v řezu 20 cm pod hladinou. Cílem je také otestovat možnost modelování podobných objektů za použití jednofázového modelu.

Metodika matematického modelu je výpočet proudění v ANSYS Fluent jako jednofázové proudění vody s modelem turbulence K-epsilon. Výpočet bude probíhat časově závisle i nezávisle. Nastavení je tedy stejné jako u startovního bazénu, rozdíl je ve velikosti poměru prostoru a průtoku.



Obr 3. Optimalizace jezera. Vlevo nahoře první varianta se 2 čerpacími stanicemi, vpravo druhá varianta se společnou čerpací stanicí, vlevo dole šestá varianta a vpravo dole sedmá

Zkoumáno bylo celkem 7 variant, první varianta byla hydraulicky vhodná, ovšem provozně byla náročná na údržbu dvou čerpacích stanice. Spojením stanic ovšem vznikly hydraulické obtíže. U nástupní plošiny došlo ke zvýšení rychlosti a u výtahového pásu pro lodě vznikly vratné proudy, které by znesnadňovaly jeho použití. V dalších variantách byly zkoušeny různé stěny a prohloubení na usměrnění a zpomalení proudu. Výsledkem byl optimální návrh vhodný pro bezpečnost a bezproblémový provoz.

Výpočet časově nezávislého proudění špatně konvergoval a výsledek byl nereprezentativní. Proudnice se podivně vlnily a neshodovaly se s realitou. Výpočet časově závislého proudění ukázal, že proudění je kvazi ustálené a proud mění v čase svoji trajektorii v jezeru. Toto je problém objektů s větším poměrem rozměrů ku průtoku a musí být počítány časově závisle a poté musí být vybrán nejvíce nevyhovující stav pro posouzení objektu.

6 Dráha s divokou vodou

Cílem výzkumu je navržení překážek do správné pozice pro vytvoření atraktivního terénu pro závodníky i pro diváky pokud možno beze změn koryta, které je architekty navrženo esteticky hodnotné a jeho změna by byla nežádoucí. Dalším cílem je zajištění minimální hloubky 0,6 m nade dnem i překážkami ponořenými ve vodě pro zajištění bezpečnosti. Výsledky jsou porovnány s matematickým modelem. Při tomto výzkumu je důležité porovnání funkčnosti schémat objemových fází v programu ANSYS Fluent při takto složitém proudění, které je velice rychlé a turbulentní, voda je výrazně provzdušněna a dochází zde i k tvorbě vodní mlhy.

Metodikou matematického modelu je výpočet proudění v ANSYS Fluent jako dvoufázové proudění vody a vzduchu s modelem turbulence K- epsilon. Pro výpočet objemů rozhraní vody a vzduchu použití několika modelů a následné porovnání mezi sebou i s fyzikálním modelem. Výsledky jsou hloubky, rychlosti a směry proudění.



Obr 4. Výpočet proudění ve slalomové dráze při použití schématu Volume Fraction Modified HRIC

Model byl rozdělen výpočetní mřížkou na přibližně 12 mil buněk. Tento počet byl zvolen jako minimální pro zachování přesnosti výpočtu.

První simulace probíhala s objemovým modelem Modifed HRIC. Takovýto výpočet lze ještě provést na osobním PC, ale je již velice náročný a zabere týdny. Výsledky s tímto schématem jsou ovšem nepoužitelné. V důsledku velkých rychlostí a turbulence se hustota výpočetní sítě stává nedostatečnou a dochází zde k matematické difuzi vody. Voda se tak přibližně ve třetině dráhy zcela vypaří. Na obr. 3 je vidět konečný stav proudění.

Druhá simulace probíhala se schématem Georeconstruct, který provádí výpočty bez jakékoliv numerické difuze. Tento výpočet byl prováděn na superpočítači v síti Metacentrum. Pro výpočet bylo použito 32 jader.

Třetí a poslední simulace byla provedena schématem Compressive. Výpočet probíhal také na superpočítači v Metacentru. Výsledky byly hloubky, které se na specifických místech, jako je kritická hloubka nad překážkou nebo větší vratná laguna, daly porovnat s fyzikálním modelem. Představu o vlnách a vodních skocích ovšem matematický model neposkytl, na to by byla potřeba jemnější výpočetní síť, která by ještě zvýšila výpočetní nároky. Rychlost proudu a jeho směr byl v dobré shodě s fyzikálním modelem.

Tato úloha, velice podobná proudění v bystřinných tocích, se ukázala pro CFD jako velice obtížná a řešitelná pouze s malou přesností na vysoce výkonných počítačích. Jako nejvhodnější, a jedinou, možností je použití schématu Compressive. Výsledkem fyzikálního modelování bylo rozmístění překážek a úprava sklonu dna. Fyzikální modelování se ukázalo jako nejlepší pro optimalizaci, matematické modelování lze s obtíží použít pro potvrzení výsledků fyzikálního výzkumu.



Obr 5. Výpočet se schématem Compressive, vektory rychlosti proudu z matematického modelu (vlevo nahoře), změřené na fyzikálním modelu (vlevo dole) a poloha hladiny (vpravo)

7 Vodopád



Vodopád je ze startovacího bazénu 4 metry vysoký, a končí uklidňovacím bazénem v jezeru. Stěny a dno jsou betonové, přelivná hrana a skluz jsou ocelové. Tato atrakce je nejvíce adrenalinová v celém areálu a je určena pro sjíždění na raftu i na kajacích a kánoích. Je velice pravděpodobné, že se do vodopádu bude i skákat pouze s plovací vestou a přilbou.

Cílem výzkumu je nalezení optimálního tvaru skluzu pro zajištění bezpečného projetí celé atrakce. Výsledky budou porovnány s matematickým modelem Při navržení správného tvaru bude voda pod vodopádem odtékat do jezera a nebude se při hladině vracet zpět, při špatném návrhu bude vodopád nebezpečný a bude zde riziko utonutí, jako je tomu u jezových konstrukcí na řekách, které jsou této atrakci podobné.

Matematické modelování je prováděno v programu ANSYS Fluent jako dvoufázové proudění vody a vzduchu s modelem turbulence K- epsilon. Pro výpočet

objemů rozhraní vody a vzduchu použití několika modelů, které jsou následné porovnány mezi sebou i s fyzikálním modelem. Výsledky jsou rychlosti a směry proudění.



Obr 6. Porovnání matematického a fyzikálního modelu



Obr 7. Porovnání schématu Modified HRIC (vlevo) a Compressive (vpravo) s vykreslením hladiny (tmavě modrá), provzdušněné hladiny (světle modrá) a vektorů proudu zbarvených podle rychlosti

Pro několik variant přepadové hrany byla provedena simulace s objemovým schématem Modifed HRIC a Compressive. Vodopád byl optimalizován na fyzikálním modelu, kde je to velice rychlé a názorné. Byly vyzkoušeny různé boční naváděče proudu, které se neukázaly jako vhodná varianta. Pro správné usměrnění proudu bylo nakonec použito zakřivení přepadové hrany.

Schéma Modifed HRIC se ukázalo jako dobrá varianta pro zjištění rychlostí proudu a jeho směrů, tedy pro návrh přepadové hrany dostačující. Schéma Compressive dokáže detailněji popsat hladinu v oblasti provzdušněného proudu a tím je výsledek atraktivnější a věrohodnější pro veřejnost, ovšem výpočty trvají déle. Simulace byla prováděna na modelu s 2 mil buněk. Modified HRIC je vhodný pro stolní PC, schéma Compressive je spíše pro superpočítač.

8 Závěr

Na návrhu areálu vodních sportů v Auckladnu na Novém Zélandu bylo odzkoušeno matematické modelování a jeho současné možnosti v porovnání s fyzikálním modelováním. Areál je rozlehlý a bude nabízet mnoho různých aktivit, proto při návrhu poskytl mnoho úloh na modelování proudění, svoji různorodostí pokrývající značnou část vodohospodářských úloh. Výzkum ukázal výhody návrhu objektů typu bazén či jezero, složitost návrhu vodopádu - jezové konstrukce a velké obtíže návrhu umělé slalomové dráhy pro matematické modelování.

Poděkování

Access to computing and storage facilities owned by parties and projects contributing to the National Grid Infrastructure MetaCentrum, provided under the programme "Projects of Large Infrastructure for Research, Development, and Innovations" (LM2010005), is greatly appreciated. Publikované výsledky byly dosaženy s podporou Studentské grantové soutěže SGS13/173/OHK1/3T/11 a TAČR TE02000077 Smart Regions – Buildings and Settlements Information Modelling, Technology and Infrastructure for sustainable Development

Reference

Pollert, J.: Artificial Whitewater courses from perspective of construction and using in capital of Czech republic Prague. Proceedings of International conference "Las aquas bravas como recurso turístico". Ayuntamiento Granada, Granada Spain, May 1999

Bémová I., Pollert, J.:Návrhové charakteristiky umělých drah pro vodní slalom. (Design characteristics for slalom artificial courses), In Czech, Stavební obzor, roč.5, č.1, str. 18-21, ISSN 1210-4027, Praha 1996

Chanson, H. The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. Elsevier Publishing, ISBN 0 7506 5978 5, 2004

Pollert, J.: Vodní stavitelství a Olympijské hry v Sydney 2000 - Penrith Whitewater Stadium. (Water structures and Olympic Games 2000 - Penrith Whitewater Stadium), In Czech, -In: Vodní hospodářství. 2001, roč. 51, č. 4, s. 90-91. ISSN 1211-0760.

