

NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE WALL SUBJECTED TO BLAST LOAD

J. Králik*, P. Rozsár**

Summary: *This paper deals with the problem of the reinforced concrete wall resistance under influence of extreme load from above-ground explosion. There is considered blast load from the explosion of 1000kg TNT at 30m distance from the building. The response of concrete under shock load is a complex nonlinear and rate-dependent process. For this problem is considered William-Warnke failure criterion and smeared approach for crack and reinforced modeling.*

1. Úvod

Potenciálna možnosť vystavenia budov explóziám a numerické modelovanie tohto javu sú v súčasnosti predmetom štúdií v celom svete. (Bangash, 1993; Departments of the Air Force, Army, and Navy, 1990; Makovička, Král, Makovička, jr. 2003; Wawrzynek, Cińcio, Kosiński, 2006; Yong & Zhongqi, 2006; Králik & Rozsár, 2008; Králik, 2009). Konštrukcia môže byť počas svojej životnosti vystavená rôznym druhom extrémnych zaťažení, ktoré ovplyvňujú jej návrh. Sú to udalosti ako zemetrasenia, explózie, nárazy dopravných prostriedkov a požiar. Špecifickou skupinou sa pri riešení odozvy konštrukcie na explóziu stávajú železobetónové konštrukcie, pretože ide o problém materiálovej nelinearity betónu a problém dynamického zaťaženia premenného v čase. Článok sa zaoberá analýzou železobetónových stúžujúcich stien s otvormi pri zaťažení od explózie.

2. Materiálový model železobetónu

Betón je materiál, ktorý vykazuje odlišné vlastnosti pri namáhaní tlakom a ťahom, rovnako je aj odlišné chovanie pri statickom a pri dynamickom zaťažení (Kulak & Fiala, 1988). Vyjadrenie podmienok plasticity a podmienky porušenia je preto značne komplikované. Existuje viacero podmienok plasticity vhodných pre betón napr. Mohr – Coulomb, Drucker – Prager, William – Warnke, Chen (Chen & Ting, 1980). V tejto práci budeme používať William – Warnke podmienky porušenia materiálu pre priestorový stav napätosti.

Podmienka porušenia pri trojosovom stave napätosti je definovaná v tvare

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (1)$$

* Doc.Ing.Juraj Králik, PhD., Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita v Bratislave, 813 68 Bratislava, Radlinského 11, tel. +421 (2) 59274690 (e-mail:juraj.kralik@stuba.sk)

** Ing.Peter Rozsár, Katedra stavebnej mechaniky, Stavebná fakulta, Slovenská technická univerzita v Bratislave, 813 68 Bratislava, Radlinského 11, tel. +421 (2) 52494332 (e-mail:peter.rozsar@stuba.sk)

kde F je funkcia vyjadrená v zložkách hlavných napätí závislá od typu funkcie plasticity, f_c je pevnosť betónu v jednoosom tlaku, S predstavuje limitnú hodnotu funkcie porušenia.

V tomto materiálovom modeli je potrebné definovať 5 pevnostných parametrov pre vytvorenie funkcie porušenia. Sú to - f_c pevnosť betónu v jednoosom tlaku; f_t pevnosť betónu v jednoosom ťahu; f_{cb} pevnosť betónu v dvojosom tlaku

$$f_1 = 1,45f_c; f_2 = 1,7255f_c$$

Funkcie F a S sú obidve vyjadrené pomocou hlavných napätí. Porušovanie betónu je rozdelené do štyroch oblastí. V každej oblasti existujú funkcie F a S , pričom pre jednotlivé oblasti sú od seba nezávislé. Takto existujú 4 funkcie F a 4 funkcie S .

A) Tlak – tlak - tlak

Funkcia F je v oblasti tlak- tlak- tlak definovaná v tvare

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Funkcia S je v oblasti tlak- tlak- tlak definovaná v tvare

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\eta + r_2(2r_1 - r_2) \left[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2 \right]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (3)$$

B) Ťah – tlak - tlak

Funkcia F je v oblasti ťah- tlak- tlak definovaná v tvare

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2)^2 + (\sigma_3)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

Funkcia S je v oblasti ťah- tlak- tlak definovaná v tvare

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t} \right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2)\cos\eta + r_2(2p_1 - p_2) \left[4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2 \right]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (5)$$

C) Ťah - ťah - tlak

Funkcia F je v oblasti ťah- ťah- tlak definovaná v tvare

$$F = F_4 = \sigma_i, \quad \forall i = 1, 2, 3 \quad (6)$$

Funkcia S je v oblasti ťah- ťah- tlak definovaná v tvare

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_c} \right), i = 1, 2 \quad (7)$$

