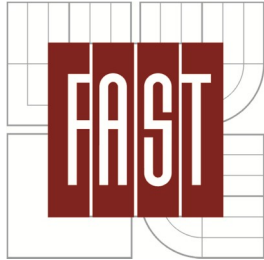


VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

VLIV TECHNICKÉ A PŘÍRODNÍ SEIZMICITY NA STAVEBNÍ KONSTRUKCE SE ZAMĚŘENÍM NA KONSTRUKCE ZE ZDICÍCH MATERIÁLŮ

INFLUENCE OF TECHNICAL AND NATURAL SEISMICITY ON BUILDING STRUCTURES
WITH FOCUS ON STRUCTURES OF MASONRY MATERIALS

DISERTAČNÍ PRÁCE
DOCTOR THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. Zdeněk Čada

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc.

© 2013 Zdeněk Čada

Ústav stavební mechaniky

Fakulta stavební

Vysoké učení technické v Brně

Česká republika

Abstrakt

Disertační práce pojednává o vybraných problémech v oblasti řešení dynamické odezvy stavebních konstrukcí na nestacionární zatížení nuceným pohybem v místě uložení. Jedná se o seizmické zatížení. Jsou doporučeny postupy, jak využít seizmické záznamy buzení s ohledem na přesnost dynamických výpočtů. Elastická spektra odezvy je nutno upravit tak, aby byla zajištěna požadovaná spolehlivost návrhu. Je ukázáno, jak generovat vhodné syntetické akcelerogramy pro řešení požadované odezvy. Podle vytvořené vlastní metodiky byl generován syntetický akcelerogram pro užití při experimentální seizmické zkoušce zděného objektu z autoklávovaného betonu v modelovém měřítku. Odezvové veličiny pohybu získané v měřených místech při experimentu byly porovnány s lineárními a nelineárními dynamickými výpočty na modelech sestavenými metodou konečných prvků. Byly použity numerické modely s různými úrovněmi detailnosti. Smykové chování stěn bylo modelováno s užitím konstitutivních vztahů zahrnující možnost křehkého porušení a dále s užitím nelineárního interakčního rozhraní zahrnující delaminaci mezi zdicími prvky. Chování matematického modelu stěnových systémů bylo kalibrováno s ohledem na měřená data při smykových zkouškách stěn ve skutečném a modelovém měřítku.

Klíčová slova

ANSYS, autoklávovaný pórobeton, metoda konečných prvků, seizmicita, seizmická odezva, smykové stěny, SOLID65, stavební konstrukce, syntetický akcelerogram, úprava spekter odezvy, YTONG, zděná konstrukce, zemětřesení.

Abstract

The dissertation deals with selected issues in the field of the calculation of the response of building structures which are excited with dynamic non-stationary displacement loading of its ground. Seismic load has been assumed. Procedures, how to work with seismic records with respect to the accuracy of dynamic calculations, how to modify the response spectrum to ensure the reliability, how to generate synthetic accelerogram requiring more accurate response, are recommended. Synthetic accelerogram has been generated by own approaching, which has been used as the excitation function in the experimental seismic testing of autoclaved concrete brick building in model scale. Response values of motion in the measured points of the experiment were compared with the linear and nonlinear dynamic calculations by using the finite element method models. Different levels of detail of the numerical models have been used. The shear wall behaviour has been modelled by using constitutive models with brittle failure as well as using of non-linear interaction interface with possible delamination between the masonry bricks. The behaviour of the mathematical model of wall systems has been calibrated with respect to the measured data at shear wall experiments in real and model scale of walls.

Keywords

ANSYS, Autoclaved Porous Concrete, Building Structure, Earthquake, Finite Element Method, Masonry Structure, Nonlinear Simulation, Seismicity, Seismic response, Shear walls, SOLID65, Synthetic Accelerogram, Response Spectra Modification, YTONG.

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....

Zdeněk Čada

Bibliografická citace

ČADA Z., *Vliv technické a přírodní seizmicity na stavební konstrukce se zaměřením na konstrukce ze zdicích materiálů*. Brno, 2013, Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky.

Poděkování

Na tomto místě bych rád v první řadě poděkoval svému vedoucímu disertační práce doc. Ing. Vlastislavovi Salajkovi, CSc. za jeho podporu a cenné rady při dlouhodobém vedení disertační práce a poskytnutí možnosti mého odborného růstu.

Zapojení se do řešení praktického komplexního problému, pomoc při řešení problematiky chování novodobých zděných konstrukcí a zveřejnění v této práci publikovaných praktických výstupů bylo umožněno souhlasem a podporou pana doc. Ing. Jaromíra K. Kloudy, CSc., EURing, za což mu zde vyslovuji upřímné poděkování.

Obsah

ČÁST A – Současný stav problematiky	11
A.1 Úvod do seizmicity	12
A.2 Přírodní a technická seizmicita na území ČR	16
A.3 Eurocode 8	18
A.4 Trendy v pozemním stavitelství	21
A.5 Vybrané kapitoly ze stavební dynamiky	22
A.6 Seizmická odolnost zděných objektů	27
ČÁST B – Cíle práce	29
ČÁST C – Zvolené metody zpracování	31
C.1 Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí	32
C.2 Vlastní kmitání lineárních soustav	32
C.3 Přímá integrace pohybových rovnic	33
C.4 Řešení rozkladem do vlastních tvarů kmitů	34
C.5 Řešení dynamické odezvy vyvozené pohybem základu	35
C.6 Řešení dynamické odezvy s užitím elastických spekter	37
C.7 Generování spekter odezvy	38
C.8 Spektra odezvy	39
C.9 Sčítání odezev	41
C.9.1 Základní metody sčítání	41
C.9.2 Chyba v součtu obecně orientovaných násobných vlastních tvarů	43
C.9.3 Vyčíslení hlavních napětí	44
C.9.4 Odezva tvarů s vysokou frekvencí	46
C.9.5 Efektivní kmitající hmota	47
C.9.6 Přičtení odezvy nad frekvenční úrovní <i>fZPA</i>	48
C.9.7 Sčítání prostorové odezvy	49
C.10 Modelování zděných konstrukcí	50
C.10.1 Nelineární materiálové modely pórobetonu	50
C.10.2 Nelineární modely kontaktního rozhraní	52
C.10.3 Řešení nelineárních soustav Newton-Raphson iterační metodou	54
ČÁST D – Výsledky disertace a uvedení nových poznatků	55
D.1 Studie reálných záznamů seizmických dějů	56
D.1.1 Záznamy seizmických dějů	57
D.1.2 Prostorový pohyb	60
D.1.3 Prostorové zrychlení a Arias intenzita	60
D.1.4 Spektra odezvy	61
D.1.5 Krátkodobá Fourierova transformace	62
D.2 Zvýšení vzorkovací frekvence záznamu	62

D.2.1	Studijní budící funkce	63
D.2.2	Aplikace na reálný seismický záznam	68
D.2.3	Shrnutí	69
D.3	Úprava spekter odezvy	70
D.3.1	Nejistoty v modelování dynamického chování	70
D.3.2	Pravděpodobnostní přístup úpravy	70
D.3.3	Shrnutí	77
D.4	Syntetické akcelerogramy	78
D.4.1	Základní předpoklad	79
D.4.2	Hledání amplitud harmonické funkce	80
D.4.3	Korelace směrů pohybu	84
D.4.4	Shrnutí	85
D.4.5	Model seizmického zatížení pro experimentální ověření	85
D.5	Experimentální ověření	86
D.5.1	Experimentální smykové zkoušky stěn	87
D.5.2	Numerická simulace zkoušek stěn	88
D.5.3	Srovnání výsledků výpočtu stěn s měřením	97
D.5.4	Experimentální zkouška objektu v modelovém měřítku	99
D.5.5	Výpočtové modely domu	100
D.5.6	Srovnání výsledků výpočtu na modelu objektu s měřením	106
D.5.7	Shrnutí	109
D.6	Extrapolace na objekt s reálnými rozměry	110
D.6.1	Vlastní frekvence a tvary kmitů matematického modelu	113
D.6.2	Výpočet odezvy pomocí spekter odezvy	113
D.6.3	Výpočet odezvy na prostorové buzení	113
D.6.4	Shrnutí	115
ČÁST E – Závěry		117
Seznam užitých zdrojů		122
Seznam zkratk		130
Seznam symbolů		131
Seznam příloh		134

ČÁST A – SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY

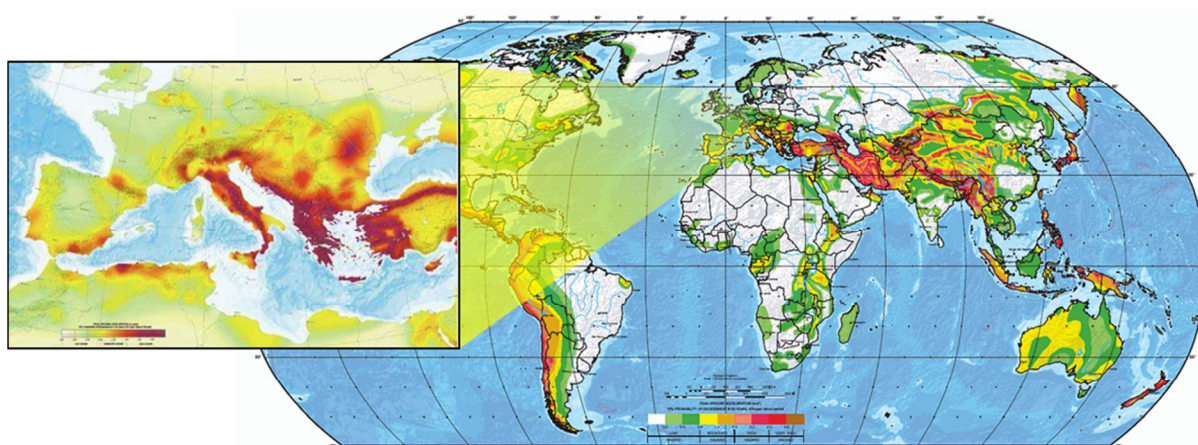
A.1 Úvod do seizmicity

Zemětřesení

Příčinou zemětřesení jsou různé jevy: vulkanická činnost, tektonické pohyby v zemské kůře, sesuvy, výbuchy a jiné. Většina zemětřesení je tektonického původu a je vázaná na zlomy. Zemětřesení je náhlé uvolnění deformační energie nashromážděné v horninách s následným šířením mechanických vln zemským tělesem. Zlomový proces začíná v místě nazývaném hypocentrum, ze kterého se následně šíří mechanické vlny. Kolmým průmětem hypocentra na zemský povrch je lokalita zvaná epicentrum. [102]

Seizmicita

Seizmicita je aktivita zemětřesení. Jedná se o zdánlivě náhodný pohyb podloží. Seizmicitu nejčastěji zaznamenáváme na povrchu země v podobě mechanického kmitání. Kmitání v každém místě povrchu je rozdílné v závislosti na vzdálenosti hypocentra a na skladbě prostředí, kterým se šířilo kmitání v podobě mechanických vln. [50], [102], [114], [115]



Obr. A.1.1 Globální mapa rizika seizmicity [115]

Přírodní seizmicita

V případě, kdy je seizmicita vztažena ke spontánnímu přírodnímu jevu, nejčastěji tektonické pohyby v zemské kůře, hovoříme o přírodní seizmicitě. Studium zemětřesení a šířením vln zemským tělesem se zabývá obor geofyziky zvaný seizmologie. Studuje vznik, šíření vln a jejich registraci příp. zaznamenávání. [102], [113], [116]

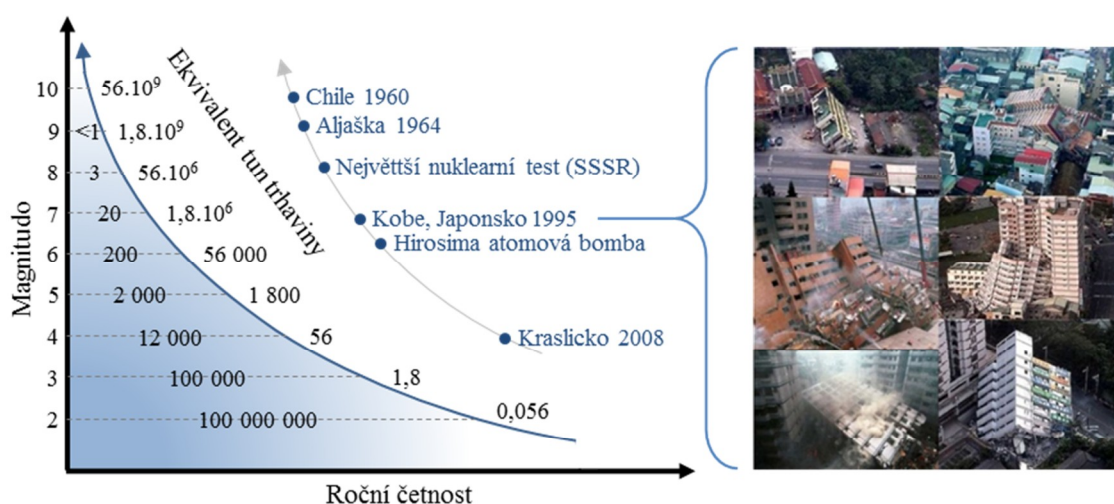
Technická seizmicita

Významný vibrační efekt na povrchu však mohou také způsobit projevy technické seizmicity. Technickou seizmicitou rozumíme seizmické otřesy vyvolané umělým zdrojem a indukovanou seizmicitou. Charakter záznamu v časovém měřítku je závislý především na zdroji; jde o rychle se

tlumící seizmický impuls nebo jde o déle trvající rázový projev. Skupina otřesů vyvolaných umělým zdrojem je tvořena především vibracemi vzniklými při trhacích pracích, automobilovou a kolejovou dopravou, pulzací vodního proudu, činností strojů a lidí nebo průmyslovou činností. Seizmické otřesy buzené činností strojů jsou označovány jako průmyslová seizmicita.

Seizmická odolnost staveb

Z hlediska stavební mechaniky lze tedy chápat seismicitu jako dynamický pohyb podloží (kinematické zatížení objektu) ve vztahu ke konkrétní lokalitě. Z vlastností horninových vrstev lze odvodit maximální rychlost pohybu kmitání podloží v rozmezí 1 až 3 m.s⁻¹. Těmto rychlost odpovídá intenzita seismicity, která je výrazně vyšší než běžně uvažované intenzity v praxi. Vždy existuje konečná pravděpodobnost, že nastane seismicita s větší intenzitou, než byla uvažována při návrhu dané konstrukce.



Obr. A.1.2 Vlevo: celosvětová četnost zemětřesení [50], vpravo: zemětřesení Kobe Japan 1995 [114]

Náhodná povaha zemětřesení a nedostatek podkladů pro určení jeho následků vzhledem k užívání hmotných zdrojů dané země je příčinou kompromisu v navrhování z hlediska seizmické odolnosti [86]. Především v oblastech s potenciální velmi silnou přírodní seismicitou mohou být důsledky katastrofální, obr. A.1.2.

Kvalifikace seismicity

Ohodnocení zemětřesení není jednoduchá záležitost. Seismicita je složitý časoprostorový děj a vztažení jedné seizmické události do jednoho kvalifikačního čísla je téměř nemožné. Z těchto důvodů historicky vnikly různé škály.

Richterova škála (nebo také místní magnitudo zemětřesení) představuje jediné číslo (lokální magnitudo), kterým se popisuje velikost (síla) zemětřesení. Je to logaritmická škála o základu 10 počítaná z vodorovné amplitudy největšího posunu (měřené v mikrometrech) od nuly na seismografu.

Rozdíl amplitud způsobený vzdáleností epicentra zemětřesení od seismometru je opravený odečtením logaritmu předpokládané amplitudy zemětřesení o místním magnitudu 0 v té vzdálenosti. Tato oprava umožňuje používat toto číslo jako absolutní měřítko pro velikost zemětřesení. [50], [83], [114]



a) Lehké b) Střední c) Silné d) Velmi silné Bořivé

Obr. A.1.3 Klasifikace seizmicity zděných staveb dle viditelných škod dle EMS-98 [93]

Tab. A.1.1 Stupnice intenzity zemětřesení [113]

M.C.S. vs. PGA, rychlost, vnímání a poškození				
M.C.S.	PGA [g]	PGV [mm/s]	Vnímání	Potenciální poškození
I	< 0,0017	< 1	Není cítit	-
II-III	0,0017 - 0,014	1 - 11	Slabé	-
IV	0,014 - 0,039	11 - 34	Lehké	-
V	0,039 - 0,092	34 - 81	Střední	Velmi lehké
VI	0,092 - 0,18	81 - 160	Silné	Lehké
VII	0,18 - 0,34	160 - 310	Velmi silné	Střední
VIII	0,34 - 0,65	310 - 600	Bořivé	Středně těžké
IX	0,65 - 1,24	600 - 1160	Pustošivé	Těžké
X+	1,24 <	1160 <	Ničivé	Velmy těžké
• Pravděpodobné i na území ČR				

M.C.S (Mercalli-Cancani-Sieberg, 1931) stupnice intenzity zemětřesení je založena na klasifikaci dle lokálního viditelného poškození staveb a je používaná hlavně v Evropě. Subjektivnost velmi ovlivňuje aktuální pocity lidí a typ konstrukce poškozených staveb. Další lokální obdobnou stupnicí je v ČR používané MSK-64 (Medveděvova-Sponheuerova-Kárníkova stupnice, 1964), z které volně vychází evropská oficiální stupnice EMS-98 (European Macroseismic Scale, 1998). [50], [93], [114]

Z hlediska stavební mechaniky a zatížení staveb seizmicitou není až tak podstatné globální parametry jako je celková uvolněná energie či seizmický moment. Z tohoto důvodu např. v EC8 [86] je užito rozdělení do seizmických oblastí dle návrhového referenčního špičkového zrychlení podloží, které při zohlednění typu základové půdy lze vztáhnout k obecně označované veličině PGA (*Peak Ground Acceleration*) špičkové zrychlení podloží.

Šíření seizmických vln

Uvolnění velkého množství energie v místě vzniku seizmického jevu (např. u tektonického zemětřesení tzv. hypocentrum) vede k deformaci podloží, což vyvolá kmitavý pohyb, který se šíří dál prostředím v podobě mechanických vln. Šíření vln tělesy či na povrchu tělesa je obvykle matematicky popisováno diferenciální vlnovou rovnicí (viz např. v [47], [48], [50], [83]) a to při zavedení předpokladů homogenity, izotropie, kontinuity prostředí a elasticity deformace. Skladba zemského tělesa je však složitá a platnost uvedených předpokladů je omezená. Situace se ještě více komplikuje v případě vrstevnatého podloží, kdy dochází k odražení vln na plochách rozhraní mezi vrstvami. [47], [48], [50], [83]

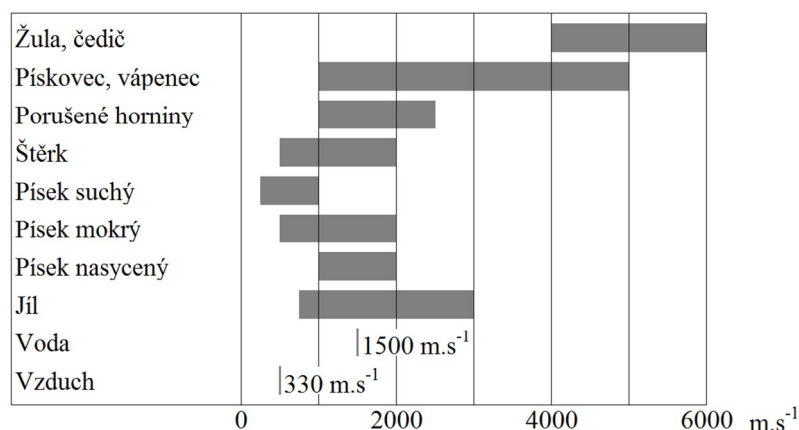
Mechanické vlny je možno rozdělit na objemové, které se šíří v kulových vlnách v nekonečném mediu a dle způsobu deformace se dělí na:

- tlakové vlny, dilatační, primární, P-wave,
- smykové vlny, distorzní, sekundární, S-wave.

V případě nekonečného poloprostoru je možno pozorovat typy povrchových vln (souhrnně L-wave):

- Rayleighovy vlny,
- Loveho vlny,

kteří mají specifický tvar. Jednotlivé typy vln se šíří prostředím s různou rychlostí, což je dáno rozdílnou deformací tvaru vln. Těchto skutečností je využíváno v oboru seismologie pro stanovení vzdálenosti a obecně polohy vzniku seizmického jevu. [47], [48], [83]



Obr. A.1.4 Rychlost šíření P-wave [37]

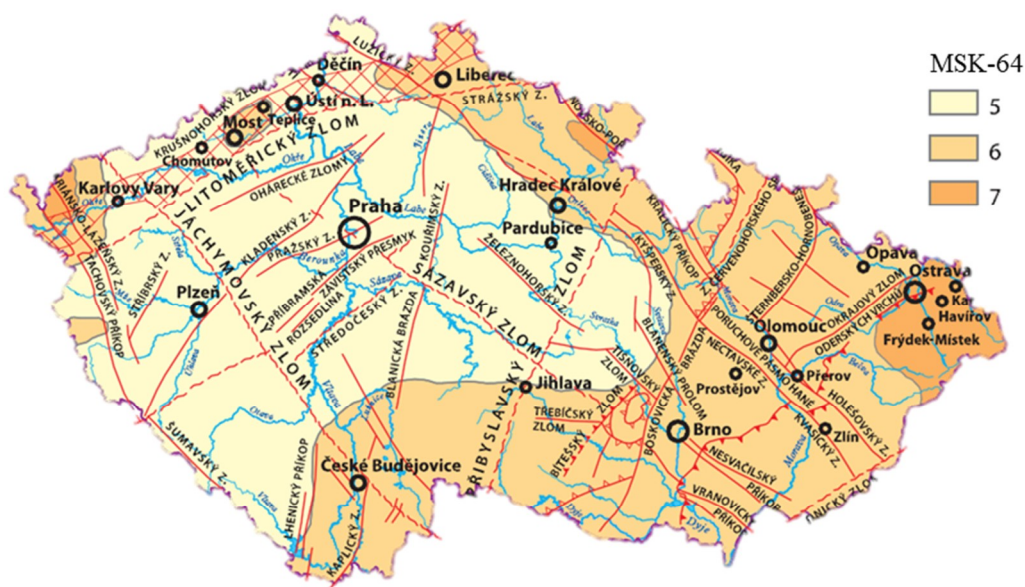
Rychlost šíření vln je ovlivněna prostředím, kterým se vlny procházejí. Seizmické účinky jsou ovlivněny místní geologií. Pro správné stanovení seizmických účinků je třeba pracovat s parametry vyžádaného geologického průzkumu v dané lokalitě, nebo alespoň využít geologického mapování jako např. „Mapa inženýrsko-geologického rajónování“ [105].

Registrace zemětřesení

V současnosti je v provozu řada vzájemně propojených lokálních seizmických sítí obstarávající nepřetržité zaznamenávání kmitání podloží. Např. na internetových stránkách Geofyzikálního ústavu AV ČR [116] je možné online prohlížet aktuální seismogramy některé ze seizmologických stanic v rámci České regionální sítě. Významné seizmické aktivity jsou automaticky registrovány, klasifikovány a uchovávány v databázích.

Seizmická data významných zemětřesení jsou dostupné i pro širokou veřejnost. Uvedeny jsou například otevřené databáze *PEER Strong Motion Database* [118], *European Strong-Motion Data* [119]. Ve zmíněných databázích je možné stáhnout v digitální podobě tisíce záznamů ke stovkám významných zemětřesení.

V této práci se záznamy seizmických dějů (seismogramy), jakožto dnes série digitálních hodnot pohybu (např. veličina rychlosti) v časové oblasti je zacházeno jako se vstupním modelem zatížení do dynamických výpočtů. [116]



Obr. A.1.5 Maximální pravděpodobná intenzity zemětřesení dle MSK-64, zdroj: Geofyzikálního ústavu AV ČR [116]

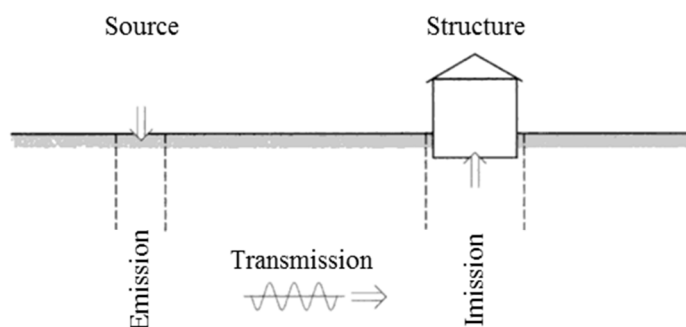
A.2 Přírodní a technická seizmicita na území ČR

Přírodní seizmicita

Intenzivní přirozené zemětřesení, jehož ohnisko bylo lokalizováno na území ČR nebo do jeho bezprostřední blízkosti, nejsou historicky ojedinělá. I v současné době jsou v západních Čechách a v Německu detekována slabší zemětřesení. Nejsilnější z nich, která jsou pociťována i obyvateli domů, mohou být i příčinou vzniku poruch na těchto objektech. První historický záznam o zemětřesení v této

oblasti pochází z roku 1198. Nejintenzivnější doložené zemětřesení s ohniskem v naší republice patrně pochází z oblasti Českého Těšína, kde v roce 1786 vzniklo zemětřesení s intenzitou 7 až 8° MSK – 64. Detailnější přehled dokumentovaných zemětřesení vzniklých na území ČR nebo v jejím blízkém okolí lze nalézt např. v [51], [52]. Zemětřesení se vyskytují osamocené nebo skládají do rojů. Mimořádně silný roj s neaktivnějšími zemětřeseními byl v období zvýšené aktivity na přelomu 19. a 20. století a po následujícím obdobím klidu, byl silnější seismický roj zaregistrován až na přelomu roků 1985 a 1986 v oblasti obce Nový Kostel a dosáhl lokální hodnoty magnitudo 4,8 (intenzita 7° MSK – 64). Kromě výše zmíněných oblastí je převážná část území České republiky charakterizována seismickým ohrožením do pátého stupně, pro Jižní Čechy a Moravu do šestého stupně (vliv východoalpských a západokarpatských zemětřesení), obr. A.1.5. Zvýšená seismická aktivita byla dále zaznamenána od r. 1997. Koncem roku 2000 dosáhl silný otřes lokální magnitudo 3,4 a pocítili ho obyvatelé Chebska, Sokolovska, Karlovarska a na Tachovsku. Silný zemětřesný roj byl zaregistrován v srpnu roku 2001, v jehož osmi fázích bylo zaznamenáno přes 1500 zemětřesení, z nichž více než 5 % bylo pocíteno i místními obyvateli [72], [116].

V roce 2008 byl zaznamenán zemětřesný roj v blízkosti obce Nový Kostel (Kraslicko). Nejsilnější zemětřesení o magnitudo 3,9 bylo pocíteno obyvateli i ve velké vzdálenosti od epicentra, např. na západě Prahy. Kromě toho mohlo být v epicentrální oblasti pocíteno dalších několik desítek otřesů o magnitudu větším než 2,0, blíže v [58].



Obr. A.2.1 Systém propagace vibrací [37]

Technická seizmicita

V ČR byla například důlně indukovaná seizmicita pozorována na Karvinsku, na Kladensku a v Příbrami. Nejsilnější důlní otřes v ČR vznikl na Dole ČSA v Ostravsko-karvinském revíru v roce 1983 magnitudo 3,8. Nyní je seismickou monitorovací sítí v karvinské části Ostravsko-karvinském revíru zaregistrováno až 50 tisíc jevů ročně, z toho přibližně 100 až 500 jevů, jejichž lokální magnitudo přibližně 1,0. V karvinské části Hornoslezské pánve probíhá více než stoletá hlubinná těžba černého uhlí, což má za následek mimo jiné vytvoření složitého napěťového stavu horninového masivu. To vede v místních geologických podmínkách k indukování velkého počtu slabých i intenzivnějších seismických jevů. [53]

Stavební objekty nacházející se v blízkosti komunikací, dálniční a železniční dopravy, v oblasti vedení tras metra a dále v blízkosti intenzivní stavební činnosti, popř. i průmyslové činnosti jsou vystaveny technické seismicitě. Ve smyslu ČSN 73 0040 [88] jsou otřesy způsobené technickou seismicitou hodnoceny jako nahodilá dlouhodobá, popř. krátkodobá zatížení. Intenzita otřesů způsobených např. dopravou závisí dále na hmotnosti, rychlosti a zrychlení pohybujících se vozidel, povrchu a konstrukci vozovky, případně železničního svršku. Dominantní frekvence otřesů podloží od silniční dopravy jsou zpravidla v intervalu 10 Hz až 80 Hz. Maximální prostorová složka rychlosti kmitání naměřená na povrchových stanicích je v rozmezí 12 až 15 mm.s⁻¹ (hodnota zrychlení převyšující 0,05 g). Frekvenční spektrum seismické odezvy a hodnotu seismického zatížení lze nejpřesněji stanovit experimentálním měřením in situ. [70]



Obr. A.2.2 Příklad poškození objektu vystavené seismickému zatížení [117]

Zatížení stavebních objektů technickou seismicitou je v ČR časté a v některých průmyslových oblastech také intenzivní. Jako příklady zdrojů technické seismicity lze uvést průmyslové dynamické výrobní procesy, viz. např. [54] a dopravu viz. např. [55], [56], [57].

