

LIMIT RESPONSE OF MASONRY PLATE STRUCTURE UNDER EXPLOSION EFFECT

D. Makovička *, D. Makovička **

Summary: *The paper is based on the variant dynamic response analysis of a masonry wall structure loaded by the shock pressure waves produced by the explosion of a methane-air mixture on the rear side of the masonry partition. The theoretical analysis is compared with the results of experimental verification. The manner of dynamic response is discussed, both the origin of the first cracks in the structure and the collapse of the whole structure in dependence on the load overpressure time function, tensile stresses in the joints and on the deflections of the structure. Finally, the paper derives the principles of the failure of the masonry structure also for the relatively long duration of the explosion.*

1. Úvod

Při zatížení zděných konstrukcí stěn a příček budov tlakovou vlnou jsou tyto konstrukce namáhány především ohybem. U tlakových vln s délkou trvání v řádu sekund lze očekávat odezvu konstrukce přibližně jako kvazistatickou – doba působení tlakové vlny je dostatečně dlouhá ve srovnání s nejnižší vlastní periodou ohybového kmitání. Dynamická složka odezvy, kterou představuje kmitání konstrukce na nejnižších vlastních tvarech, je pak relativně malá.

Kromě ohybu od působení tlakové vlny je zděná stěnodesková konstrukce také předepnuta zatížením od své vlastní tíhy a od případného stálého zatížení z vyšších podlaží. I přes toto statické přetížení je však rozhodujícím normovým kritériem pro posouzení bezpečnosti konstrukce pevnost zdiva v tahu za ohybu podle ČSN 73 1101.

Překročení normové návrhové pevnosti zdiva podle ČSN 73 1101 nemusí nutně vést k celkové havárii konstrukce a dokonce přetvoření takto „přetížené“ konstrukce mohou být stále v lineárně pružné oblasti bez zbytkových trvalých přetvoření. To ovšem znamená, že normová pevnost zdiva podle normy není skutečnou pevností, ale smluvenou hodnotou s jistou dostatečně vysokou bezpečností. Tento příspěvek je věnován odvození charakteristik degradace materiálu konstrukce při opakovaných zatíženích až do okamžiku porušení konstrukce, na základě porovnání experimentálně získaných výsledků s výpočty odezvy výpočetního modelu.

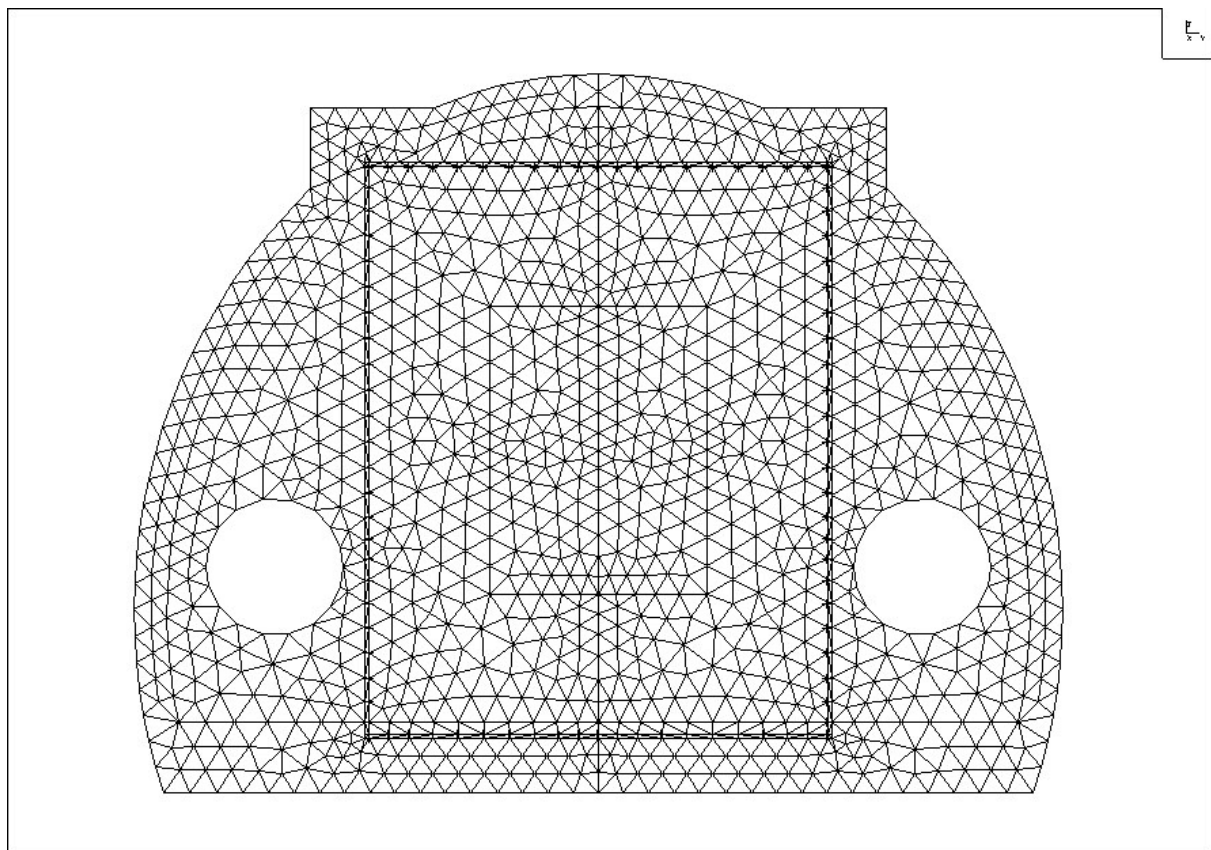
* Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc.: České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav; Šolínova 7, 166 08 Praha 6; tel.: +420 224 353 856, fax: +420 224 353 511; e-mail: makovic@klok.cvut.cz