D) Ťah – ťah - ťah

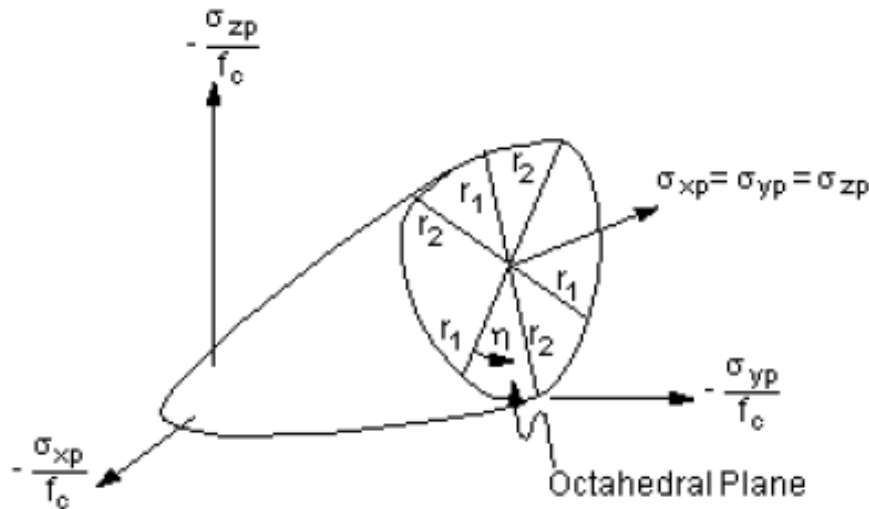
Funkcia F je v oblasti ťah- ťah- ťah definovaná v tvare

$$F = F_3 = \sigma_i, i = 1, 2 \quad (8)$$

Funkcia S je v oblasti ťah – ťah – ťah definovaná v tvare

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \quad (9)$$

kde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sú hlavné napätia; η je funkciou hlavných napätí; r_1, r_2 sú funkciou hlavných napätí a pevností betónu; p_1, p_2 sú funkciou hlavných napätí a pevností betónu.



Obr.1 Plocha porušenia vyjadrená v priestore hlavných napätí

Pri modelovaní trhlín a výstuže je v práci použitý model rozmazanej výstuže a rozmazaných trhlín. Pri modelovaní železobetónu v systéme ANSYS používame 3D element SOLID65, kde je možné zohľadniť trhliny a výstuž vo všetkých troch smeroch. Matica tuhosti materiálu porušeného trhlinami sa mení v závislosti od toho v koľkých smeroch vznikajú trhliny.

3. Zaťaženie od explózie

Typické zaťaženie od výbuchu je zobrazené na obrázku 1. Zaťaženie je charakteristické rýchlo rastúcou špičkou tlaku, ktorý následne exponenciálne klesá. Hlavné charakteristiky dynamického zaťaženia sú špička tlaku na čele tlakovej vlny P_{so} , doba trvania pozitívnej fázy výbuchu t_0 , špička tlaku negatívnej fázy P_{so-} , doba trvania negatívnej fázy výbuchu t_{0-} . Pomer medzi pozitívnou a negatívnou špičkou tlaku závisí od pomeru vzdialenosti nálože od sledovaného miesta a ekvivalentnej hmotnosti TNT zodpovedajúcej konkrétnej náloži. Zavádza sa koeficient “z”, podľa ktorého je možné z výsledkov experimentálnych meraní (Yong & Zhongqi, 2006) určiť dynamický impulz od zaťaženia výbuchom.

$$z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (10)$$

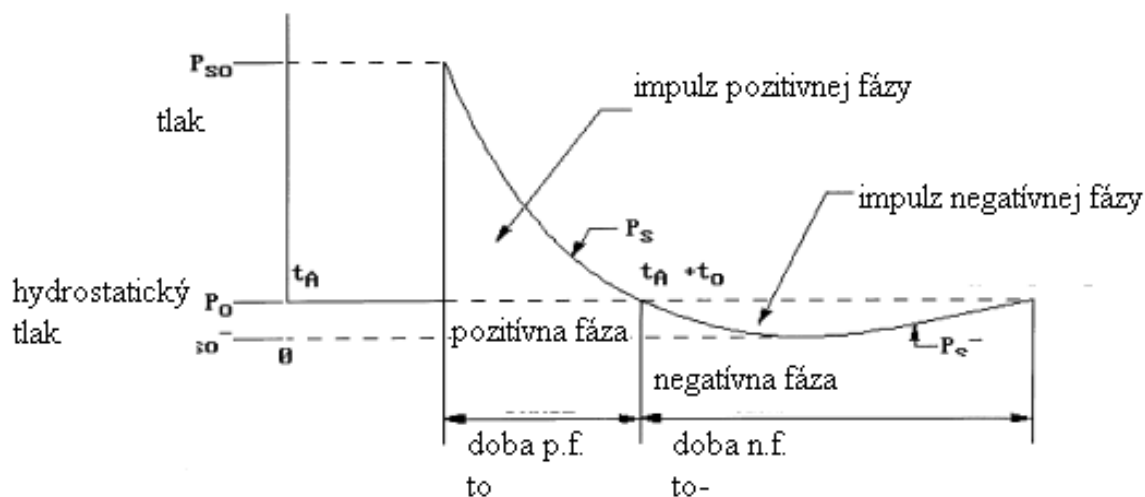
kde R je vzdialenosť nálože od sledovaného miesta; W je ekvivalentná hmotnosť TNT v kg.