A.3 Eurocode 8

V letech 2004 až 2008 byly schváleny a přijaty jednotlivé části evropské normy ČSN EN 1998 „Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení“ (zvaná také Eurocode 8, dále jen EC8) [86]:

- část 1 – Obecná pravidla, seismická zatížení a pravidla pro pozemní stavby;
- část 2 – Mosty;
- část 3 – Zesilování a rekonstrukce;
- část 4 – Zásobníky, nádrže, potrubí;

- část 5 – Základy, opěrné a zárubní zdi;
- část 6 – Věže, stožáry, komíny.

Tímto byly nahrazeny stávající normy ČSN 73 0036 „Seismická zatížení staveb“ [87] a ČSN 73 0040 „Zatížení stavebních objektů technickou seismicitou a jejich odezva“ [88]. Po zavedení EC8 pro Českou republiku je nutnost od 1. 3. 2010 posuzovat stavby na území České republiky na seismické účinky. [59]



Obr. A.3.1 Mapa seismických oblastí Schenk & Schenková 2005 [86]

Seismické oblasti

Norma definuje šest seismických oblastí na území ČR, ve kterých předpokládá konstantní referenční zrychlení základových půd a_{gR} , které nabývá hodnot 0,0 až 0,12 g, viz. obr. A.2.3. Rozsah platnosti normy se vztahuje na navrhování a provádění pozemních a inženýrských staveb v seismických oblastech. Pro případ **malé seismicity** ($a_{gR}S/\gamma_t < 0,10$ g) mohou být pro některé typy staveb a základových půd omezené nebo zjednodušené podmínky návrhu. Pro případ **velmi malé seismicity** ($a_{gR}S/\gamma_t < 0,05$ g) nemusí být ustanovení normy dodržovány. Kde S je součinitel typu základové půdy, pohybuje se v rozmezí hodnot 1,0 až 1,8. Součinitel γ_t upravuje hodnoty zrychlení dle třídy významu pozemní stavby a pohybuje se v rozmezí hodnot 0,8 až 1,4.

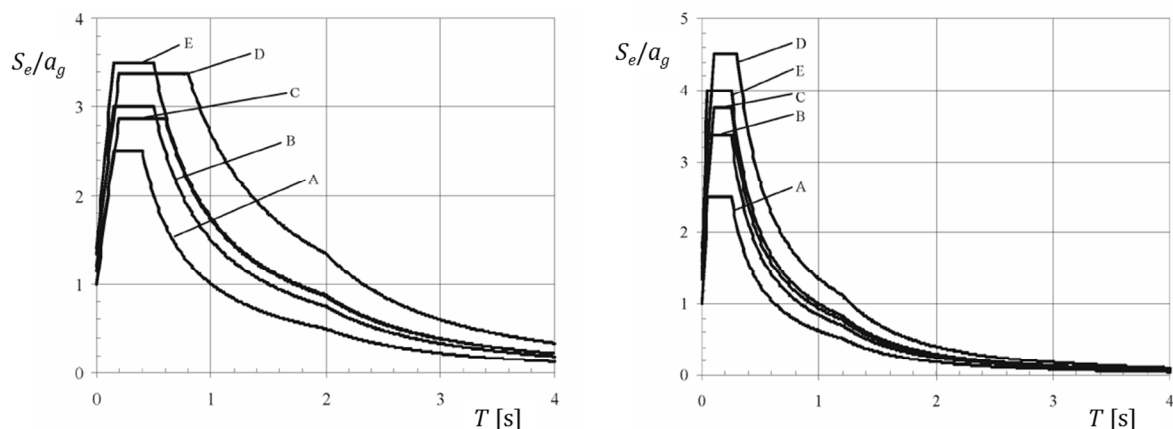
Z uvedeného vyplývá, že i u oblastí s $a_{gR} = 0,02$ g může být vyžadován seismický návrh v případě vyššího významu stavby s kombinací s nevhodným typem zeminy (především zeminy s nízkou rychlostí smykových vln). Proto je nutné v současnosti při každém návrhu objektu minimálně zvážit jaká seismická odolnost se dle normy na objekt vztahuje. Přesto území ČR zůstává z valné části územím s malou nebo velmi malou seismicitou.

Uvedené hodnoty špičkových zrychlení jsou vztaženy k návrhu objektů, s **vyločením zřícení**, s pravděpodobností překročení (10 %) během 50 roků, nebo k návrhu, s **vyločením omezeného poškození**, s pravděpodobností překročení (10 %) během 10 roků.

Analýza konstrukce

Matematický model pozemní stavby musí přiměřeně znázorňovat rozdělení tuhosti a hmot tak, aby všechny důležité tvary kmitů a setrvačné síly byly správně uváženy při seizmickém zatížení. V případě nelineárního výpočtu musí model také přiměřeně vystihovat rozdělení pevnosti. Detailnost matematického modelu není přesně předepsána, a proto je závislá na zkušenostech technika.

Za vhodnou metodu výpočtu norma považuje modální analýzu pomocí spektra odezvy (RSA), v omezeném rozsahu připouští statickou metodu užití příčných sil. Jako alternativu k lineárnímu výpočtu dovoluje použít nelineární metodu statického přítěžování nebo nelineární dynamický výpočet v časové oblasti.



Obr. A.3.2 Spektrum pružné odezvy dle EC8 [86] pro 5 % tlumení, vlevo: typ 1, vpravo: typ 2

Spektra odezvy

Norma EC8 [86] předepisuje jako model zatížení elastická spektra odezvy a návrhová spektra odezvy. Pružná spektra odezvy vznikla na základě statistického vyhodnocení souboru spekter odezvy pro danou pravděpodobnost.

Předepsána jsou spektra odezvy, která jsou závislá:

- na typu podloží: A, B, C, D, E, viz. obr. A.2.4,
- referenčním špičkovému zrychlení základových půd, viz. obr. A.2.3,
- významnosti stavby – zvýšení/snížení pravděpodobnosti výskytu,
- vzdálenost zemětřesení – Typ 1 (silné zemětřesení ale hodně vzdálené), Typ 2 (slabé zemětřesení ve velké blízkosti); mezní magnitudo 5,5 pro dané území (v našem případě ČR).

Pružná spektra odezvy dále závisí na hodnotě tlumení. Návrhová spektra odezvy závisí na hodnotě duktility konstrukce.

Součinitel duktility

Zavedení předpokladu, že v konstrukci může dojít lokálně k plastickým deformacím, jejichž deformační energie nepřesahuje lineární deformační energii užitou v prováděném lineárním výpočtu odezvy. S rostoucí duktilitou, nebo-li rostoucí schopností konstrukce plastizovat, jsou spektrální hodnoty příslušně upravovány.

Je zavedeno, že součinitel duktility $q = 1,0$, při tlumení konstrukce $\xi = 5 \%$. Konkrétní hodnota součinitele je závislá na použitém konstrukčním systému z hlediska materiálu (beton, ocel, zdivo, ...) i z hlediska konstrukčního uspořádání a související poddajnosti systému.

A.4 Trendy v pozemním stavitelství

Současné trendy ve stavebnictví mimo jiné spočívají ve snižování energetické a související ekonomické náročnosti nových objektů. Hlavním důvodem jsou stabilně rostoucí ceny energií, pak snaha investorů je volit v nabídce stavebních systémů, ty které mají výslednou energetickou náročnost během provozu stavby menší. Za tímto účelem jsou vyvíjeny stavební materiály a technologické postupy výstavby, které umožňují zvyšovat teplotní odpor obvodových konstrukcí. Příkladem jsou zdicí prvky z lehkých betonů (viz. obr. A.4.1 vlevo), u kterých snižováním teplotní vodivosti a objemové hmotnosti materiálu je bohužel i snížena pevnost prvků. Podobně i u zdicích prvků z keramického střepu (viz. obr. A.4.1 uprostřed), je snahou prodloužit cestu teplotního toku mezi vnějším a vnitřním povrchem finální stěny. Vnitřní struktura, která je složená z drobných vzduchových dutinek s pouze velmi tenkými stěnami je pak výrazně složitější, což se vzápětí projevuje opět na celkové únosnosti prvku.



Obr. A.4.1 Zdicí prvky určené pro nosné zdivo, přístupy konkurenčních výrobců, vlevo: pórobeton plně prvky, uprostřed: dutinové keramické prvky, vpravo: keramické prvky s tepelnou izolací

Velké výrobní závody v oblasti cihlářského průmyslu, jako např. Xella či Wienerberger, reagují zaměřením svých investic na dokázání, že jejich nově navržené zdicí prvky nejnižších pevnostních tříd P2 a dokonce i P1.8 (zatřídění do pevnostních tříd dle ČSN EN 1996 [89]) je možné používat do nosného zdiva i v oblastech seizmicitou odpovídající úrovni pravděpodobné na území ČR. Jinak by mohly tyto nízko-pevnostní prvky být použity pouze konstrukčním návrhu sevřeného zdiva nebo vyztuženého zdiva. Požadovaný efekt záměru by byl velmi snížen.

Současné trendy v oblasti návrhu a posuzování stavebních konstrukcí jsou směřovány na masivní rozvoj grafických systémů (*Computer Aided Design*, dále jen CAD). Navrhovány jsou tvarově složité a štíhlé konstrukce, které vyžadují detailní statické a dynamické analyzování. V souvislosti s rychlým vývojem výpočetní techniky jsou dnes dostupné programové balíky založené na metodě konečných prvků (*Finite Element Method*, dále jen FEM), které dovolují přímo vytvářet síť konečných prvků (*Finite Element*, dále jen FE) na převzaté CAD geometrii.

A.5 Vybrané kapitoly ze stavební dynamiky

Seizmické zatížení

Stavební konstrukce jsou během svého provozu vystaveny různým vlivům a zatížením, jimž musí spolehlivě odolávat po celou dobu jejich životnosti. Seizmický pohyb podloží, na kterém jsou nosné konstrukce objektů založeny, může být jednou z příčin poškození stavební konstrukce, které může vést až k úplnému kolapsu. Nízké odolnosti konstrukcí proti dynamickému vynucenému pohybu především ve vodorovném směru nepříznivě přispívá způsob jejich návrhu, při kterém jsou jednotlivé konstrukce posuzovány staticky především na převládající svislé zatížení.

Seizmické zatížení ve stavební mechanice (mechanice těles) lze zařadit mezi kinematické dynamické zatížení. Toto nestacionární neperiodické zatížení má mnohdy extrémní význam z hlediska návrhu konstrukcí na vodorovné síly, i přestože se jedná o krátkodobý jev s náhodně velkou intenzitou s dlouhou periodou návratnosti. Řešení odezvy na seizmické zatížení, způsoby jak vyšetřit vnitřní síly s návazností na posouzení spolehlivosti se zabývá obor stavební dynamiky jakožto podoblast mechaniky těles.

Stavební dynamika

Obor stavební dynamiky prošel výrazným vývojem. Příkladem publikace [41] zabývající se (mimo jiné) řešením vlastního kmitání tenké deskové konstrukce, kdy je hledáno řešení diferenciální pohybové rovnice, která spojitě popisuje desku, je dnes už minulostí. Tento analyticky exaktní způsob řešení je dnes překonán díky masivnímu rozšíření metody konečných prvků (FEM). Řešení numerickou metodou FEM sice nedosahuje takové přesnosti, je výrazně dražší z hlediska strojové času, je nutné provést složité pokrytí FE sítí modelovanou geometrii, ale všechny tyto nevýhody předčí jedna obrovská výhoda, kterou je variabilita z hlediska modelované úlohy. Metoda skýtající možnost řešit dynamické velice geometricky složité modely se zohledněním velkých přemístění,

nelineárních matematických modelů a nelineární jednostranných vazeb, dnes nemá v mechanice těles významnou konkurenci. Základní principy a diskretizace FEM jsou uvedeny např. v [31], [33], [38], [39], [40], [41], [42].

Dynamické analýzy

Obvykle je základní diferenciální pohybová rovnice sestavená pomocí FE diskretizace CAD geometrie modelu řešena [31], [33], [34], [35], [36], [38], [39], [40], [41], [42], [43], [100], [108]:

- v časové oblasti (*Time domain*),
 - přímá integrace pohybových rovnic (*Full integration*),
 - § explicitní integrační schéma,
 - § implicitní integrační schéma,
 - rozkladem do vlastních tvarů (*Mode Superposition*),
- ve frekvenční oblasti (*Frequency domain*),
 - vlastní tvary kmitů a vlastní frekvence,
 - výpočet ustálené odezvy kmitání,
 - § přímé řešení,
 - § rozkladem do vlastních tvarů kmitů,
 - lineární spektra odezvy,
 - výkonnostní spektrální hustota.

Je-li zapotřebí popsat historii pohybu konstrukce během daného seizmického děje, k řešení odezvy stavebních konstrukcí z uvedeného výčtu nejlépe vyhovují postupy:

- řešení v časové oblasti a to přímou integrací pohybových rovnic implicitním integračním schématem,
- řešení v časové oblasti rozkladem do vlastních tvarů kmitů.

Řešení užitím lineárních spekter odezvy pro řešení ve frekvenční oblasti je vhodné chceme-li vyšetřit pouze maximální odezvu. Většinou nemusí být tato maximální odezva vztažena ke konkrétnímu seizmickému ději. [31], [33], [34], [35], [36], [38], [39], [40], [41], [42], [43], [108].

Analýza s užitím lineárních spekter odezvy

Základní odvození rozkladu do vlastních tvarů kmitů s následným stanovením maximální odezvy pomocí lineárních spekter odezvy je možné dohledat v téměř libovolné publikaci uvedené v úvodu této kapitoly.

Výpočet odezvy stavebních objektů zatížených seizmicitou s užitím lineárních spekter odezvy zanechali cenné publikace autoři A. K. Gupta, E. Rosenblueth, D. W. Lindley, A. Chopra ([35], [36], [47]), ve kterých se zabývají mimo jiné metodami sčítání odezev z jednotlivých vlastních tvarů v souvislosti s jejich vzájemnou korelací. Publikacemi na konkrétní téma seizmicity v inženýrství jsou

např. [60], [60], [63], [64], [65]. Výčet metodik, požadavků a doporučení je obsaženo v rámci norem a předpisů např. [86], [88], [90], [94].

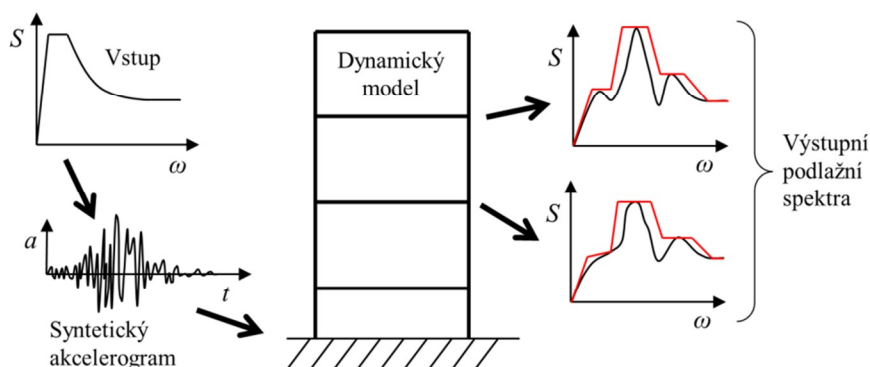
Publikací na zabývající se aplikací metody na analyzování konkrétní konstrukce je možné dohledat bezpočet.

Nejistoty v matematickém modelování

Jednou z možností jak přistoupit k nejistotám při modelování jsou stochastické analýzy jako např. pravděpodobnostní a citlivostní. Vzhledem ke složitosti výpočtových modelů nelze většinou pravděpodobnostní funkce mezi vstupními a výstupními parametry transformovat analyticky. Rozšířena je simulační metoda *Monte Carlo* (MCS) a její deriváty, např. *Latin Hypercube Sampling* (LHS), které jsou obsaženy v programech např.: optiSlang [112], ANSYS pravděpodobnostní modul [108], [3], SAMPLE, M-STAR, ISPUD. Podrobnou publikací v pravděpodobnostních výpočtů ve stavební mechanice je [32].

Je-li problém omezen na oblast stavební dynamiky v oblasti seizmické analýzy, řešením odezvy se zabývají např. prof. Králíka v publikacích [77], [78], [79], [80]. Časovou náročnost opakovaného výpočtu je možné snížit pomocí postupu užívající *Response Surface Method* (RSM) [32], [108], [112], kdy je aproximována matematickou funkcí transformace vstupních a výstupních parametrů složitého (např. FEM) modelu. Stochastické výpočty jsou následně prováděny pouze na aproximační funkci. Jedná se o velmi expertní přístup k problematice.

Alternativní přístup zahrnutí nejistot v modelování dynamických výpočtů při seizmickém zatížení je zohlednění nejistot modelování přímo ve spektru odezvy. Vhodnou úpravou spekter odezvy a následným deterministickým dynamickým výpočtem je možno dosáhnout požadované spolehlivosti.



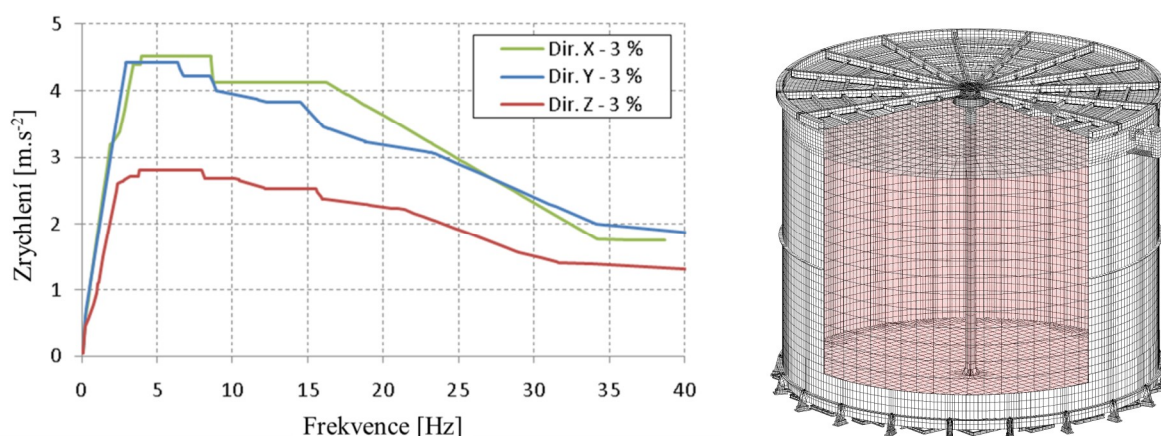
Obr. A.5.1 Postup generace podlažních spekter odezvy

Úprava spekter odezvy

Úprava spekter odezvy spočívá v modifikaci funkce spektra odezvy tak, aby výsledné zatížení při aplikaci spektra ve výpočtu bylo navýšeno (příp. poníženo) dle potřeb. Důvodem může být odstranění

z výpočtu lokálních rezonancí a anti-rezonancí při výpočtu odezvy, příp. zohlednění nejistot modelování. Upravovány mohou být základové spektra odezvy, nebo např. i podlažní spektra odezvy.

Termín podlažní spektra odezvy definuje spektra, která jsou vztažena k pohybu určitého místa konstrukce nejčastěji určité podlaží. Vzhledem k dominantnosti vodorovného kmitání konstrukce během seizmického děje a při zavedení předpokladu, že stropní konstrukce je oproti svislým konstrukcím tuhá a hmotná, dynamický pohyb v rámci jednoho podlaží bývá téměř identický. Spektrum odezvy pak definuje model zatížení pro objekty umístěné na tomto podloží. Nejčastěji se jedná o technologické vybavení průmyslových a energetických staveb.



Obr. A.5.2 Praktická aplikace [19], vlevo: upravená podlažní spektra odezvy, vpravo: posuzovaný model nádrže včetně modelu kapaliny

Příkladem užití upravených spekter odezvy jsou četné posudky v rámci dostavby 3. a 4. bloku slovenské elektrárny Mochovce. Zde zadavatel si nechal vyhotovit u odborníků kompletní výpočtový FE model, pomocí kterého byly stanoveny podlažní spektra pro různé úrovně tlumení ve všech podlažích, kde byla plánováno rozmístění technologických zařízení. Konkrétním příkladem na aplikaci konkrétního podlažního spektra [15], [19] je posouzení ocelových nádrží. Příkladem je uvedena ocelová tenkostěnná nádrž o objemu 550 m³, obr. A.5.2 vpravo, kdy její seizmická odolnost byla prokázána detailním FEM výpočtem s užitím rozkladu do vlastních tvarů kmitů a podlažních lineárních spekter odezvy obr. A.5.2 vlevo. Užitá metodika na generaci podlažních spekter se opírá o předpis [90], [92], která předepisuje rozšíření špiček podlažního spektra o $\pm 15\%$ a redukci spektrálních špiček o 15 %, bez ohledu znalosti nejistot transformační funkce (např. FEM model) i bez ohledu na nejistoty posuzovaných technologických zařízení.

Odlíšným přístupem úprav spekter odezvy např. publikace [66], kdy byly spektra odezvy upravována lokálním vyhlazením. Tímto přístupem byly odstraněny lokální špičky a údolí ve spektru odezvy za účelem potlačení lokálních rezonancí a anti-rezonancí vztažených ke konkrétnímu záznamu seizmicity.

Syntetické seizmogramy

Syntetické seizmogramy resp. akcelerogramy nebo obecně syntetické záznamy pohybu jsou uměle generované časové funkce pohybu podloží. Tyto záznamy jsou následně obvykle použity v oblasti stavební mechaniky jako budící funkce pro numerické výpočty přechodového děje v časové oblasti nebo jako budící funkce experimentálního měření.

Generováním syntetických záznamů na základě modelování zlomového procesu se věnuje např. publikace [73]. Nebo např. na [113] je volně dostupný software „Direct Green's Function Synthetic Seismograms“ [110], který na základě vstupních údajů jako jsou elastické parametry, hustota, Q_p a Q_s konstrukce a další, generuje syntetické seizmogramy.

V EC8 [86] jsou uvedeny požadavky syntetické akcelerogramy ve vztahu k navrhování seizmicky odolných konstrukcí, kdy hlavní požadavky se zaměřují na odezvu generovaných záznamů. Užití vícesložkové harmonické funkce s proměnnou amplitudou, která je iteračně modifikována na základě výstupního spektra odezvy, je zmíněno např. v [50] s odkazem na stažitelný program SIMQKE-1 [104], nebo obdobný program Simulink pro Matlab [81] nebo publikace [62].

Interakce modelu s podloží

Interakci modelu s podložím (*Soil Structure Interaction - SSI*) je možné u dynamických úloh rozdělit na vliv tuhosti založení na poddajném poloprostoru a na vliv přídavné hmotnosti zeminy, která kmitá společně se stavebním objektem. Snížením tuhosti a zvýšením hmotnosti systému vede ke snížení vlastních frekvencí předpokládaných ve výpočtu a změně výsledné odezvy. Jak je tento vliv výrazný v závislosti na základových poměrech a parametrech objektu je možné studovat v [46], [47], [48]. Nebo např. publikace na konkrétně zaměřené téma efektu FE diskretizace podloží [71].

Poddajnost podloží dále ovlivňuje rozložení napětí v základové spáře a tedy i celkový průběh vnitřních sil v objektu. [49], [95]

V případě matematického modelování objektu včetně modelu poddajného podloží jsou nejčastěji používané přístupy používané ve FEM:

- a) pevné uložení (vetknutí),
- b) povrchové modely např. Winkler, Pasternak model,
- c) trojrozměrný vrstevnatý blok zeminy (FE diskretizace), může být: hmotný, nehmotný, doplněn nekonečnými prvky na hranici.

Jednotlivé modely by mohly být dále rozděleny podle způsobu zavedení okrajových podmínek.

Ucelená studie v oblasti modelování SSI je nad rámec rozsahu této práce, další informace lze čerpat např. v [46], [47], [48], [49], [95].

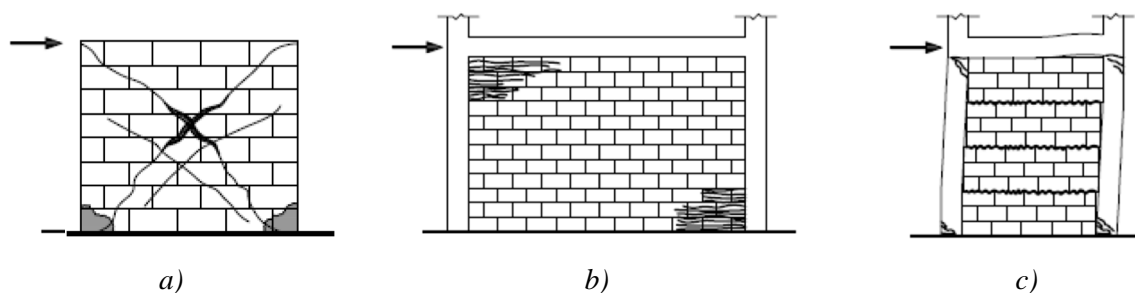
A.6 Seizmická odolnost zděných objektů

Zaměření pozornosti na zděné objekty v kombinaci se seizmickým zatížením je především z důvodu nízké odolnosti toho typu konstrukce vzhledem k vodorovnému zatížení. Ve srovnání železobetonový konstrukční systém je obecně výrazně méně náchylný na vodorovné zatížení, návrh v seizmických oblastech ČR skýtá pouze dodržení nepatrných konstrukční opatření [44], [86].

Zde je nutno podotknout, že v případě použití zděné stavby v oblasti s předpokládaným výskytem seismicity jsou doporučení jednoznačná EC8 [86]: použití sevřeného nebo vyztuženého zdiva. Tyto zásadní konstrukční projektové úpravy znamenají výrazně složitější provádění stavby a zvýšení související finanční zátěže pro investora.

Eurocode 8

Nevyztužené zdivo má kvůli své malé pevnosti v tahu a malé duktilitě malou schopnost disipace energie, součinitel duktility je uváděn hodnotou 1,5, což je minimální hodnota tohoto součinitele ve výčtu tradičních konstrukčních systémů. Použití nevyztuženého zdiva je omezeno normou EC8 na $a_{gR}S/\gamma_t < 0,20 g$, což je podmínka, která při velkém významu stavby může být snadno limitující. Dalším požadavkem pro nevyztužení zdiva je minimální tlaková pevnost zdiva 5 MPa (neplatí pro případ malé seismicity, tzn. $a_{gR}S/\gamma_t < 0,10 g$). Z uvedeného vyplývá, že užití stavebních objektů, kde hlavní konstrukční systém je nevyztužené zdivo, je významně omezeno vzhledem k seizmickým oblastem územím ČR.



Obr. A.6.1 Příklady možného porušení u: a) nesevřeného, b) a c) sevřeného zdiva

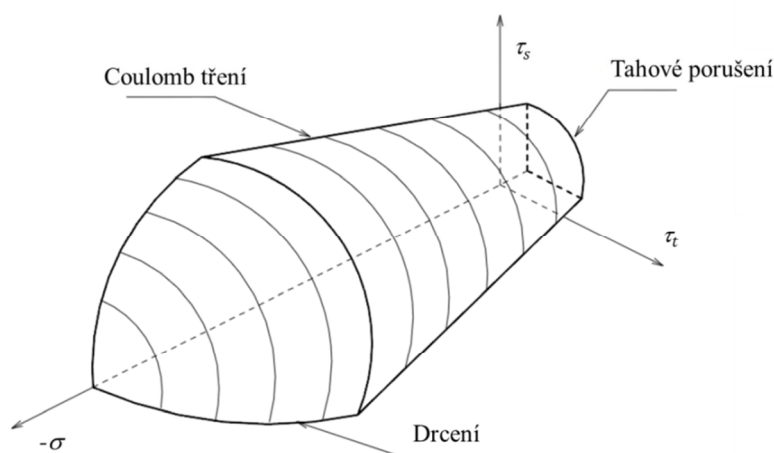
Seizmická analýza zděných objektů

Ve velmi úzké specifikované oblasti výpočtů a návrhu seizmicky odolných zděných objektů je možné se opírat např. o publikace [44], [68], [84], [85], [86], [109].