** Ing. Daniel Makovička, Statika a dynamika konstrukcí; Šultysova 170, 284 01 Kutná Hora; tel.: +420 608 029 251; e-mail: d.makovicka@makovicka.cz

2. Konstrukce a její charakteristiky

Experimentální část práce byla provedena ve spolupráci s Vědeckovýzkumným uhelným ústavem v Ostravě Radvanicích v jeho pokusné štolě ve Štramberku. Do štolky byla vestavěna opěrná železobetonová přehradní konstrukce, která umožnila postupně provádět zkoušky na zděných příčkových konstrukcích o různých tloušťkách. Pro stavbu zdi bylo použito plných cihel o formátu 290×140×65 mm a pevnostního označení P10 a vápenocementové malty značky 4 pro zeď 65 mm a značky 10 pro zeď 290 mm.

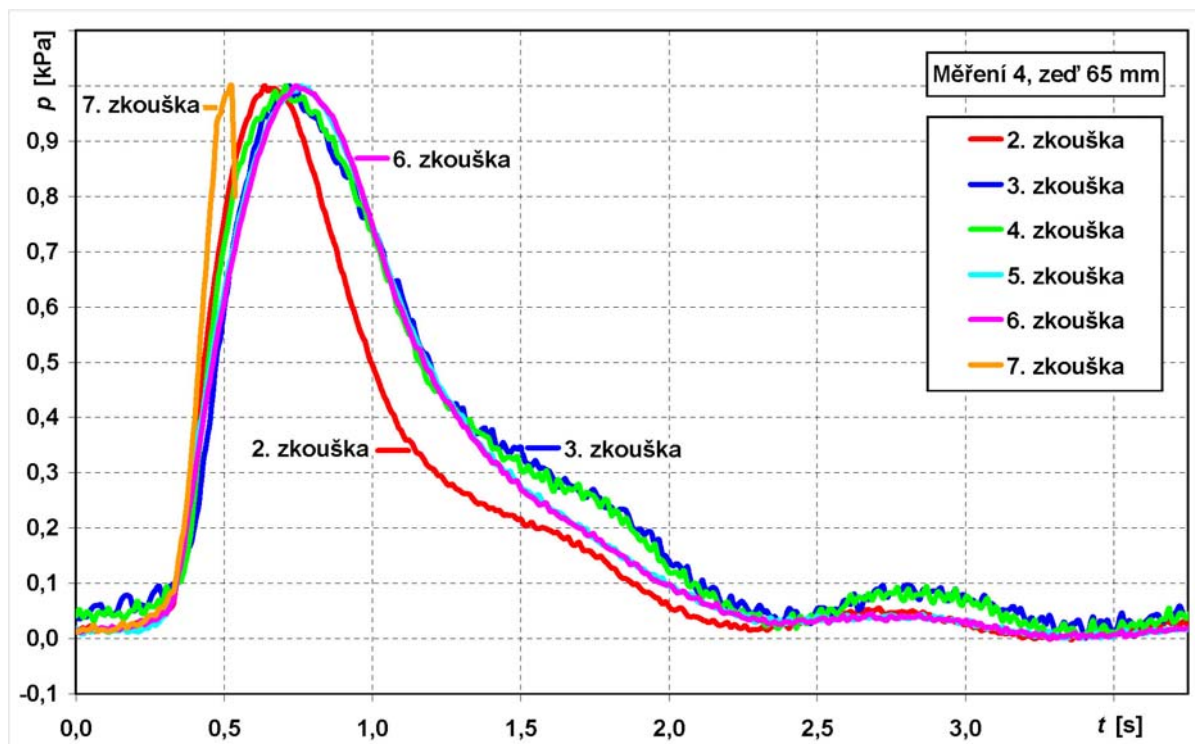
Pro výpočtovou část práce byl vytvořen výpočetní model konstrukce, který zahrnoval opěrnou železobetonovou přehradní konstrukci štolky, zděnou příčku a válcované ocelové profily, do kterých byla zděná příčka vetknuta, viz obr.1. Zděná příčka o rozměrech 2200×2575 mm byla uvažována jako vetknutá do ocelového rámu z válcovaných U profilů. Tloušťka modelované příčky byla variantně 65 mm nebo 290 mm.