Ak poznáme tlak vo vzduchu P_{so} , môžeme určiť dynamický tlak pôsobiaci na konštrukčný prvok (napr. stenu) P_d .

$$P_D = P_{so} C_D \quad (11)$$

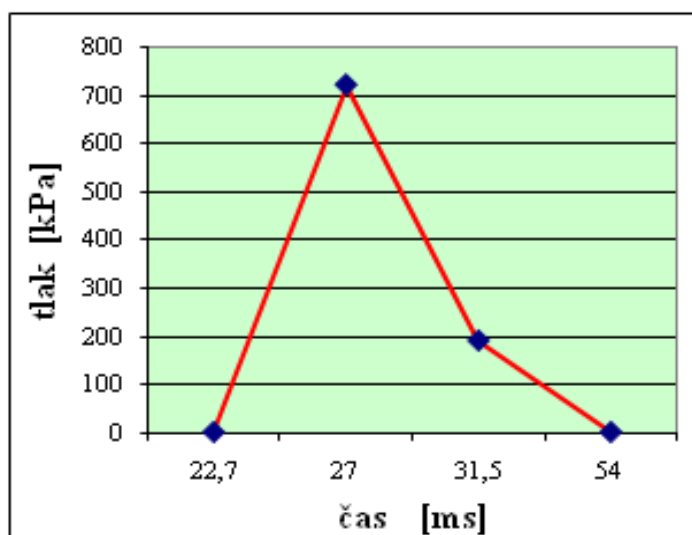
C_D je koeficient zohľadňujúci tvar konštrukcie rovný podielu energie náporu vlny a kinetickej energie vlny

$$C_D = \frac{2P_D}{\rho u^2} \quad (12)$$

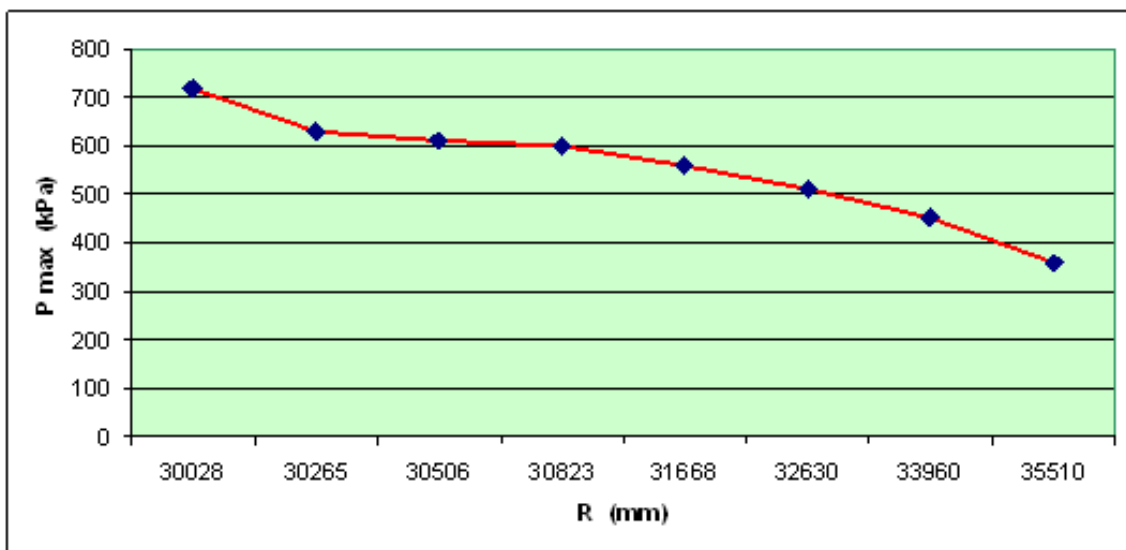


Obr.2 Zaťaženie od explózie

V tomto článku uvažujeme zaťaženie od explózie 1000kg TNT vo vzdialenosti 30m od budovy. Na obr.3 je zobrazený linearizovaný priebeh tlakového impulzu na stenu vo výške $h=2,3m$. Podobné funkcie závislosti dynamického tlaku od času existujú pre všetky zasiahnuté podlažia. Pre ich rozsiahlosť uvádzame len priebeh špičiek tlakových impulzov v závislosti od vzdialenosti od zdroja (obr.4).