Kontaktní adresa: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra zdravotního a ekologického inženýrství

Doc. Ing. Jaroslav Pollert, Ph.D. Thákurova 7, Praha 6, 166 29

STIFFNESS SENSITIVITY ANALYSES OF KANFIT CFRP FRAME

ANTONÍN POTEŠIL

LENAM, s.r.o., Masarykova 457/4, 460 01 Liberec

Abstract: The subject of the paper is presentation of the stiffness sensitivity analyses of a closed composite frame. For the selected material concept of the composite structure created by wrapping a core with an infinite carbon fibre and consequently bonded by polyurethane matrix, the parameters of numerical simulations were coil angles of the convex tube with the "closed profile" cross section vis-á-vis the axis of the wrapping of a light PUR core. Six loading states were respected in numerical analyses. The aim of the analyses was prediction of potentially optimal composition characterized by satisfactory stiffness and suitable for the applied wrapping technology.

Keywords: composites, layer stacking, CFRP, sensitivity analysis, finite element analysis

1 Introduction

The innovative development and production trends in the present-day innovative industry significantly influence also reinforced structers of opening panels assemblies such as window and door modules. These applications are used in automotive and aerospace industries. Formerly purely metal structures of the modules are today replaced by new material conceptions leading to hybrid structures, i.e. metal-plastic-composite. This fact is logically reflected by methods and methodologies of design and optimization of these structures supported by numerical simulation by finite element method.

One of the aims within the project "New applications in the production technology and the use of composite frames made of fiber composites" was to design the structure of the fiber reinforcement of a closed frame of a selected cross-section and shape, having optimal stiffness while respecting up to six loading states [1], within the chosen conception of the base materials (carbon fiber, polyurethane matrix) and production technological possibilities.

2 Geometry a design of the FE model

Illustration of the object in question for stiffness optimization is in the Fig. 1 and 2.



Fig. 1 – Closed composite frame



Fig. 2 - Frame cross-section - skin

Basic components	E-long	E-trans	G-long	G-trans	µ-long	μ -trans	density
Units	GPa	GPa	GPa	GPa	1	1	kg/m ³
Polyurethane matrix	2.4	2.4	0.857	0.857	0.4	0.4	1 100
Carbon Fibre	230	19.4	15	7	0.19	0.45	1 600

Table 1 Material properties of basic CFRP components

Table 2 Elastic constants of UD ply

Lamina - Carbon/Polyurethane	E11	E22	v12	G12	G23	G13	density
Units	GPa	GPa	1	1	GPa	GPa	3 kg/m
Results: Micromech-Halpin Tsai 2D	86.6	6.43	0.322	1.70	2.24	1.70	1 285

3 Boundary conditions and load cases of the frame

Simulation of stiffness of the above illustrated closed frame was realized for six selected loading cases (Load Cases 1-6), differing from each other by boundary conditions of the frame support and force actions. Individual cases are schematically illustrated in the Fig. 3.



Figure 3 – Load cases

4 Types of elements and layers stackings

Numerical analyses were realized in the native environment ANSYS Mechanical APDL v. 15.0.7. For presentation of the composite structure of the wall of the closed frame, the element SHELL281 was applied. The light low-module core was modelled by the element SOLID186. The contact bind between these objects was realized by means of bonded contact elements TARGE170 and CONTA174 (options flexible behaviour, surface to surface). The transfer of boundary conditions and force loading to the composite structure was realized by means of the elements MPC184 in configuration KEYOPT(1)=1 and KEYOPT(2)=1.

There were altogether eight layers stackings tested, and to be able to compare them, the cases with hypothetic isotropic elastic material environment characterized by the module E = 43 GPa were analysed. The types of created layers stackings are summarized in the header of the Table 3.

5 Evaluation of results

Stiffness of the closed frame [N/mm] was determined as the ratio of the force acting in the given point and given direction to the calculated displacement in the same point and direction.

$$S = \frac{Force}{displacement} \tag{1}$$

As the standard assessment, the sum of the stiffness values thus determined for all six loading cases has been chosen.

$$STDA = \sum_{i=1}^{6} S_{LC_i}$$
 (2)

The results for individual layers stackings are summarized in the Table 3 and graph in the Fig. 4. The line "order" gives placing of the individual cases on the scale from 1 - the stiffest to 8 - the most supple. The interval of the stiffness evaluated in this way is [606;797] N/mm.

Table 3 – Summary of stiffness [N/mm] results

	1	2	3	4	5
			Acronym		
	Kanfit 1	Kanfit 2	Default	Opt_1	Opt_2
Layer Stacking	[+75,+45,+15,-15,-45,-75]	[+15,-45,+75]2x	[+45,0,-45]2x	[+33,+1,-4,-29,+2,+4]	[-48,-10,-28,+56,+22,+19]
LC 1, F=500N	200	208	227	256	248
LC 2, F=250N	19	19	22	17	22
LC 3, F=250N	42	42	49	38	50
LC 4, F=500N	208	217	238	294	263
LC 5, F=250N	78	81	86	100	93
LC 6, F=500N	67	68	74	91	81
STDA	614	636	696	797	756
Order	7	5	4	1	3

	6	7	8		9
		Acronym			Acronym
	Opt_2 Reverzed	Combin (+/-/+/+/-/+)	CombinR (+/-/+/+/-/+)		Isotropic
Layer Stacking	[+19,+22,+56,-28,-10,-48]	[+15,-20,+55,+40,-30,+60]	[+40,-30,+60,+15,-20,+55]	Evaluation	E=43GPa
LC 1, F=500N	249	200	192		263
LC 2, F=250N	23	30	30		25
LC 3, F=250N	50	42	41		56
LC 4, F=500N	262	207	203	STDA_MIN	278
LC 5, F=250N	94	78	76	606	100
LC 6, F=500N	82	65	64	STDA_MAX	88
STDA	759	622	606	797	809
Order	2	6	8		Special case



http://aum.svsfem.cz

6 Conclusions

It is obvious from the results, that the interval of thus evaluated stiffness values of the layers stackings is [606;797] N/mm. Which of them is the winner and which is the loser within the selected classification criterion is also clearly evident. Nevertheless, there are other optimization criteria in the technological procedures of the composite structures production, which have to be taken into account. They are, for example, repeatable robust fabrication of the product in question with maximal stability and quality, and price of the production equipment. It is paradoxical that in the given tested technology of the core wrapping with the infinite fibre, the winner layers stacking is not just the right case.

References

[1] Archive of technical reports and project documentation of functional specimens of the company LENAM, s.r.o., 2014-2015.

Acknowledgement

The results of this project LJ14005 "New applications in technology of production and utilization of composite frames made of fibre composites" were realized with cofunding from the Ministry of Education "GESHER/MOST Program", which is a programme of international collaboration between the Czech Republic and the State of Israel in Applied Research and Experimental Development, (<u>http://www.msmt.cz/vyzkum-avyvoj/gesher-most-lj</u>).

Contact address:

Doc. Ing. Antonín Potěšil, CSc., LENAM, s.r.o., Masarykova 457/4, 460 01 Liberec, Czech Republic, antonin.potesil@lenam.cz.

PRÍSPEVOK K VERIFIKÁCII TUHOSTI PILOT

PREKOP ĽUBOMÍR

Stavebná fakulta STU, Katedra stavebnej mechaniky

Abstract: This paper is focused on the modeling and verification of the stiffness of floating piles. Numerical modeling of a pile using FEM as well as the comparison of results with standard calculations, are presented. Analysis results are: verification of horizontal, bending, and horizontal-bending stiffnesses of piles under unit loading by force or moment in the pile head.

Keywords: Pile, stiffnesses, modeling, FEM

1 Úvod

Piloty sú v súčasnosti veľmi často používané ako efektívne konštrukcie pre zakladanie stavebných objektov v nesúdržných zeminách. Čo najpresnejšie modelovanie týchto konštrukcií a následná statická resp. dynamická analýza dávajú do rúk projektanta množstvo výsledkov. Správna interpretácia a použitie týchto výsledkov sú nesmierne dôležité pre návrh pilot, spĺňajúci pevnostné a ekonomické kritériá. Jedným z parametrov, ktorým je potrebné venovať dostatočnú pozornosť, je statická tuhosť pilot namáhaných ohybom.

2 Statická tuhosť pilot

Tuhosť pilot je definovaná ako sila alebo moment, pôsobiaca na hlavu piloty tak, aby vyvolala jednotkovú výchylku (pootočenie) v tom istom smere (výchylky resp. pootočenia v ostatných smeroch musia byť nulové). Do úvahy prichádzajú nasledovné tuhosti:

 $K_{\rm HH}$ – horizontálna tuhosť,

K_{MM} – ohybová tuhosť,

 $K_{\rm HM} = K_{\rm MH} - horizontálno-ohybová tuhosť.$

Model podložia	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3 E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2 E_s}$
$E=E_srac{z}{d}$	$0, 60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.80}$	$-0,17\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{\frac{z}{d}}$	$0,79\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

|--|

V tabuľke 1. je použité toto označenie:

- *E* modul pružnosti zeminy, ktorý sa uvažuje rovný 3G,
- *E*_p modul pružnosti materiálu piloty,
- *E*s modul pružnosti zeminy v hĺbke, rovnajúcej sa priemeru piloty,
- d priemer piloty,
- z hĺbka piloty.

V tabuľke č.2 sú uvedené orientačné hodnoty dynamických modulov pružnosti pre rôzne typy zemín (Jendželovský, 2009).