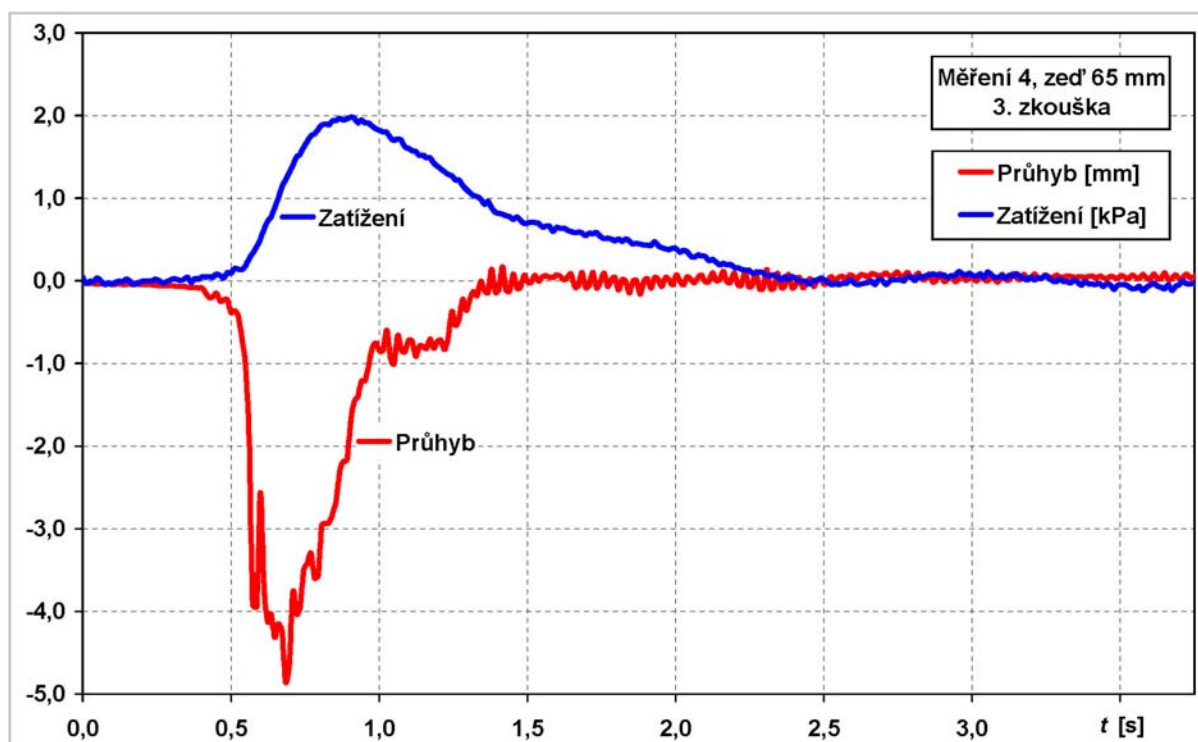
Obr.1 Výpočetový model přehradní stěny se dvěma odlehčovacími otvory a vestavěnou obdélníkovou příčkou

3. Zatížení a odezva konstrukce

Zatížení příčky bylo realizováno opakovanými výbuchy methanovzdušné směsi v komoře za rubem přehradní stěny. Na obr.2 jsou uvedeny normalizované naměřené časové průběhy zatížení při jednotlivých zkouškách při sérii měření č.4 na zděné příčce o tloušťce 65 mm. Z porovnání křivek je zřejmá velmi dobrá podobnost jejich tvaru a tedy i velmi podobný způsob zatížení konstrukce. Průběh zkoušky 7 na obr.2 je atypický, protože při ní došlo k destrukci zděné příčky.