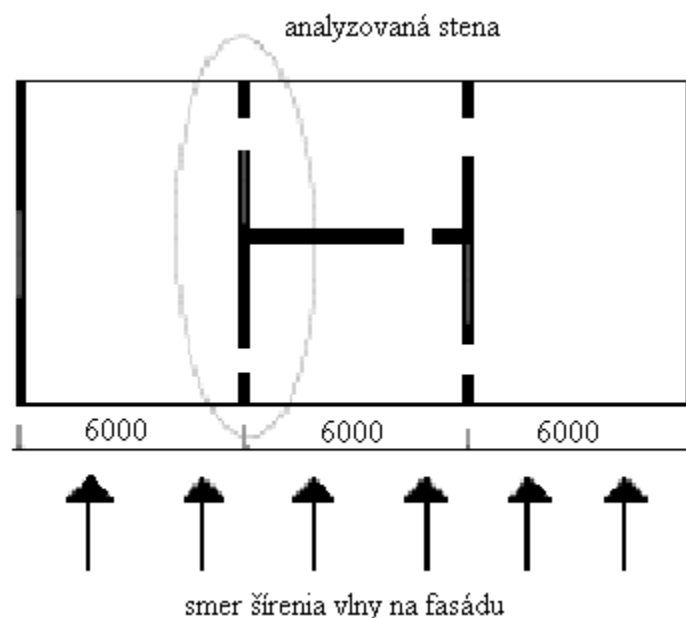
Obr.3 Tlakový impulz na stenu - $h=2,3m$