Zemina	E _{dyn} [MPa]			
Piesok sypký oblý	150 – 300			
Piesok sypký hranatý	150 – 300			
Piesok stredne uľahnutý oblý	200 – 500			
Piesok stredne uľahnutý hranatý	200 – 500			
Drobný štrk a piesok	300 - 800			
Uľahnuté zeminy, štrk	300 - 800			
Súdržné hliny a íly	100 – 500			
Polotuhé hliny a íly	40 – 150			
Zhutnené hliny a íly	30 - 80			
Tuhé íly	100 – 150			
Jemné íly, spraše	50 – 150			
Ílovité spraše	30 – 100			
Bahnité zeminy, organické zvyšky	10 – 30			

Tabuľka 2 Tuhosť ohýbaných pilot pre rôzne modely podložia

Podrobne sa zisťovaním parametrov podložia pri dynamických dejoch zaoberal Benčat, ktorý vo viacerých prácach prezentoval svoje výsledky (Benčat).

Je vhodné, ak sú vo výsledkoch inžiniersko-geologického prieskumu uvedené aj hodnoty, ktoré je možné použiť pri riešení dynamických úloh. Ide najmä o určenie seizmického zrýchlenia, zatriedenie podložia do štyroch kategórií (A až D) a uvedenie príslušných materiálových charakteristík.

Najčastejšie sa konštrukcie zaťažené seizmickým zaťažením počítajú pomocou Winklerovho modelu podložia. Rozhodujúcimi sú tuhostné charakteristiky základovej pôdy, ako ich uvádzajú rôzne normy a viacerí autori. Symbolom k je označovaný Winklerovský koeficient ložnosti [N.m⁻³]. Označenie K reprezentuje pružinovú konštantu pre celý objekt [N.m⁻¹]. Index *z* predstavuje tuhosť vo zvislom smere, indexy *x* a *y* tuhosť vo vodorovnom smere.

3 Model konštrukcie

Riešená pilota je dĺžky l = 8,0 m kruhového priečneho rezu s priemerom $\emptyset = 0,42 \text{ m}$. Pilota bola vyrobená z materiálu, ktorého vlastnosti charakterizuje Yougov modul pružnosti $E_p = 2,1.10^7 \text{ kPa}$. Podložie predstavuje málo únosné prostredie s modulom pružnosti v rozsahu $E_p = 50.10^3 - 300.10^3 \text{ kPa}$.



Obrázok 1 - Model konštrukcie v programe ANSYS





Obrázok 2 – Porovnanie horizontálnej tuhosti piloty



Obrázok 3 – Porovnanie ohybovej tuhosti piloty

4 Záver

V grafe na obr.2 je uvedené porovnanie horizontálnych tuhostí piloty pre rôzne hodnoty modulu pružnosti zeminy (50 – 300 MPa). Horizontálna tuhosť získaná pomocou programu ANSYS je v intervale medzi hodnotami pre pilotu umiestnenú v neporušenej zemine (model 3) a pilotu v zemine čiastočne narušenej (model 2). Na obr.3 je porovnanie ohybových tuhostí piloty, získané výsledky vykazujú isté rozdiely. Najnižšie hodnoty ohybovej tuhosti dáva výpočet v ANSYSe, vyššie hodnoty dáva model 3 a najvyššie hodnoty dáva model 2.

Literatúra

ANSYS ® User's Manual for Revision 12, Swanson Analysis Systems, Inc.

BENČAT, J. Verification by Comparison Between Static and Dynamic Engineering Soil Parameters Evaluated by Means of Box tests. Proc. of Conf. on Recent Advanced in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. UMR, Rolla Missouri, Vol. III., pp.1901-1903.

Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures.

JENDŽELOVSKÝ, N.: Modelovanie základových konštrukcií v MKP. Nakladateľstvo STU v Bratislave, 2009. ISBN 978-80-227-3025-9.

Poďakovanie

Príspevok bol vypracovaný v rámci grantovej výskumnej úlohy č. 1/0544/15.

Kontaktná adresa:

Ing. Ľubomír Prekop, PhD., lubomir.prekop@stuba.sk Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta STU v Bratislave Radlinského 11, 810 05 Bratislava

RESISTANCE OF REDUCED SCALE REINFORCED CONCRETE SPECIMENS EXPOSED TO CLOSE EXPLOSION

JIŘÍ STOHR, RADEK HAJEK, MAREK FOGLAR

CTU in Prague, Faculty of civil engineering, Department of concrete and masonry structures, Thákurova 7, 166 29, Prague, Czech Republic, Tel: +420 224 354 630

Abstract: This paper presents results of experimental program focused on the evaluation of the possibility of using reduced scale in blast loading experiments. The blast wave propagation can be easily scaled using Hopkinson Scaling Law so it is possible to scale the loading applied on a specimen. However the behavior of reduced scale reinforced concrete specimen remains questionable.

Keywords: blast, scaled specimens, micro-concrete, load

1 Introduction

Reduced scale experiments are commonly used for testing of concrete structures in earthquake engineering. For example Shen & Lu [1] created a model of steel-concrete hybrid structure. With the use of reduced scale, they achieved significant reduction of cost of their experiments. To improve the behavior of down-scaled reinforced concrete structure, they used micro-concrete, i.e. concrete with scaled down aggregate size and fine steel wires as reinforcement.

Jiang, Lu & Zhu [2] used micro-concrete for experimental study of tall buildings. Complying with the dynamic similitude law, a 1:50 scale model was designed and constructed by scaling down the geometric and material properties of the prototype structure. Micro-aggregate concrete and fine wires were used to construct the RC elements, and steel structural members were simulated using copper plates. The model structure was tested on a shaking table and it was subjected to a series of one and twodimensional base excitations with gradually increased acceleration amplitude for four earthquake levels.

The use of micro-concrete model for simulation of behavior of concrete structures during the earthquake simulation test seems to be common in earthquake experiments. Micro-concrete seems to have the ability to simulate standard concrete quite well in elastic stage, but because of the difference in material properties BLAST

between standard concrete and micro-concrete, especially the nonlinear stressstrain relationship, the prediction of nonlinear behavior of the structure remains questionable.

Micro-concrete, to the authors' best knowledge, has never been used in reduced scale experiments to simulate the behavior of full scale concrete structure exposed to blast loading. The use of micro-concrete, if proven applicable, could allow testing the blast resistance of concrete structure in reduced scale and thereby greatly reduce cost of the experiment. Compared to an earthquake, the effects of blast on structure are much more complex. The strain rate dependent non-linear behavior is influenced by propagation of the shock wave through the structure and its reflections from interfaces between the heterogeneous materials within the concrete matrix, i.e. cement mortar, aggregate and reinforcement. Because of this phenomenon the comparison of performance of micro-concrete and full scale concrete subjected to blast loads has to be studied in detail.

2 Experimental program

Reduced scale blast experiments were initially designed to supplement the ongoing experimental program of full scale blast experiments. The dimensions of full scale specimens are 6000 x 1500 x 300 mm. The specimen was reinforced with 16 mm bars per 150 mm in longitudinal direction and 10 mm bars per 300 mm in transversal direction. A typical result of the full scale experiment is presented in Fig. 1. A 25 kg TNT charge is placed above the center of the specimen at standoff distance of 500 mm. Detailed description of the full scale experiment setup can be found in Foglar & Kovar [3] and Kovar, Foglar & Hajek [4].



Fig. 1 Full scale experiment

The layout of reduced scale experiments is derived using the Hopkinson scaling law. Dimensions of the specimens are $1200 \times 300 \times 60$ mm, which corresponds to reduction in size by a factor of five. A 200 g charge of plastic explosive (SEMTEX S1A) was positioned above the center of the specimen at height of 100 mm. The arrangement of the experiment is shown in Fig. 2.

The reduced scale specimens were prepared using following strength classes of concrete: C 30/37 and C 55/67. In total 18 panels were cast, 9 made of C 30/37 and 9 made of C 55/67. Three series of arrangement of dispersed reinforcement were used: Each series for each strength class of concrete comprised three alternatives of polypropylene fibers: 0 kg/m3, 4.5 kg/m3, 9 kg/m3. The reinforcement layout and quantity of fibers vary to verify the scalability of the material models of concrete. The concrete mix was not scaled. The purpose was to study the behavior of a full scale concrete matrix for scaled down structure. The behavior of a full scale concrete under blast loads can't be easily predicted without an experimental programme, especially for such a fast dynamic phenomena with extremely high strain rates.



Fig. 2 Reduced scale experiment

Table 1 shows the list of all 18 specimens used. As stated above, the specimens varied in the strength of concrete, the arrangement of longitudinal reinforcement and the amount of fibres embedded into the concrete matrix.

	LISE OF SPECI				
Specimen No.	Concrete Class	Longitudinal Reinforcement	PP Fibre Content (kg.m ⁻³)		
R01	C30/37	R8@25+R8@25	0.0		
R02	C30/37	R8@50+R8@25	0.0		
R03	C30/37	R8@50+R8@50	0.0		
R04	C30/37	R8@25+R8@25	4.5		
R05	C30/37	R8@50+R8@25	4.5		
R06	C30/37	R8@50+R8@50	4.5		
R07	C30/37	R8@25+R8@25	9.0		
R08	C30/37	R8@50+R8@25	9.0		
R09	C30/37	R8@50+R8@50	9.0		
R10	C55/67	R8@25+R8@25	0.0		
R11	C55/67	R8@50+R8@25	0.0		
R12	C55/67	R8@50+R8@50	0.0		
R13	C55/67	R8@25+R8@25	4.5		
R14	C55/67	R8@50+R8@25	4.5		
R15	C55/67	R8@50+R8@50	4.5		
R16	C55/67	R8@25+R8@25	9.0		
R17	C55/67	R8@50+R8@25	9.0		
R18	C55/67	R8@50+R8@50	9.0		

Table 1 List of specimens

3 Results of reduced scale experimental program

Full scale experiments are very expensive and time&space demanding. It was decided to verify, whether the material properties of concrete influencing the blast resistance of a specimen can be observed on reduced scale experiments.