Podrobný matematický popis chování zděných objektů při smykovém zatížení nad lineární mez deformace je obvykle prováděno při užití FEM jedním z odlišných přístupů. První přístup spočívá v modelování celé stěny jako homogenní kontinuum se zavedením ortotropního nelineárního materiálového modelu, který zohledňuje chování interakce ve spárách [103], [111], příklad plochy

porušení viz. obr. A.6.2. Druhý přístup spočívá v modelování zdicího prvku jako homogenní kontinuum a modelování interakčního rozhraní kontaktním nelineárním modelem. [74], [84]

V oblasti modelování kolapsu zděného objektu je výhodné užití explicitní integračního schématu (viz. programy např.: LS-Dyna, Autodyn, ELFEN), jehož hlavní výhodou je, že nejsou sestavovány podmínky rovnováhy mezi jednotlivými časovými kroky, při dodržení vhodně malého časového kroku je výpočet robustní i v oblastech rozsáhlého porušování. Kolapsu zděných konstrukcí jsou věnovány např. [74]. Tento způsob řešení není vhodný pro simulování statických zkoušek cyklického namáhání stěn z důvodu nesouladu velmi malého časového kroku výpočtu společně s dlouhou dobou trvání samotné zkoušky, umělým urychlováním výpočtu narůstá nepřesnost.



Obr. A.6.2 Plocha porušení pro spojitý model zdiva [103]

Experimentální ověření seizmické odolnosti

Pro výpočet mezní únosnosti stěn při smykovém cyklickém zatížení, které vzniká od vodorovného zatížení při seizmickém ději, je dle EC8 [86] nutné experimentálně ověřit parametry jako jsou pevnost daného zdiva, duktilita a další. Za tímto účelem jsou v technické praxi prováděny experimenty na modelových stěnách s různých zdicích prvků a o různých rozměrech. Příkladem je velmi dobře zpracovaný ucelený soubor zkoušek stěn z pálených cihel [45], nebo obdobné menší soubory zkoušek [67], [68], [69]. Kdy v rámci práce [68] byl i následně experimentálně zkoušen třípodlažní zděný dům v modelovém měřítku 1:5.

Požadavky na experimentální zkoušky stanovují národní normy ČSN 73 2030 [96], ČSN 73 2031 [97], ČSN 73 2041 [98], ČSN 73 2044 [99]. Stanovují požadavek: „Experimentální ověřovací na fyzikálních modelu objektu provádí specializované pracoviště, odpovídající za technickou úroveň zkoušky“.

ČÁST B – CÍLE PRÁCE

V rámci doktorského studia během rešerše problematiky vlivu přírodní a technické seizmicity na stavební konstrukce byly stanoveny cíle v oblastech, které byly shledány jako nedostatečně řešené. Jednotlivé cíle jsou zaměřeny na úzce specializované oblasti v matematickém modelování opírající se o data získané měřeními přírodních i technických záznamů seizmicity a o data měřená během experimentálního ověřování.

Dílčí cíl je zaměřen na studii vlivu vzorkovací frekvence záznamu akcelerogramů a možnosti jejich zlepšení. V této souvislosti je třeba provést zkoumání možného zlepšení vzorkovací frekvence a vlivu na přesnost odezvy.

Užití ve výpočtu na generovaná spektra odezvy přímo z akcelerogramů je vždy problematické z hlediska velké ostrosti spektrálních hodnot. Malá chyba výpočtového modelu může výrazně ovlivnit výpočet. Na tuto skutečnost navazuje výpočet v časové oblasti, kdy spektra odezvy a vlastní frekvence ani nemusí být vyčísleny a chyba je ukryta. Vzhledem k získaným poznatkům v této oblasti, není dostupná univerzální metodika pro úpravu lineárních spekter odezvy, která by se vztahovala ke konkrétnímu řešenému modelu a zároveň kvalifikovaně upravovala spektrální hodnoty. Dílčím cílem práce je zkoumání možnosti zahrnutí pravděpodobnosti změny vlastností modelu (ve vztahu k výpočtu frekvencí vlastního kmitání) přímo do výpočtových spekter odezvy.

Pro nelineární matematické simulace v časové oblasti a experimentální zkoušení chování objektu při seizmickém ději je zapotřebí užít budící časovou funkci. Dílčím cílem bylo vytvořit co nejvěrnější syntetické akcelerogramy s ohledem na jejich spektra odezvy a získat věrohodné seizmické zatížení, které co nejlépe koresponduje s požadovaným (např. normovým) seizmickým zatížením. Dílčím cílem je rozšířit a zpřesnit známou iterační metodou generování syntetických akcelerogramů založenou na úpravě amplitud harmonických složek na základě hledaného spektra odezvy tak, aby vytvořené syntetické akcelerogramy co nejlépe nahrazovali typické seizmické zatížení.

V rámci snižování energetické a ekonomické náročnosti staveb se objevují na trhu zdící prvky z lehčených betonů (pórobetonu), které díky své nízké objemové hmotnosti mají vylepšené teplotní vlastnosti. Stěnové systémy z těchto zdících prvků spadajících do nejnižších pevnostních tříd jsou velmi náchylné na vodorovné seizmické zatížení. Dílčím cílem v oblasti seizmické odolnosti zděných objektů ze zdících prvků s nízkou pevností je analyzování chování a ověření únosnosti stěnových systémů. S užitím moderní výpočetní techniky s kombinací moderního softwarového vybavení (zvolený program ANSYS) bylo cílem provést detailní numerické simulace experimentálních zkoušek seizmicky zatížených modelových stěn a seizmicky zatíženého modelové rodinného domu.

Následně je cílem provést extrapolaci na model domu se skutečnými rozměry, hmotnostmi i tuhostí. K tomu je zapotřebí sestavit výpočtový model vztahovaný ke skutečným rozměrům, tuhostem, hmotnostem reálného objektu a s vhodnou volbou modelu podloží.

ČÁST C – ZVOLENÉ METODY ZPRACOVÁNÍ

C.1 Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí

Podrobné odvození metody konečných prvků je nad rámec této práce a o problematice se lze podrobněji dozvědět např. v [31], [33], [34], [35], [42]. Pak FE diskretizací kontinuálního geometrického prostoru modelované mechanické soustavy obdržíme soustavu homogenních diterciálních rovnic, zvané jako základní pohybové rovnice, která lze zapsat v maticové formě:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{p}, \quad (\text{C.1.1})$$

kde:

\mathbf{M} ... matice hmotnosti,

\mathbf{C} ... matice tlumení,

\mathbf{K} ... matice tuhosti,

$\ddot{\mathbf{u}}$... vektor uzlových zrychlení (2. derivace posunutí),

$\dot{\mathbf{u}}$... vektor uzlových rychlostí (1. derivace posunutí),

\mathbf{u} ... vektor uzlových posunutí,

\mathbf{p} ... vektor uzlových sil,

$\mathbf{u}_0, \dot{\mathbf{u}}_0$... vektor počátečních posunutí a rychlostí.

Vektory $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$, \mathbf{u} a \mathbf{p} jsou při dynamickém popisu mechanické soustavy předpokládány proměnné v čase (časové funkce, příp. frekvenční funkce). Pokud jsou matice \mathbf{M} , \mathbf{C} a \mathbf{K} konstantní (neměnné) během řešení dané úlohy, úloha je označována jako lineární. V opačném případě je úloha označována jako nelineární. Nejčastěji bývá měněna matice tuhosti \mathbf{K} z důvodu zohlednění: nelineárních materiálových modelů, nelineárních vazeb mezi tělesy (např. jednostranné kontaktní vazby), velkých přemístění a deformací a další.

C.2 Vlastní kmitání lineárních soustav

Velký význam při řešení úloh lineární dynamiky má řešení diferenciálních rovnic (C.1.1) s homogenními okrajovými podmínkami, při zanedbání členu $\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}$ a při předpokladu, že na soustavu nepůsobí vnější síly \mathbf{p} . Z hlediska mechaniky konstrukcí se jedná o úlohu vlastního netlumeného kmitání bez působení vnějších sil. Rovnice (C.1.1) má pak tvar:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{0}, \quad (\text{C.2.1})$$

kde $\mathbf{0}$ je nulový vektor (nulové vnější zatížení). Řešení hledáme ve tvaru:

$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\phi} \sin \omega t, \quad (\text{C.2.2a})$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \boldsymbol{\phi} \sin \omega t, \quad (\text{C.2.2b})$$

po dosazení:

$$(-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}) \boldsymbol{\phi} = \mathbf{0} \quad (\text{C.2.3})$$

Z matematického hlediska představuje rovnice (C.2.3) zobecněný problém vlastních hodnot pro matice \mathbf{K} a \mathbf{M} . Existuje netriviální řešení ($\boldsymbol{\phi} \neq \mathbf{0}$):

$$\det(-\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}) = 0 \quad (\text{C.2.4})$$

Je-li řád matic \mathbf{K} a \mathbf{M} roven N , potom lze vypočítat N vlastních čísel $\omega_1^2 \leq \omega_2^2 \dots \leq \omega_N^2$ a jim odpovídajících vlastních vektorů $\boldsymbol{\phi}_1, \dots, \boldsymbol{\phi}_N$. V praktických aplikacích je zpravidla vyčísleno pouze několik vlastních čísel neboli vlastních úhlových frekvencí $\omega_1 \leq \omega_2 \dots \leq \omega_n$, kdy $n < N$ a odpovídajících vlastních tvarů kmitů.

Konkrétní metody řešení zobecněných vlastních čísel rovnice (C.2.4) jsou uvedeny např. v [42]. V této práci byla zvolena metoda *Block Lanczos* [108] pro výpočet vlastních frekvencí a tvarů kmitů.

C.3 Přímá integrace pohybových rovnic

Pro řešení v časové oblasti rovnice (C.1.1) je užita implicitní přímé integrační schéma konečných diferencí [108], obecněji popsaná v [31], [33], [34], [38], [39], [40]. Konečný diferenční rozvoj v časovém intervalu Δt :

$$\dot{\mathbf{u}}_{k+1} = \dot{\mathbf{u}}_k + [(1 - \delta_n)\ddot{\mathbf{u}}_k + \delta_n\ddot{\mathbf{u}}_{k+1}]\Delta t, \quad (\text{C.3.1})$$

$$\mathbf{u}_{k+1} = \mathbf{u}_k + \dot{\mathbf{u}}_k\Delta t + [(1/2 - \alpha_n)\ddot{\mathbf{u}}_k + \ddot{\mathbf{u}}_{k+1}]\Delta t^2, \quad (\text{C.3.2})$$

kde:

α_n ... integrační parametr (doporučená hodnota [108]: $\alpha_n = 0,2525$),

δ_n ... integrační parametr (doporučená hodnota [108]: $\delta_n = 0,5050$),

Δt ... časový krok,

$\ddot{\mathbf{u}}$... vektor uzlových zrychlení v příslušném časovém kroku (1, 2, ..., k, k+1),

$\dot{\mathbf{u}}$... vektor uzlových rychlostí v příslušném časovém kroku (1, 2, ..., k, k+1),

\mathbf{u} ... vektor uzlových posunutí v příslušném časovém kroku (1, 2, ..., k, k+1),

Po dosazení do (C.1.1):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{k+1} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_{k+1} + \mathbf{K}\mathbf{u}_{k+1} = \mathbf{p}_{k+1}. \quad (\text{C.3.3})$$

Dosazením (C.3.1) a (C.3.2) do (C.3.3) je možné vyřešit \mathbf{u}_{k+1} :

$$\begin{aligned} (a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{C} + \mathbf{K}) \mathbf{u}_{k+1} &= \mathbf{p}_{k+1} + \\ \mathbf{M}(a_0 \mathbf{u}_k + a_2 \dot{\mathbf{u}}_k + a_3 \ddot{\mathbf{u}}_k) &+ \mathbf{C}(a_1 \mathbf{u}_k + a_4 \dot{\mathbf{u}}_k + a_5 \ddot{\mathbf{u}}_k), \end{aligned} \quad (\text{C.3.4})$$

kde:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}, a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}, a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1, a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right). \quad (\text{C.3.5})$$

Následně pro známé \mathbf{u}_{k+1} jsou vyčísleny:

$$\dot{\mathbf{u}}_{k+1} = a_1(\mathbf{u}_{k+1} - \mathbf{u}_k) - a_4\dot{\mathbf{u}}_k - a_5\ddot{\mathbf{u}}_k, \quad (\text{C.3.6a})$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{k+1} = a_0(\mathbf{u}_{k+1} - \mathbf{u}_k) - a_2\dot{\mathbf{u}}_k - a_3\ddot{\mathbf{u}}_k. \quad (\text{C.3.6b})$$

Soustava lineárních algebraických rovnic (C.3.4) je řešena v každém integračním kroku k s časovým Δt . Celkové řešení v dané časové oblasti je získáno postupnou krokovou integrací v jednotlivých časových okamžicích.

C.4 Řešení rozkladem do vlastních tvarů kmitů

Převodem pohybových rovnic (C.1.1) na soustavu nezávislých rovnic je matematické hledání řešení jako součet vlastních tvarů kmitů násobených hledanými funkcemi času [31], [33], [34], [38], [39], [40], [42], [108]:

$$\mathbf{u} = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i y_i, \quad \dot{\mathbf{u}} = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i \dot{y}_i, \quad \ddot{\mathbf{u}} = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i \ddot{y}_i, \quad (\text{C.4.1})$$

kde:

$\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$... hledané vektory uzlových posunutí, rychlostí, zrychlení,

$\boldsymbol{\phi}_i$... vektor uzlových posunutí popisující i -tý vlastní tvar,

$y_i, \dot{y}_i, \ddot{y}_i$... i -tý násobitel vlastního tvaru, časová funkce,

n ... počet užitých vlastních tvarů kmitů (maximálně však je roven počtu stupňů volnosti N řešené úlohy).

Dosazením (C.4.1) do (C.1.1) a přenásobením zleva vlastním vektorem $\boldsymbol{\phi}_j^T$ dostaneme:

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i \ddot{y}_i + \boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{C} \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i \dot{y}_i + \boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{K} \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i y_i = \boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{p}, \quad (\text{C.4.2})$$

kdy pro $i \neq j$ jsou:

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i = 0, \quad (\text{C.4.3a})$$

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}_i = 0, \quad (\text{C.4.3b})$$

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_i = 0 \quad (\text{C.4.3c})$$

a to za předpokladu ortogonality vlastních tvarů kmitů [31], [33], [38], [40], [42], [108] a předpokladu Rayleigh modelu proporcionálního tlumení [33], [38], [40], [42], [108]:

$$\mathbf{C} = \alpha_d \mathbf{M} + \beta_d \mathbf{K}. \quad (\text{C.4.4})$$

Dále pro $i = j$ jsou:

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_i = 1, \quad (\text{C.4.5a})$$

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}_i = \omega_j^2, \quad (\text{C.4.5b})$$

$$\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}_i = 2\xi_j \omega_j, \quad (\text{C.4.5c})$$

$$\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{p} = p_j. \quad (\text{C.4.5d})$$

platí za předpokladu normování tvaru kmitu na matici hmotnosti a předpokladu Rayleigh modelu tlumení, detailněji v [31], [33], [38], [40], [42], [108]. Po dosazení do (C.4.2) dostaneme n nezávislých diferenciálních rovnic druhého řádu:

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = p_j. \quad (\text{C.4.6})$$

Vyřešením diferenciální rovnice dostávám potřebné funkce y_i , \dot{y}_i , \ddot{y}_i vlastních tvarů $\boldsymbol{\phi}_i$, které zpětnou transformací (C.4.1) obdržíme hledanou odezvu \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$. Řešení diferenciálních rovnic (C.4.6) je v časové oblasti např. implicitní integrační schéma.

Základním předpokladem řešení pomocí rozkladu do vlastních tvarů kmitů je neměnnost matic \mathbf{M} , \mathbf{C} a \mathbf{K} během časového děje nebo frekvenční oblasti, tzv. lineární dynamická úloha.

K rovnici (C.4.6) je třeba uvést příslušné počáteční podmínky:

$$\mathbf{u}_0 = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i y_{i,0}, \quad \dot{\mathbf{u}}_0 = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i \dot{y}_{i,0}, \quad (\text{C.4.7})$$

Přenosobení zleva $\boldsymbol{\phi}_j^T \mathbf{M}$ a užitím (C.4.5a) pro známé \mathbf{u}_0 a $\dot{\mathbf{u}}_0$ jsou počáteční podmínky j -té diferenciální rovnice (C.4.6):

$$y_{0,j} = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{u}_0, \quad (\text{C.4.8a})$$

$$\dot{y}_{0,j} = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i^T \dot{\mathbf{u}}_0. \quad (\text{C.4.8b})$$

C.5 Řešení dynamické odezvy vyvozené pohybem základu

Zavedením označení relativního pohybu (viz. obr. C.5.1), které odpovídá [33], [108]:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_a - \mathbf{z}, \quad (\text{C.5.1a})$$

$$\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_a - \dot{\mathbf{z}}, \quad (\text{C.5.1b})$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = \ddot{\mathbf{u}}_a - \ddot{\mathbf{z}}, \quad (\text{C.5.1c})$$

kde:

\mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$... vektory relativního pohybu vůči pohybu základu,

\mathbf{u}_a , $\dot{\mathbf{u}}_a$, $\ddot{\mathbf{u}}_a$... vektory absolutního pohybu v prostoru,

\mathbf{z} , $\dot{\mathbf{z}}$, $\ddot{\mathbf{z}}$... vektory pohybu základu.

Vektory \mathbf{z} , $\dot{\mathbf{z}}$, $\ddot{\mathbf{z}}$ určují, jak by se pohyboval model při zatížení kmitáním základu v případě, kdy by nedocházelo k vlastní deformaci modelu konstrukce (tuhý pohyb). Pohyb \mathbf{z} , $\dot{\mathbf{z}}$, $\ddot{\mathbf{z}}$ může být složen například z translace, ale také z rotace modelu jako tuhého celku. Obvykle však rotace v podloží nejsou známy a jsou považovány za nulové. Pak je translační pohyb:

$$\ddot{\mathbf{z}} = \mathbf{D}\mathbf{a}, \quad (\text{C.5.2})$$

kde:

$\mathbf{a} = \{\ddot{z}_x, \ddot{z}_y, \ddot{z}_z\}$... vektor ortogonálních složek zrychlení základu,

\mathbf{D} ... vhodně zvolená matice přiřazující směry zrychlení v matici hmotnosti \mathbf{M} .

Silová rovnováha je splněna v případě:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}(\dot{\mathbf{u}}_a - \dot{\mathbf{z}}) + \mathbf{K}(\mathbf{u}_a - \mathbf{z}) = \mathbf{p}. \quad (\text{C.5.3})$$

Za předpokladu, že na stavební konstrukci nepůsobí další vnější síly $\mathbf{p} = \mathbf{0}$, lze rovnici (C.5.3) upravit na:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{K}\mathbf{u}_a = \mathbf{C}\dot{\mathbf{z}} + \mathbf{K}\mathbf{z}, \quad (\text{C.5.4})$$

Při předpokladu užití Rayleighho modelu tlumení $\mathbf{C}\dot{\mathbf{z}} = \alpha_d \mathbf{M}\dot{\mathbf{z}} + \beta_d \mathbf{K}\mathbf{z}$ je silový vektor $\mathbf{K}\mathbf{z} = \mathbf{0}$, protože při pohybu nedochází k deformaci. Matice tuhosti nesmí obsahovat tuhosti vázané na absolutní pohyb, což je u modelů stavebních konstrukcí obvyklé. Při zanedbání malých sil $\alpha_d \mathbf{M}\dot{\mathbf{z}}$ výsledný tvar rovnice (C.5.4) je:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_a + \mathbf{K}\mathbf{u}_a = \mathbf{K}\mathbf{z}. \quad (\text{C.5.5})$$

Řešení \mathbf{u}_a , $\dot{\mathbf{u}}_a$, $\ddot{\mathbf{u}}_a$ rovnice (C.5.5) je v absolutních souřadnicích. Dosazením (C.5.1) do (C.5.3):

$$\mathbf{M}(\ddot{\mathbf{u}} + \ddot{\mathbf{z}}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{p} \quad (\text{C.5.6})$$

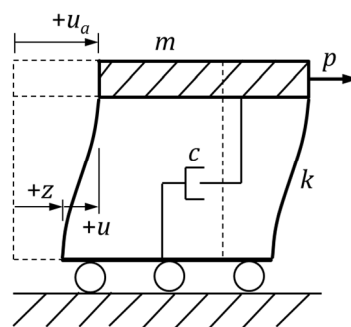
a úpravou a dodržení předpokladu $\mathbf{p} = \mathbf{0}$ je možné diferenciální rovnici zapsat ve tvaru:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{z}} \quad (\text{C.5.7})$$

S užitím (C.5.2):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{D}\mathbf{a}. \quad (\text{C.5.8})$$

Řešení \mathbf{u}_a , $\dot{\mathbf{u}}_a$, $\ddot{\mathbf{u}}_a$ rovnice (C.5.8) je v relativních souřadnicích vztaženo vůči pohybu základu \mathbf{z} , $\dot{\mathbf{z}}$, $\ddot{\mathbf{z}}$. Řešení diferenciální rovnice na známé záznamy pohybu základu $\mathbf{a} = \{\ddot{z}_x, \ddot{z}_y, \ddot{z}_z\}$ je nejčastěji řešeno přímou integrací pohybových rovnic nebo rozkladem do vlastních tvarů kmitů.



Obr C.5.1 Analogie 1DOF

C.6 Řešení dynamické odezvy s užitím elastických spekter

Řešení dynamické odezvy pomocí metody spekter odezvy je založena na rozkladu do vlastních tvarů kmitu. Samotná metoda bezesporu nese sebou určité výhody a nevýhody.

Rozloží-li se rovnice (C.1.1) do vlastních tvarů kmitů (C.4.6), pak při buzení pohybem v místě uložení:

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = -\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{z}} = -\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M}\mathbf{D}\mathbf{a}. \quad (\text{C.6.1})$$

Označením:

$$\boldsymbol{\phi}_i^T \mathbf{M}\mathbf{D} = \{\gamma_{x,j}, \gamma_{y,j}, \gamma_{z,j}\}^T, \quad (\text{C.6.2a})$$

$$\mathbf{a} = \{\ddot{z}_x, \ddot{z}_y, \ddot{z}_z\}, \quad (\text{C.6.2b})$$

kde $\gamma_{x,j}$, $\gamma_{y,j}$, $\gamma_{z,j}$ jsou označovány jako participační faktory v jednotlivých zvolených směrech. Participační faktor pro daný směr odpovídá významnosti vlastního tvaru pro daný směr buzení. Je zřejmé, že participační faktor lze vyčíslit na základě známého vlastního tvaru $\boldsymbol{\phi}_i$, matice hmotnosti \mathbf{M} a směru buzení \mathbf{D} , ale bez nutnosti znalosti funkcí zatížení \ddot{z}_x , \ddot{z}_y , \ddot{z}_z .

Oddělením výpočtu pro jednotlivé směry x , y a z , pak pro řešení ve směru x dostáváme:

$$\ddot{y}_{x,j} + 2\xi_j\omega_j\dot{y}_{x,j} + \omega_j^2 y_{x,j} = -\gamma_{x,j}\ddot{z}_x. \quad (\text{C.6.3})$$

Substitucí:

$$r_{x,j}\gamma_{x,j} = y_{x,j}, \quad (\text{C.6.4})$$

je získána úplně separovaná diferenciální rovnici od výpočtového modelu:

$$\ddot{r}_{x,j} + 2\xi_j\omega_j\dot{r}_{x,j} + \omega_j^2 r_{x,j} = -\ddot{z}_x, \quad (\text{C.6.5})$$

kdy výsledkem řešení diferenciální rovnice jsou funkce pohybu $r_{x,j}$, $\dot{r}_{x,j}$, $\ddot{r}_{x,j}$. Toto řešení diferenciální rovnice je obvykle řešeno předem, jednotlivé maximální odezvy:

$$S_{d,x,j} = \max|r_{x,j}|, \quad (\text{C.6.6})$$

jsou sestaveny do tabulek v závislosti na frekvenci a jsou nazývány spektra odezvy. Řešení odezvy diferenciální rovnice (C.6.5) je detailněji popsáno v kap. C.7.

Výsledná maximální odezva (v čase, kdy nastala maximální výchylka v posunutích) j -tého tvaru pro x -ový směr buzení z celé časové historie děje lze vyčíslit jako:

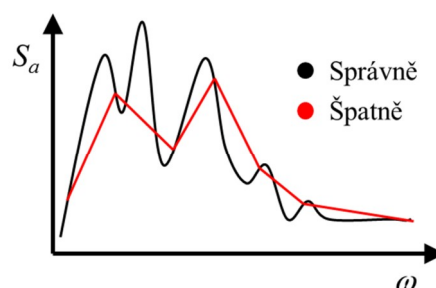
$$\mathbf{u}_{max,j} = \boldsymbol{\phi}_j \max|y_j| = \boldsymbol{\phi}_j \max|r_{x,j}| \gamma_{x,j} = \boldsymbol{\phi}_j S_{d,x,j} \gamma_{x,j} = \boldsymbol{\phi}_j A_{x,j}, \quad (\text{C.6.7})$$

kde $A_{x,j}$ označujeme jako násobitel vlastního tvaru. Tento postup se obvykle opakuje přes všechny vyčíslené vlastní tvary a frekvence. Neplatí však součet (C.4.1), jak je tomu u metody rozkladu do vlastních tvarů kmitů. Důvodem je, že jednotlivé $\mathbf{u}_{max,j}$ jsou vyčísleny v různých časových okamžicích historie děje, proto se zavádí metodika sčítání viz. kap. C.8.

C.7 Generování spekter odezvy

Generování spekter odezvy je založeno na opakovaném řešení (C.6.5) pro různé hodnoty ω , ξ a směry buzení a_x , a_y , a_z . Hodnoty vlastní úhlové frekvence ω (resp. period T) bývají obvykle voleny tak, aby výsledné spektrum odezvy bylo hladké a popsal veškeré lokální minima a maxima.

Pro stanovení odezvy na obecné dynamické buzení lze použít různé publikované metody [35], příkladem:



Obr. C.7.1 Spektrum odezvy

- Analytického řešení s užitím Duhamelůva integrálu – princip superpozice jednotkových impulsů síly:

$$u(t) = 1/(m\omega_D) \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau, \quad (C.7.1)$$

- Numerická kroková metoda interpolace buzení – lineární interpolace zatížení mezi p_i a p_{i+1} ; krokové řešení obsahuje tři části: vlastní kmitání dle počátečních hodnot kroku, odezva na krokovou sílu p s nulovými počátečními podmínkami a odezva na lineární nárůst síly během intervalu p_i a p_{i+1} s nulovými počátečními podmínkami.
- Diferenční metoda - založeno na střední numerické derivaci mezi dvěma kroky u_{i-1} a u_{i+1} ; zrychlení a rychlost je následně dosazena do základní dif. rovnice, ze které je vyjádřeno u_{i+1} .
- Přímá integrace s implicitním integračním schématem – předpoklad průměrného nebo lineárního zrychlení na intervalu $(t_i; t_{i+1})$; originální formulace vyžaduje iterační řešení, protože není známo zrychlení v čase t_{i+1} , ze kterého je počítáno průměrné zrychlení.

V této práci byly zvoleny metody řešení odezvy: numerická integrace Duhamelova integrálu a přímou integrací obsažená v příkazu *RESP* [108] programu ANSYS.

Nejčastější problematikou při generování spekter odezvy jsou:

- 1) Špatná hustota hodnot digitálního záznamu. Jsou-li požadované vlastní frekvence soustavy větší než takovém, aby popsali zhruba 10 bodů (ideálně 20 bodů) na jednu sínovu vlnu

záznamu, mohou vzniknout parazitní spektrální hodnoty. Dalším problémem je automatická filtrace vysokých frekvencí.

- 2) Ztráta integračních konstant nastává v případě, kdy záznam je držen v databázi pohyb jako časové funkce zrychlení. Integrační konstanta počáteční rychlosti není známa a je třeba nějak stanovit pro případnou integraci záznamu zrychlení.

Podrobněji je věnováno kvalitě záznamu v kap. D.2.