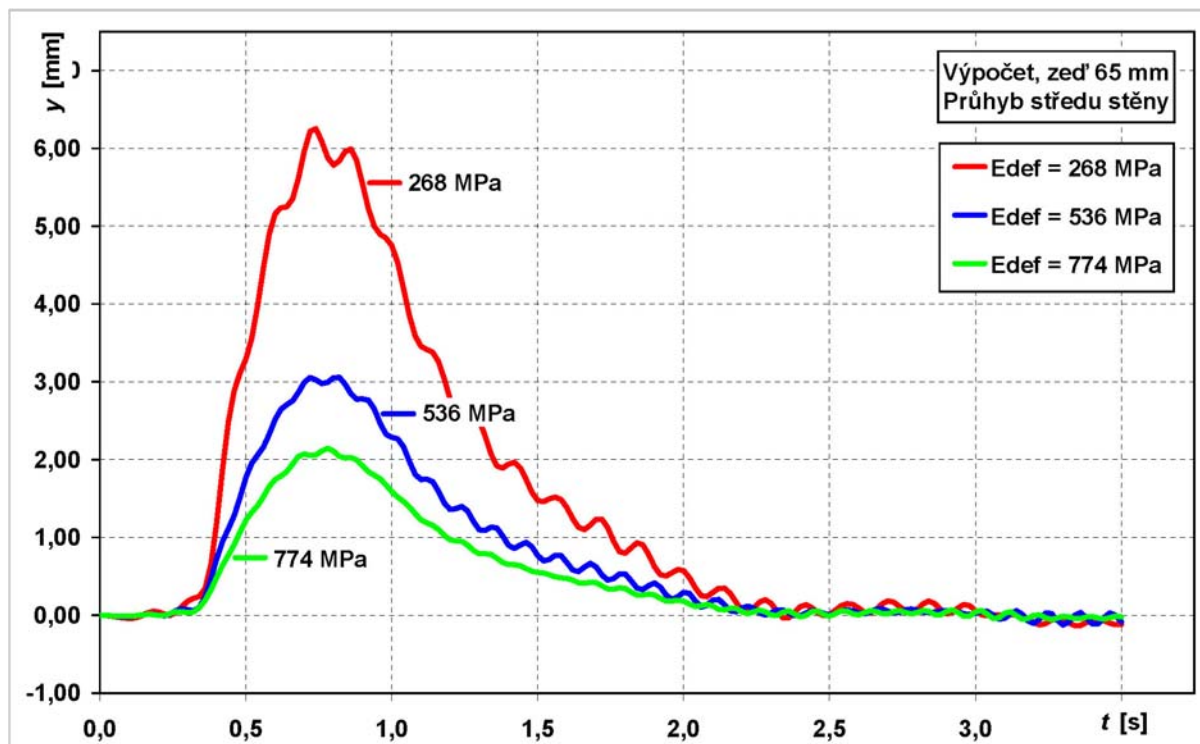
Obr.2 Normalizované časové průběhy zatížení přehradní konstrukce, generované výbuchem



Obr.3 Naměřený průhyb ve středu příčky spolu se zatížením

Odezva zděné konstrukce na zatížení byla měřena v průhybech (obr.3). Maximální dosažené průhyby jsou spolu se zatížením a dalšími charakteristikami uvedeny v tab.1 (pro zeď tloušťky 65 mm) a v tab.2 (pro zeď tloušťky 290 mm). Vliv klesajícího modulu deformace s opakovaným zatížením se projevuje i na poklesu jednotlivých vlastních frekvencí konstrukce (tab.3).

Výpočty byly provedeny variantně pro možná rozmezí modulu přetvárnosti zdiva E_{def} odpovídající velikosti namáhání podle ČSN 73 1101. Příklad výpočtu je na obr.4 (použita byla zatěžovací křivka z měření č.4 a ze zkoušky 6).



Obr.4 Vypočtené časové průběhy průhybu pro různé moduly přetvárnosti zdiva

Tab.1 Maximální naměřené charakteristiky zatížení a odezvy cihelné zdi tloušťky 65 mm

Číslo	p_{max} [kPa]	y_{max} [mm]	y^*_{max} [mm]	E_{def} [MPa]	σ_c [kPa]	σ_t [kPa]	σ_s [kPa]	r_{tfd} [-]	ψ [deg]	ψ^* [%]
Měření 4, zkouška:										
2	6,23	Neměřen								
3	2,09	4,821	2,3064	732	412	664	807	40	0,552	18%
4	2,41	6,506	2,7007	629	475	765	930	46	0,746	25%
5	6,76	22,640	3,3470	512	1333	2149	2611	131	2,594	86%
6	6,72	23,952	3,5645	494	1324	2135	2594	130	2,744	91%
7	5,79	Destrukce								

Číslo	p_{\max} [kPa]	y_{\max} [mm]	y^*_{\max} [mm]	E_{def} [MPa]	σ_c [kPa]	σ_t [kPa]	σ_s [kPa]	r_{ffd} [-]	ψ [deg]	ψ^* [%]
Měření 5, zkouška:										
1	5,23	12,859	2,4573	693	1031	1662	2020	101	1,473	49%
2	4,30	9,618	2,2378	750	847	1365	1659	83	1,102	37%
3	3,75	9,144	2,4377	698	739	1192	1448	72	1,048	35%
4	7,06	Destrukce								
Výpočet:										
A	1,00	2,145	2,1450	774	197	325	389	19	0,246	8%
B	1,00	3,058	3,0580	536	194	316	391	20	0,350	12%
C	1,00	6,252	6,2524	268	200	312	378	19	0,716	24%

Tab.2 Maximální naměřené charakteristiky zatížení a odezvy cihelné zdi tloušťky 290 mm