The arrangement of the reduced scale experiment, as well as the shape of a fireball created after the detonation, is shown in Fig. 3. A typical damage of a specimen top and bottom surface is shown in Fig. 4.

At first glance, the results of full scale experiment (Fig. 1) show certain similarities to the reduced scale experiment, but there are also multiple key differences in the specimen damage. A further study of the influence of the scale reduction and composition structure of concrete on the results is needed.



Fig. 3 Reduced scale experimental setup before and during the detonation



Fig. 4 Results of the experiment after detonation

Results of the experiment are summarized in Tab. 2. Similar method of specimen damage interpretation as used in full scale experiments was adopted. For each specimen, a reinforcement to concrete ratio (R/C ratio) was calculated so the influence of reinforcement can be taken into account. The area of spalled region on all surfaces of each specimen was measured. The area was also converted to percentages of area of entire undamaged surface.

For comparison such results of the full scale experimental programme can be found in [3] and [4]. Fig. 5 to Fig. 13 show the damage of soffit of all tested specimens.

Specimen	Concrete grade	Reinforcement [mm ²]		Spall [mm²]						
	acc. to Eurocode	Тор	Soffit	R/C ratio	Тор	%	Soffit	%	Side	%
R01	C 30/37	552,9	552,9	6,14 %	314	0,08 %	147318	37,77 %	12427	3,19 %
R02	C 30/37	301,6	552,9	4,75 %	22509	5,77 %	144117	36,95 %	26605	6,82 %
R03	C 30/37	301,6	301,6	3,35 %	39692	10,18 %	142869	36,63 %	21741	5,57 %
R04	C 30/37	552,9	552,9	6,14 %	0	0,00 %	34547	8,86 %	36	0,01 %
R05	C 30/37	301,6	552,9	4,75 %	10785	2,77 %	112848	28,94 %	24934	6,39 %
R06	C 30/37	301,6	301,6	3,35 %	2753	0,71%	50552	12,96 %	11162	2,86 %
R07	C 30/37	552,9	552,9	6,14 %	1813	0,46 %	40619	10,42 %	13047	3,35 %
R08	C 30/37	301,6	552,9	4,75 %	0	0,00 %	619	0,16 %	0	0,00 %
R09	C 30/37	301,6	301,6	3,35 %	0	0,00 %	37	0,01 %	0	0,00 %
R10	C 55/67	552,9	552,9	6,14 %	0	0,00 %	20976	5,38 %	0	0,00 %
R11	C 55/67	301,6	552,9	4,75 %	0	0,00 %	38708	9,93 %	0	0,00 %
R12	C 55/67	301,6	301,6	3,35 %	0	0,00 %	42347	10,86 %	0	0,00 %
R13	C 55/67	552,9	552,9	6,14 %	0	0,00 %	9	0,00 %	0	0,00 %
R14	C 55/67	301,6	552,9	4,75 %	0	0,00 %	31473	8,07 %	0	0,00 %
R15	C 55/67	301,6	301,6	3,35 %	0	0,00 %	0	0,00 %	0	0,00 %
R16	C 55/67	552,9	552,9	6,14 %	126	0,03 %	58972	15,12 %	589	0,15 %
R17	C 55/67	301,6	552,9	4,75 %	0	0,00 %	30174	7,74 %	0	0,00 %
R18	C 55/67	301,6	301,6	3,35 %	60	0,02 %	32558	8,35 %	361	0,09 %

Tab. 2 Comparison of damage of specimens



Fig. 5 Bottom surface of specimen no. R01 and R02



Fig. 6 Bottom surface of specimen no. R03 and R04



Fig. 7 Bottom surface of specimen no. R05 and R06



Fig. 8 Bottom surface of specimen no. R07 and R08



Fig. 9 Bottom surface of specimen no. R09 and R10



Fig. 10 Bottom surface of specimen no. R11 and R12



Fig. 11 Bottom surface of specimen no. R13 and R14



Fig. 12 Bottom surface of specimen no. R15 and R16



Fig. 13 Bottom surface of specimen no. R17 and R18

Results of the experiment show, that the spall did not form in all specimens. The depth of the spall was always limited by the bottom layer of reinforcement. Only the area of the spall differed.

The spalled area varied significantly. Some specimens (R08, R09, R13, R15) showed only minimal spalling. Some specimens were damaged significantly (R01, R02, R03, R05). There seems to be almost negligible influence on spalling if the reinforcement is from each other 25 or 50 mm, because the R/C ratio is already quite small. The amount of reinforcement influences the damage in the middle of specimens. More reinforcement acts as a compact membrane. Also the influence of the strength of concrete and fibre content is inconclusive. For example the tendency of spall reduction with the increase of fibre content observed in specimens R07 to R09 was not clearly present in any other similar set of specimens.

The results of reduced scale experiment do not present much correlation with the full scale experiments. The cause of the variation in results seems to be related to not corresponding ratio between reduced scale specimen dimensions, steel reinforcement and standard aggregate size in concrete matrix. The behavior of shock wave passing through such a heterogeneous environment of concrete matrix requires further study. A detailed numerical FEM analysis was conducted to supplement the reduced scale experiment and the description of shock wave propagation.
4 Numerical modelling

LS-DYNA FEM computational model was prepared to supplement the experimental program and verify the assumptions based on performance of slabs with varying reinforcement ratio. The model is based on models created and verified for full scale experiments. The modeling technique had to be further enhanced to include more realistic definition of the internal boundary conditions, especially the bond of reinforcement. In [3] a fluid finite element mesh was used to represent the air and explosive. In this paper the fluid mesh was replaced by the LS-DYNA built-in LOAD_BLAST function derived from U. S. Department of Defense Conventional Weapons Effects Calculation Software (ConWep) to optimize the computational time. The computational time is decreased extremely and the decrease of accuracy is negligible (as it was verified numerically). In some cases the simplified model actually surpassed the complex model in the ability to characterize the behavior observed on the real specimen.



Fig. 14 Numerical model of reduced scale specimen

Concrete was modeled using hexahedral finite elements. Two methods of modeling of reinforced concrete were used: reinforcement as beams and reinforcement as bricks. Steel reinforcement was modeled as beam elements spanning between nodes of hexahedral mesh or using separate hexahedral elements embedded within the concrete mesh (see cl. 4.1 and 4.2). The bond between the bricks representing reinforcement and concrete is simplified in this stage of research as being fully fixed. No shear is allowed between the two types of materials.

Concrete is modeled using MAT_CSCM_CONCRETE material model [5]. For the reinforcement MAT_PLASTIC_KINEMATIC [5] is used. The size of concrete elements is 5 mm. To increase the accuracy of the model, the gravity load was defined using LOAD_BODY_Z function [6]. Boundary conditions are set up in a similar way as the experiment. Two steel cylinders with restrained bases serve as supports for the specimen.

4.1 Reinforcement as beams

This is a common and simple way to define the reinforcement. Reinforcement is defined as beams spanning between element nodes.



Fig. 15 Reinforcement model – beams

4.2 Reinforcement as bricks

With the modeling of reinforcement as bricks brings, the influence of cohesion of reinforcement and concrete matrix gain importance. Unlike the model with beams, the model with bricks generates shear force between steel and concrete so theoretically the behavior of the model should be more realistic.



Fig. 16 Reinforcement model – bricks

5 Comparison of experiments and numerical modelling

To determine their accuracy the behaviour of numerical models was compared against the results of the experimental program on full scale and reduced scale specimens. Some characteristic results are presented in Fig. 17 to Fig. 21.



Fig. 17 Reinforcement as beams - side view with detail



Fig. 18 Reinforcement as beams - specimen soffit - comparison with experiment



Fig. 19 Reinforcement as bricks - effective plastic strain



Fig. 20 Reinforcement as bricks - side view with detail



Fig. 21 Reinforcement as bricks – specimen soffit – comparison with experiment

The effect of shock wave reflections at the interface between concrete and steel is clearly visible in the FEM model (Fig. 21). The FEM model is capable of calculating the reflections only on interfaces between 3D elements. For the reflection to occur, the second method of modelling of the reinforcement has to be used.

Fig. 21-A shows the specimen before blast. Fig. 21-B show the shock wave entering the concrete panel and propagating towards the lower reinforcement layer (time t = 0,24976 ms). Fig. 21-C and 21-D show the shock wave reflecting of the bottom reinforcement layer back to the top surface of the specimen.(time t = 0,37465 ms). Fig. 21-E to 21-I show the erratic pressure state inside the specimen caused by multiple reflections of the shock wave and increasing number of eroding elements.

The FEM model exhibits all the effects suggested during study of the experimenal results. Scaling of the blast load and specimen seems to offer valid results for the full scale experiments presented in [3] and [4]. Also suggested method of FEM modeling brings more accurate results and behavior of the specimen than the method developed before and presented in [3].

The main reason that the scalability of results was not successful seems to be the standard composition of concrete matrix was used for the reduced scale experiment. Although the motivation of using the standard concrete is valid and the reduction of costs would be significant, presented results of experiment and computer modeling indicate, that this approach is not applicable. Large diameter of the aggregate contained in concrete matrix relative to dimensions of the small scale specimen seems to prevent continuous propagation of the shock wave through the concrete. The shock wave seems to reflect of the surface of the aggregate and disrupt the propagation usually recognized in the full scale model as presented in [4]. Also the large amount of reinforcement in the top and bottom layer seems to be a significant source of shock wave reflections.

The difference of ratio between sizes of aggregate, diameter of the reinforcement and specimen dimensions for full scale and reduced scale specimen used is shown in Fig. 22 and Fig. 23. A material similar to the micro-concrete used in seismic experiments could eliminate the undesired effects observed during the reduced scale experiment and will be subjected to further study.