C.8 Spektra odezvy

Zobecněním hledání maximální odezvy (C.6.6) dostáváme funkce maxim, které jsou závislé na vlastní frekvenci soustavy a na tlumení:

$$S_{d,rel,x}(\omega, \xi) = \max|r_x(t, \omega, \xi)|, \quad (C.8.1a)$$

$$S_{v,rel,x}(\omega, \xi) = \max|\dot{r}_x(t, \omega, \xi)|, \quad (C.8.1b)$$

$$S_{a,rel,x}(\omega, \xi) = \max|\ddot{r}_x(t, \omega, \xi)|. \quad (C.8.1c)$$

Tato funkce je nazývána jako spektrum posunutí, rychlostí a zrychlení. Spektra odezvy jsou sestavována na dané zatížení pohybem podloží, bez ohledu na znalosti budoucího výpočtového modelu. Všechny tři uvedené spektra jsou založena na maximální hodnotě relativních hodnot pohybu, jsou označována jako relativní. Index x označuje orientaci ve zvoleném souřadnicovém systému, který je obvykle orientován shodně se směry, ve kterém byly pořízeny měřené záznamy pohybu podloží.

Přičteme-li k relativnímu pohybu odezvy známý pohyb základu, dostaneme absolutní pohyb, jehož maxima jsou zaznamenána v spektrech absolutní odezvy:

$$S_{d,abs,x}(\omega, \xi) = \max|r_x(t, \omega, \xi) + z_x(t, \omega, \xi)|, \quad (C.8.2a)$$

$$S_{v,abs,x}(\omega, \xi) = \max|\dot{r}_x(t, \omega, \xi) + \dot{z}_x(t, \omega, \xi)|, \quad (C.8.2b)$$

$$S_{a,abs,x}(\omega, \xi) = \max|\ddot{r}_x(t, \omega, \xi) + \ddot{z}_x(t, \omega, \xi)|. \quad (C.8.2c)$$

Běžně je však používán přibližný vztah pro přepočet:

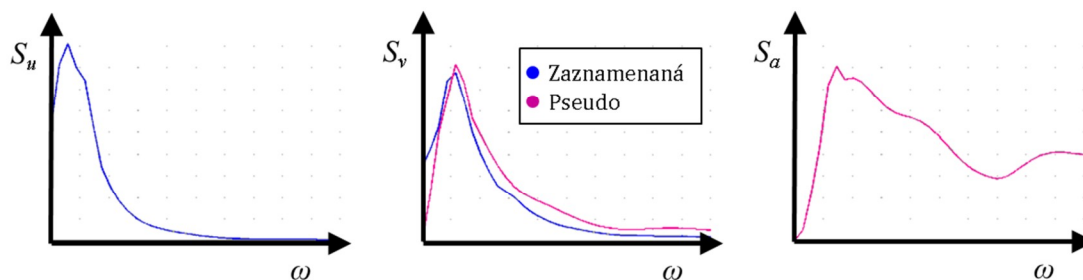
$$S_{v,pseudo,x}(\omega, \xi) = \omega S_{a,rel,x}(\omega, \xi), \quad (C.8.3a)$$

$$S_{a,pseudo,x}(\omega, \xi) = \omega^2 S_{a,rel,x}(\omega, \xi), \quad (C.8.3b)$$

kdy získaná spektra odezvy jsou označována jako pseudo spektra.

Nutno poznamenat, že spektrum pseudo rychlostí obvykle moc neodpovídá spektru absolutních ani relativních rychlostí. Důvodem je fázový posun maxima mezi rychlostí a posunutím (resp. zrychlením). Oproti tomu spektrum pseudo zrychlení odpovídá téměř přesně spektru absolutních zrychlení.

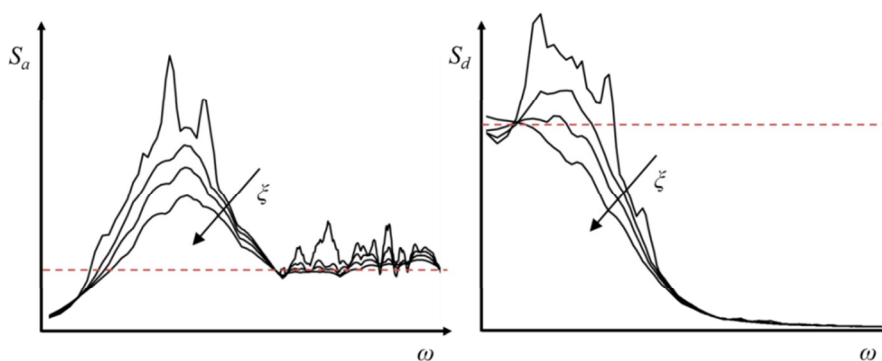
V dalším textu je pro zjednodušení označováno $S_{d,x} = S_{d,rel,x}(\omega, \xi)$, a popisováno jako spektrum odezvy v posunutí ve směru x , obdobně označováno $S_{a,x} = S_{v,abs,x}(\omega, \xi)$ a popisováno jako spektrum odezvy ve zrychlení ve směru x . Na obr. C.8.2 jsou vykresleny příklady spekter odezvy.



Obr. C.8.1 Spektrum posunutí, rychlosti a zrychlení

Funkce spektra odezvy vypovídá o buzení. Je možné shrnout obecné poznatky:

- 1) Spektrální hodnoty zrychlení se asymptoticky blíží absolutně maximálnímu zrychlení v záznamu zrychlení, označované jako a_{ZPA} , obr. C.8.2 červená čárkovaná čára. Je to dáno tím, že se zvyšující se vlastní frekvencí soustavy se dynamické zesílení blíží nule.
- 2) Ze stejného důvodu se spektrální hodnoty relativního posunutí asymptoticky blíží nule s rostoucí vlastní frekvencí.
- 3) Opačně s klesající vlastní frekvencí se blíží absolutní zrychlení k nule. S klesající tuhostí modelu limitně k nule hmotnost přestává reagovat na dynamické zatížení. Při nulové tuhosti hmota není nijak spojena s pohybujícím se základem, tedy absolutní zrychlení je nulové.
- 4) Ze stejného důvodu je relativní posunutí při nulové frekvenci rovno absolutně maximálního posunutí v záznamu pohybu základu.
- 5) Největší hodnoty ve spektrech jsou způsobeny rezonancí nejčastěji v oblastech s maximálními hodnotami v záznamu buzení.
- 6) Lokální minima a maxima spektrální funkce jsou způsobena lokální rezonancí a anti-rezonancí. S rostoucí tlumením jsou potlačeny rezonance a spektrální funkce se výrazně vyhlazuje.



Obr. C.8.2 Spektra odezvy pro různé ξ , vlevo: spektrum absolutního zrychlení, vpravo spektrum relativních posunutí

C.9 Sčítání odezev

Jak bylo uvedeno v kap. C.8, výsledná odezva posunutí jednoho vlastního tvaru (C.6.7) neobsahuje informaci o znaménku ani informaci o čase, ve kterém bylo maximum dosaženo. Toto je důvod proč nelze přímo použít vztah (C.4.1), tedy přímé sečtení odezev jednotlivých tvarů.

C.9.1 Základní metody sčítání

Základním běžným postupem sčítání odezev \mathbf{r}_j je metoda zvaná SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*), která předpokládá, že jednotlivé sčítané odezvy vychází z nekorelovaného kmitání sčítaných tvarů:

$$\mathbf{r}_{SRSS} = \sqrt{\sum_j^n (\mathbf{r}_j)^2}, \quad (\text{C.9.1})$$

kde \mathbf{r}_j jsou vektory obecně obsahující výsledné hodnoty jednotlivých veličin, stejným způsobem jsou sčítány posunutí, rychlosti, zrychlení, napjatost, deformace, ...

Obecnějším sčítací postupem je metoda zvaná CQC (*Complete Quadratic Combination*):

$$\mathbf{r}_{CQC} = \sqrt{\sum_i^n \sum_j^n |k \varepsilon_{ij} \mathbf{r}_i \mathbf{r}_j|}, \quad (\text{C.9.2a})$$

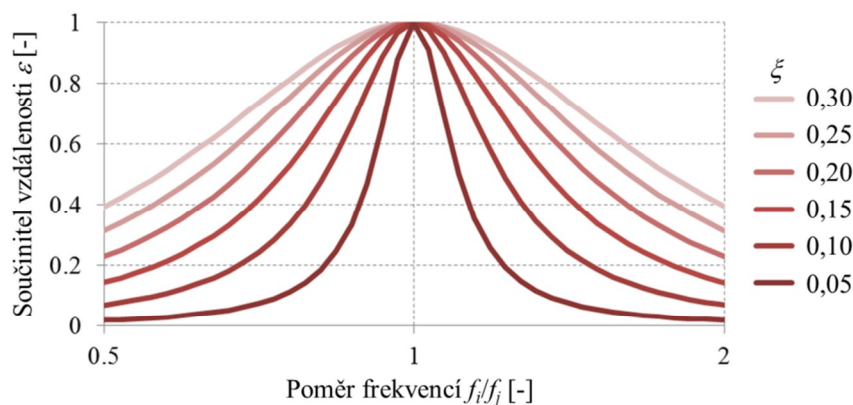
$$\varepsilon_{ij} = \frac{8(\xi_i \xi_j)^{0,5} (\xi_i + r \xi_j)^{2/3}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j r(1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)r^2}, \quad (\text{C.9.2b})$$

kde:

k ... nabývá 1 pro $i = j$ nebo $k = 2$ pro $i \neq j$,

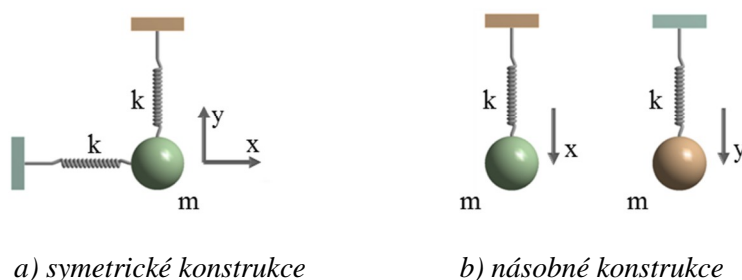
r ... poměr frekvencí: f_j/f_i vyjadřující vzdálenost frekvencí,

ξ_i, ξ_j ... poměrné tlumení i -té a j -té sčítané frekvence.



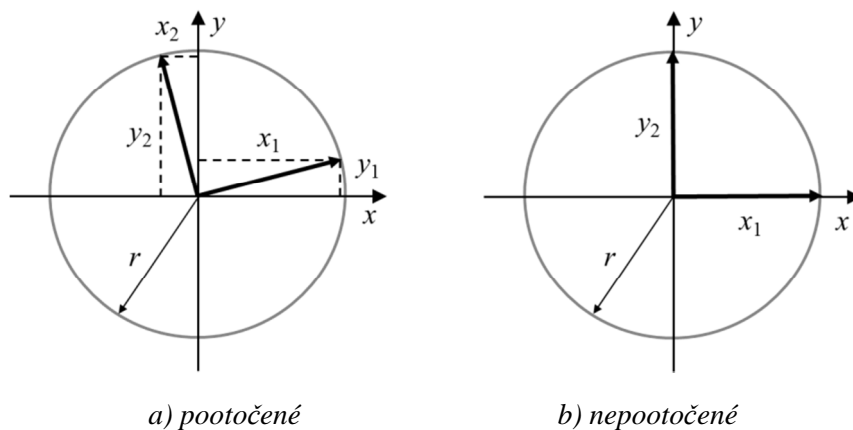
Obr. C.9.1 Průběh součinitele vzdálenosti frekvencí

Součinitel násobnosti tvarů ε_{ij} závisí na vzdálenosti frekvencí při zohlednění tlumení. Je ho možno označit jako míru korelace mezi dvěma tvary i a j . Pro nekorelované vzdálené tvary se blíží nule, dále $\varepsilon_{ij} < 1$ pro částečně korelované, $\varepsilon_{ij} = 1$ pro plně korelované vlastní tvary kmitů. Průběh v závislosti na vzdálenosti frekvencí dvou tvarů kmitů, a v závislosti na poměrném tlumení je vykreslen na obr. C.9.1. Postup CQC kombinuje i -tý s j -tým tvarem, což je výrazně náročnější na strojový čas než postup SRSS.



Obr. C.9.2 Dvoustupňová soustava

Na obr. C.9.2 vpravo, dvoustupňová soustava reprezentuje skupinu symetrických modelů jako např. konstrukce s válcovou nebo čtvercovou podstavou. Naproti tomu model napravo reprezentuje skupinu konstrukcí složenou z částí mající stejný hmotnostně tuhostní poměr jako např. příhradový nosník, kde vlastní frekvence jednotlivých prutů si přibližně odpovídají. Z hlediska výpočtu vlastních frekvencí jsou oba modely totožné, z hlediska odezvy na seizmické buzení jsou však rozdílné.



Obr. C.9.3 Příklady pootočení výsledných vlastních tvarů ke vztažnému CS

Výsledné vlastní kmitání (obou modelů) je libovolnou lineární kombinací výsledných navzájem kolmých vlastních tvarů.

C.9.2 Chyba v součtu obecně orientovaných násobných vlastních tvarů

Výsledná odezva při sčítání SRSS dvou tvarů se stejnou vlastní frekvencí viz obr. C.9.3 vlevo:

$$\mathbf{r}_{SRSS,0} = \sqrt{\sum_j^2 (\mathbf{r}_j)^2} = \sqrt{\begin{Bmatrix} x_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}^2 + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ y_2 \end{Bmatrix}^2} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r \end{Bmatrix}, \quad (\text{C.9.3})$$

kde r je poloměr kružnice na obr. C.9.3. U obecně orientovaných ($\alpha = \arctg(y_1/x_1) \neq \mathbf{0}$) vlastních tvarů kmitů je celková odezva:

$$\mathbf{r}_{SRSS,\alpha} = \sqrt{\sum_j^2 (\mathbf{r}_j)^2} = \sqrt{\begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix}^2 + \begin{Bmatrix} x_2 \\ y_2 \end{Bmatrix}^2} = \begin{Bmatrix} \sqrt{x_1^2 + x_2^2} \neq r \\ \sqrt{y_1^2 + y_2^2} = r \end{Bmatrix}, \quad (\text{C.9.4})$$

Zde je dobře viditelný výsledný rozdíl, kdy odezva $\sqrt{x_1^2 + x_2^2} \neq r$, což je dáno nekorektním absolutním sčítáním vlivem 2. mocniny.

Oproti tomu užití metodiky CQC, vlastní tvary:

$$\mathbf{r}_{CQC,0} = \sqrt{\sum_i^n \sum_j^n |k\varepsilon_{ij} \mathbf{r}_i \mathbf{r}_j|} = \sqrt{\mathbf{1.1.} \begin{Bmatrix} x_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + \mathbf{2.1.} \begin{Bmatrix} x_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ y_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ y_2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ y_2 \end{Bmatrix}} = \quad (\text{C.9.5})$$

$$\mathbf{r}_{CQC,0} = \sqrt{\begin{Bmatrix} x_1 \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix}^2 + 2 \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ y_2 \end{Bmatrix}^2} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r \end{Bmatrix}, \quad (\text{C.9.6})$$

a obecně orientovaných ($\alpha \neq \mathbf{0}$) vlastní tvary:

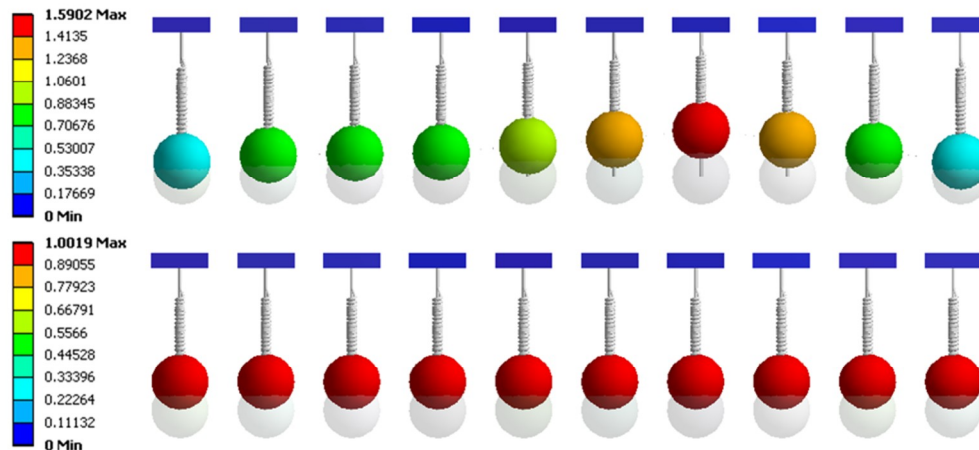
$$\mathbf{r}_{CQC,\alpha} = \sqrt{\sum_i^n \sum_j^n |k\varepsilon_{ij} \mathbf{r}_i \mathbf{r}_j|} = \sqrt{\mathbf{1.1.} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix} + \mathbf{2.1.} \begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_2 \\ y_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_2 \\ y_2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_2 \\ y_2 \end{Bmatrix}} = \quad (\text{C.9.7})$$

$$\mathbf{r}_{CQC,\alpha} = \sqrt{\begin{Bmatrix} x_1 \\ y_1 \end{Bmatrix}^2 + 2 \begin{Bmatrix} x_1 x_2 \\ y_1 y_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x_2 \\ y_2 \end{Bmatrix}^2} = \begin{Bmatrix} \sqrt{x_1^2 + 2x_1 x_2 + x_2^2} \\ \sqrt{y_1^2 + 2y_1 y_2 + y_2^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r \\ r \end{Bmatrix}, \quad (\text{C.9.8})$$

Při srovnání $\mathbf{r}_{SRSS,0} = \mathbf{r}_{CQC,0} = \mathbf{r}_{CQC,\alpha} \neq \mathbf{r}_{SRSS,\alpha}$, je viditelný rozdíl odezvy. Jak bylo ukázáno, v případě násobných vlastních frekvencí může být výsledná odezva hodně (až 30 % v případě, kdy $\alpha = 45^\circ$ vůči výpočtovému souř. sys.) ovlivněna směrem vypočítaných vlastních tvarů kmitů.

Na obr. C.9.4 je vykreslena odezva 10-ti stupňové soustavy, kdy jednotlivé stupně volnosti jsou vzájemně nezávislé a jsou naladěny na stejnou frekvenci. Sčítání postupem CQC dává korektní výsledky nezávisle na lineární kombinaci výsledných vlastních tvarů kmitů, naproti tomu při sčítání postupem SRSS chyba narůstá s násobností vlastních frekvencí.

V této práci bylo použito sčítání postupem CQC pro řešení celkové odezvy při výpočtech pomocí spekter odezvy.



Obr. C.9.4 Výsledná odezva desetistupňové (násobné) soustavy, nahoře CQC, dole SRSS

C.9.3 Vyčíslení hlavních napětí

Běžně je nutné při výpočtu pomocí spekter odezvy (*Response Spectra Analysis*, dále jen RSA) vyčíslit i pole napjatosti. Potom hlavní a srovnávací napětí jsou získána postupem:

- nejprve je proveden výpočet hlavních napětí pro každý tvar kmitu, následně postupem SRSS nebo CQC je provedena sumace hodnot hlavních napětí;
- nejprve je postupem SRSS nebo CQC provedena sumace normálových složek napětí, následně je proveden výpočet hlavních a srovnávacích napětí ze složek.

Ani jedna z uvedených variant není za určitých podmínek zcela korektní, proto je zde uveden podrobnější rozbor.

Jako příklad je uveden výpočet namáhání pomocí RSA válcové ocelové tenkostěnné nádrže, kdy stěna nádrže v místě hlavního ohybu od prvního ohybového tvaru celé nádrže je namáhána dvojosou napjatostí (rovinná napjatost). Je zaveden předpoklad, že dominantní namáhání bude odpovídat pouze dominantnímu ohybovému tvaru. Ostatní vlastní tvary jsou zanedbány. Potom svislé napětí σ_z ve stěně nádrže bude kladné (tahové), obvodové napětí σ_x ve směru stěny nádrže bude záporné (tlakové) vlivem příčné kontrakce. Hlavní napětí při zanedbání malých hodnot smykového namáhání ve zvoleném bodě:

$$\sigma_1 \approx \sigma_z, \sigma_3 \approx \sigma_x \quad (C.9.9)$$

Pro posouzení napjatosti například pomocí srovnávacího napětí zvaného intenzita napjatosti (užito při posouzení [19]):

$$\sigma_{int} = \sigma_1 - \sigma_3 \approx \sigma_z - \sigma_x, \quad (C.9.10)$$

Získání druhé mocniny pro odezvu jednoho dominantního tvaru pro sčítání SRSS dle přístupu a):

$$\sigma_{int}^2 \approx (\sigma_z - \sigma_x)^2 = \sigma_z^2 - 2\sigma_z\sigma_x + \sigma_x^2, \quad (C.9.11)$$

a při užití přístupu b):

$$\sigma_{int}^2 \approx \sigma_z^2 - \sigma_x^2, \quad (C.9.12)$$

Srovnáme-li:

$$\sigma_z^2 - \sigma_x^2 < \sigma_z^2 - 2\sigma_z\sigma_x + \sigma_x^2, \quad (C.9.13)$$

$$0 < -2\sigma_z\sigma_x. \quad (C.9.14)$$

Podmínka je splněna, protože součin $\sigma_z\sigma_x$ je záporný, viz počáteční předpoklad: $\sigma_z > 0$ a $\sigma_x < 0$. Je tedy zřejmé, že výpočet dle varianty b) je nekorektní a nekonzervativní.

Je-li zaveden předpoklad, že odezva je složena ze dvou dominantních vlastní tvarů kmitů (např. první dva ohybové tvary kmitu), pak napjatost ve zvoleném bodě u prvního tvaru:

$$\sigma_{z,1} = \sigma_{tah}, \sigma_{x,1} = \sigma_{tlak} \quad (C.9.15)$$

a pro druhý tvar:

$$\sigma_{z,2} = \sigma_{tlak}, \sigma_{x,2} = \sigma_{tah} \quad (C.9.16)$$

pak dostáváme extrémní případ, ve kterém při užití varianty a) výsledná intenzita napětí je rovna:

$$\sigma_{int} \approx \sqrt{(\sigma_{z,1} - \sigma_{x,1})^2 + (\sigma_{z,2} - \sigma_{x,2})^2} = \sqrt{2}(\sigma_{tah} - \sigma_{tlak}), \quad (C.9.17)$$

v případě varianty b):

$$\sigma_{int} = \sqrt{(\sigma_{z,1}^2 - \sigma_{x,1}^2) + (\sigma_{z,2}^2 - \sigma_{x,2}^2)} = \sqrt{2(\sigma_{tah}^2 - \sigma_{tlak}^2)}. \quad (C.9.18)$$

Pro ověření korektnosti řešení je uvedeno srovnání s řešením přímou integrací pohybových rovnic. Pokud fázového posunu v čase, kdy nastala maximální odezva sledovaných vlastních tvarů, je roven 0° , pak:

$$\sigma_{int} = (\sigma_{z,1} + \sigma_{z,2}) - (\sigma_{x,1} + \sigma_{x,2}) = (\sigma_{tah} + \sigma_{tlak}) - (\sigma_{tlak} + \sigma_{tah}) = 0, \quad (C.9.19)$$

Pokud fázový posun je roven 90° (jeden tvar dosahuje maximální výchylek, druhý má nulové výchylky):

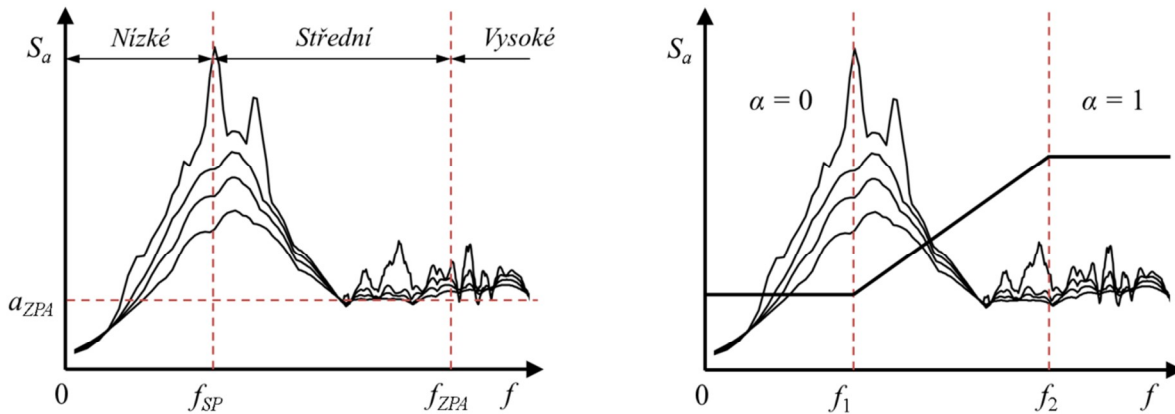
$$\sigma_{int} = \sigma_{z,1} - \sigma_{x,1} = \sigma_{tah} - \sigma_{tlak}. \quad (C.9.20)$$

Tímto byl vyčíslen interval, na kterém se pohybuje σ_{int} při neznámém fázovém posunutí tvarů kmitů.

Intenzity napětí varianty sčítání a) vyšší než varianty sčítání b). Ani jedna z variant neřeší korektně intenzitu napětí v případě pootočení směrů hlavních napětí u jednotlivých vlastních tvarů kmitů. Varianta a) může vést k nekonzervativním hodnotám odezvy. Varianta a) vykazuje zhruba o 40 % vyšší než hodnoty intenzity napětí oproti variantě přímé integrace s 90° fázového posunu.

Z uvedených srovnání je zřejmé, že lze jednoznačně doporučit sčítání SRSS nebo CQC na úrovni vyčíslených hlavních napětí, varianta a). V případě, kdy není dominantní pouze 1 tvar kmitu je přesnost sčítání ovlivněna v závislosti na korelaci dvou a více dominantních tvarů v souladu s předpokladem přibližného sčítání v rámci RSA.

V této práci jsou hlavní napětí vyčíslena metodikou a).



Obr. C.9.5 Vlevo: oblasti ve spektru odezvy, vpravo: rozdělení součinitele α

C.9.4 Odezva tvarů s vysokou frekvencí

Odezva v tvarech s vysokou frekvencí neboli tuhou odezvu (*Rigid Response*) lze sledovat u vlastních tvarů kmitu s vysokou vlastní frekvencí. Sčítací metody CQC a SRSS se pak upravují na základě předpokládané korelace jednotlivých vlastních tvarů kmitů podle polohy ve spektru odezvy [60], [108]. Poloha frekvence ve spektru odezvy je rozdělena do oblastí:

- a) Nízké frekvence:
 - frekvenční oblast 0 až f_{SP} ,
 - předpoklad, že vlastní tvary jsou vzájemně nekorelované (s výjimkou násobných vlastních frekvencí),
 - sčítání tvarů se předpokládá základní SRSS (C.9.1), CQC (C.9.2).
- b) Střední frekvence:
 - frekvenční oblast f_{SP} až f_{ZPA} ,
 - přechodová oblast, obsahuje korelované i nekorelované vlastní tvary kmitů,
 - sčítání tvarů je dle součinitele $\alpha = \alpha(f)$.
- c) Vysoké frekvence:
 - frekvenční oblast f_{ZPA} až ∞ ,
 - předpoklad, tvary jsou korelovány s frekvencí vstupního záznamu, proto jsou korelovány i vzájemně,
 - sčítání tvarů se předpokládá přímé: $\mathbf{r}_{rigid} = \sum_j^n \mathbf{r}_{r,j}$.

Součinitel α [60], [61]:

$$\alpha = \mathbf{0} \text{ pro } \mathbf{0} < f < f_1, \quad (\text{C.9.21})$$

$$\alpha = \ln(f/f_1)/\ln(f_2/f_1) \text{ pro } f_1 < f < f_2, \quad (\text{C.9.22})$$

$$\alpha = \mathbf{1} \text{ pro } f_2 < f, \quad (\text{C.9.23})$$

kde:

$$f_1 = \frac{S_{a,max}}{2\pi S_{v,max}}, f_2 = \frac{f_1 + 2f_{ZPA}}{3} \quad (\text{C.9.24})$$

Odezva \mathbf{r}_j je rozložena poměrově na periodickou nekorelovanou část odezvy:

$$\mathbf{r}_{p,j} = \left(\sqrt{1 - \alpha_j^2} \right) \mathbf{r}_j, \quad (\text{C.9.25})$$

a na tuhou korelovanou část odezvy:

$$\mathbf{r}_{r,j} = \alpha_j \mathbf{r}_j. \quad (\text{C.9.26})$$

Sčítání CQC (C.9.1) je modifikováno:

$$\mathbf{r} = \sqrt{\sum_i^n \sum_j^n |k\varepsilon_{ij} \mathbf{r}_{p,i} \mathbf{r}_{p,j}| + \left(\sum_j^n \mathbf{r}_{r,j} \right)^2}, \quad (\text{C.9.27})$$

tedy:

$$\mathbf{r} = \sqrt{\mathbf{r}_{p,CQC}^2 + \mathbf{r}_{rigid}^2}. \quad (\text{C.9.28})$$

C.9.5 Efektivní kmitající hmota

Obvykle je při výpočtu vlastního kmitání je vyčíslen pouze omezený počet nejnižších vlastních frekvencí. Přesnost řešení (RSA) je ovlivněna počtem a významností užitých vlastních tvarů kmitů. Ukazatelem významnosti vlastního tvaru kmitu v případě buzení pohybem základu je efektivní kmitající hmota a udává podíl jak významně se vlastní tvar podílí na výsledné celkové odezvě.