Číslo	p_{\max} [kPa]	y_{\max} [mm]	y^*_{\max} [mm]	E_{def} [MPa]	σ_c [kPa]	σ_t [kPa]	σ_s [kPa]	r_{ffd} [-]	ψ [deg]	ψ^* [%]
Měření 3, zkouška:										
1	20,50	0,183	0,0089	2016	201	349	386	10	0,021	0,7%
2	42,00	0,450	0,0107	1841	412	714	791	20	0,052	1,7%
3	38,00	0,396	0,0104	1869	372	646	716	18	0,045	1,5%
4	52,00	0,580	0,0112	1796	510	884	980	24	0,066	2,2%
5	93,00	1,381	0,0149	1432	911	1581	1752	44	0,158	5,3%
6	39,09	0,452	0,0116	1757	383	665	736	18	0,052	1,7%
7	67,08	0,922	0,0137	1541	657	1140	1264	32	0,106	3,5%
8	109,25	1,980	0,0181	1153	1071	1857	2058	51	0,227	7,6%
9	51,08	0,808	0,0158	1337	501	868	962	24	0,093	3,1%
Výpočet:										
A	1,00	0,013	0,0134	1575	9,8	17,1	18,4	0,5	0,002	0,1%
B	1,00	0,017	0,0172	1200	9,8	17,1	18,4	0,5	0,002	0,1%
C	1,00	0,026	0,0257	774	9,8	16,9	19,1	0,5	0,003	0,1%
D	1,00	0,036	0,0363	536	9,8	17,0	18,8	0,5	0,004	0,1%
E	1,00	0,071	0,0709	268	9,8	16,9	19,5	0,5	0,008	0,3%

Vysvětlivky k veličinám v tabulkách tab.1 a tab.2:

- E_{def} ... modul přetvárnosti,
- p_{max} ... maximální přetlak zatížení,
- y_{max} ... maximální průhyb,
- y^*_{max} ... průhyb přepočtený pro maximální přetlak 1 kPa,
- σ_c ... maximální tahové napětí ve středu zdi,
- σ_t ... maximální tahové napětí u horního okraje zdi,
- σ_s ... maximální tahové napětí u bočního okraje zdi,
- $r_{\text{řtd}}$... násobek překročení návrhové pevnosti v tahu za ohybu,
- ψ ... natočení středu stěny,
- ψ^* ... dosažení úhlu lomu ve středu stěny (3 deg).

Tab.3 Vypočtený posun nejnižších tří vlastních frekvencí cihelných příček s klesajícím modulem přetvárnosti E_{def}

E_{def} [MPa]	Zed' tloušťky 65 mm			Zed' tloušťky 290 mm		
	Vlastní frekvence [Hz]					
	$f_{(1)}$	$f_{(2)}$	$f_{(3)}$	$f_{(1)}$	$f_{(2)}$	$f_{(3)}$
1575	–	–	–	77,46	223,22	223,60
1200	–	–	–	68,52	195,53	208,21
774	12,92	22,96	29,43	55,89	157,67	168,77
536	10,77	19,14	24,52	45,67	128,01	137,44
268	7,64	13,58	17,39	33,52	93,26	100,46

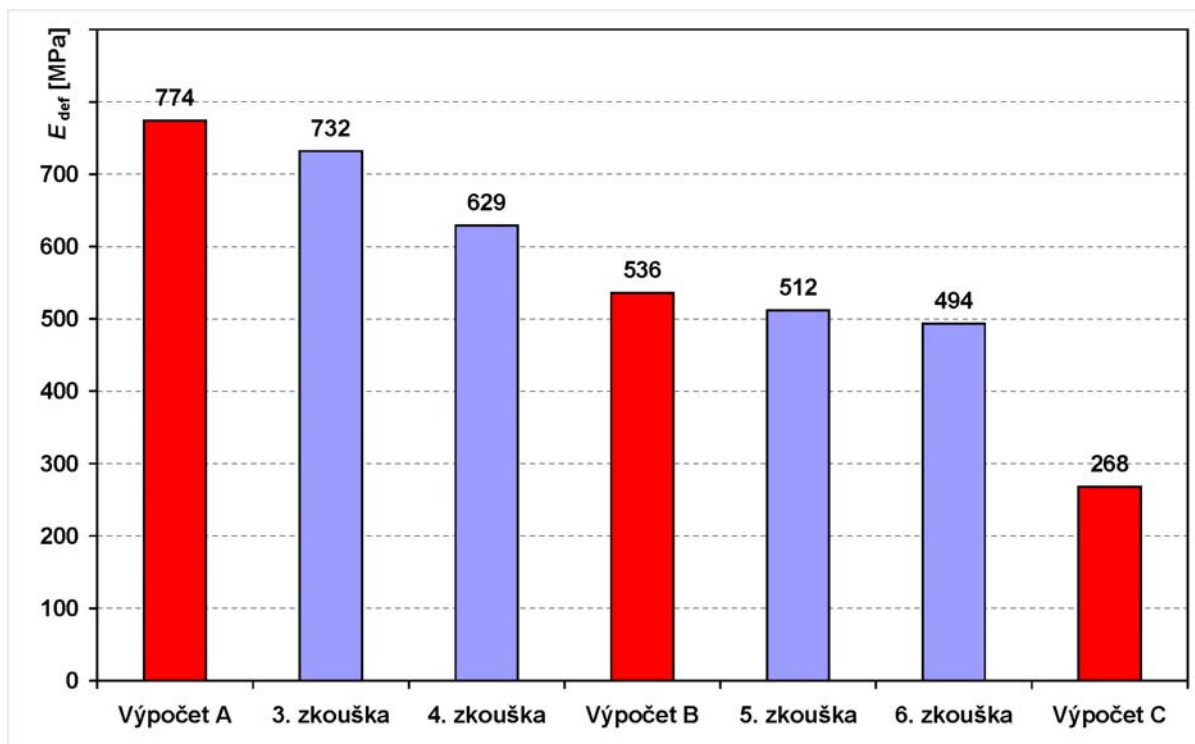
4. Mikrozměny v materiálu zdiva při opakujícím se zatížení