Fig. 22 The size of reinforcement and aggregate in full scale specimen



Fig. 23 The size of reinforcement and aggregate in reduced scale specimen

6 Conclusions

Results of the reduced scale experimental program supplemented with the results of numerical modelling offer a solid basis to understanding the behaviour of shock wave inside specimen with large aggregate.

The results of reduced scale experiments show that when the ratio between aggregate size and specimen dimensions is low, complex modeling has to be performed and each of the materials (cement, aggregate, steel) has to be considered. Typical damage of a full scale specimen is presented in Fig. 24, typical result of reduced scale experiment is shown in Fig. 25.



Fig. 24 Damage of a full scale specimen



Fig. 25 Damage of a reduced scale specimen

Two methods were used to model the reinforcement in LS-DYNA software, reinforcement as beam elements and reinforcement as bricks. The main difference is in the cohesion of reinforcement and concrete as shown in Fig. 17 and Fig. 20. More realistic results are obtained when the reinforcement is defined as bricks because the effect of shock wave reflection at the interface between concrete and steel is present in the more detailed numerical model.

The comparison of results of full scale and reduced scale experiments show that the basic mode of damage is present in both cases. But closer look suggests that the behavior of concrete between reinforcing bars is different. The reason of the difference is the use of the non-scaled concrete matrix. It is necessary to maintain the same ratio between the reinforcement and aggregate to obtain results that correspond That seems to be the reason causing the difference in behavior and overall damage of reduced scale and full scale specimen.

FEM modeling results show a reflection of propagating the shock wave at any interface inside the specimen (e.g. reinforcement bars). It is reasonable to assume that a similar reflection is caused by the large aggregate. The greater a discontinuity in the matrix is, the greater is the disturbance of shock wave.

In the full scale experiment, the effect of relatively small aggregate seems to be less significant. The use of a similar material as micro-concrete used in seismic experiments might improve the correlation between full scale and reduced scale experiments. Due to highly nonlinear behavior of the material during the experiment, the relation between decisive blast related material parameters of micro-concrete and standard concrete, such as compressive strength, fracture energy and dynamic increase factor have to be carefully considered. Material model used in LS-DYNA FEM software has to be appropriately calibrated as well.

References

SHEN Dejian, LU Xilin, Shaking table test and analzsis on seismic behavior of steelconcrete hybrid structure for high rise buildings, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China

Hu. Jiang, Xilin Lu, Jiejiang Zhu, Performance-based seismic analysis and design of codeexceeding tall buildings in Mainland China, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 43, No. 4 (2012) 000-000

Foglar M., Kovar M., Conclusions from experimental testing of blast resistance of FRC and RC bridge decks, International Journal of Impact Engineering, Volume 59, September 2013

Kovar M., Foglar M., Hajek R., Blast performance of real-scale reinforced concrete specimens with varying fiber type and content, WIT Transactions on The Built Environment, Volume 141, 2014.

LS-DYNA Theory Manual. Livermore Software Technology Corp.

LS-DYNA Keyword Users Manual, Version 971. Livermore Software Technology Corp.

Contact address:

Jiri Stohr, Radek Hajek, Marek Foglar

CTU in Prague, Faculty of civil engineering, Department of concrete and masonry structures, Thákurova 7, 166 29, Prague, Czech Republic, Tel: +420 224 354 630

STANOVENÍ POŠKOZENÍ CHLADIČE PÁRY

JAKUB STONIŠ

VÍTKOVICE ÚAM a.s.

Abstract: This paper deals with the fatigue determination of steam cooler in the pipeline of thermal power plant using the STRENGTH software. STRENGTH software was developed in VÍTKOVICE ÚAM a.s. Company and enables engineers to perform simple strength assessment and fatigue life assessment. On the basis of operating modes were determined load from internal pressures and temperatures. In ANSYS were thermal and subsequently strain-stress calculations performed. Temperature field and stress tensors from surface nodes of the model were set. Those were subsequently imported into STRENGTH. Set of the values of the damage were exported back into ANSYS and displayed as an images.

Keywords: ANSYS, damage, fatigue, steam cooler, STRENGTH

1 Úvod

V tomto článku je uveden postup stanovení poškození chladiče páry v potrubí tepelné elektrárny. Chladič páry je zařízení sloužící k chlazení protékající páry v potrubí. Středová část hlavního potrubí (Venturiho trubice) je vytvořena jako samostatné těleso, které je vloženo do parního potrubí. Vstupní část trubice je plynule tvarovaná a pro zvýšení rychlosti je navrženo zúžení vůči vnitřnímu průměru parního potrubí. Na hrdlo trubice navazuje kuželový difuzor a za ním následuje válcová část tvořící ochranné stínění parního potrubí, tzv. košilka. Přívod a vstřikování vody se provádí pomocí vstřikovacího prstence (anuloidu), který je umístěn ve vstupní části trubice. Tento vstřikovací prstenec je omýván parou z vnitřní i vnější strany. Chladicí voda při vstupu do vodní komory rotuje, vytváří vodní film na stěnách vnitřního válcového kanálu anuloidu a výstup je upraven tak, aby docházelo k jemnému rozprášení chladicí vody. Na základě výsledků deformačně-napěťových výpočtů v programu ANSYS 15.0 bylo provedeno stanovení poškození chladiče páry nízkocyklovou únavou pomocí programu STRENGTH. Ve výpočtech byl sledován vliv typů prvků sítě (lineárních a kvadratických) na délku výpočtu a kvalitu výsledků.

2 Model

Model chladiče páry je složen z pěti částí. Středové části hlavního potrubí (část 1, obrázek 1), difuzoru (část 2, obrázek 1), ochranného stínění (část 3, obrázek 1), přívodu vody (část 4, obrázek 1) a vstřikovacího prstence (část 5, obrázek 1).

2.1 Geomerie

Geometrický model chladiče páry byl sestaven na základě výkresové dokumentace, viz obrázek 1.



Obrázek 1 – Podkladový obrázek pro tvorbu modelu chladiče páry

2.2 Fyzikální vlastnosti materiálu tělesa chladiče páry

Chladič páry je vyroben z oceli X10CrMoVNb9-1 (zkrácené označení je P91 a číslo materiálu je 1.4903). Materiálové charakteristiky byly převzaty z materiálového listu a jsou uvedeny v tabulce 1.

Teplota	Mez kluzu	Mez pevnosti	Kontrakce	Modul	Teplotní
Т	R _e	R _m	Z	pružnosti E	roztažnost α
[°C]	[MPa]	[MPa]	[%]	[GPa]	[10 ⁻⁶ ⋅K ⁻¹]
20	450	630	40	218	-
200	380	600	40	206	11,3
300	360	580	40	198	11,7
400	340	560	40	190	12
500	300	500	40	180	12,3

Tabulka 1 Fyzikální vlastnosti materiálu tělesa chladiče páry

2.3 Výpočtová síť

Síť prvků byla provedena s využitím lineárních prvků SOLID185 (obr. 2.) a kvadratických prvků SOLID 186. Kontaktní úlohy byly řešeny za použití prvků TARGE170 a CONTA174. Kontaktní plochy jsou zobrazeny na obrázku 3. Pomocnými prvky při tvorbě vypočtové sítě byly prvky MESH200. Tyto prvky sloužily k vytvoření vypočtové sítě na plochách geometricky složitých objemů před tvorbou sítě na těchto objemech. Teplotní úloha byla u obou modelů počítana s prvky SOLID70.

2.4 Zatížení

Model chladiče páry byl zatížen dvěma jednotkovými zatíženými a čtyřmi teplotními poli, která byla vypočtena při stacionární teplotní analýze. Z těchto šesti zatížení bylo sestaveno 5 zatěžovacích stavů (ZS). První čtyři ZS jsou určeny tabulkou 2. Jedná se o režimy maximální kontinuální výkon (BMCR), jmenovitý výkon (JV), 70 % JV a 50 % JV. Jako pátý zatěžovací stav byla uvažována tlaková zkouška chladiče páry, která probíhá při vnitřním přetlaku 46,7 MPa.

Mechanická zatížení byla zadána jednotkovým přetlakem na vnitřním povrchu a tahovým zatížením od jednotkového přetlaku na příčných řezech (obr. 2).

Teplotní zatížení bylo aplikováno formou konvekce (součinitelem přestupu tepla a teplotou okolí povrchu) na smáčené plochy chladiče páry. Vnější povrch chladiče páry byl uvažován jako dokonale izolovaný.



Obrázek 2 – Model chladiče páry se zobrazenou výpočtovou sítí a s vyznačenými plochami, na které byla aplikována tahová zatížení od vnitřního přetlaku (světlé modrá) a okrajové podmínky (červená)



Obrázek 3 – Detail výpočtové sítě modelu chladiče páry s vyznačenými oblastmi kontaktu

Při deformačně-napěťových výpočtech byla na plochy ležící v rovině symetrie aplikována symetrická okrajová podmínka a na jednom z příčných řezů potrubím byl zamezen axiální posuv (obr. 2).