Předpokládáme-li normování bezrozměrných vlastních tvarů kmitů na matici hmotnosti:

$$\Phi_i = \frac{\Phi_{ni}}{(\Phi_{ni}^T \mathbf{M} \Phi_{ni})^{1/2}}, \text{ pak: } \Phi_i^T \mathbf{M} \Phi_i = \mathbf{1}, \quad (\text{C.9.29})$$

potom s pomocí participačních faktorů $\gamma_{x,j}$, $\gamma_{y,j}$, $\gamma_{z,j}$ z (C.6.2a) je možné vyjádřit efektivní kmitající hmotu pro i -tý vlastní tvar a směr x :

$$m_{eff,x,i} = \frac{\gamma_{x,i}^2}{\Phi_i^T \mathbf{M} \Phi_i} = \gamma_{x,i}^2, \quad (\text{C.9.30})$$

Vztah je možno užít analogicky pro další směry buzení y a z . Efektivní kmitající hmota $m_{eff,x,i}$, $m_{eff,y,i}$, $m_{eff,z,i}$ je skalární veličina s jednotkami hmotnosti. Vztáhneme-li součet efektivních hmot přes uvažované vlastní tvary kmitů k celkové hmotnosti modelu $m_{tot,x}$, $m_{tot,y}$, $m_{tot,z}$:

$$p_x = \frac{\sum_i^n m_{eff,x,i}}{m_{tot,x}}, p_y = \frac{\sum_i^n m_{eff,y,i}}{m_{tot,y}}, p_z = \frac{\sum_i^n m_{eff,z,i}}{m_{tot,z}}, \quad (C.9.31)$$

kdy obvykle $m_{tot} = m_{tot,x} = m_{tot,y} = m_{tot,z}$.

Poměry p_x , p_y , p_z napovídají, kolik bylo cekem vykmitáno hmoty v jednotlivých směrech. Např. EC8 [86] předepisují $p > 90\%$ pro každý směr (C.9.31). Tento požadavek je však těžké splnit při řešení modelů některých mechanických soustav např.:

- FE model konstrukce s užitím hmotného modelu podloží v podobě FE diskretizace části poloprostoru,
- FE model složité příhradové konstrukce,
- FE model technologií jako jsou nádrže obsahující FE model kapaliny [15], [19],
- a další.

U těchto modelů je nutné mnohdy počítat stovky i tisíce vlastních tvarů kmitů, aby bylo splněno požadavku $p > 90\%$. Nápomocná může být metodika uvedená v následující podkapitole.

C.9.6 Přičtení odezvy nad frekvenční úrovní f_{ZPA}

Při výpočtu modelů pomocí RSA se málokdy povede dosáhnout poměru efektivní hmoty (C.9.31) až na úroveň 100 %. Mnohdy je i problematické dosáhnout hodnot kolem 90 %.

Vlastní kmitání konstrukce u tvarů kmitů na vysoké frekvenci malými amplitudami opisuje pohyb základu. Absolutní zrychlení všech bodů konstrukce se pak blíží zrychlení a_{ZPA} . Pokud by všechny vlastní frekvence modelu ležely nad úrovní f_{ZPA} , pak by bylo možné celkovou odezvu snadno vypočítat jako statickou úlohu zatíženou zrychlením a_{ZPA} :

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{p}_{tot} = -\mathbf{M}\mathbf{D}\mathbf{a}_{ZPA}, \quad (C.9.32)$$

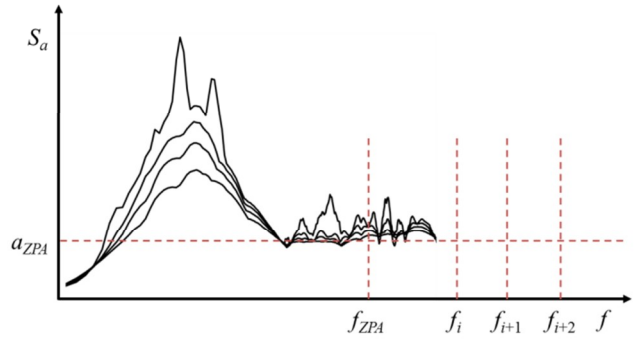
kde:

\mathbf{p}_{tot} ... vektor uzlových sil od setrvačných sil při zrychlení \mathbf{a}_{ZPA} ,

\mathbf{D} ... vhodně zvolená matice přiřazující směry zrychlení v matici hmotnosti \mathbf{M} ,

$\mathbf{a}_{ZPA} = \{a_{ZPA,x}, a_{ZPA,y}, a_{ZPA,z}\}$... vektor obsahující složky zrychlení ZPA v ortogonální směrech.

Použije-li se tento vztah i pro model, který má některé vlastní frekvence pod f_{ZPA} , výpočet není korektní, protože chybí dynamické zesílení vlastních tvarů, které jsou v úplné nebo částečné rezonanci s budícím záznamem. Kombinací základního sčítání při RSA s (C.9.32) je možné dosáhnout efektu zahrnutí dynamického zesílení v oblasti rezonance i statické odezvy u vysokých frekvencí.



Obr. C.9.6 Frekvenční hranice f_{ZPA}

Odezva ve zrychlení z RSA pouze nad úrovní zrychlení a_{ZPA} pro j -tý tvar:

$$\ddot{\mathbf{u}}_{max,j} = \boldsymbol{\Phi}_j \boldsymbol{\gamma}_j^T \mathbf{a}_{ZPA}^T, \quad (\text{C.9.33})$$

potom vektor zatížení od jednoho tvaru, který je zahrnutý v základním sčítání v rámci RSA je:

$$\mathbf{p}_j = -\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{max,j} = -\mathbf{M} \boldsymbol{\Phi}_j \boldsymbol{\gamma}_j^T \mathbf{a}_{ZPA}^T, \quad (\text{C.9.34})$$

Vektor zatížení od všech tvarů kmitů, které nebyly součástí výpočtu v základním sčítání v rámci RSA je dán rozdílem:

$$\mathbf{p}_{MM} = \mathbf{p}_{tot} - \sum_j^n \mathbf{p}_j = -\mathbf{M} \mathbf{D} \mathbf{a}_{ZPA} + \sum_j^n \mathbf{M} \boldsymbol{\Phi}_j \boldsymbol{\gamma}_j^T \mathbf{a}_{ZPA}^T, \quad (\text{C.9.35})$$

potom je možné dopočítat odpovídající vektor posunutí:

$$\mathbf{u}_{MM} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}_{MM}. \quad (\text{C.9.36})$$

Na základě vektoru \mathbf{u}_{MM} se vyčíslí ostatní veličiny (např. napjatosti), označeno obecně jako odezva \mathbf{r}_{MM} , která se nazývá jako *Missing Mass* [108] a je přičtena do řešení základního RSA jako plně korelovaná odezva vzhledem k tuhé odezvě \mathbf{r}_{rigid} . Vztah (C.9.28) je modifikován [108] na:

$$\mathbf{r} = \sqrt{\mathbf{r}_{p,CQC}^2 + (\mathbf{r}_{rigid} + \mathbf{r}_{MM})^2}. \quad (\text{C.9.37})$$

C.9.7 Sčítání prostorové odezvy

Byť vztahy (C.6.1) až (C.9.37) jsou uváděny obecně pro buzení složené ze třech ortogonálních složek v globálním CS, výpočet je obvykle prováděn odděleně pro jednotlivé směry globálního CS. Nejprve je proveden výpočet se spektrem $S_{a,x}$, kdy výsledkem je odezva \mathbf{r}_x . Analogicky se provede výpočet pro směry y a z . Celková odezva je sčítána obvykle:

$$\mathbf{r}_{tot} = \sqrt{\mathbf{r}_x^2 + \mathbf{r}_y^2 + \mathbf{r}_z^2} \quad (\text{C.9.38})$$

a to v případě užití postupu sčítání SRSS nebo alternativně:

$$\mathbf{r}_1 = 1,0\mathbf{r}_x + 0,3\mathbf{r}_y + 0,3\mathbf{r}_z, \quad (\text{C.9.39a})$$

$$\mathbf{r}_2 = 0,3\mathbf{r}_x + 1,0\mathbf{r}_y + 0,3\mathbf{r}_z, \quad (\text{C.9.39b})$$

$$\mathbf{r}_3 = 0,3\mathbf{r}_x + 0,3\mathbf{r}_y + 1,0\mathbf{r}_z, \quad (\text{C.9.39c})$$

$$\mathbf{r}_{tot} = \max\{\mathbf{r}_1; \mathbf{r}_2; \mathbf{r}_3\}, \quad (\text{C.9.39d})$$

obvykle v kombinaci se sčítáním postupem CQC, v souladu s metodikou dle EC8 [86]. U metodik týkající se výpočtu seizmické odolnosti objektů elektráren obvykle násobitel 0,3 bývá zvětšen na 0,4, viz. např. [91]. V této práci je užito sčítání směrů postupem SRSS.

C.10 Modelování zděných konstrukcí

K matematickému simulování experimentálních zkoušek zděných stěn a zděného objektu byl zvolen přístup modelování pomocí detailního dynamického FE modelu sestaveného v programu ANSYS [108]. Užita byla kombinace nelineární materiálových modelů a kombinace nelineárních kontaktních modelů:

- křehký materiálový model s různou tahovou a tlakovou pevností,
- plastické zpevnění,
- nelineární kontaktní algoritmy (kohezní zóny, Coulombův model tření).

Zvolen byl přístup FE diskretizace jednotlivých zděných prvků odděleně s užitím nelineárních materiálového modelu v rámci prvku *SOLID65*. Interakční rozhraní mezi jednotlivými zděnými prvky bylo modelováno zvoleným přístupem nelineárních kontaktních elementů, kdy byla užita kombinace modelů *Frictional Model* a *Cohesive Zone Model (CZM)*.

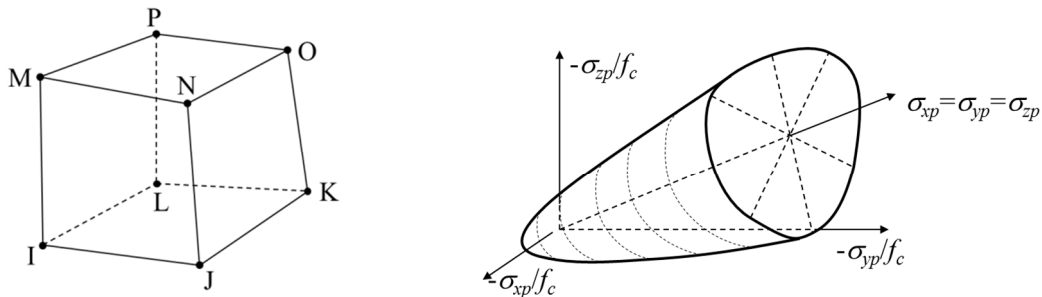
C.10.1 Nelineární materiálové modely pórobetonu

Materiálový model *Concrete*, prvek *SOLID65*

Konstitutivní model pro trojrozměrné chování křehkých materiálů *Concrete* (Willam & Warnke [75]), je součástí programu ANSYS v prostředí APDL [108]. Materiálový model *Concrete* je užit u osmiuzlového 3D prvku *SOLID65* [108]. Tento model předpokládá křehké porušování materiálu při dosažení plochy porušení v prostoru hlavních napětí. Zahrnuje porušení v tlaku (drcení) i v tahu (trhliny). Primární předpoklad je lineární chování před dosažením meze pevnosti, za kterou dochází k poruše materiálu. Tento konstitutivní zákon je určen pro materiály s malou pevností v tahu a velkou pevností v tlaku. Používá se pro beton, horniny, keramiku, vyztužené kompozity a další.

Charakteristiky materiálového modelu:

- Po dosažení meze pevnosti v tlaku a v tahu materiál ztrácí svoji únosnost.
- Tahové trhliny mohou vzniknout v libovolných 3 směrech na sebe kolmých. Po vzniku tahové trhliny jsou vynulovány tahové síly. Po uzavření trhliny materiál přenáší tlakové napětí.
- Trhliny mohou vzniknout v každém integračním bodě. Trhliny nemění svou orientaci při dalším zatěžování (nerotované trhliny) a reprezentují integrační oblast integračního bodu (rozetřené trhliny).
- Je předpokládán částečný přenos smykových sil napříč otevřené nebo zavřené trhliny.



Obr C.10.1 Vlevo: geometrie prvku SOLID65, vpravo: plocha porušení modelu Concrete

Při trojrozměrné napjatosti je plocha poruchy nelineární funkcí hlavních napětí a 9-ti zadávaných parametrů modelu:

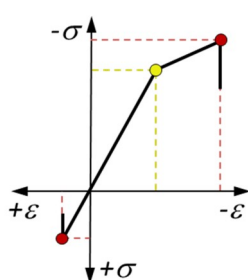
- koeficient přenosu smyku při otevřené trhlíně,
- koeficient přenosu smyku při zavřené trhlíně,
- jednoosá tahová pevnost před vznikem trhlín,
- jednoosá tlaková pevnost před drcením materiálu,
- dvouosá tlaková pevnost před drcením materiálu,
- základní hydrostatický tlak,
- jednoosá tlaková pevnost před drcením při základním hydrostatickém tlaku,
- dvouosá tlaková pevnost před drcením při základním hydrostatickém tlaku,
- změkčující násobitel po vzniku trhlín napomáhající konvergenci.

Plocha porušení je jiná pro každou ze čtyř oblastí:

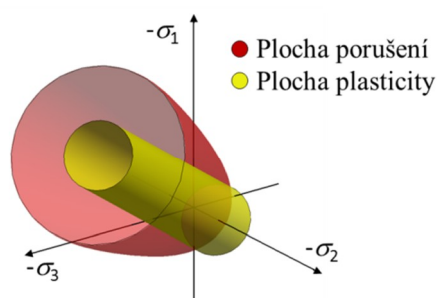
- $0 > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ - (tlak – tlak – tlak),
- $\sigma_1 > 0 > \sigma_2 > \sigma_3$ - (tah – tlak – tlak),
- $\sigma_1 > \sigma_2 > 0 > \sigma_3$ - (tah – tah – tlak),
- $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$ - (tah – tah – tah).

Kombinace s plastickým bilineárním modelem (*Bilinear Isotropic Hardening*)

Na základě předběžných testovacích výpočtů a srovnání s měřením pórobetonových zdicích prvků [106], kdy byl srovnáván plastický materiálový model *Drucker-Prager* [108] a *Bilinear Isotropic Hardening* [108] v kombinaci s materiálovým modelem *Concrete*, bylo zjištěno, že *Bilinear Isotropic Hardening* výrazně lépe popisuje chování pórobetonu. U použití modelu *Drucker-Prager*, který při kombinaci s *Concrete* neumožňuje modelovat zpevnění, nebylo možné korektně popsat tlakovou větev.

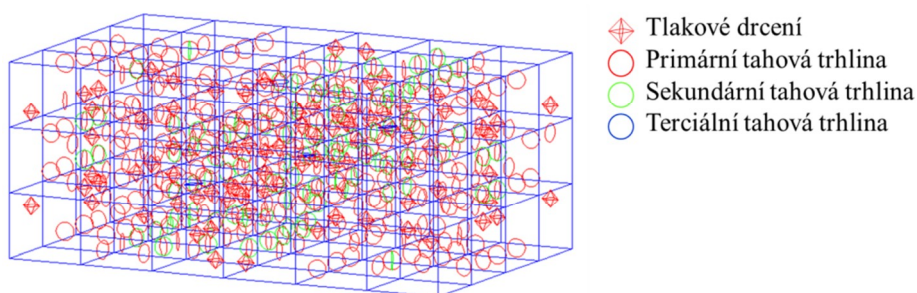


Obr. C.10.2 Pracovní diagram



Obr. C.10.3 Plocha plasticity a porušení

Výsledný zvolený materiálový model, kterým bylo možné s dostatečnou přesností popsat chování pórobetonu, pro modelování zdicích prvků z pórobetonu byl kombinací modelu *Concrete* a *Bilinear Isotropic Hardening*. Snahou je dosáhnout křehkého porušení v tahové oblasti a plastické rezervy v tlakové oblasti. V tlakových oblastech tenzoru napjatosti plocha plasticity leží uvnitř plochy porušení, materiál po dosažení meze kluzu při dalším zatěžování začne rozvoj plastických deformací až po dosažení meze pevnosti, kdy nastane křehké porušení. V tahových oblastech plocha plasticity leží vně plochy porušení a dochází ke křehkému porušení bez předchozího plastického přetvoření.



Obr. C.10.4 Rozdrcený zdicí prvek (tvárnice)

C.10.2 Nelineární modely kontaktního rozhraní

Na modelování nelineárních i lineárních kontaktních rozhraní byly zvoleny v programu ANSYS speciální povrchové kontaktní prvky: *CONTA174* a *TARGET170* [108]. Kontaktní prvky pokrývají

povrch objemu jednotlivých těles sestavených z objemových konečných prvků. Kontakty umožňují zohlednit interakci jednotlivých těles při změně stavu kontaktu každého kontaktního prvku během výpočtu. Užito bylo nastavení kontaktních prvků, kdy interakce je definována jako jednostranná vazba (pouze tlaková) s možností zohlednění tření. Tento typ kontaktu je v programu ANSYS označován jako *Frictional Contact* [108].

Penalizační algoritmus (Pure penalty)

Penalizační algoritmus *Pure Penalty* [108] je založen na principu vložení koeficientů tuhosti (v normálovém směru kontaktních prvků) do matice tuhosti \mathbf{K} viz. (C.1.1), na pozice odpovídající uzlům, které jsou v kontaktu. Tento model jednostranné vazby mění v rámci každé iterace matici tuhosti v závislosti na aktuálním stavu kontaktů (vzdálený, blízký, uzavřený kontakt).

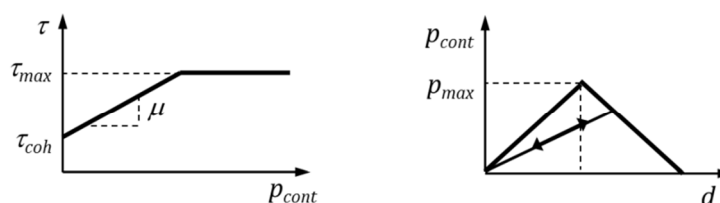
Coulombův model tření

Obdobně penalizační algoritmus je uvažován i pro tečný směr. Avšak maximální smykové napětí, které lze přenést v tečném směru je omezeno podmínkou:

$$\tau \leq \mu p_{cont} + \tau_{coh} \leq \tau_{max} \quad (C.10.1)$$

kde τ_{coh} je smyková koheze, p_{cont} je normálový kontaktní tlak, μ je součinitel tření, τ_{max} omezující smykové napětí (smykové poškození).

Coulombův model přenosu smykových sil vnáší do modelu možnost prokluzu na kontaktních rozhraních a tedy i disipaci energie. Jedná se o druh neproporcionálního tlumení.



Obr. C.10.5 Vlevo: Coulombův model tření, vpravo: CZM model

Kohezní zóna (Cohesive Zone Model)

Nelineární kohezní zóna (*Cohesive Zone Model*, dále jen CZM) [108] definuje bilineární závislost mezi delaminací d (tahové otevření kontaktu), a normálovým kontaktním tahu p . Po dosažení maximálního definovaného tahového napětí (tahová koheze) p_{max} tahové síly v kontaktu lineárně klesají s rostoucí delaminací d . V případě, kdy dojde k odlehčení dříve než nastane celková delaminaci, je sestavena nová sečná větev pro závislost tahu a delaminace, viz. obr. C.10.5 vpravo, což je velmi důležitá vlastnost při částečném porušení při cyklickém zatěžování.

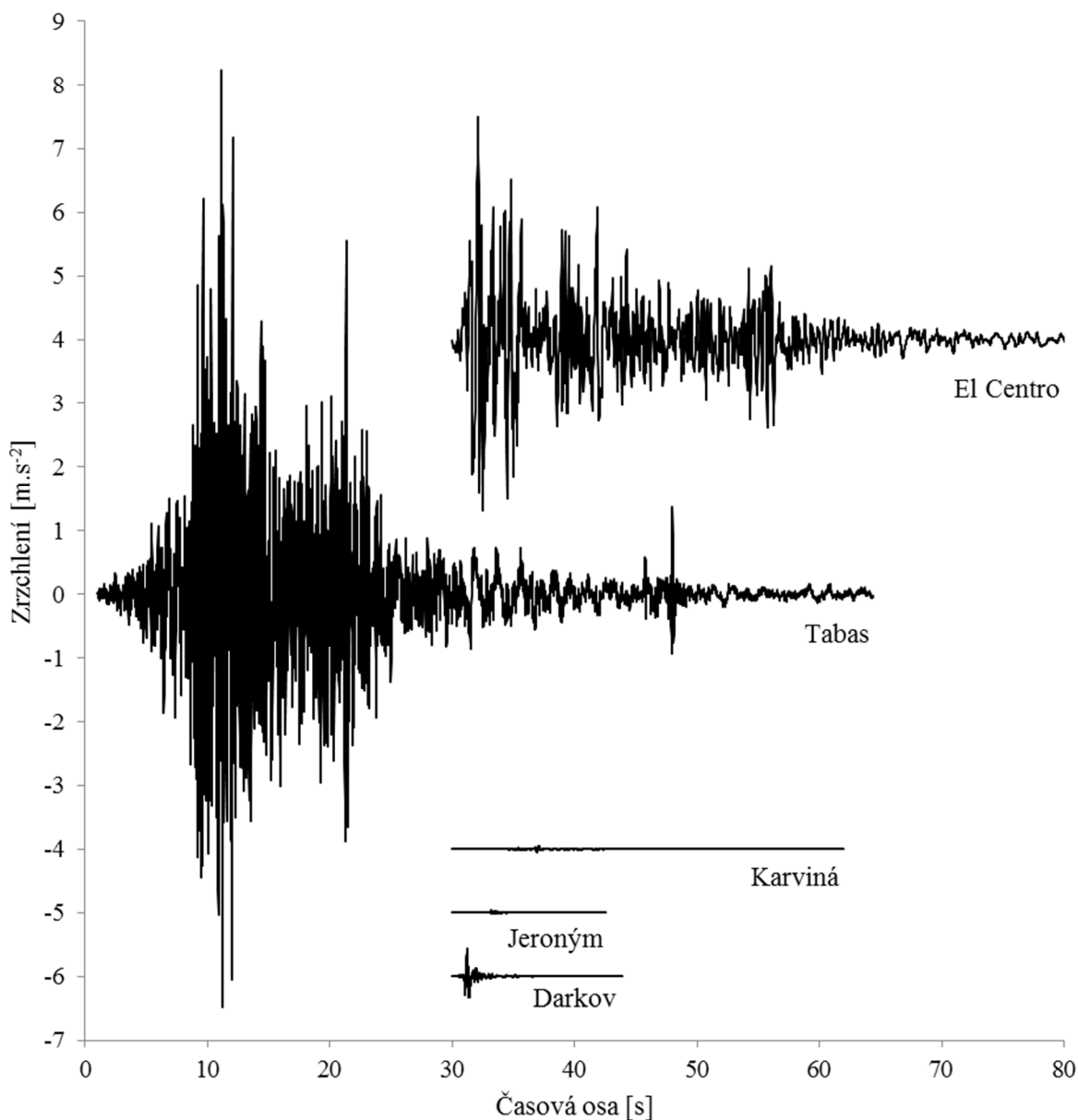
C.10.3 Řešení nelineárních soustav Newton-Raphson iterační metodou

Pro řešení úloh v časové oblasti (implicitní integrační schéma přímé integrace pohybových rovnic) se zohledněním změny členů v matici tuhosti \mathbf{K} ve vztahu (C.1.1) byla použita Newtonova-Raphsonova numerická metoda [108] pro určení rovnovážného stavu řešení v každém výpočtovém kroku. Tedy k výpočtu rovnovážného stavu v každém časovém kroku výpočtu je vyžadován iterační postup. V rámci každé iterace je sestavena nová (tzv. tečná) matice tuhosti \mathbf{K}^T v závislosti na aktuálním stavu modelu. Iterační postup v rámci časového kroku je ukončen splněním konvergenčních kritérií.

**ČÁST D – VÝSLEDKY DISERTACE A UVEDENÍ NOVÝCH
POZNATKŮ**

D.1 Studie reálných záznamů seizmických dějů

Správné sestavení seizmického modelu zatížení v podobě syntetických akcelerogramů (kap. D.4), studie vlivu vzorkovací frekvence na výpočet odezvy (kap. D.2), úprava spekter odezvy generovaných na základě měřených záznamů (kap. D.3), vyžaduje užití a studii měřených reálných záznamů pohybu základových půd. Získané poznatky jsou využity při generování akcelerogramů.



Obr. D.1.1 Záznamy zemětřesení ve stejném měřítku

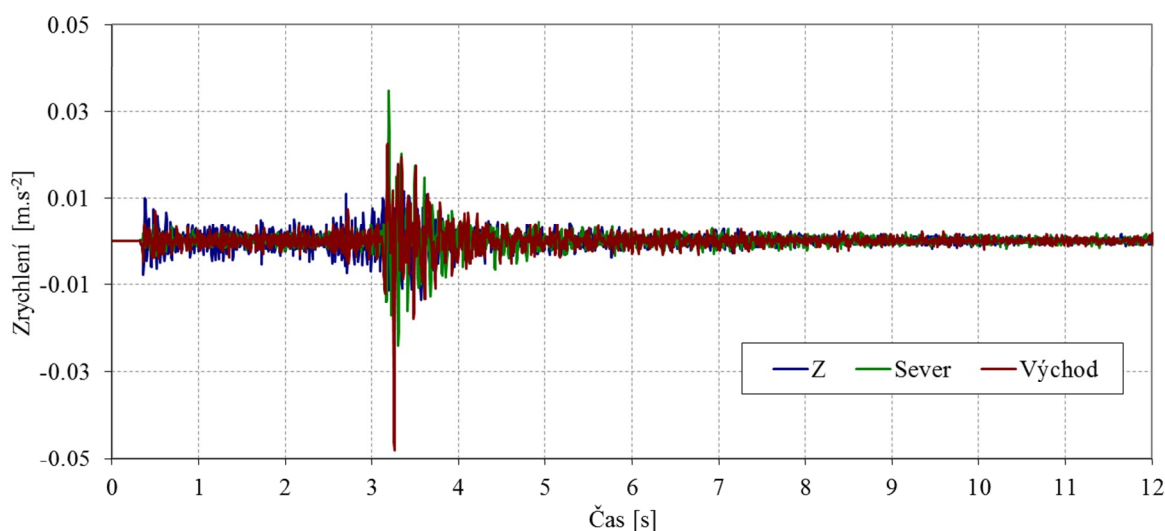
Uvedeno je 5 záznamů reálných zemětřesení, z toho 3 byli získány na území ČR (2x technická seizmicita, 1x přírodní seizmicita) a 2 záznamy velmi silných světových zemětřesení (2x přírodní seizmicita). Vybraná vodorovná složka pohybu je vykreslena na obr. D.1.1. Užito je stejné měřítko pro vynášení času (vodorovná osa), tak i pro vynášení zrychlení (svislá osa).

D.1.1 Záznamy seizmických dějů

Užité digitální záznamy reálných seizmických pohybů nebyly v rámci této práce nijak korigovány. Podrobnější rozbor problematiky získávání seizmických záznamů je nad rámec této práce. Jedinou úpravou záznamů je zvýšení vzorkovací frekvence záznamů (viz. kap. D.2), kdy jsou však plně respektovány převzaté číselné hodnoty pohybu daného záznamu.