Při opakovaném zatěžování se pro obě tloušťky zděných konstrukcí projevuje nárůst průhybů, viz obr.5, obr.6, tab.1 a tab.2. Tento nárůst průhybů je v oblasti lineárně pružných deformací a po odeznění výbuchového zatížení se průhyb u většiny zkoušek vrací do původní nulové pozice, bez zbytkového trvalého přetvoření.

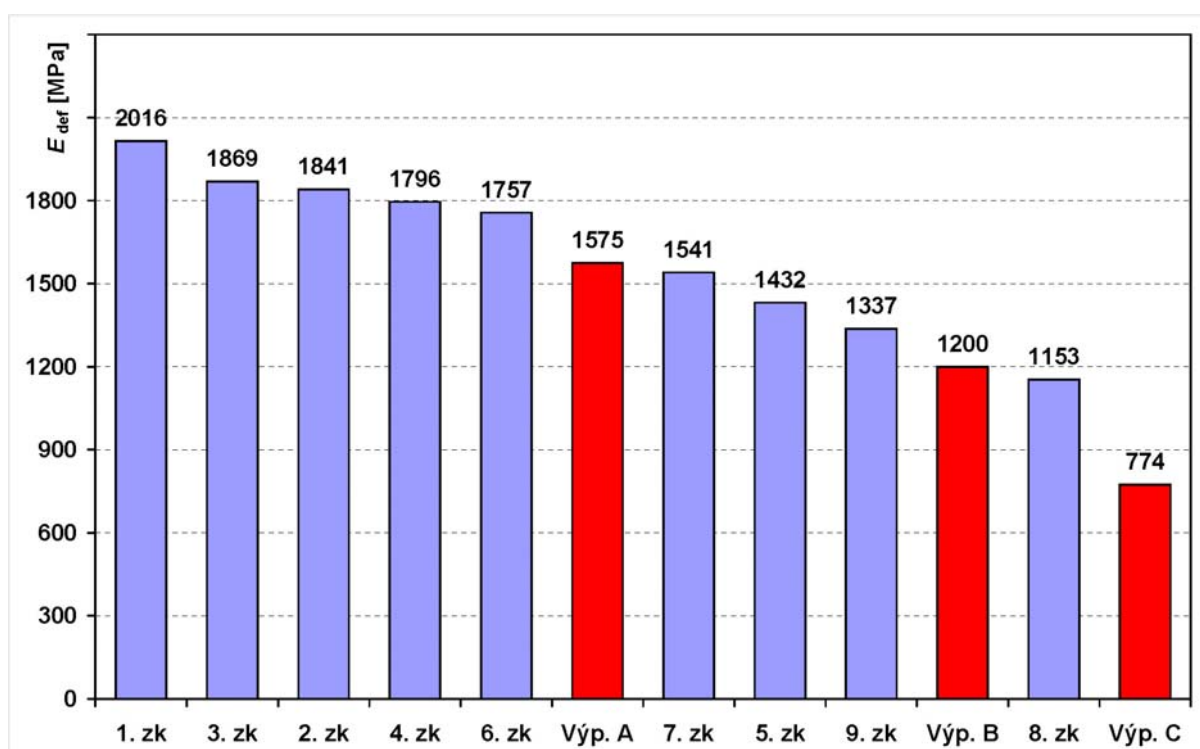
Narůstající pružný průhyb zděné konstrukce ve směru působení ohybového zatížení lze vysvětlit změnou pevnostních charakteristik zdiva, tedy především jeho integrální veličiny modulu přetvárnosti E_{def} .