Oblast		BMCR	JV	70 % JV	50 % JV
	Teplota [°C]	251,8	250,9	233,2	216,9
Vstřik	Množství [kg⋅s⁻¹]	0,238	1,746	0,933	0,961
	Tlak [MPa]	23,8	23,36	16,55	12,215
	Teplota [°C]	485,0	495	490	505
Před vstřikem	Množství [kg⋅s⁻¹]	92,737	89,974	63,272	44,899
	Tlak [MPa]	18,99	18,76	13,367	9,65
	Teplota [°C]	483,4	482,4	478,2	484,8
Po vstřiku	Množství [kg⋅s⁻¹]	92,975	91,72	64,205	45,860
	Tlak [MPa]	18,98	18,75	13,349	9,64

Tabulka 2 Pracovní režimy na chladiči párv

Na základě provozních stavů uvedených v tabulce 2 byly stanoveny součinitele přestupu tepla a teploty okolí povrchu, které byly následně aplikovány na vybrané plochy modelu. Součinitele přestupu tepla byly stanoveny pomocí výpočtů provedených dle kriteriálních rovnic nucené konvekce a následně ověřeny výpočtem v programu EES (Engineering Equation Solver). Příklad stanoveného součinitele přestupu tepla pro oblast před vstřikem při JV a 50 % JV je uveden na obrázku 4.



Obrázek 4 – Součinitel přestupu tepla pro část chladiče páry před vstřikem

2.5 Fyzikální vlastnosti vody

Pro stanovení součinitele přestupu tepla byly použity vstupní hodnoty uvedené v tabulce 3 a 4.

l abulka 3 Vlastnosti vody pri pretlaku 23,36 MPa					
Teplota	Hustota	Měrná tepelná	Tepelná vodivost	Dynamická	
Т	ρ	kapacita c _p	λ	vizkozita µ	
[°C]	[kg⋅m⁻³]	[kJ·kg ⁻¹ ·K ⁻¹]	[W⋅m ⁻¹ ⋅K ⁻¹]	[10 ⁻⁶ ·N·s·m ⁻²]	
250	819,36	4,65	0,641	111,23	
255	812,45	4,69	0,636	108,98	

rabalka + vlastriosti pary pri pretlaka ro, ro ivir a					
Teplota	Hustota	Měrná tepelná	Tepelná vodivost	Dynamická	
Т	ρ	kapacita c _p	λ	vizkozita µ	
[°C]	[kg⋅m⁻³]	[kJ⋅kg ⁻¹ ⋅K ⁻¹]	[W⋅m ⁻¹ ⋅K ⁻¹]	[10 ⁻⁶ ⋅N⋅s⋅m ⁻²]	
480	65,83	3,368	0,0863	28,86	
485	64,95	3,315	0,0864	29,06	
495	63.3	3.222	0.0868	29.48	

Tabulka 4 Vlastnosti páry při přetlaku 18,76 MPa

3 Výpočet

Řešení úlohy bylo rozděleno na tři části, na teplotní výpočet, deformačně-napěťový výpočet a stanovení kumulace poškození. Teplotní a deformačně-napěťová analýza byla provedena v programu ANSYS 15.0. Výpočet kumulace poškození byl potom proveden v programu STRENGTH.

3.1 Teplotní výpočet

Model chladiče páry byl vystaven teplototním účinkům proudící vodní páry a vody, které odpovídaly čtyřem provozním stavům. Výsledkem výpočtu bylo stanovení teplotních polí, která byla následně použita pro výpočet napěťových polí na modelu chladiče. Teplotní pole na chladiči při JV jsou zobrazena na obrázku 5.



Obrázek 5 – Teplotní pole na chladiči páry při JV [°C]

3.2 Deformačně-napěťový výpočet

Stanovení rozložení napětí na modelech chladiče páry od účínků teploty bylo provedeno deformačně-napěťovým výpočtem. Vstupními daty pro tento výpočet byly teplotní pole z předešlých teplotních výpočtů. Rozložení redukovaného napětí dle Trescovy podmínky plasticity od zatížení teplotou při JV je uvedeno na obrázku 6.



Obrázek 6 – Redukované napětí dle Trescovy podmínky plasticity od teplotního pole při JV (vlevo – model s lineárními prvky, vpravo – model s kvadratickými prvky) [MPa]

Dále byl model chladiče páry vystaven tlakovým účinkům vodní páry a vody. Vzhledem k použití lineárního materiálového modelu, bylo možno využít principu superpozice a výpočet tlakových účinků rozdělit na výpočet účinků jednotkového tlaku vodní páry a jednotkového tlaku vody. Rozložení redukovaného napětí dle Trescovy podmínky plasticity od zatížení jednotkovým vnitřním přetlakem na hlavním potrubí je na obrázku 7.



Obrázek 7 – Redukované napětí dle Trescovy podmínky plasticity od jednotkového zatížení vnitřním přetlakem na hlavním potrubí [MPa]

3.3 Výpočet kumulace poškození

Na základě provedených výpočtů byly vybrány povrchové uzly oblastí modelu chladiče páry, které vykazovaly zvýšenou velikost napětí. Pro tyto uzly byly sestaveny tenzory napětí, poměrných deformací a teplotní pole, které byly následně použity při posouzení na nízkocyklovou únavu v programu STRENGTH. Kumulace poškození na

chladiči páry je znázorněna na obrázcích 8 a 9. Použité přístupy a součinitelé jsou uvedeny v tabulce 5.

Tabulka 5. Použitá přístupy a součinitalá pro posouzoní úpavy

	initele pro posouzerni unavy
Teorie pevnosti:	teorie maximálních smykových napětí
Metoda posouzení na únavu:	nízkocyklová únava
Koncepce výpočtu pružno-plastické deformace:	Neuberova koncepce
Závislost napětí:	deformace se zpevněním
Křivka životnosti:	typu Langera
Součinitel bezpečnosti vůči napětí:	2
Součinitel bezpečnosti vůči počtu cyklů:	10
Součinitel snížení pevnosti při únavě vlivem svaru:	1,0



CHLADIC, 185

total cumulative damage assessment: STRENGTH, engine FatigueV, version 7.04





Obrázek 9 – Vypočtené kumulace poškození na detailu chladiče páry (vlevo – model s lineárními prvky, vpravo – model s kvadratickými prvky)

4 Výsledky

Z výsledků je zřejmý značný rozdíl ve velikosti kumulace poškození na modelu s využitím linearních prvků (SOLID185) a kvadratických prvků (SOLID186). Tento rozdíl je až cca 6násobný. Rozdíl velikosti redukovaného napětí dle Trescovy podmínky plasticity je cca 25 %. Tento nedostatek ve výpočtu je potřeba odstranit.

Velikost modelu s kvadratickými prvky byla 930 000 uzlů a 240 000 uzlů s lineárními prvky. Velikost prvků byla u obou modelů stejná. Délka deformačněnapěťového výpočtu s kvadratickými prvky byla cca 3,7 h a s lineárními prvky cca 1,3 h.

Příprava vstupních dat (teplotních polí, tenzorů napětí) pro výpočet poškození v programu STRENGTH se neobejde bez znalosti použití APDL. Určitým omezením je potřeba rozdělit soubory dat podle počtů posuzovaných uzlů. V jednom souboru je možné mít pouze 32 000 uzlů. Samotný výpočet poškození v programu STRENGTH je velmi rychlý a převod poškození zpátky do programu ANSYS je velmi jednoduchý, protože výstup z programu STRENGTH je ve formátu určeném pro import do ANSYSu.

5 Závěr

V tomto příspěvku byl prezentován postup stanovení poškození chladiče páry pomocí programu STRENGTH. Byly provedeny teplotní a deformačně-napěťové výpočty v programu ANSYS pro stanovení tenzorů napětí a teplotních polí. Tato teplotní pole a tenzory napětí byly dále použity pro posouzení nízkocyklové únavy v programu STRENGTH. Následně byla kumulace poškození v posuzovaných uzlech přenesena zpět do programu ANSYS a vykreslena.

Výpočty probíhaly na dvou modelech. První byl diskretizován pomocí lineárních prvků a druhý pomocí kvadratických prvků. Rozdíl ve výsledcích při použití stejné velikosti prvku sítě byl velmi výrazny. Další práce by proto měla být směřována na citlivostní analýzu velikosti prvků při tvorbě sítě modelů. Přesnost výpočtů má významný vliv na kumulaci poškození.

Dalším možným směrem zpřesnění výsledků je využití CFD programů (ANSYS CFX, ANSYS Fluent) pro upřesnění přestupů tepla na modelu chladiče páry.

Literatura

RAMÍK Z., 2014. Propojení systému STRENGTH se systémem ANSYS. In.: 22nd SVSFEM ANSYS Users' Group Meeting and Conference 2014, Jasná, Slovak Republik, 25. – 27. června 2014. Brno: SVS FEM s.r.o., str. 125-132. ISBN 978-50-905525-1-7

ANSYS 15.0 Help, 2013

RAMÍK Z., 2013, STRENGTH 7.04 – vstupní data. Zpráva společnosti VÍTKOVICE ÚAM a.s., arch. č. V3007/13, revize 1.

RYŠAVÝ P., RYŠAVÝ M., 2014. Výpočet závislosti diference teplot tělesa Y-kusu. Zpráva společnosti VÍTKOVICE ÚAM a.s., arch. č. V3103/14.

Poděkování

V příspěvku jsou prezentovány výsledky řešení grantového úkolu VG20132015109, který byl finančně podporován Ministerstvem vnitra České republiky.

Kontaktní adresa:

Ing. Jakub Stoniš VÍTKOVICE ÚAM a.s., Purkyňova 648/125, 612 00 Brno

PRAVDEPODOBNOSŤ PORUŠENIA VYĽAHČENEJ ZÁKLADOVEJ DOSKY

KATARÍNA TVRDÁ

STU Bratislava, Stavebná fakulta

Abstract: This paper deals with the probabilistic analysis of the foundation plate rested on the soil. The plate is designed by FEM method, elastic foundation is modeled through Winkler's model. During a probabilistic analysis, software ANSYS executes multiple analysis loops to compute the random output parameters as a function of the set of random input variables. Values for the input variables are generated using LHS Monte Carlo and the impact of the subsoil is accounted in the solution using elastic stiffness matrix. The probabilistic sensitivities is based on Spearman rank order correlation coefficients. In conclusion, some results of probabilistic and sensitivity design are presented.