„Jeronym” – projev kraslického roje v roce 2008 zaznamenaný stanicí Jeronym

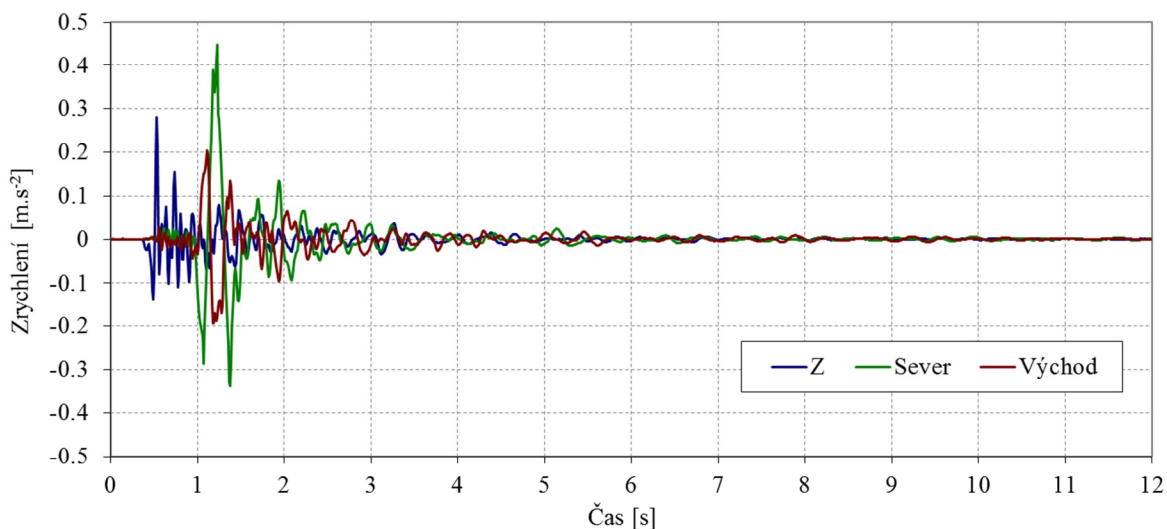
Průběh zrychlení seizmického jevu ve třech ortogonálních směrech je uveden na obr. D.1.2. Maximální dosažená rychlost ve vodorovném směru kmitání byla $0,45 \text{ mm.s}^{-1}$. Délka záznamu je 12 s se vzorkovací frekvencí záznamu 250 Hz. Jedná se o přírodní seizmickou událost zaznamenanou na stanici Jeronym (oblast: Čistá u Krásna nad Teplou, stanice JER1, aparatura PCM3-EPC2, snímač SM3) ze dne 14. 10. 2008. Jde o nejsilnější projev kraslického roje 2008 s magnitudem 3,9, kdy epicentrum bylo v blízkosti obce Nový Kostel (asi 25 km od uvedené stanice) a ohniska zemětřesení byla lokalizována v hloubce 10 km. V dalším textu je tento záznam označován zkráceně pouze „Jeronym”. [58]



Obr. D.1.2 Záznam Jeronym

„Darkov” – důlně indukovaný jev v roce 2008 zaznamenaný stanicí Darkov

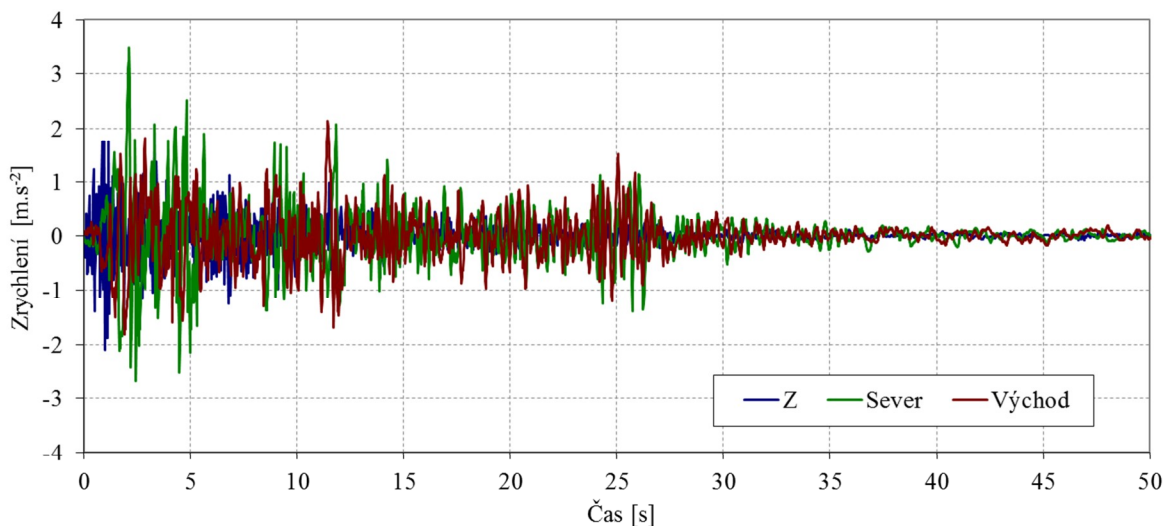
Jedná se o důlně indukované zemětřesení zaznamenané na stanici Darkov ze dne 4. 12. 2008 na Karvinsku (obr. D.1.3). Stanice Darkov je soliterní stanice v povrchovém objektu na Karvinsku. Záznam byl pořízen ze dne 4. 12. 2008, čas 6:54:32, lokální magnitudo 3,2 (podle GfÚ), epicentrální vzdálenost cca 3 km. Stanice je vybavena aparaturou PCM3-EPC2 se třemi snímači SM3 s vlastní frekvencí 0,5 Hz v geografickém uspořádání. Hustota vstupního záznamu rychlostí byla obdržena se vzorkovací frekvencí 100 Hz. V dalším textu je tento záznam označován zkráceně pouze „Darkov”. [116]



Obr. D.1.3 Záznam Darkov

„El Centro” – velmi silné přírodní zemětřesení El Centro z roku 1940

Reálný záznam velmi silného zemětřesení ze dne 18.5.1940 v oblasti Imperial Valley, východní Kalifornie, během tohoto zemětřesení zahynulo 9 lidí a kolem 80 % budov bylo zničeno nebo poškozeno, seizmologická data tohoto zemětřesení byla získána z USGS [113], (obr. D.1.4), hustota získaného záznamu rychlostí je 50 Hz. V dalším textu je tento záznam označován zkráceně pouze „El Centro”. [113], [114]

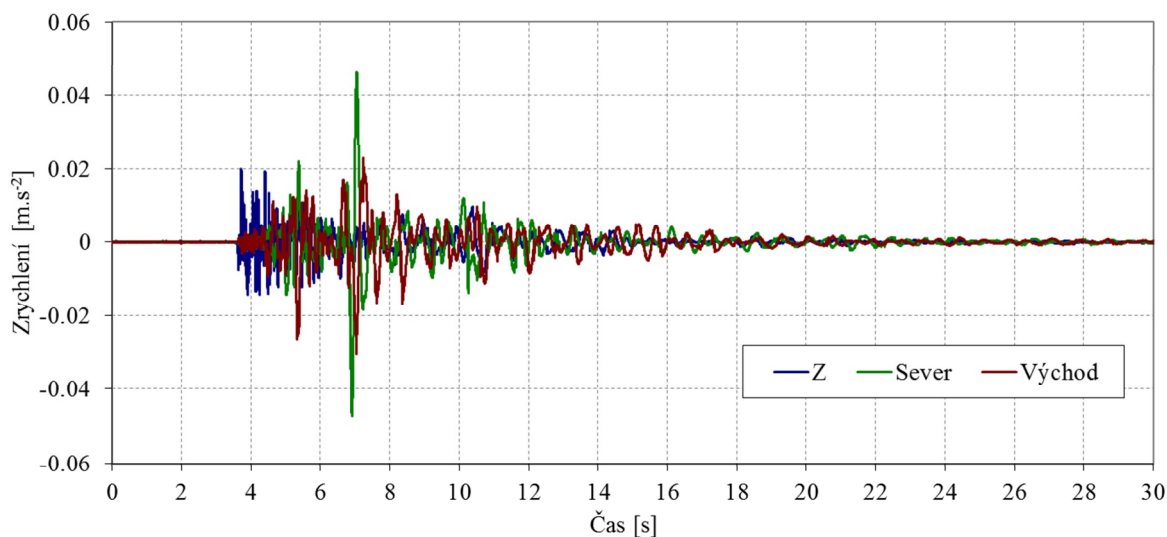


Obr. D.1.4 Záznam El Centro

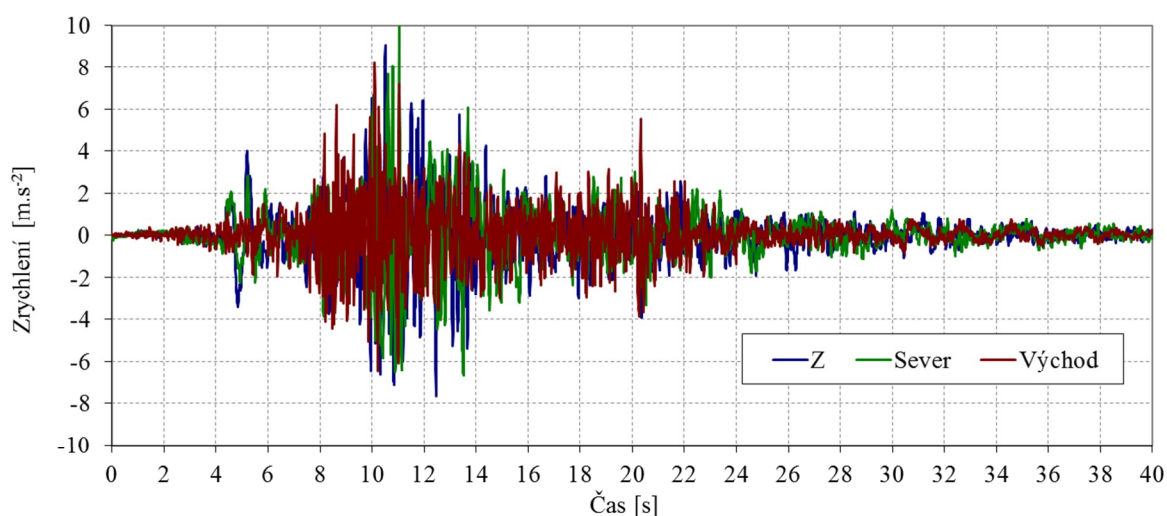
„Karviná” – důlně indukovaný jev v roce 2004 v oblasti Karviná

Velmi slabý záznam seizmologických dat technické seizmicity v oblasti Karviná v průběhu 32 s seizmického jevu dne 11. 03. 2004 (obr. D.1.5). Maximální měřená hodnota rychlosti zde byla

$2,83 \text{ mm.s}^{-1}$. Tento záznam byl smluvně označen jako záznam „důlně indukovaného jevu z 11. 03. 2004“ („Mining induced seismic event“). V dalším textu je tento záznam označován zkráceně pouze „Karviná“. [116]



Obr. D.1.5 Záznam Karviná



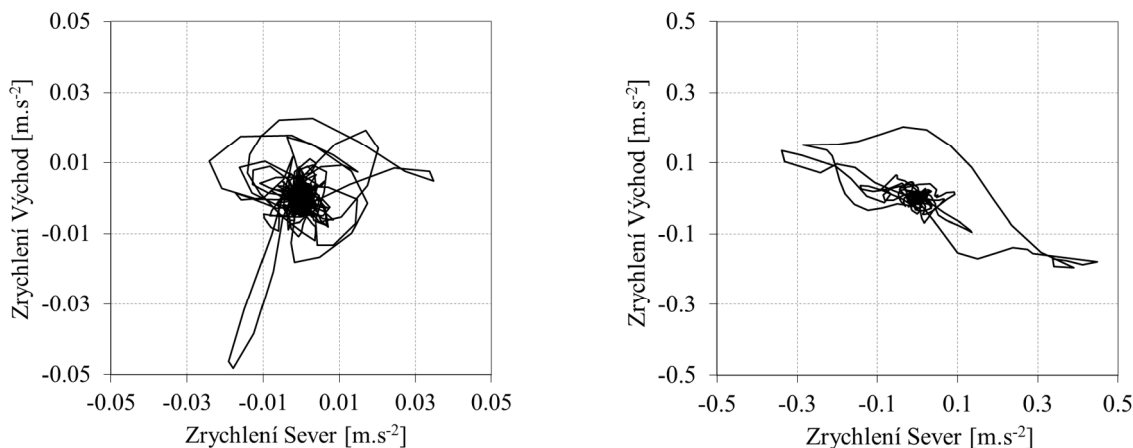
Obr. D.1.6 Záznam Tabas

„Tabas” – velmi silné přírodní Iránské zemětřesení v blízkosti města Tabas z roku 1978

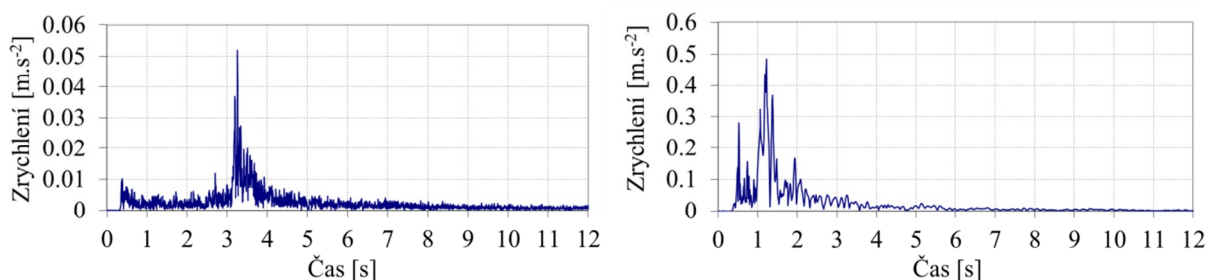
Jedná se o záznam seizmických dat zemětřesení s magnitudem 7,8 Richterovy škály, které dne 16.9.1978 v centrálním Iránu kompletně zničilo město Tabas (obr. D.1.6). Při této katastrofě přišlo o život 15 tis. lidí. 40 vesnic v oblasti 50 km bylo zničeno. Zemětřesení trvalo kolem 3 min, což je nadprůměrná délka. Získaný záznam z aparatury SMA-1 je uložen se vzorkovací frekvencí 100 Hz. V dalším textu je tento záznam označován zkráceně pouze „Tabas“. [113], [114]

D.1.2 Prostorový pohyb

Na obr. D.1.7 je vykreslen vodorovný rovinný pohyb vybraných záznamů. Je zřejmá korelace směrů, tzn. směr ve vztahu ke směru šíření se vln podloží. Při návrhu stavebních konstrukcí obvykle je užíváno směrově nezávislé (směrově nekorelované) zatížení, což má své logické opodstatnění vzhledem k obvykle těžké predikci směru buzení.



Obr. D.1.7 Vodorovný pohyb, vlevo: Jeronym, vpravo: Darkov



Obr. D.1.8 Prostorové zrychlení, vlevo: Jeronym, vpravo: Darkov

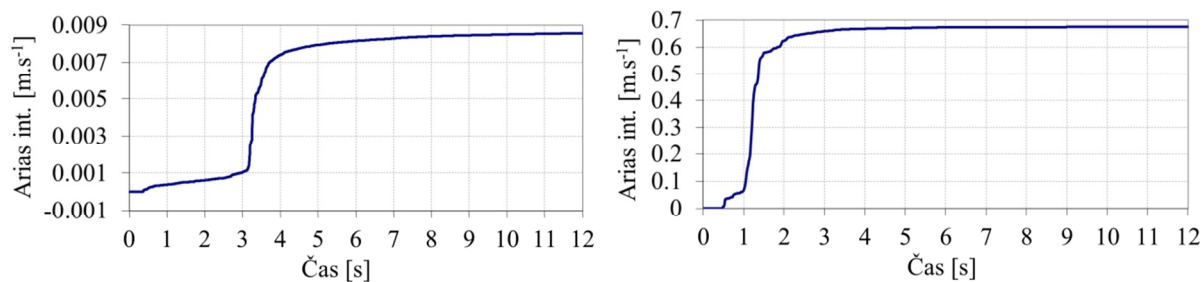
D.1.3 Prostorové zrychlení a Arias intenzita

Na obr. D.1.8 je vykreslen vektorový součet všech tří složek zrychlení v závislosti na čase vybraných dějů. Z grafů je zřejmý vývoj prostorových amplitud zrychlení v čase.

Na obr. D.1.9 je vynesena Arias intenzity [82], které vychází z integrace kvadrátu prostorového pohybu:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{max}} a^2 dt, \tag{D.1.1}$$

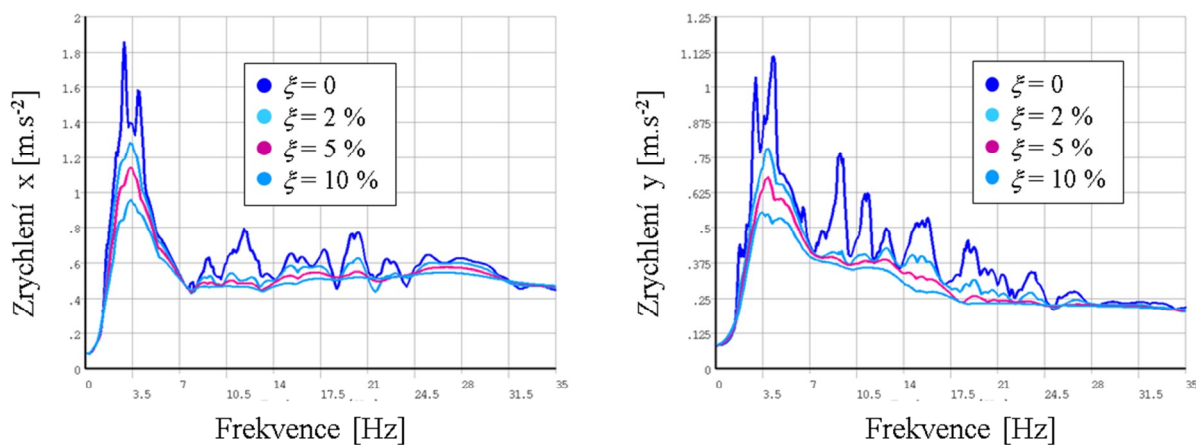
kde g gravitační zrychlení, t_{max} je koncový čas záznamu, $a^2 = a_x^2 + a_y^2 + a_z^2$ je kvadrát zrychlení.



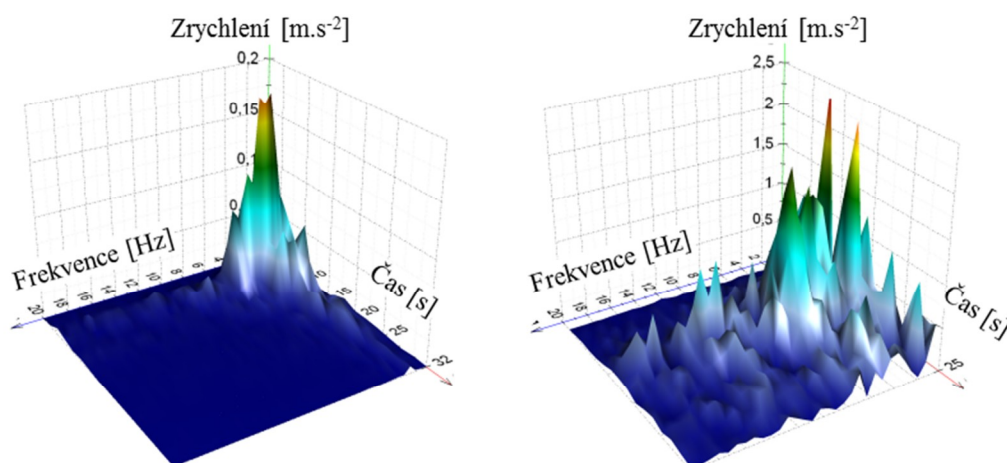
Obr. D.1.9 Arias intensity, vlevo: Jeroným, vpravo: Darkov

D.1.4 Spektra odezvy

Na obr. D.1.10 jsou vykreslena vyčíslena spektra odezvy pro seizmický záznam Darkov. Spektra byla vyčíslena pro tlumení 0 %, 2 %, 5 % a 10 %.



Obr. D.1.10 Darkov, vlevo: sever-jih, vpravo: východ-západ



Obr. D.1.11 Průběh amplitud zrychlení v závislosti na čase a frekvenci získaných pomocí STFT, vlevo: Karviná směr sever-jih, vpravo: Tabas směr sever-jih

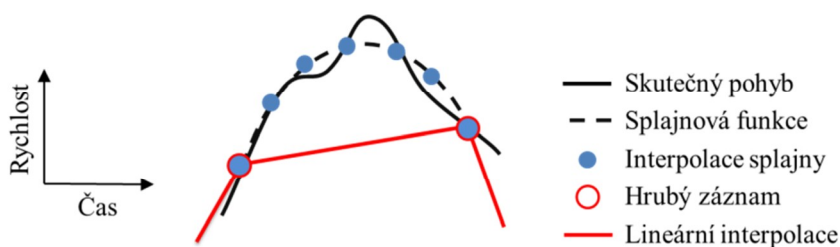
D.1.5 Krátkodobá Fourierova transformace

Na obr. D.1.11 jsou vyneseny 3D grafy s krátkodobou Fourierovou transformací STFT záznamů Karviná ve směru sever-jih a záznamu Tabas ve směru sever-jih. Vodorovné osy znázorňují čas a frekvenci (směr doleva), svislá osa amplitudy zrychlení. Z grafů je zřejmý vývoj amplitud zrychlení v čase u jednotlivých frekvencí.

D.2 Zvýšení vzorkovací frekvence záznamu

Při výpočtu maximální dynamické odezvy FE modelů při užití reálných záznamů přírodního nebo technického seizmického děje není zcela zřejmé, zda je hustota diskrétních hodnot digitálního záznamu děje dostatečná. Pokud výpočtové kroky neodpovídají přesně časovým okamžikům, ve kterých je uložena funkce záznamu, je prováděna zpravidla lineární interpolace (např. prog. ANSYS [108]). Pokud je lineární interpolace prováděna na úrovni rychlosti, pak funkce zrychlení obsahuje velké skoky, které mohou vést k vybuzení parazitních odezvam u vysokých vlastních tvarů kmitů. Velikost skoků je nepřímo úměrná velikosti časového kroku při výpočtu odezvy numerickou integrací.

Kapitola se věnuje zkoumání chyby v odezvě při různé hustotě záznamu na analyticky vyjádřené funkci buzení a dále možnosti zvýšení hustoty záznamu s využitím kubických splajnů.



Obr. D.2.1 Detail na vlnu rychlosti záznamu, zvýšení hustoty interpolací splajny

Interpolace kubickými splajny zajišťuje, že výsledný vyhlazený záznam prochází přesně původními body záznamu a přitom je zachována spojitost v derivaci. Je zřejmé, že ani interpolace kubickými splajny nenahradí „zapomenutý“ skutečný pohyb, viz. obr. D.2.1. V předběžných výpočtech bylo zkoušeno vyhlazování také pomocí lokální regresní metody: *Moving Least Square* (MLS). Ve srovnání s interpolací kubickými splajny metodou MLS bylo dosaženo výrazně nižšího zlepšení záznamu z hlediska výsledné odezvy, výsledky této metody nejsou uvedeny.

Ve výpočtu maximální odezvy modelu v historii dynamického děje hrají významnou roli následující parametry výpočtu:

- vzorkovací frekvence záznamu (resp. časový krok diskrétních hodnot záznamu),
- časový krok integrace výpočtu,
- budící frekvence (seizmický děj obvykle obsahuje frekvence v rozmezí 0 až f_{ZPA}),

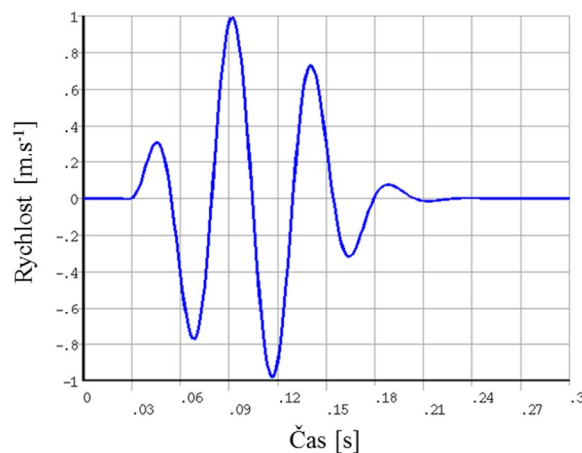
- významné vlastní frekvence výpočtového modelu.

Pokud vzorkovací frekvence záznamu (s ohledem na ostatní zmíněné parametry) není dostatečná, může dojít až k několikanásobné chybě při stanovení odezvy. Pokud je výpočet prováděn přímou integrací pohybových rovnic, chyba může být relativně dobře schována.

Pro stanovení odezvy s různým nastavením parametrů byl použit program ANSYS, který obsahuje integrovanou funkci *RESP* [108], která počítá spektra odezvy na danou funkci posunutí v čase. Pomocí APDL [108] jazyka v programu ANSYS byly nově programovány a odladěny automatické dopočítání mezilehlých bodů pomocí kubických splajnů.

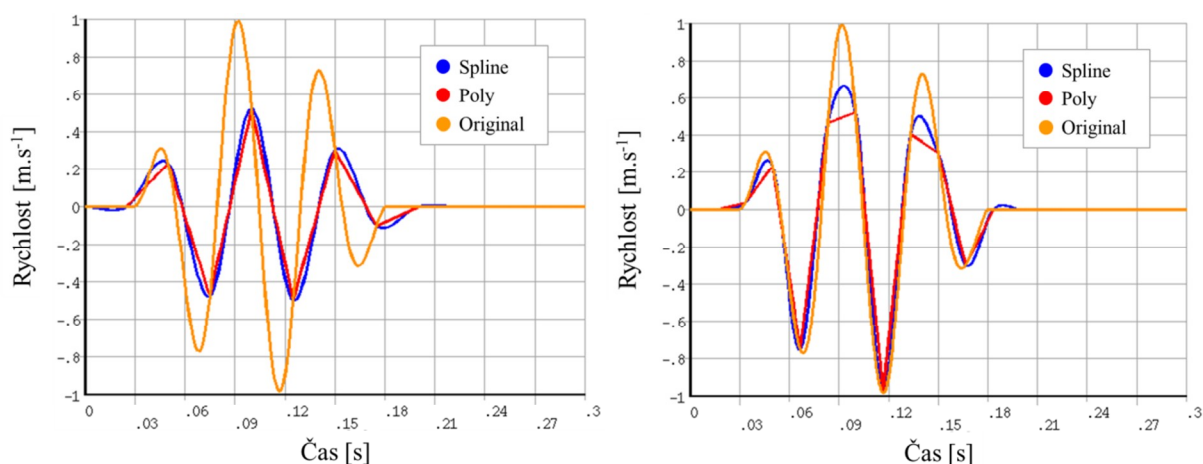
D.2.1 Studijní budící funkce

Pro srovnání byla zvolena náhradní budící funkce. Jedná se o tři vlny popsané funkcí sinus s frekvencí 20 Hz a s maximální amplitudou $1 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ (obr. D.2.2). První vlna a třetí jsou zmenšeny náběhem. Veličina vstupní funkce buzení byla zvolena rychlost.

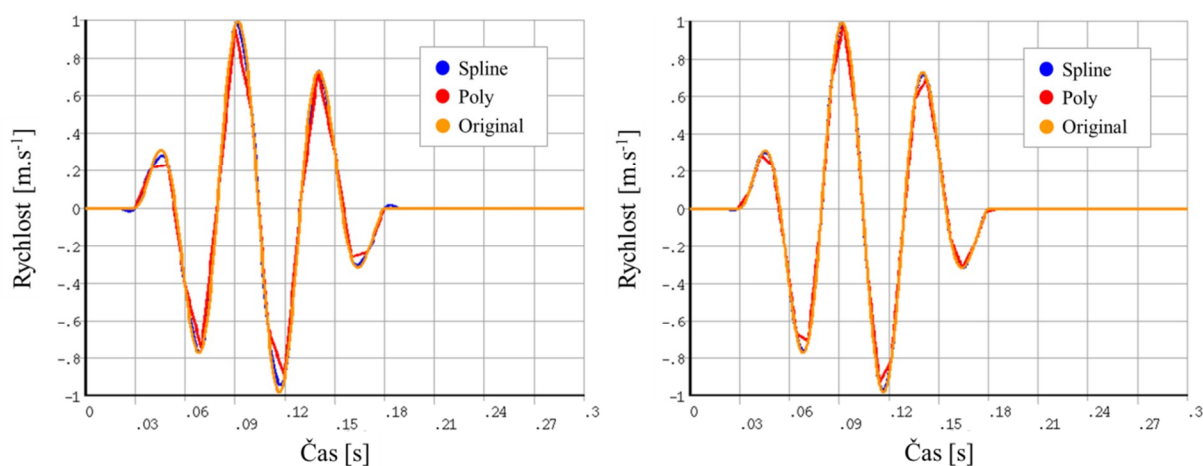


Obr. D.2.2 Budící funkce (rychlost [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$])

Tato budící analyticky vyjádřená funkce (dále jen analytická funkce, označení na grafech „originál“) byla nahrazena polygonální funkcí, kdy vrcholy polygonů odpovídají hodnotám analytické funkce při volené vzorkovací frekvenci záznamu. Tato „znehodnocená“ funkce simuluje skutečný méně kvalitní záznam zemětřesení (označení na grafech „poly“). Polygonální záznam se vzorkovací frekvencí 40, 60, 100, 140, 200 a 400 Hz, což odpovídá 2, 3, 5, 7, 10 a 20 bodům na jednu vlnu zvolené vstupní funkce, je vykreslen na obr. D.2.3 a D.2.4. Pro umělé zvýšení kvality polygonálního záznamu byly dopočítány mezilehlé body pomocí kubických splajnů (označení na grafech „spline“). Tímto způsobem byla zvýšena hustota záznamu vždy o 20 mezilehlých bodů, pak výsledná vzorkovací frekvence je $> 800 \text{ Hz}$ (bodů/s).