Podle ČSN 73 1101 [1] je sečnový modul přetvárnosti E_{def} udáván ve dvou intervalech v závislosti na velikosti poměru skutečného napětí ve zdivu σ a výpočtové pevnosti zdiva v tlaku R_d , a sice pro intervaly:

$$0 < \sigma < \frac{2}{3} \cdot k_m \cdot R_d \quad \text{a} \quad \frac{2}{3} \cdot k_m \cdot R_d < \sigma < k_m \cdot R_d \quad (1)$$



Obr.5 Moduly přetvárnosti z naměřených a vypočtených průhybů desky tl. 65 mm



Obr.6 Moduly přetvárnosti z naměřených a vypočtených průhybů desky tl. 290 mm

To znamená, že norma umožňuje stanovit pro konstrukci modul přetvárnosti až do k_m násobku výpočtové pevnosti zdiva v tlaku R_d . Z experimentálního ověřování odezvy obou zděných konstrukcí různé tloušťky vyplynulo, že modul E_{def} pro počáteční dvoutřetinový interval lze použít pouze pro počáteční (první) zatížení konstrukce. Při opakovaném zatížení tento modul velmi razantně klesá až na přibližně dvoutřetinové hodnoty, ne však níže, než je uvedeno v normě [1] pro zatížení v blízkosti dvojnásobku překročení meze pevnosti v tlaku.

Dalším výsledkem experimentálního testování ohybově namáhaného zdiva je skutečnost, že normová mez pevnosti zdiva v tahu za ohybu R_{tfd} je stanovena s více než řádovou bezpečností. V tab.1 a tab.2 jsou přibližně dopočteny hodnoty násobku překročení pevnosti zdiva v tahu za ohybu R_{tfd} při experimentálním zatížení. O způsobu porušení zdiva však tato mez pevnosti v tahu za ohybu R_{tfd} nerozhoduje. Překročení meze pevnosti R_{tfd} , ať již zdiva jako celku nebo jeho jednotlivých prvků (cihel a maltové výplně spár), sice vede ke vzniku trhlin, ale trhliny samotné nezpůsobují ztrátu stability zdiva a jeho celkovou havárii.

5. Způsob celkové destrukce příčkové konstrukce

Při ohybovém zatížení zděné konstrukce rozhoduje o jejím porušení především vliv nadměrného průhybu. Kritériem porušení je mezní pootočení (úhel lomu), které je definováno jako úhel, který svírají dvě tuhé desky po vytvoření plastických kloubů ve středu a na okrajích rozpětí konstrukce v době těsně před porušením. Podle výsledků experimentů je tento úhel pro zdivo přibližně 3° . V literatuře (Koloušek, 1967) je udávána tato veličina pro železobeton hodnotou od $2,3^\circ \sim 3,4^\circ$ (podle A. A. Gvozdeva) až po $5,7^\circ$ (podle R. Saligera a E. Bittnera). V našem případě je úhel ψ mezního pootočení definován:

$$\psi = 2 \arctg (2 y / l) \quad (2)$$

kde y ... je maximální dosažený průhyb desky (ve středu rozpětí),

l ... je rozpětí konstrukce v kratším směru.

Pokud bychom celkové porušení konstrukce odvozovali z normové pevnosti zdiva v tahu za ohybu, pak bezpečnost konstrukce před celkovou havárií je více než stonásobná. Porovnání dosažení natočení ψ s velikostí překročení pevnosti zdiva v tahu za ohybu je zřejmé z tab.1 a tab.2. U zdi tloušťky 65 mm se podařilo její zatěžování až do okamžiku celkové havárie. U zdi tloušťky 290 mm k celkové havárii nedošlo – vzhledem k vybavení a možnostem pokusné štolky nebylo dále možné zvyšovat intenzitu výbuchového zatížení. V našem případě bylo pro danou geometrickou konfiguraci zkoušených zdí rozhodující mezní natočení zdiva ve směru kratšího (vodorovného) rozpětí ve střední části konstrukce.

Naměřené průhyby zděné konstrukce v průběhu zkoušky umožňují porovnat předpokládaný vypočtený průhyb při zavedení do výpočtů variantně jednotlivých možných rozmezí modulu přetvárnosti. Z výsledků variant výpočtů A až E v porovnání s naměřenými maximálně dosaženými průhyby bylo možné stanovit hodnoty modulu přetvárnosti pro jednotlivá zatížení (obr.4). Modul přetvárnosti E_{def} při opakovaných zatíženích konstrukce v blízkosti nebo nad výpočtovou mezí pevnosti klesá přibližně lineárně. Protože moment setrvačnosti průřezu se nemění v průběhu jednotlivých zatížení, platí odvozený trend závislosti pro modul přetvárnosti i pro ohybovou tuhost průřezu. Podrobnější údaje o napjatosti v konstrukci při jednotlivých zkouškách jsou zřejmé z tab.1 a tab.2.

6. Závěr

Článek je zaměřen na analýzu odezvy zděné cihelné konstrukce při kvazistatickém namáhání ohybem v důsledku působení tlakové vlny výbuchu v délce trvání několika sekund. Odvozené závěry vyplývají z porovnání numerické analýzy problému s výsledky experimentů provedených na zdech o tloušťkách 65 mm a 290 mm.