Keywords: FEM, foundation plate, probability design, sensitivity, LHS Monte Carlo

1 Úvod

Jedným z možných riešení statických výpočtov a expertíz je aj posúdenie spoľahlivosti konštrukcií. Výpočty umožňujú posúdenie bezpečnosti návrhu konštrukcie alebo jej zlyhanie založenej na pravdepodobnostnej analýze použitím metódy Monte Carlo alebo LHS Monte Carlo metódy. V súčasnosti existuje množstvo autorov zaoberajúcich sa bezpečnosťou návrhu konštrukcií, môžeme ich nájsť v prácach (Kmeť, Tomko, Brda, 2011) a iných. Takéto výpočty môžu lepšie odrážať bezpečnosť konštrukcie. Samozrejme, množstvo kvalitných návrhov a metód, ktoré sa používajú pre posúdenie konštrukcií sa začali vyvíjať s rastom teoretických a praktických znalostí, ako aj s vývojom výpočtovej techniky. Metódy posúdenia spoľahlivosti sa môžu rozdeliť na deterministické a pravdepodobnostné, simulačné, polopravdepodobnostné analýzy a iné.

2 Základová doska na podloží typu Winklera

Deformácia dosky uloženej na pružnom podloží typu Winklera je popísaná veľmi známou diferenciálnou rovnicou (1).

$$D\left[\frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x,y)}{\partial y^4}\right] + k w(x,y) = p(x,y)$$
(15)

• kde D je tuhosť dosky, k je koeficient stlačiteľnosti podložia. Viac ohľadom konštrukcií na rôznych podložiach je možné nájsť v prácach [2 - 6].

Na dosku pôsobí vonkajšie zaťaženie q(x,y) a odpor podložia p(x, y), definovaný ako súčin modulu stlačiteľnosti podložia *k* a priehybu podložia w(x, y).

2.1 Pravdepodobnostný návrh posúdenia dosky Cobiax na pružnom podloží

Doska je navrhnutá ako vyľahčená základová doska s použitím systému Cobiax, vyrobená z betónu C25/30, vybudovaná pod objektom so 7 nadzemnými a 2 podzemnými podlažiami. Materiálové vlastnosti dosky sú: Ex = 31 GPa (svetlá farba), v = 0,2. V mieste vyľahčenej dosky sa modul pružnosti betónu znižuje na 85% pôvodného modulu pružnosti a to na základe odporúčaní výrobcu (tmavá farba). Doska je uložená na zemine

– stredne uľahnuté štrky a piesky s modulom stlačiteľnosti podložia k = 70 MN/m³ (obr. 1). Hrúbka dosky sa uvažuje konštantná a to 0,95 m.



Obrázok 1 - Model dosky - singulárne sily

Doska je zaťažená singulárnymi silami v mieste stĺpov F = 3769 - 5515 kN (obr. 1) a priamkovým zaťažením zo stien v hodnote 65-113 kN / m (obr. 2). Hrúbka dosky je 0,95 m.







Obrázok 4 – Merné ohybové momenty mx



Obrázok 5 – Merné ohybové momenty my

Po statickej analýze na základovej doske sa získali výsledné hodnoty vnútorných síl a priehybov. Na nasledujúcich obrázkoch sú uvedené tieto výsledné priehyby (obr. 3) pre zadanú základovú dosku, merné ohybové momenty v smere osi x (obr. 4) a merné ohybové momenty v smere y (obr.5).

2.2 Základová doska na rôznych zeminách

V tejto kapitole sú uvedené výsledky pre uvedenú základovú dosku uloženú na rôznych druhoch základovej pôdy a to k = 40 MN / m^3 , 70 MN / m^3 a 110 MN / m^3 . V nasledujúcej tabuľke sú uvedené výsledné vnútorné sily a deformácie, pre hore uvedené základové pôdy. Výpočet bol uskutočnený v sotwéry Ansys.

		$k - 40 MN/m^3$	$k - 70 MN/m^3$	$k - 110 MN/m^3$
		$\kappa = 40 \text{ mm/m}$	$\kappa = 70 \text{ mm}/\text{m}$	$\kappa = 110$ mit/m
max	$w_m [mm]$	6,111	4,288	3,352
	mx [kNm/m]	874,78	756,86	651,13
	my [kNm/m]	715,60	647,72	605,13
	mxy [kNm/m]	435,73	399,09	366,04
	seqv [kPa]	15903,5	15581,8	15222,4
	w [mm]	1,923	0,753	0,259
min	mx [kNm/m]	-1972,5	-1913,68	-1845,72
	my [kNm/m]	-1513,47	-1502,81	-1475,44
	mxy [kNm/m]	-425,39	-390,95	-362,41
	seqv [kPa]	39,23	37,09	31,99

Tabuľka 6 Porovnanie statickej analýzy pre rôzne typy podložia

Z nasledujúcich výstupov je zrejmé, že pri únosnejších zeminách je priehyb menší (3,352 mm), ako pri menej únosných zeminách (6,111 mm). Rovnaké závery platia aj pre vnútorné sily.

2.3 Pravdepodobnostné posúdenie základovej dosky COBIAX na pružnom podloží

Pre pravdepodobnostný výpočet sú potrebné stochastické vstupné údaje. Tieto vstupné údaje (geometria, materiálové vlastnosti, atď.) sa menia na základe rôzneho rozloženia, ako je to uvedené v nasledujúcich tabuľke a obrázkoch.

No.	Name	Туре	Parı	Par2
1	EX2	GAUS	2.75900E+07	1.37950E+06
2	<u>EX1</u>	GAUS	2.75900E+07	1.37950E+06
3	<u>KK</u>	GAUS	70000.	3500.0
4	<u>QVAR</u>	LOG1	1.0000	0.10000
5	<u>H1</u>	UNIF	0.94000	0.96000

Tabuľka 2	Vstupné	údaje -	pravdepod	obnostné	rozdelenie
-----------	---------	---------	-----------	----------	------------

Z uvedenej tabuľky je vidieť, že modul pružnosti základovej dosky EX1_ sa menil podľa Gaussovho rozdelenia (obr. 6) ako aj modul pružnosti vyľahčenej časti dosky EX2_ (obr. 6), koeficient stlačiteľnosti podložia podľa Gaussovho rozloženia (obr. 7), hrúbka dosky sa mení na základe rovnomerného rozdelenia (obr. 8).



Obrázok 6 – Gausovo rozdelenie modulu pružnosti dosky EX1_, EX2_





Longnormálne rozdelenie sa použilo pre zaťaženie, pričom každé zaťaženie v jednotlivých uzloch je prenásobené touto stochastickou hodnotou a rozdelenie tohto typu je uvedené na obr. 8, definované strednou hodnotou, štandardnou odchýlkou, atď.



Obrázok 8 – Rovnomerné rozdelenie vstupnej premennej hrúbky dosky H1_



Obrázok 9 – Funkcia hustoty pravdepodobnosti (PDF) a distribučná funkcia Longnormálneho rozloženia CDF vstupnej veličiny – zaťaženie Qvar

Name	Mean	Standard Deviation	Skewness	Kurtosis	Minimum	Maximum
MAX_MX	704.0	76.17	0.3248	0.1760	498.9	976.5
MAX_MY	698.9	74.25	0.3326	0.1614	500.1	963.3
NAP	1.5351E+04	1553.	0.3012	0.1286	1.1193E+04	2.1223E+04
SPOL	1.411	0.4923	0.3623	-1.872	1.000	2.000
PRIEH	-4.4134E-03	4.6917E-04	-0.3462	0.2723	-6.1133E-03	-3.1680E-03

Table 2	Wetunné	narametre
Table Z.	vvstubne	parametre

Počas pravdepodobnostnej analýzy program ANSYS uskutoční množstvo výpočtových cyklov. Hodnoty vstupných veličín sú vytvárané náhodne použitím metódy Monte Carlo s LHS simuláciou (Latin Hypercube Sampling). Pre výpočet bolo použitých 1000 iterácií. Výsledné veličiny sú opäť definované stochasticky (tabuľka 3).



Obrázok 10 - Histogram výstupnej premennej PRIEH - deformácie



Obrázok 11 - Histogram výstupnej veličiny MAX_MX - moment





Podľa distribučnej funkcie CDF (obr. 13) môžeme určiť pravdepodobnosť odpovedajúceho výstupného parametra PRIEH (maximálna hodnota deformácie – posunutia vo zvislom smere).



Z výstupov ako aj z obr. 13 je jasné, že maximálny priehyb je menší ako -0,006 m, čo predstavuje že návrh je 3,47e-³ nespoľahlivý.

2.4 Citlivostná analýza

Vyhodnotenie pravdepodobnostnej citlivosti je založené na vyhodnotení vzájomných vzťahov medzi všetkými náhodnými vstupnými parametrami a ľubovoľným výstupným parametrom. Na základe špecifikácie používateľa môžu byť použitý Spearmanov stupeň, korelačný koeficient alebo Pearson lineárny korelačný koeficient. Na vynesenie citlivosť určitého náhodného výstupného parametra, náhodné vstupné premenné sú rozdelené do dvoch skupín: tie, ktoré sú významné (dôležité) a tie, ktoré sú nepodstatné (nie sú dôležité) pre daný výstupný parameter. Vykreslenie grafov citlivosti daného výstupného parametra bude obsahovať len významné náhodné vstupné parametre.