Obr. D.2.3 Budící funkce, vlevo: 2 body na vlnu, vpravo: 3 body na vlnu



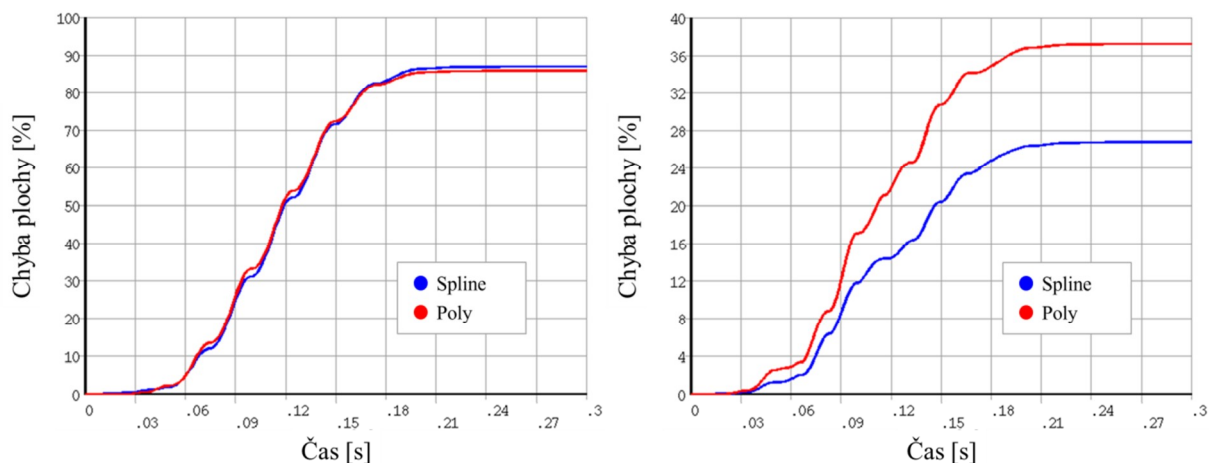
Obr. D.2.4 Budící funkce, vlevo: 5 bodů na vlnu, vpravo: 7 bodů na vlnu

Chyba ploch záznamů

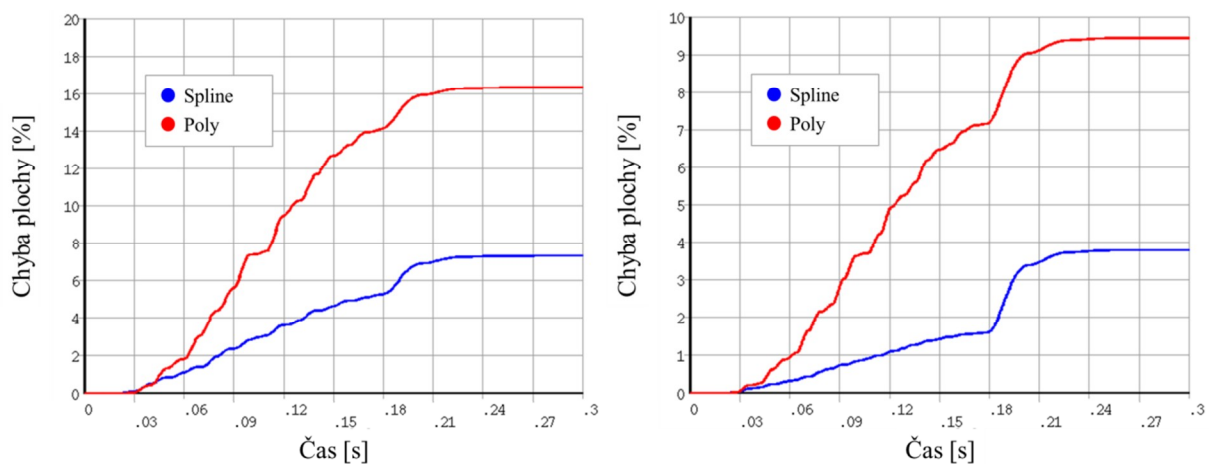
První sledovanou hodnotou ve srovnání byla procentuální chyba absolutní hodnoty rozdílu ploch záznamů vztažená k absolutní hodnotě plochy analytického záznamu:

$$e_{poly} = \frac{\int |u_{poly} - u_{anal}| dt}{\int |u_{anal}| dt} \cdot 100 [\%] \quad \text{nebo} \quad e_{spline} = \frac{\int |u_{spline} - u_{anal}| dt}{\int |u_{anal}| dt} \cdot 100 [\%] \quad (D.2.1)$$

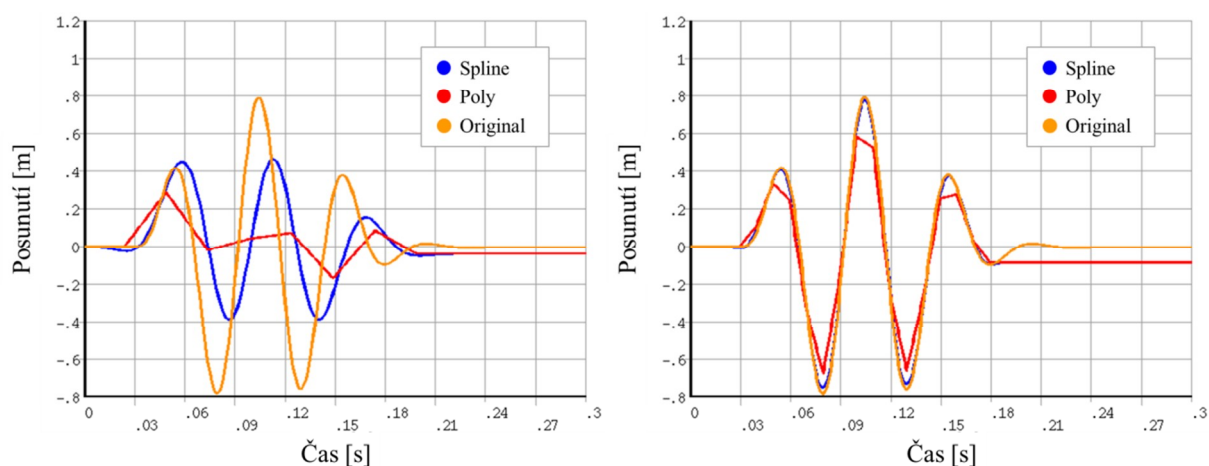
Na grafech obr. D.2.5 a D.2.6 je vynesena kumulace chyby v čase pro záznamy s různým počtem bodů na vlnu. Z obrázků je zřejmé, že při velmi hrubém záznamu (2 až 3 body na vlnu) chyba dosahuje 25 až 100 procent. V tomto případě není významně rozhodující, zda je záznam polygonální nebo vylepšen pomocí splajnů. Naproti tomu při použití 7 a více bodů na vlnu se vylepšený záznam pomocí splajnů dostává pod chybu 3 % a při 20 a více bodů se pod tuto hranici dostává i polygonální záznam.



Obr. D.2.5 Chyba rozdílu integrací záznamů [%], vlevo: 2 body na vlnu, vpravo: 3 body na vlnu



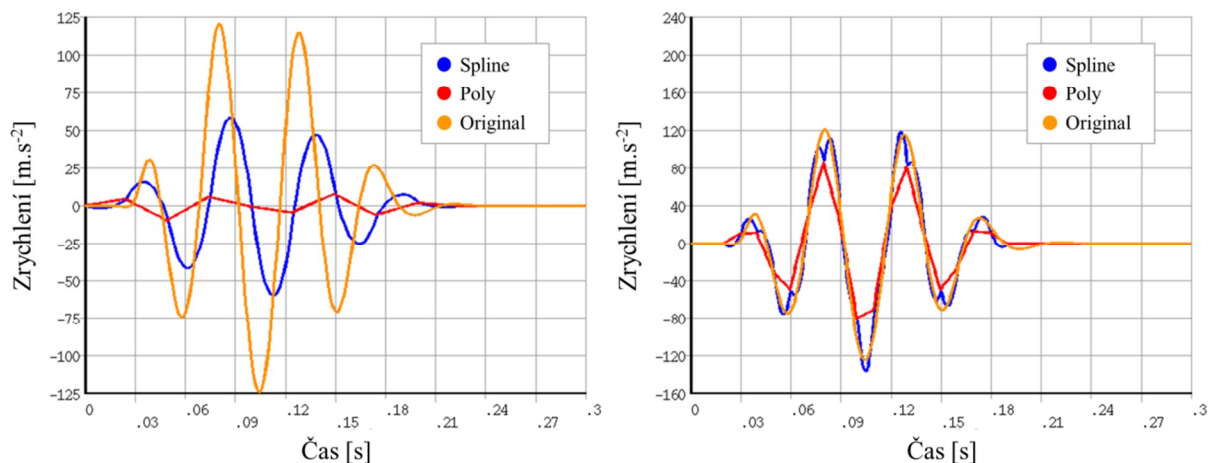
Obr. D.2.6 Chyba rozdílu integrací záznamů [%], vlevo: 5 body na vlnu, vpravo: 7 body na vlnu



Obr. D.2.7 Funkce posunutí (numerická integrace), vlevo: 2 body na vlnu, vpravo: 5 bodů na vlnu

Numerická integrace

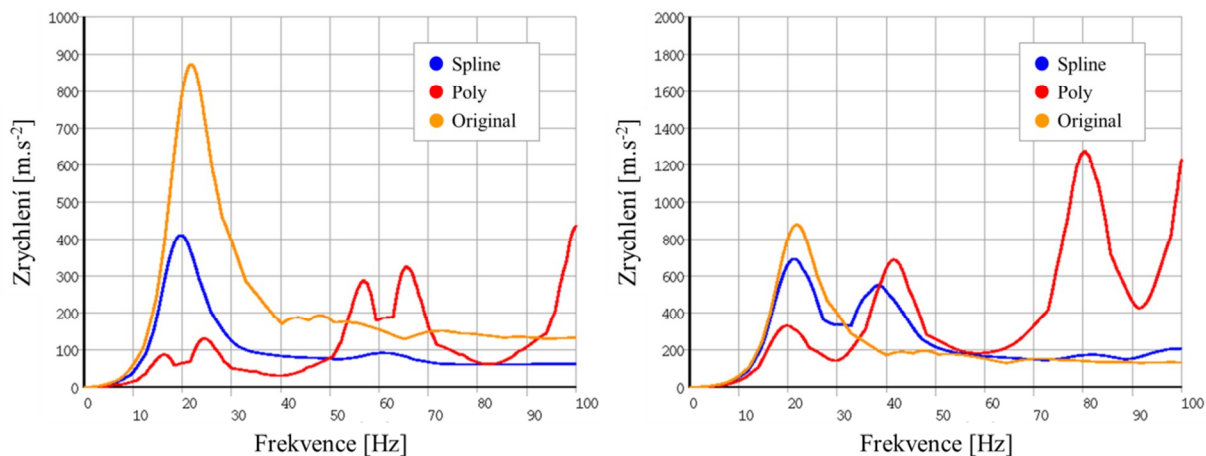
Na obr. D.2.7 je vykreslena v grafech integrace budící funkce a na obr. D.2.8 je vykreslena numerická derivace. Na obrázcích je patrný rozdíl mezi analytickou funkcí a numerickou derivací a integrací polygonální a splajnová funkce.



Obr. D.2.8 Funkce zrychlení (numerická derivace), vlevo: 2 body na vlnu, vpravo: 5 bodů na vlnu

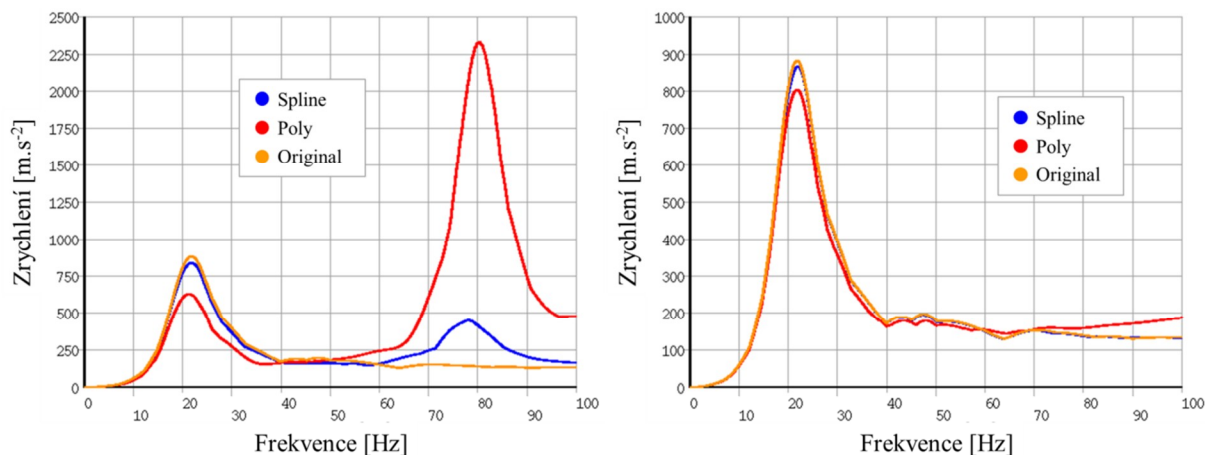
Maximální odezvy záznamů

Dále byla sledována chyba v odezvě při různé vlastní frekvenci výpočtového modelu konstrukce pro frekvenční rozsah 0 až 100 Hz. Výsledná spektra odezvy zrychlení jsou vykreslena na obr. D.2.9 a D.2.10. Spektra byla vyčíslena pomocí funkce *RESP* s hustotou 1000 frekvencí na 1 Hz. Časový krok numerické integrace byl volen totožný, jako je krok u vylepšené funkce pomocí splajnů.



Obr. D.2.9 Spektra odezvy zrychlení (s nulovým tlumením) pro různé zdrojové funkce, vlevo: 2 body na vlnu, vpravo: 3 body na vlnu

Pro uspokojivě přesné hodnoty odezvy v celém frekvenčním spektru od 0 do 5-ti násobku budící frekvence (vlastní frekvence modelu v tomto rozsahu není rozhodující) a při použití polygonální funkce je třeba minimálně 20 bodů na vlnu buzení. Při použití vylepšené funkce kubickými splajny dostačuje 10 bodů na vlnu buzení.



Obr. D.2.10 Spektra odezvy zrychlení (s nulovým tlumením) pro různé zdrojové funkce, vlevo: 5 bodů na vlnu, vpravo: 10 bodů na vlnu

Tab. D.2.1 Srovnání

Budící funkce [bodů/vlna]	Max. rychlost [m/s]		Absolutní plocha dle (D.2.1) [%]		Poměr odezvy při rezonanci zrychlení [%]	
	Spline	Poly	Spline	Poly	Spline	Poly
2	0,5	0,5	87	86	40	25
3	0,7	0,5	27	37	80	40
5	0,9	0,8	7	16	90	70
7	1,0	0,9	4	9	95	80
10	1,0	1,0	3	6	100	90
20	1,0	1,0	2	3	100	95

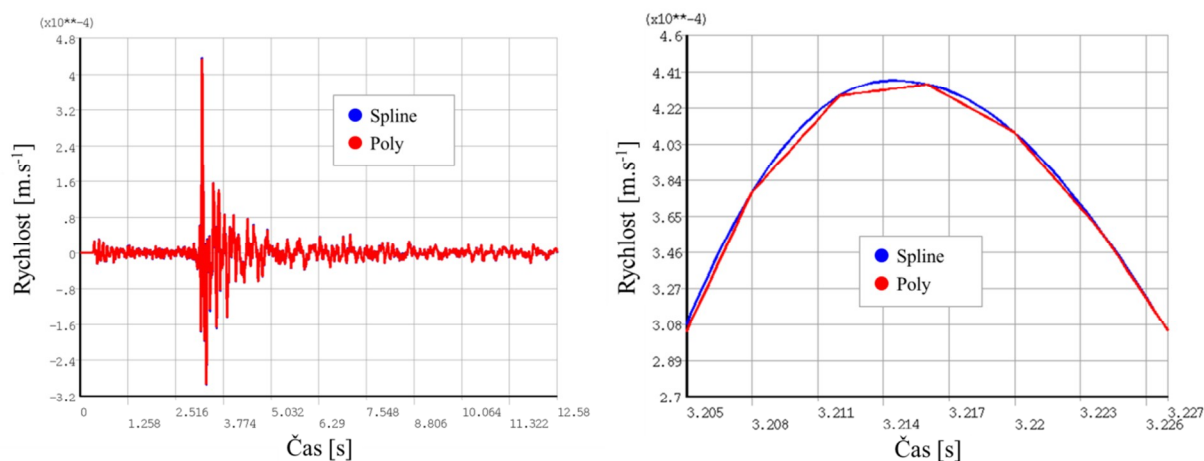
Spline ... interpolace pomocí splajnů
 Poly ... lineární interpolace

Posledním nezmíněným parametrem je vzorkovací frekvence numerické integrace ať jde o řešení Duhamelova integrálu numerickou integrací nebo o numerické řešení v časové oblasti Newmarkovou metodou. Pokud je dodržena podmínka min. 20 bodů na nejvyšší frekvenci zájmu není tato vzorkovací frekvence nijak významná pro výpočet odezvy.

Shrnutí

Bylo ukázáno, že nedostatečná vzorkovací frekvence záznamu seizmického děje může mít zásadní vliv na přesnost výpočtu odezvy modelu konstrukce. Doplněním mezilehlých bodů záznamu např.

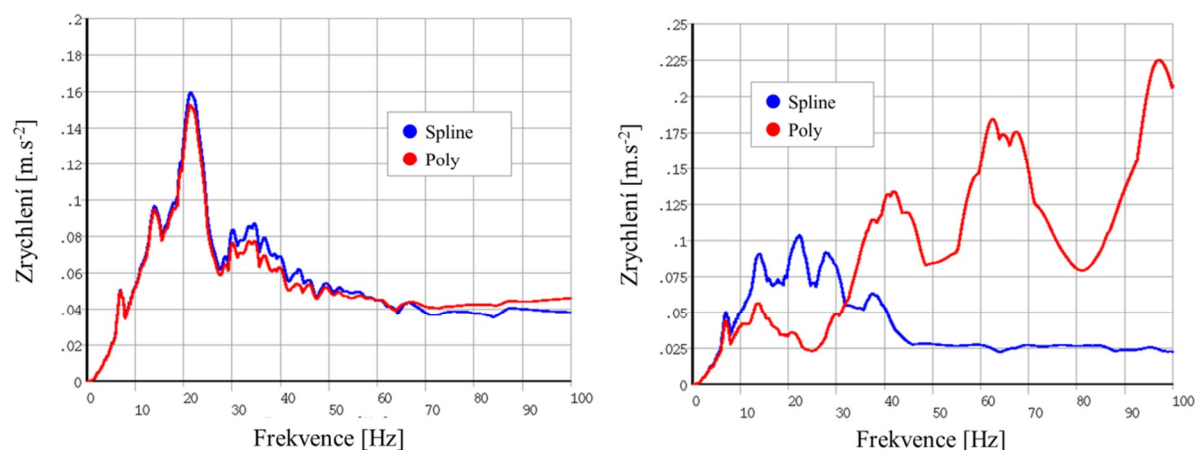
kubickými splajny ve všech případech vylepšilo kvalitu záznamu s ohledem na přesnost odezvy. Pokud však je budící funkce zaznamenána s velmi malou hustotou bodů vzhledem k frekvenci i vylepšený záznam vykazuje velkou chybu při odezvě. Rostoucí tlumení soustavy na velikost chyby maximální odezvy působí příznivě.



Obr. D.2.11 Jeroným, detailní ukázka vyhlazení, vlevo: celý záznam, vpravo: detail v místě maximální rychlosti

D.2.2 Aplikace na reálný seismický záznam

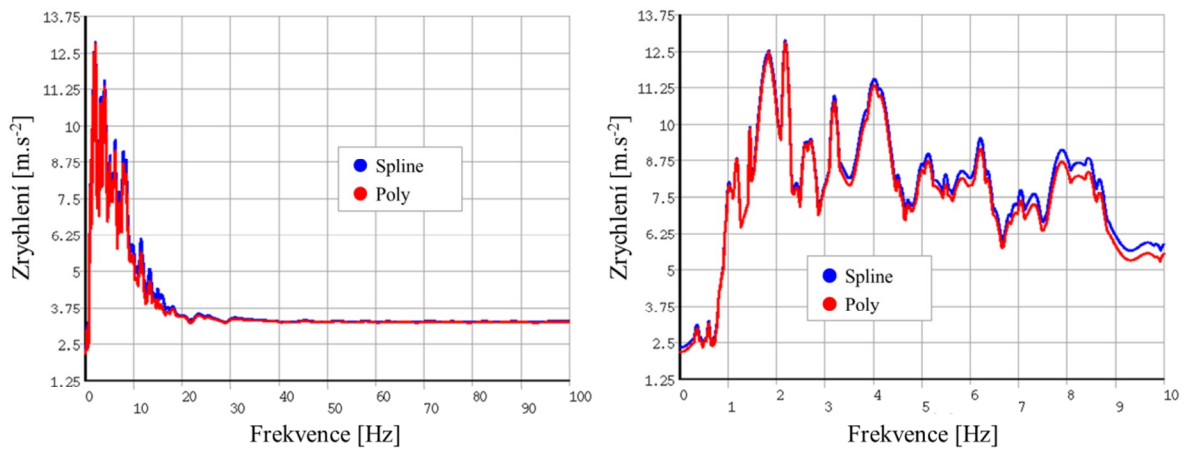
Předešlý postup byl aplikován na záznamech rychlostí děje Jeroným s hustotou vstupního záznamu rychlostí o vzorkovací frekvenci 250 Hz.



Obr. D.2.12 Spektra odezvy pro 2 % tlumení, vlevo: Jeroným 250 Hz, vpravo: Jeroným 50 Hz

Z obr. D.2.11 a D.2.12 vlevo je zřejmé, že použitý záznam je v relativně dobré kvalitě. Ze srovnání detailu (obr. D.2.11 vpravo) původního záznamu (červená křivka) a vylepšeného záznamu interpolací splajny (modrá křivka) je vidět, že vykazuje více jak 10 bodů na jednu vlnu v místě maximální

rychlosti v záznamu. Ze srovnání spekter odezvy zrychlení s tlumením 2 % (obr. D.2.12 vlevo) je vidět relativně dobrá shoda (chyba v odezvě < 10 %), což odpovídá testovacím výpočtům se studijní budící funkcí.



Obr. D.2.13 Spektra odezvy El Centro pro 2 % tlumení, vlevo: oblast 0 až 100 Hz, vpravo: detail na oblast 0 až 10 Hz

Na obr. D.2.12 vpravo jsou grafy spekter odezvy záznamu Jeroným, u kterého byla snížena vzorkovací frekvence na 50 Hz (červená barva). Vstupní funkce byla vzápětí zlepšena kubickými splajny a na ní bylo generováno spektrum (modrá křivka). Zde je vidět výrazné zlepšení, i když celková kvalita spektra odezvy nedosahuje spektru záznamu s původní vzorkovací frekvencí 250 Hz (obr. D.2.12 vlevo).

Druhý příklad aplikace na záznam reálných seizmických dat El Centro, který je zaznamenán se vzorkovací pouze 50 Hz, je na obr. D.2.13 vykresleno srovnání při 2 % tlumení. Chyba v odezvě je menší než 10 %.

D.2.3 Shrnutí

Minimální doporučená použitelná vzorkovací frekvence záznamu pro výpočet odezvy, aniž by byl záznam libovolně upravován (předpokládá se lineární interpolace bodů), na základě předchozích výpočtů je 20-ti násobek budící frekvence obsažená v záznamu. Při zlepšení vzorkovací frekvence dopočítáním mezilehlých bodů pomocí kubických splajnů je dostačující pouze 10-ti násobek.

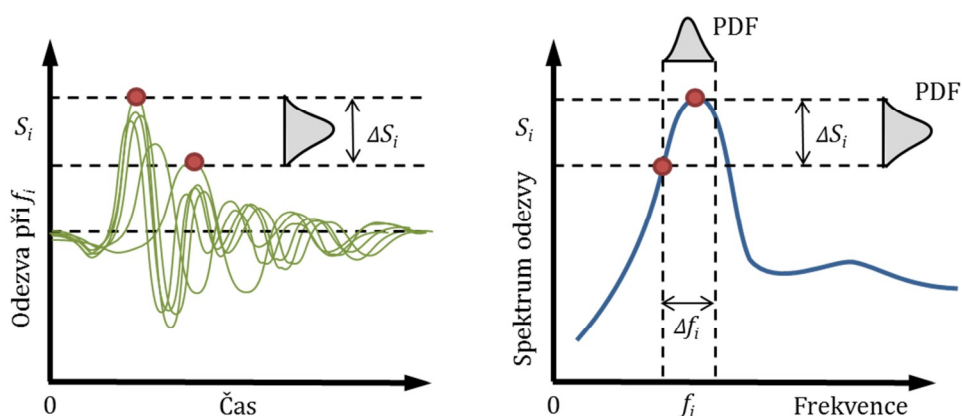
Předchozí poznámky byly vztaženy k teoretickým frekvencím u budící funkce, které však nejsou obecně známy, dokud není provedena nějaká frekvenční analýza (např. Fourierova transformace). Proto v každém případě lze doporučit provedení zlepšení frekvence záznamu. Rozdíl mezi spektry odezvy se zlepšeným a nezlepšeným záznamem ukazuje kvalitu záznamu a vhodnost použití pro výpočet odezvy.

Zlepšení vzorkovací frekvence záznamu pomocí kubických splajnů vždy zpřesnilo výslednou odezvu. U záznamů s velmi špatnou vzorkovací frekvencí vzhledem k budícím frekvencím v záznamu nastává

k výraznému zlepšení, ale i tak chyba zůstává velká. Na opačné straně u velmi kvalitně popsanych záznamů je zlepšení minimální.

D.3 Úprava spekter odezvy

V oblasti matematického modelování dynamického chování stavebních konstrukcí při seizmickém ději je nejčastěji využíván deterministický přístup modelování s využitím metody konečných prvků. Řešení odezvy na nestacionární dynamické zatížení, které je dáno reálným nebo syntetickým záznamem pohybu podloží, je pak vypočteno přímou integrací pohybových rovnic nebo rozkladem do vlastních tvarů kmitů. Tento přístup ale sebou nese jedno závažné úskalí. Malá změna vstupních parametrů výpočtového modelu, může vést k výrazně odlišným výsledkům odezvy. Chování dynamického modelu při seizmickém ději je především závislé na jeho frekvenčních charakteristikách, které se vážou na nevynucené kmitání. Tedy zdánlivě deterministicky zvolené vstupní parametry ne vždy musí vést ke konzervativním výsledkům.



Obr. D.3.1 Diference spektrální hodnoty vlivem změny frekvence modelu

D.3.1 Nejistoty v modelování dynamického chování

Příkladem je uveden výpočtový model s dominantní vlastní frekvencí, která leží ve frekvenčním intervalu (viz. obr. D.3.1). Frekvenční interval Δf_i je dán nejistotami matematického modelu jednotlivých konstrukcí objektu a podloží. Pak interval spektrálních hodnot ΔS_i ve spektru odezvy nějakého seizmického děje může mít nezanedbatelně široké hranice a velikost výsledné odezvy může ležet náhodně v oblasti.