Obr.4 Závislosť maxím tlakových impulzov od vzdialenosti od zdroja explózie

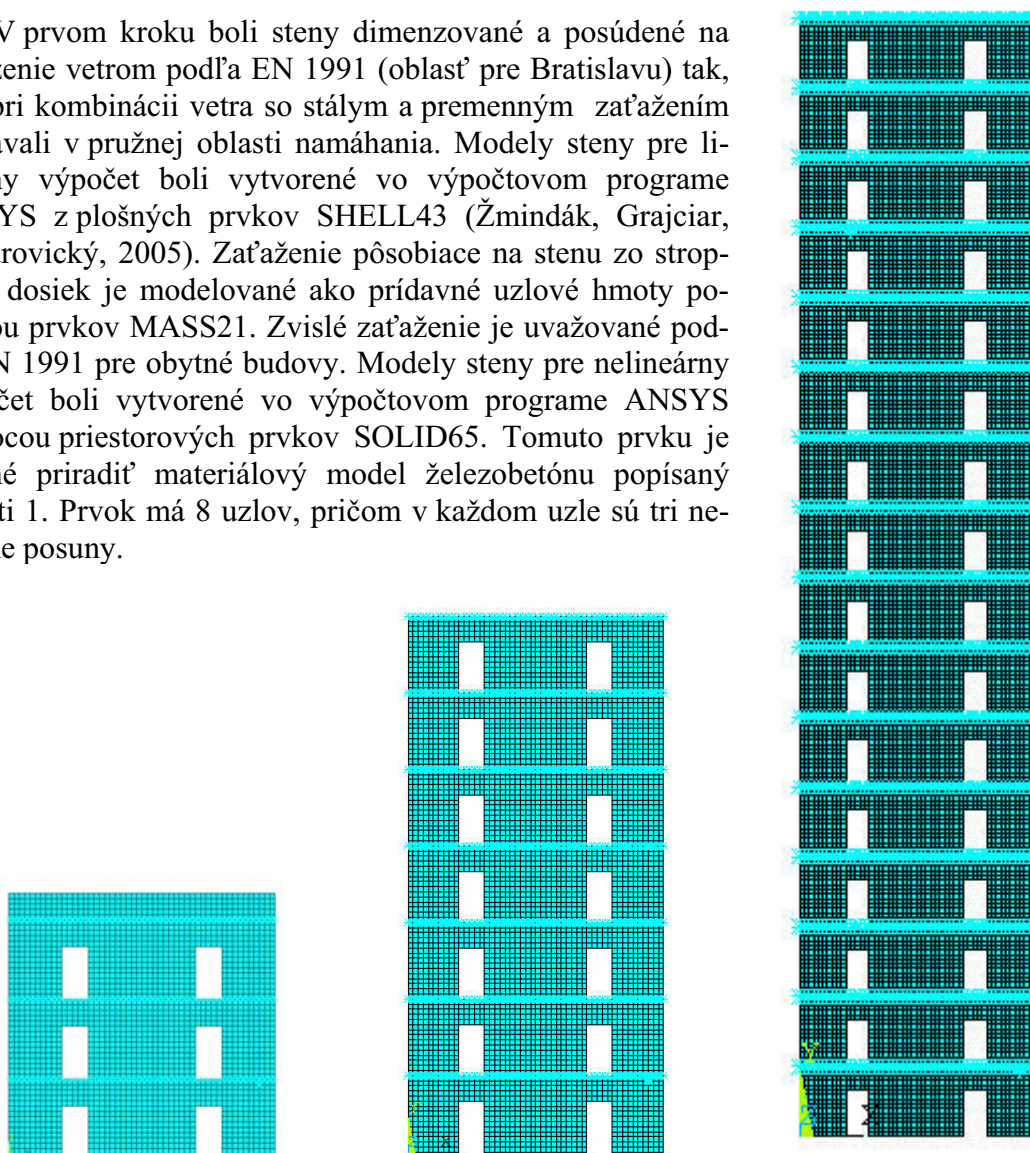
4. Výpočtový model

V tomto príspevku sme sa zamerali na nelineárnu analýzu stužujúcej steny objektu zaťaženého tlakovou vlnou od explózie 100kg TNT vzdialenej 30m od fasády objektu podľa schémy na obr. 5. Analyzovali sme stenu v troch pomeroch dĺžky a výšky steny, čo prakticky znamená tri objekty s výškami 10m, 21m a 48m, pričom šírka objektu ostáva nemenná 10m. Stenu sme analyzovali lineárnym i nelineárnym výpočtom.



Obr.5 Schéma rozmiestnenia stužujúcich stien objektu

V prvom kroku boli steny dimenzované a posúdené na zaťaženie vetrom podľa EN 1991 (oblasť pre Bratislavu) tak, aby pri kombinácii vetra so stálym a premenným zaťažením odolávali v pružnej oblasti namáhania. Modely steny pre lineárny výpočet boli vytvorené vo výpočtovom programe ANSYS z plošných prvkov SHELL43 (Žmindák, Grajciar, Nozdrovický, 2005). Zaťaženie pôsobiace na stenu zo stropných dosiek je modelované ako prídavné uzlové hmoty pomocou prvkov MASS21. Zvislé zaťaženie je uvažované podľa EN 1991 pre obytné budovy. Modely steny pre nelineárny výpočet boli vytvorené vo výpočtovom programe ANSYS pomocou priestorových prvkov SOLID65. Tomuto prvku je možné priradiť materiálový model železobetónu popísaný v časti 1. Prvok má 8 uzlov, pričom v každom uzle sú tri neznáme posuny.



Obr.6 Geometria analyzovaných stien

Pre riešenie dynamickej odozvy bola použitá Newmarkova integrácia v čase, pre riešenie materiálovej nelinearity Newton - Raphsonova metóda. Spojením oboch metód dostávame metódu vhodnú pre riešenie nelineárnej odozvy pri dynamickom zaťažení.