Na charakter přetváření konstrukce a tedy i na její správné modelování má rozhodující vliv historie zatížení. U zděné konstrukce vystavené opakujícímu se zatížení je dominantní změnou její odezvy nárůst průhybu. Zvětšování průhybu je způsobeno především postupnou degradací materiálových vlastností zdiva, které se projevuje snižováním ohybové tuhosti.

Ohybovou tuhost materiálu popisuje modul přetvárnosti E_{def} , který pro opakované namáhání v blízkosti meze pevnosti postupně klesá přibližně až na dvě třetiny počáteční hodnoty. V porovnání s hodnotami stanovenými podle normy ČSN 73 1101 lze konstatovat, že normové moduly přetvárnosti jsou celkově nižší, než experimentálně naměřené, v řádu jednotek až desítek procent. Rovněž lze doporučit, že pro namáhání blízké pevnosti zdiva je přesnější použít sečnové hodnoty modulu přetvárnosti.

Pro rychlost poklesu modulu přetvárnosti je rozhodující opakování zatížení, při nichž je dosažena nebo překročena mez pevnosti materiálu v tlaku. Při jednotlivých zatíženích v okolí nebo nad mezí pevnosti dochází ke vzniku trhlin ve zdících prvcích i v maltové výplni spár. I při značném rozvoji trhlin a poklesu ohybové tuhosti však konstrukce jako celek nehavaruje.

Pro posouzení okamžiku celkové havárie konstrukce je rozhodující dosažení mezního průhybu, který odpovídá natočení střednice konstrukce a dosažení úhlu lomu. S opakujícím se zatížením klesá ohybová tuhost a průhyb konstrukce roste, takže mezního průhybu může být později dosaženo i při menším zatížení, než jaké konstrukce předtím již přestála.

Z provedených měření a výpočtů lze závěrem shrnout, že po zatížení zděné stěny na mezi její pevnosti nelze z pevnosti zdiva v tahu za ohybu usuzovat na rozsah poškození konstrukce. Zdivo i při výrazném a dokonce řádovém překročení této tahové pevnosti se sice poruší trhlinami, ale přetváří se dále bez výrazných trvalých deformací. Při opakovaném zatížení na mezi pevnosti však může degradace ohybové pevnosti materiálu způsobit dosažení mezního průhybu, při kterém se konstrukce poruší.

7. Poděkování

Práce na této problematice byla podporována grantovým projektem GAČR: 103/03/0082 „Nelineární odezva konstrukcí při mimořádných zatíženích a zatíženích způsobených pohybem člověka“ s pokračováním podpory projektem GAČR 103/06/1521 „Spolehlivost a rizika konstrukcí v extrémních podmínkách“. Autoři si dovoluji touto cestou vyslovit grantové agentuře za její podporu svůj dík.

8. Literatura

- ČSN 73 1101 (1980) *Navrhování zděných konstrukcí*, Český normalizační institut, Praha.
- Makovička, D. (2000) Failures of masonry structures by explosion effects, *CTU Reports, Theoretical and Experimental Research in Structural Engineering*, CTU Publishing House 2, Vol. 4, Prague, pp. 83–87.

- Makovička, D. & Makovička, D., Jr. (2002) Dynamic response of thin masonry wall under explosion effect, *Structures Under Shock and Impact VII*, eds. Jones, N., Brebbia, C. A. & Rajedran, A. M., WIT Press, Southampton, pp. 47–56.
- Makovička, D., Král, J., Makovička, D., Jr. & Šelešovský, P. (2002) Analýza odezvy tenké cihelné příčky při výbuchu plynu za jejím rubem, *Požární ochrana 2002, 1. část*, VŠB-TU, Ostrava, str. 221–230.
- Makovička, D. & Makovička, D., Jr. (2003) Failure of masonry partition structure under explosion effect, *CTU Reports*, eds. Konvalinka P. & Máca, J., CTU in Prague, Fac. of Civ. Engn., Vol. 7, Prague, pp. 387–396.
- Makovička, D. & Makovička, D., Jr. (2003) Explosive failuring of masonry structure, *Transactions of 17th International Conference on SMiRT*, ed. Vejvoda, S., University of Technology, p., Brno, 236 + 8 pp. on CD.
- Janovský, B., Podstawka, T., Makovička, D., Horkel, J. & Vejs, L. (2003) Pressure wave generated in vented confined gas explosions, *Experiment and Simulation, Transactions of 17th International Conference on SMiRT*, ed. Vejvoda, S., University of Technology, Brno p. 240 + 8 pp. on CD.
- Makovička, D. & Makovička, D., Jr. (2004) Failure of masonry under explosion effect, *Structures Under Shock and Impact VIII*, eds. Jones, N., Brebbia, C. A., WIT Press, Southampton, pp. 475-484.
- Koloušek, V. a kolektiv (1967) *Stavebné konštrukcie namáhané dynamickými účinkami*, SVTL, Bratislava.