Obrázok 14 Graf citlivostnej analýzy pre výstupný parameter MaX_MX



Obrázok 15 Graf citlivostnej analýzy pre výstupný parameter PRIEH – priehyb

Citlivostná analýza (Obr. 14) ukazuje, že vstupné parametre ako QVAR – zaťaženie, EX1_, EX2_ moduly pružnosti, KK_ koeficient stlačiteľnosti podložia významne vplývajú na výstupný parameter Max_Mx – maximálny merný ohybový moment.

3 Záver

Hlavným cieľom tejto analýzy bolo určiť pravdepodobnosť porušenia konštrukcie a následne určiť jej závislosť na vstupných parametroch. V tomto prípade, bolo porušenie konštrukcie stanovené na 3,47e⁻³, čo predstavuje prekročenie limitného prehybu -0.006 m. Na pravdepodobnostnú analýzu ako aj statickú sa použil program ANSYS. Vplyv vstupných parametrov na jednotlivé výstupné parametre je možné vidieť v citlivostnej analýze.

Literatura

ANSYS

Kotrasová K., Eva Kormaníková E., 2009. The ground plate on the Winkler foundation Základová doska na Winklerovom podklade. In: Modelování v mechanice 2009. - Ostrava: VŠB TU, P. 1-6. - ISBN 9788024820163.

Hrustinec L., 2013. Numerical Analysis of the Interaction between Shallow (Square, Circular, Strip) Foundations and Subsoil. Journal of Civil Engineering and Architecture. vol. 7, no. 7, July 2013 (Serial No. 68), p. 875-886.

Jendzelovsky N., Prekop L., 2008. Analysis of Foundation Conditions of Water Pumping Station. in: Jubilee international scientific conference VSU 2008: Proceedings Vol.1.Sofia, Bulgaria, 2008

Tomlinson M. J., 2001. Foundation Design and Construction, Pearson Education Ltd, England

Kmet S., Tomko M., Brda J., 2011. Time-dependent analysis of cable trusses Part II. Simulation-based reliability assessment. Structural Engineering and Mechanics, Vol. 38, Iss. 2, p. 171-193.

Poďakovanie

Práca vznikla za finančnej podpory grantového projektu VEGA v Slovenskej republike No. 1/0544/15.

Kontaktná adresa:

Doc. Ing. Katarína Tvrdá, PhD. Katedra stavebnej mechaniky STU v Bratislave, Radlinského 11, 810 05 Bratislava

HAVÁRIE STŘECHY NÁDRŽE

PAVEL ZAHRADNÍČEK, VIKTOR STUCHLÍK

Střelice (u Brna)

Abstract: This paper analyzes the wrecked tank roof using FEM. The aim of the study was to determine the critical overpressure causing plastic deformation of the roof structure.

Keywords: FEM, overpressure, tank, roof

1 Úvod

Předložená práce byla vytvořena na základě skutečné havárie nádrže na ropné produkty. Působením nepřiměřeného vnitřního přetlaku došlo k rozsáhlým deformacím a následnému utržení části střechy od přilehlého pláště nádrže. Podle čidel, která při události zaznamenávala tlak, došlo k roztržení při vnitřním přetlaku 15,17 kPa.

Cílem analýzy bylo určit kritickou hodnotu vnitřního přetlaku, který způsobí ztrátu stability (počátek plastických defromací) konstrukce střechy při uvážení tří horních lubů nádrže.

2 Popis nádrže

Výstavba objektu se datuje do roku 2008. Jedná se o ocelovou stojatou válcovou nádrž o objemu 10 000 m³ s ochrannou jímkou. Průměr válcové části nádrže činí 30 250 mm, výška válcové části 13 940 mm a výška kulového vrchlíku 2 962 mm.

Střecha nádrže má kulovitý tvar a skládá se ze **skořepiny** (plechů střechy) a **střešní konstrukce**, která je tvořena z krokvových polí, lucerny (střed střechy) a patního věnce (vnější okraj střechy). Hlavním nosným prvkem střešní konstrukce jsou krokvová pole z profilu IPE 200, který je příčně vyztužen profily L 60x60x6 a L 80x80x8. Obvodový výztužný prstenec je vytvořen z plechu o tloušťce 19 mm. Lucerna, kde se sbíhají krokve, je tvořena plechy o tloušťce 16 mm. Plechy střešní skořepiny mají tloušťku 5 mm a jsou ke střešní konstrukci připevněny pouze v místě lucerny a obvodového patního věnce. Tloušťka stěny pláště je 6 mm. Výztuha pláště je tvořena profilem L 100x100x6.



Obrázek 1 – Schéma analyzované nádrže



Obrázek 2 - Havarovaná střecha nádrže



Obrázek 3 - Havarovaná střecha nádrže (detail)

3 Tvorba modelu

Geometrie modelu byla vytvořena v CAD softwaru Autodesk Inventor 2015 pomocí ploch (skořepin). Pro výpočet byl použit software ASNYS Mechanical APDL 15.0.

3.1 Tvorba 3D geometrie

Model byl vytvořen podle původní dokumentace. Jedná se o matematický model, proto jsou zanedbané geometrické nedokonalosti (vzniklé např. při výrobě, montáži) a také došlo k několika dalším zjednodušením, která však mají zanedbatelný vliv na přesnost řešení.

Nádrž byla modelována včetně třech horních lubů pláště. Celá konstrukce modelované střechy se skládá ze 44 krokvových polí. Byla vymodelována výseč, která se 44krát opakuje po celém obvodu. Model byl vytvořen v plochách, tloušťky komponent se přiřazují v ANSYS.



3.2 MKP model

Po importu modelu do ANSYS byly nastaveny geometrické parametry (např. tvorba elementů MKP sítě, materiálové charakteristiky a okrajové podmínky atd.). Model byl pevně ukotven v místě posledního modelovaného lubu pláště (UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ = 0). Model byl zatížen vlastní vahou. Střešní skořepina a plášť byli zatíženi přetlakem 15,17 kPa. Byla použita bilineární materiálová charakteristika pro ocel 11 373.

Do modelu byla zavedena imperfekce v podobě zeštíhlení jednoho z plechů obvodového výztužného prstence. Podle normy ČSN EN 10029 je maximální záporná tolerance tloušťky takového plechu 0,6 mm. Proto byl plech v tomto místě zeslaben z původních 19 mm na 18,4 mm.

Seznam použitých parametrů pro nelineární výpočet:

- typ elementu: SHELL281
- počet elementů: 46 000
- modul pružnosti (E) = 210 000 MPa
- Poissonova konstanta (v) = 0,3
- hustota oceli (ρ) = 7,85.10⁻¹² T.mm⁻³
- gravitační zrychlení (g) = 9 810 mm.s⁻²
- mez kluzu oceli (Sy) = 235 Mpa
- tečný modul (TANG MOD.) = 1 336 MPa



Obrázek 5 - Síť elementů





Obrázek 7 – Místo použité imperfekce

4 Výpočet

MKP výpočet měl za úkol zjistit kritický přetlak, který způsobil počáteční ztrátu stability nádrže - stav, kdy začne docházet k plastickým deformacím konstrukce. Byl použit nelinerání statický výpočet s využitím stabilizace (Energy dissipation) = 0,1. Poměr stabilizační energie a deformační energie (STEN/SENE) činil 0,0022 (0,2 %).

Z času na konci konvergence úlohy se vypočte hodnota působícího kritického zatížení podtlakem p_{KR1} pro nelineární výpočet:

$$p_{KRI} = t_K \cdot p_0,$$

kde:

(1)

 p_{KRI} – kritický podtlak pro nelineární analýzu t_K – čas ukončení konvergence úlohy p_0 – počáteční zatížení pod tlakem

5 Výsledky

Kritická hodnota podtlaku byla vypočtena z času při ukončení konvergence úlohy, která nastala přibližně v 0,667, což odpovídá kritické hodnotě podtlaku:

$$p_{KRI} = t_K \cdot p_0 = 0,667.15,17 = 10, 12 \text{ kPa}$$



Obrázek 8 - Celková deformace konstrukce střechy (mm)



Obrázek 9 - Ekvivalentní napětí na střednici (Tresca) ve spoji pláště a plechů střechy (MPa)



Obrázek 10 - Ekvivalentní napětí na střednici (Tresca) ve spoji konstrukce a pláště (MPa)



Obrázek 11 - Plastické deformace ve spoji konstrukce a pláště (mm)

6 Závěr

Předmětem zprávy bylo určení kritické hodnoty vnitřního přetlaku pro havarovaný typ nádrže. Pomocí MKP analýzy byl vypočítán nejvyšší dovolený přetlak 10,12 kPa, který charakterizuje počátek plastických defromací v konstrukci.

Podle naměřených hodnot během havárie došlo k odtržení střechy až při přetlaku 15,17 kPa. Tato hodnota je však dána postkritickým zatěžováním, kdy v konstrukci vznikají další plastické deformace až do mezního stavu únosnosti.

Výpočet se použije pro analýzu způsobů opravy nádrží, kdy přicházejí v úvahu dvě varianty. První spočívá v nahrazení defromované části střechy a plechů pláště. Druhá varianta uvažuje s kompletní výměnou střechy včetně dvou horních lubů pláště.

Literatura

[1] ASNYS, Inc. Elements Reference. Dostupné

z: http://www.vncold.vn/modules/cms/upload/10/AnPham/NamText/Download/aelem110_elements.pdf

[2] ČSN EN 10029. Plechy ocelové válcované za tepla, tloušťky od 3 mm. Mezní úchylky rozměrů, tvaru a hmotnosti. 1995.

Kontaktní adresa: Brněnská 729/25, 664 47 Střelice

Ing. Pavel Zahradníček pavel.zahradnicek@ceproas.cz