5. Analýza odolnosti stien

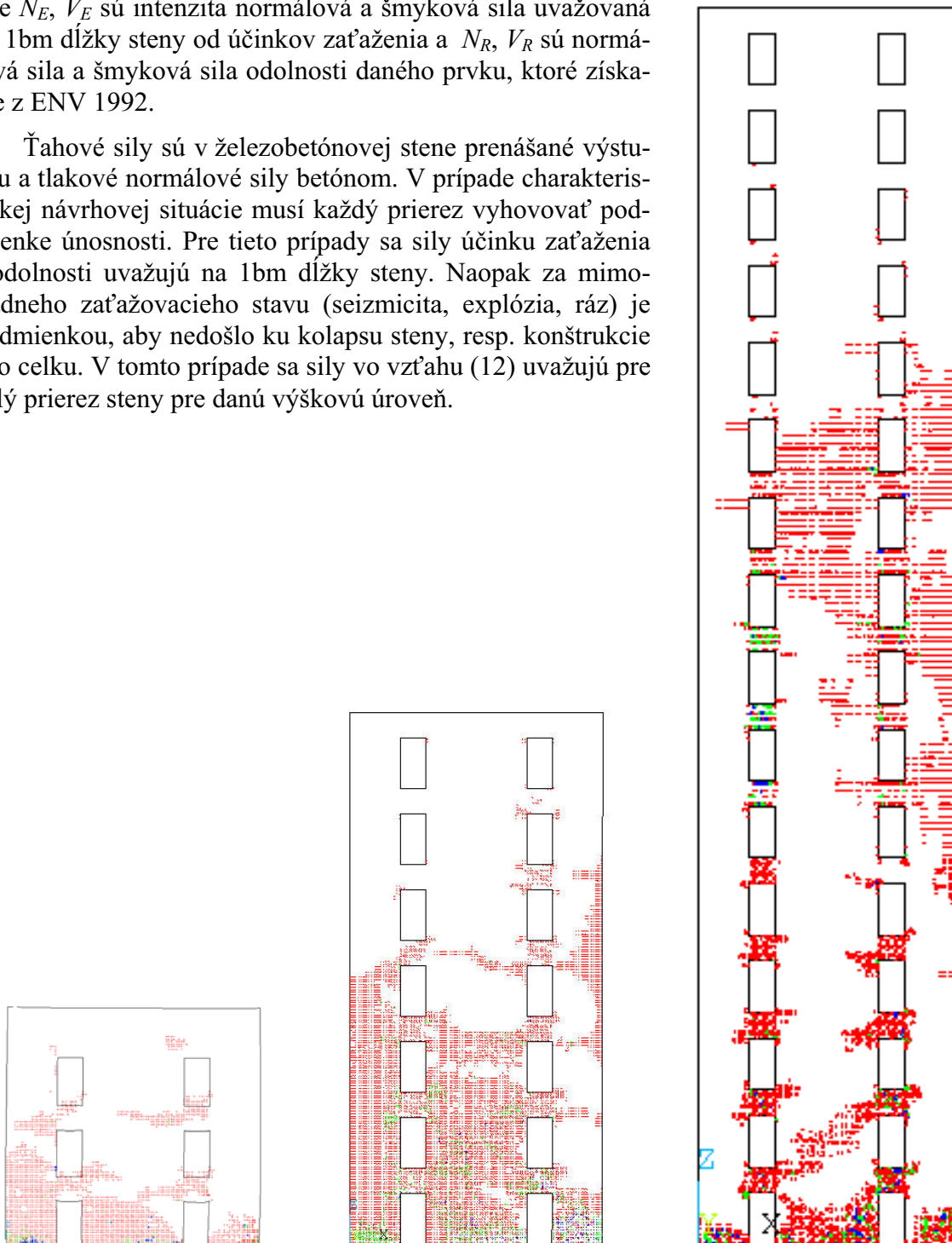
Stužujúce steny boli pôvodne dimenzované tak, aby odolali zaťaženiu od vetra podľa EN 1991 (zaťaženie vetrom uvažované pre oblasť Bratislavy) v pružnej oblasti namáhania. Následne sme sledovali, ako budú steny odolávať pri zaťažení tlakovou vlnou vo vzduchu.

Spoľahlivosť nosných konštrukcií sa podľa Eurokódu 1 posudzuje na medzný stav únosnosti a pretvorenia. Železobetónové steny sú posudzované na namáhanie tlakom-t'ahom a šmykom. Funkciu poruchy $g(.)$ pre tlak/t'ah a šmyk definujeme v tvare

$$g(N) = 1 - N_E / N_R \geq 0, \quad g(V) = 1 - V_E / V_R \geq 0 \quad (13)$$

kde N_E , V_E sú intenzita normálová a šmyková sila uvažovaná na 1bm dĺžky steny od účinkov zaťaženia a N_R , V_R sú normálová sila a šmyková sila odolnosti daného prvku, ktoré získame z ENV 1992.

Ťahové sily sú v železobetónovej stene prenášané výstužou a tlakové normálové sily betónom. V prípade charakteristickej návrhovej situácie musí každý prierez vyhovovať podmienke únosnosti. Pre tieto prípady sa sily účinku zaťaženia a odolnosti uvažujú na 1bm dĺžky steny. Naopak za mimoriadneho zaťažovacieho stavu (seizmicita, explózia, ráz) je podmienkou, aby nedošlo ku kolapsu steny, resp. konštrukcie ako celku. V tomto prípade sa sily vo vzťahu (12) uvažujú pre celý prierez steny pre danú výškovú úroveň.



Obr.7 Porušenie stien trhlinami a plastizáciou betónu

6. Analýza pretvorenia steny

V ďalšom kroku sme porovnávali kmitanie stien a maximálne horizontálne posuny jednotlivých podlaží pri lineárnej a nelineárnej analýze. Výsledky analýz sú uvedené v tabuľkách 1, 2 a 3.

Podlažie	Linear. u_x [m]	Nelinear. u_x [m]	Podiel [%]
1	0,0045	0,0030	66
2	0,0100	0,0056	56
3	0,0160	0,0088	55

Tab.1 Maximálne horizontálne posuny steny vysokej 10m

Podlažie	Linear. u_x [m]	Nelinear. u_x [m]	Podiel [%]
1	0,0023	0,0100	435
2	0,0060	0,0220	367
3	0,0100	0,0380	380
4	0,0140	0,0540	386
5	0,0180	0,0700	389
6	0,0250	0,0850	340
7	0,0300	0,0950	317

Tab.2 Maximálne horizontálne posuny steny vysokej 21m

Podlažie	Linear. u_x [m]	Nelinear. u_x [m]	Podiel [%]
1	0,0020	0,0020	100
2	0,0040	0,0050	125
3	0,0060	0,0080	133
4	0,0080	0,010	125
5	0,0090	0,0110	122
6	0,0105	0,0120	114
7	0,0105	0,0130	123
8	0,0105	0,0140	133
9	0,0105	0,0150	142
10	0,0105	0,0138	131
11	0,0105	0,0122	116
12	0,0110	0,0120	109
13	0,0125	0,0140	112
14	0,0150	0,0160	106
15	0,0180	0,0180	100
16	0,0200	0,0220	110

Tab.3 Maximálne horizontálne posuny steny vysokej 48m

Z výsledkov analýz vidíme, že vplyv poklesu tuhosti v dôsledku porušovania materiálu steny sa pri sledovaní horizontálnych posunov prejaví najviac pri stene s výškou 21m, t.j. pomer výšky a šírky steny je cca 2:1 (Tab.2). Táto stena má všetkých sedem podlaží zasiahnutých tlakom od explózie. Pomer horizontálnych posunov pri lineárnom riešení a nelineárnom je cca 1:3.

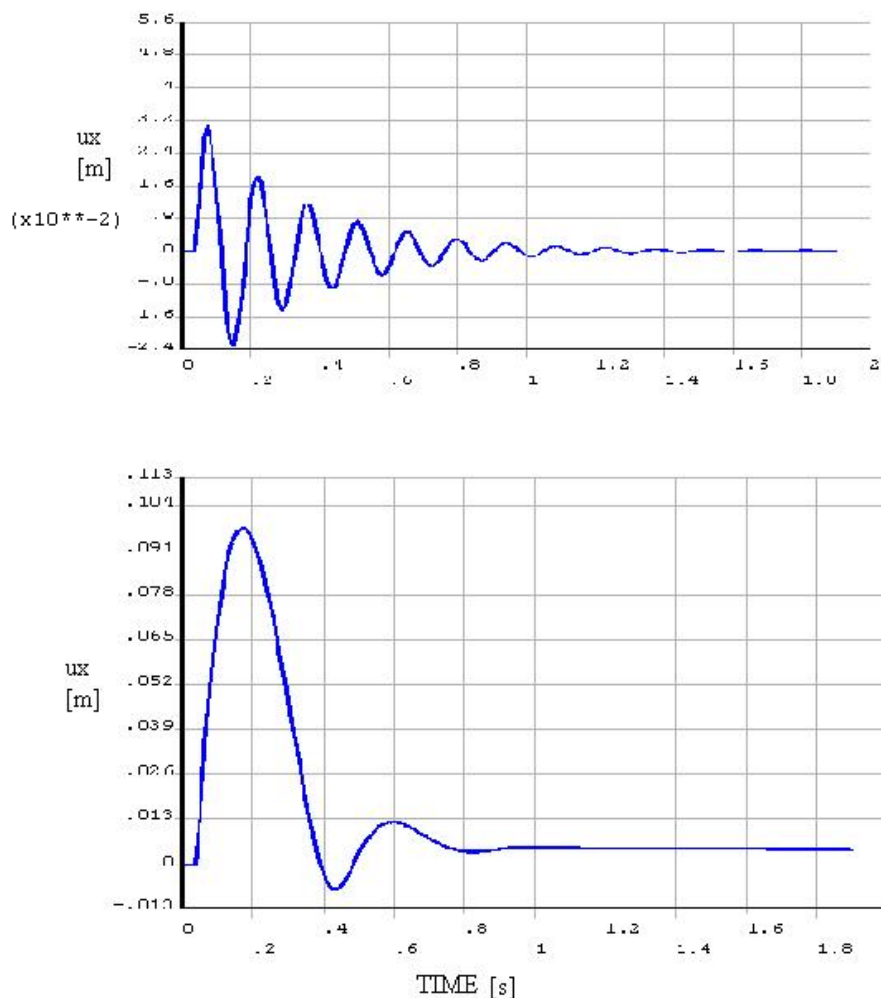
Posúdenie medzipodlažných posunov

Obmedzenie porušenia sa podľa EN 1998 posudzuje podľa podmienky pre vzájomný posun dvoch po sebe idúcich podlaží. Vzájomný posun podlaží d_r je limitovaný podmienkou

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \quad (14)$$

kde d_r je predpokladaný medzipodlažný posun, v je redukčný súčiniteľ podľa EN 1998, $v=0,5$, h je výška podlažia. Pri výške podlažia 3m musí byť vzájomný posun podlaží menší ako 0,06m. Toto posúdenie treba robiť vo všetkých časových krokoch, maximálne hodnoty sa nachádzajú pod hodnotou 0,02m, to znamená, že podmienka 12 je splnená.

Vplyv zmeny tuhosti steny na jej kmitanie



Obr.8 Horizontálny posun vrcholu steny s výškou 21m pri lineárnom a nelineárnom riešení

Vplyv zmeny tuhosti steny na kmitanie konštrukcie je znázornený na obr. 5.2, kde je zobrazený časový priebeh horizontálneho posunu vrcholu steny s výškou 21m pri lineárnom a nelineárnom riešení. Na tejto stene je rozdiel v kmitaní najväčší. Z grafov vidíme ako sa so zmenou tuhosti steny mení aj frekvencia kmitania steny.

6. Záver

Príspevok sa zaoberá riešením odozvy stužujúcej steny objektu pri zaťažení od explózie so zohľadnením fyzikálnej nelinearity železobetónu. Na príklade troch stien s otvormi 3, 7 a 16 podlažnej budovy. Z výsledkov analýz vyplýva, že pri stenách odolných na návrhové zaťaženie od vetra sa vplyv explózie prejaví porušovaním železobetónu a vznikom trhlin v stenách. Maximálne výchylky u vysokých stien pri uvažovaní porušovania betónu narastajú až na trojnásobok. V prípade steny s pomerom výšky ku šírke 1:1 sa porušovanie betónu prejavuje minimálne a v dynamickom výpočte má skôr efekt útlmu výchyliek, t.j. maximálne výchylky steny sú menšie pri nelineárnom výpočte ako pri lineárnom. V ostatných prípadoch sa porušovanie betónu prejaví ako zníženie tuhosti konštrukcie avšak ani v jednom prípade nedôjde ku kolapsu steny. Je potrebné podotknúť, že zaťaženie objektov explóziou patrí k mimoriadnym zaťaženiám, a teda normy pripúšťajú vznik čiastočného porušenia, avšak nesmie dôjsť ku kolapsu konštrukcie.

7. PodĎakovanie

Tento projekt bol realizovaný za finančnej podpory grantovej agentúry MŠ SR VEGA s registračným číslom 1/0849/08

8. References

- Bangash, M.Y.H.(1993) *Impact and explosion*, Oxford: Blackwell Scientific Publications.
- Chen, W. F. & Ting, E. C. (1980) *Constitutive Models for Concrete Structures*, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE.
- Departments of the Air Force, Army, and Navy (1990), *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, *Air Force Manual 88-22*, Army Technical Manual 5-1300, and Navy Publication NAVFAC P-397, Revision 1, Washington, DC
- EN 1991-1-7 (2004) Eurocode 1 - *Actions on structures Part 1-7: General Actions - Accidental actions*.
- EN 1998 (2000) Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance*, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN may 2000
- Králík, J. (2009) *Safety and Reliability of Nuclear Power Buildings in Slovakia. Earthquake-Impact-Explosion*. Monograph. Edition STU Bratislava, 305 p.
- Králík, J. & Rozsar, P. (2008) Safety Analysis of Structural Systems of High Rise Buildings to Exterior Explosion Effect. In: *International Scientific Conference VSU'2008*, May 29-30, Sofia. pp. I/142-147, ISBN 978-954-331-019-7.

- Králik, J. & Rozsár, P. (2008) Sensitivity analysis of panel buildings to exterior explosion effect. In: *International Conference "Life Cycle Assessment, Optimisation, Behaviour and Properties of Concrete and Concrete Structures"*, November 12-14, Brno, CIDEAS VUT Brno, pp.167-173, ISBN 978-80-214-3773-9.
- Kulak R.F. & Fiala C. (1988) Program Neptune. *A system of finite element programs for three-dimensional nonlinear analysis*. Nuclear Engineering and Design, Vol, 106, pp. 47-68.
- Makovička, D., Král, J., Makovička, D.JR. (2003) Dynamic Response of Masonry Partition-Structure to Inside Explosion Effect, pp.83-96, Vol.51, No.1-2, *Building Research Journal*, SAV Bratislava.
- Wawrzynek, A., Cińcio, A., Kosiński, K. (2006) Wrażliwość odpowiedzi układu dynamicznego nawybrane parametry plastyczno-degradacyjnego modelu materiału, In proc. XI Sympozjum wpływy sejsmiczne i parasejsmiczne na budowle, Kraków 16-17 listopada 2006, 6pp.
- Yong, L. & Zhongqi, W. (2006) *Characterization of structural effects from above-ground explosion using coupled numerical simulation*, Computers and Structures, doi: 10.1016/j.compstruc.2006.05.002
- Žmindák, M., Grajciar, I., Nozdrovický, J. (2005) *Modelovanie a výpočty v metóde konečných prvkov. Diel I - Modelovanie v ANSYS*. VTS pri ŽU Žilina, 208s.