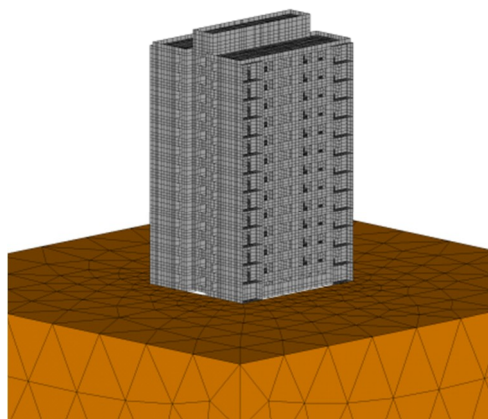
D.3.2 Praviděpodobnostní přístup úpravy

Je popsán deterministický výpočet dynamické odezvy pomocí rozkladu do vlastních tvarů kmitů a využití lineárních spekter odezvy, která jsou pravděpodobnostně upravována tak, že zahrnují chybu

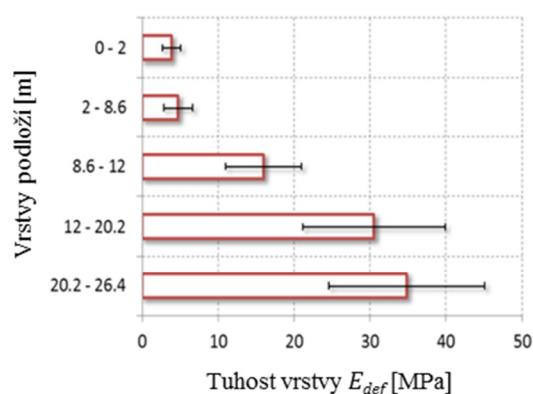
výpočtového modelu. K úpravě spekter odezvy je třeba určit jaké pravděpodobnostní rozdělení má vlastní frekvence modelu.

Příklad pravděpodobnostního rozdělení vlastní frekvence objektu

Pravděpodobnostní rozdělení vlastní frekvence je vázána vždy na konkrétní matematický model konstrukce. Detailnost modelování, typ konečných prvků, typ modelu podloží, materiálové modely a další parametry modelu rozhodují o tom, jaký bude rozptyl vlastní frekvence modelu.



Obr. D.3.2 Pohled na FEM model konstrukce



Obr. D.3.3 Modul pružnosti podloží

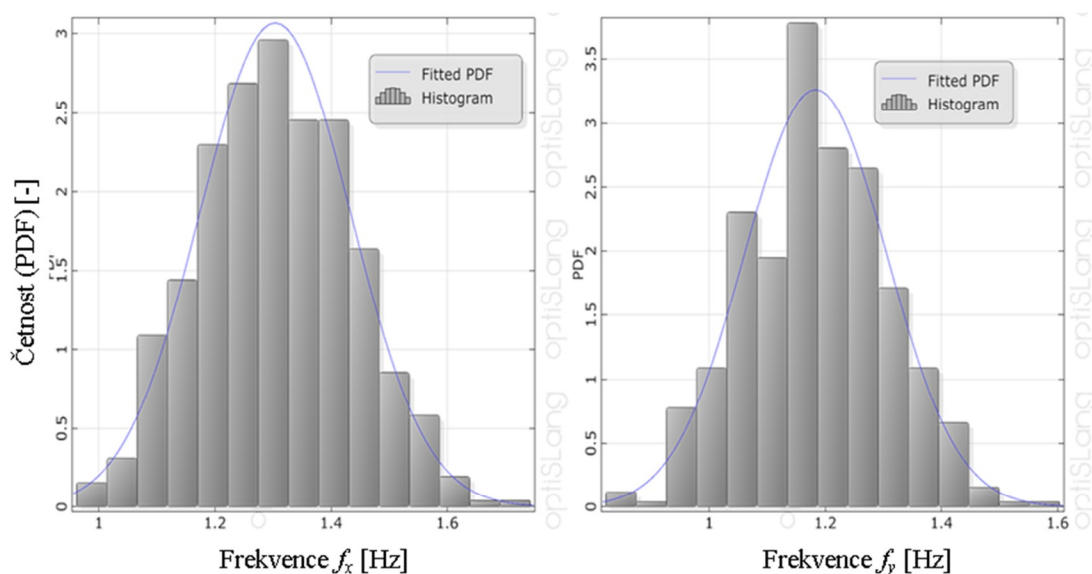
Na ověření pravděpodobnostního rozdělení (*Probability Distribution Function* – PDF) byla zvolena konstrukce 13-ti podlažního panelového domu. K výpočtu dynamické odezvy byl sestaven detailní prostorový model z objemových a skořepinových konečných prvků (obr. D.3.2).

Výpočtový model byl parametrizován. Z citlivostní studie výpočtu vlastních frekvencí výpočtového modelu [26] byly určeny pouze nejvýznamnější parametry ovlivňující rozptyl dominantní vlastní frekvence kmitání. Velká pozornost byla věnována tuhosti modelu podloží, který byl modelován FE diskretizací oblasti zjednodušeně nehmotných objemových konečných prvků. Pravděpodobnostní rozdělení hodnoty modulu pružnosti konečných prvků zeminy byl stanoven na základě výsledků penetrační zkoušky in-situ [76] v lokalitě Klobouky u Brna (zeminy F6, F8). Hodnoty statických průměrů deformačních modulů pružnosti v závislosti na hloubce jsou vykresleny v grafu na obr. D.3.3, černými čarami je vynesena směrodatná odchylka. Variační koeficient modulu pružnosti jednotlivých vrstev se pohybuje kolem 30 %. Pro výpočet odezvy byly statické moduly pružnosti proporcionálně zvětšeny tak, aby odpovídaly dynamickému chování zeminy viz. [35].

Tab. D.3.1 Vstupní parametry

Veličina	PDF	Parametry			Limity	
		Střední hodnota	Směrod. odchylka	Variační koef.	Min.	Max.
E_{def} (0 až 2 m) [MPa]	Beta	3,866	1,198	0,310	0,01	-
E_{def} (2 až 8,6 m) [MPa]	Beta	4,739	1,905	0,402	0,01	-
E_{def} (8,6 až 12 m) [MPa]	Beta	15,985	4,971	0,311	0,01	-
E_{def} (12 až 20,2 m) [MPa]	Beta	30,546	9,378	0,307	0,01	-
E_{def} (20,2 až 26,4 m) [MPa]	Beta	34,833	10,241	0,294	0,01	-
ν vrstvy 0 až 2 m [-]	Beta	0,359	0,0373	0,104	0,01	0,49
ν vrstvy 2 až 8,6 m [-]	Beta	0,343	0,0295	0,086	0,01	0,49
ν vrstvy 8,6 až 12 m [-]	Beta	0,353	0,0392	0,111	0,01	0,49
ν vrstvy 12 až 20,2 m [-]	Beta	0,319	0,0380	0,119	0,01	0,49
ν vrstvy 20,2 až 26,4 m [-]	Beta	0,284	0,0204	0,072	0,01	0,49
ρ betonu [kg.m ⁻³]	Normal	2300	80	0,033	-	-
Přídavná hmota podlaží [kg.m ⁻²]	Log-norm.	80	40	0,500	-	-

E_{def} ... deformační modul pružnosti,
 ν ... poissonova konstanta,
 ρ ... objemová hmotnost.



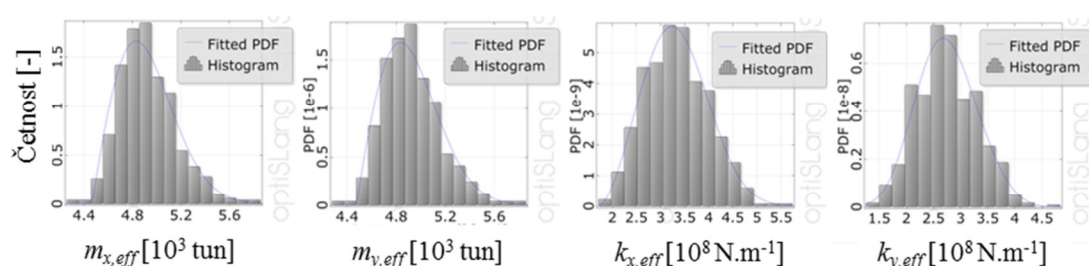
Obr. D.3.4 Četnost dominantní vlastní frekvence numerického modelu f_x a f_y

Dalšími nejvýznamnějšími parametry modelu předchozí citlivostní studie [26] je hmotnost objektu, která byla zohledněna změnou objemové hmotnosti betonu ρ , který zahrnuje variabilitu celkové hmotnosti objektu včetně nemodelovaných nenosných konstrukcí. Přídavná hmota podlaží vychází z užitého zatížení objektu a může být často velmi variabilní a nejistá během životnosti budovy.

Výpočet pravděpodobnostního rozdělení vlastní frekvence parametrického modelu byl proveden kombinací programu ANSYS [108], ve kterém bylo provedeno řešení vlastních frekvencí a programu

optiSlang [112], ve kterém bylo vygenerováno 500 sad vstupních parametrů (viz. tab. D.3.1) dle metody LHS (*Latin Hypercube Sampling*) a následně provedeny statistické operace se získanými výstupními parametry. Sledovány byly dominantní horizontální vlastní frekvence f_x a f_y modelu a k nim příslušné vlastní tvary kmitů. Vlastní tvary byly charakterizovány efektivní kmitající hmotou $m_{eff,x}$ a $m_{eff,y}$, která je vyčíslena na základě tvarů kmitů a rozložení hmotnosti modelu (C.9.30). Dále byly dopočítány odpovídající efektivní tuhosti $k_{eff,x}$ a $k_{eff,y}$ vyjádřením ze vztahu (D.3.1).

Výsledkem stochastické analýzy byla statistická četnost dominantní vlastní frekvence ve směru x odpovídající podélnému směru orientace objektu a frekvence ve směru y odpovídající příčnému směru. Výsledný variační koeficient vlastních frekvencí se pohyboval okolo 10 %. Variační koeficient efektivní kmitající hmoty se pohyboval kolem 4,8 % a efektivní tuhosti kolem 19,5 %.



Obr. D.3.5 Četnost efektivní kmitající hmoty $m_{eff,x}$, $m_{eff,y}$ a odpovídající tuhosti $k_{eff,x}$ a $k_{eff,y}$

Úprava spekter odezvy

Zavedeme-li předpoklad, že jsou známy:

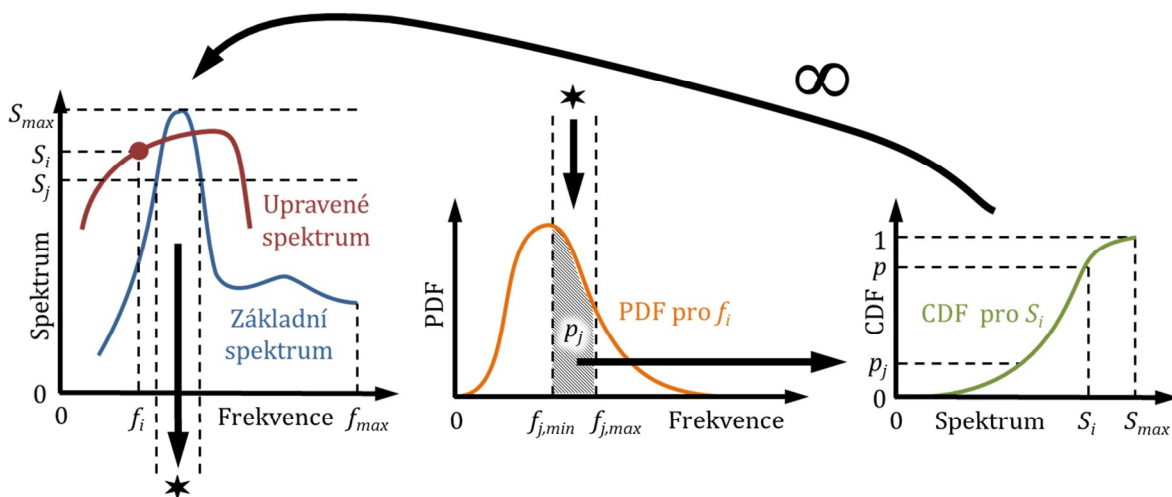
- lineární spektrum odezvy generované z konkrétního seizmického záznamu pohybu podloží,
- pravděpodobnostní rozdělení jednotlivých vlastních frekvencí,
- poloha vlastní frekvence modelu v pravděpodobnostní funkci (průměr, kvantil ...),
- požadovaná pravděpodobnost, že nedojde k překročení spektrální hodnoty vlivem chyby modelu.

Provedeme úpravu spekter odezvy postupem:

1. volba frekvence f_i ,
2. sestavení pravděpodobnostní funkce pro frekvenci f_i ,
3. opakování sady kroků 3a až 3c pro spektrální hodnoty S_j v intervalu 0 až S_{max} :
 - a. určení frekvenční oblasti (příp. oblastí), ve které spektrální hodnoty překračují hodnotu S_j ,
 - b. výpočet plochy p_j pod pravděpodobnostní funkcí frekvence f_i ,
 - c. vynesení bodu $[S_j; p_j]$ do distribuční funkce překročení spektrální hodnoty S_i ,
4. odečtení hodnoty S_i pro danou pravděpodobnost překročení p z distribuční funkce,
5. vynesení bodu $[S_i; f_i]$ do upraveného spektra odezvy,

6. zpět na krok 1. a volba další frekvence.

Při nekonečném počtu frekvencí f_i je výsledkem spojitá funkce upraveného spektra odezvy. Takto upravené spektrum odezvy pak zajišťuje, že při známém pravděpodobnostním rozdělení vlastních frekvencí modelu nedojde k překročení spektrální hodnoty s danou pravděpodobností.



Obr. D.3.6 Postup úpravy spekter odezvy na základě pravděpodobnosti překročení

Změna odezvy vlivem změny frekvence

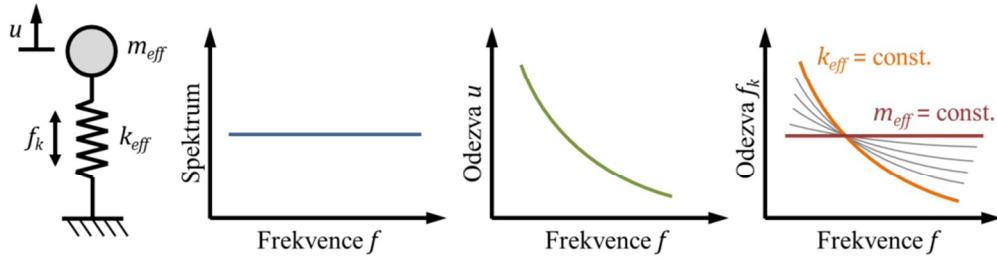
Připustíme-li, že vlastní frekvence není vyčíslena dokonale přesně a skutečná konstrukce kmitá na trochu jiné frekvenci, pak vlastní frekvence:

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{eff,i}}{m_{eff,i}}} \quad (D.3.1)$$

je závislá na efektivní kmitající hmotě $m_{eff,i}$ a příslušící tuhosti $k_{eff,i}$. Za předpokladu konstantního spektra zrychlení (tzn. odezvy není frekvenčně závislá) při změně efektivní kmitající hmotnosti a tuhosti modelu (reprezentováno jednodupňovou soustavou viz. obr. D.3.7) dochází ke změně odezvy. Rozdíl ale bude v tom, zda je sledována maximální odezva ve vnitřních silách (červená, oranžová křivka) nebo v posunutích (zelená křivka). Tyto předpoklady vychází přímo z řešení metodou pomocí spekter odezvy. Lze tedy jednoduše odvodit závislost mezi změnou vlastní frekvence a změnou odezvy u a vnitřní síly f_k :

$$\frac{u_{mod}}{u_{det}} = \left(\frac{f_{det}}{f_{mod}}\right)^2, \frac{f_{k,mod}}{f_{k,det}} = \left\langle \left(\frac{f_{det}}{f_{mod}}\right)^2; \mathbf{1} \right\rangle = \left(\frac{f_{det}}{f_{mod}}\right)^e, \text{ kde } e = \langle \mathbf{2}; \mathbf{0} \rangle. \quad (D.3.2)$$

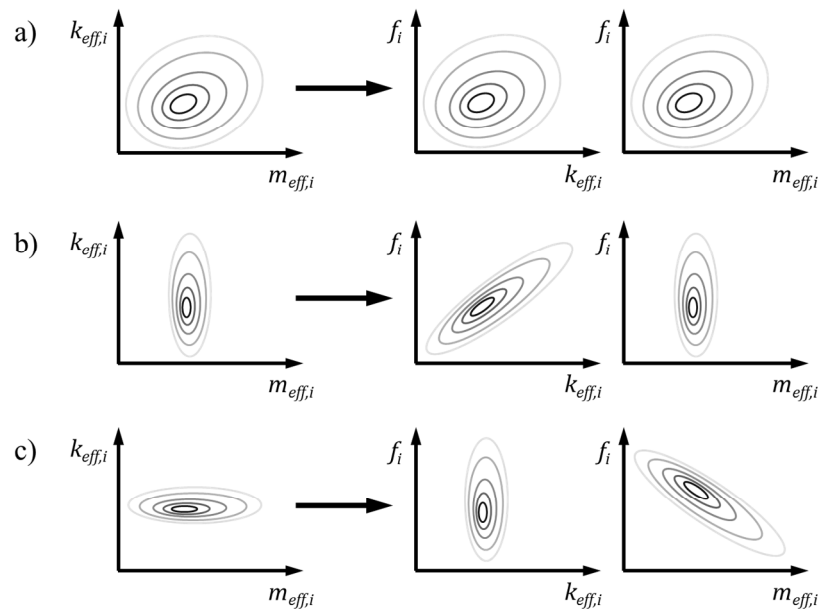
Index *det* označuje hodnoty vypočítané na základě deterministického výpočtu, index *mod* označuje hodnoty skutečné, které nejsou známy, ale přísluší pravděpodobnostnímu rozdělení. Například při poklesu frekvence o 10 % nastane zvětšení odezvy v posunutích o 21 % a ke změně odezvy ve vnitřních silách na intervalu 0 až 21 % (viz. červená až oranžová křivka na obr. D.3.7).



Obr. D.3.7 Změna odezvy vlivem změny frekvence a změny parametrů modelu

Statistická závislost vlastní frekvence

Volba exponentu e v (D.3.2) je závislá na hustotě četnosti a statistické závislosti vlastních frekvencí f_i a příslušící efektivní kmitající hmotě $m_{eff,i}$ a tuhosti $k_{eff,i}$ pro i -tý daný tvar kmitu (obr. D.3.8a). Limitní odezvy ve vnitřních silách f_k na obr. D.3.7 červená a oranžová křivka jsou dány malým rozptylem tuhosti (obr. D.3.8b) nebo malým rozptylem hmotnosti (obr. D.3.8c). Exponent e se blíží hodnotě 2, pokud $k_{eff,i}$ má několikrát menší variabilitu než $m_{eff,i}$. V opačném případě poměrů variability se hodnota e blíží 0.

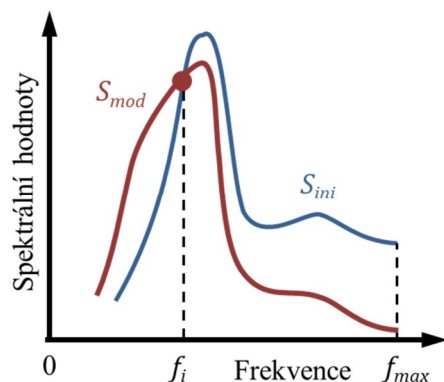


Obr. D.3.8 Hustota četnosti - statistická závislost f_i , $k_{eff,i}$, $m_{eff,i}$

Pravděpodobnostní úprava spekter odezvy, při zahrnutí změny velikosti odezvy, zůstává dle předchozího postupu s tím rozdílem, že pro každou frekvenci f_i je spektrum pozměněno, tedy pro výpočet oblasti překročení (bod 3a) je místo původního spektra $S_{ini}(f)$ užito spektrum:

$$S_{mod,i}(f) = \left(\frac{f_i}{f}\right)^e \cdot S_{ini}(f). \quad (D.3.3)$$

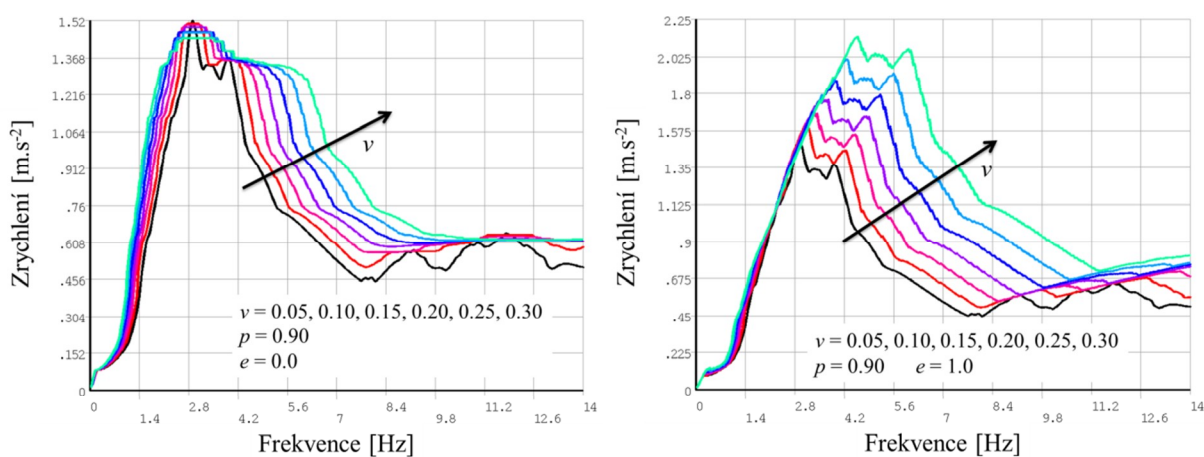
Pravděpodobnost překročení počítána s tímto upraveným spektrem více upřednostňuje spektrální hodnoty s nižší frekvencí, které jsou zvětšeny, a potlačuje spektrální hodnoty s vyšší frekvencí, které jsou sníženy. Tím je výsledné spektrum automaticky nakloněno.



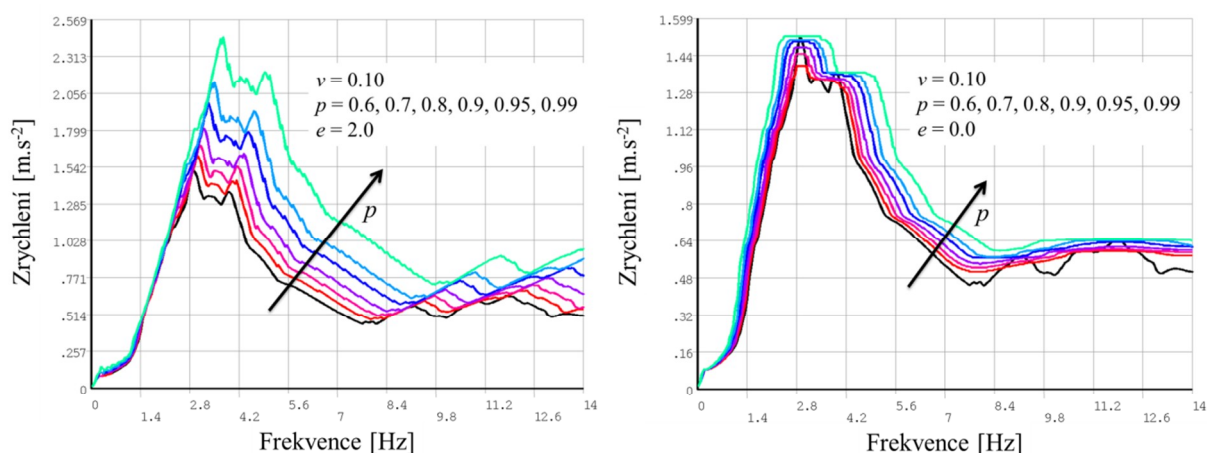
Obr. D.3.9 Zohlednění změny parametrů modelu při změně frekvence

Upravená spektra odezvy

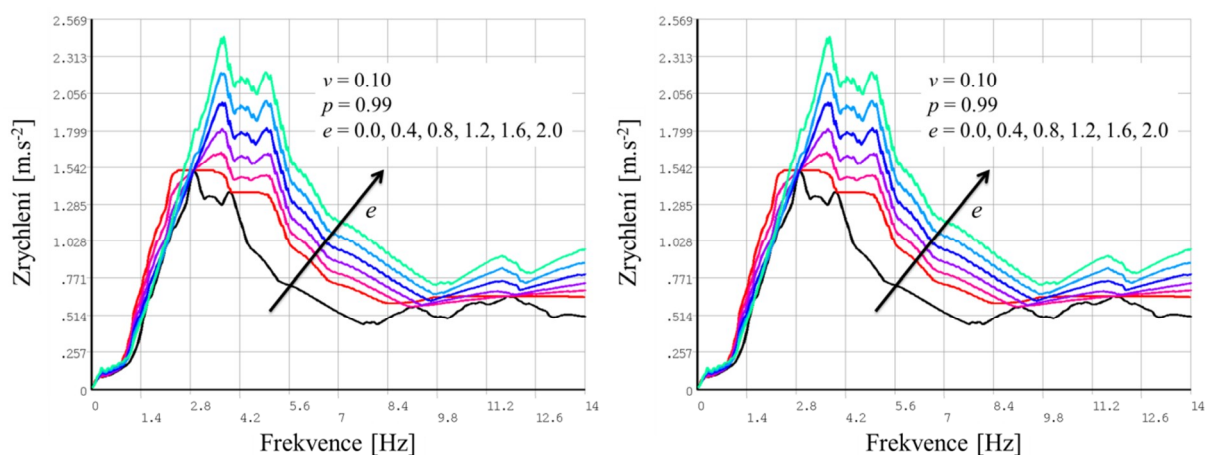
Na obr. D.3.10 až D.3.12 jsou vykresleny výsledná upravená spektra odezvy v závislosti na vstupních parametrech. Černou křivkou je vykresleno vstupní neupravené spektrum odezvy. Parametr p udává pravděpodobnost nepřekročení, e je koeficient změny odezvy vlivem změny frekvence viz. (D.3.2) a (D.3.3). U všech frekvencí se předpokládá normální rozdělení se střední hodnotou odpovídající frekvenci f_i a variačním koeficientem v .



Obr. D.3.10 Vliv změny variačního koeficientu rozdělení v



Obr. D.3.11 Vliv změny pravděpodobnosti nepřekročení p



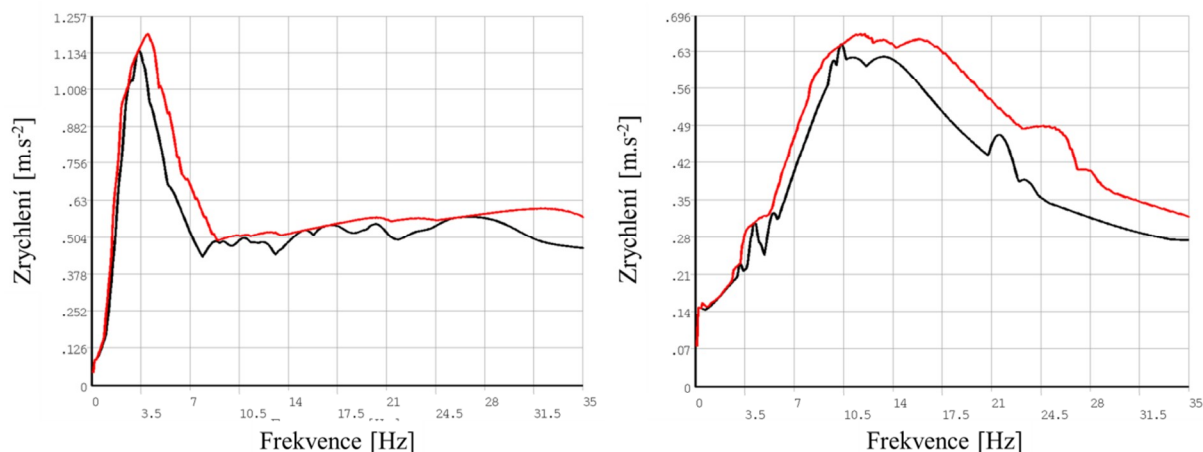
Obr. D.3.12 Vliv změny exponentu změny odezvy e

Výsledné spektrum odezvy

Na obr. D.3.13 jsou červenou barvou vykreslena upravená spektra odezvy jevu Darkov odpovídající vlastnostem modelu panelového domu (variační koeficient: $v = 0,10$; koeficient vlivu změny odezvy: $e = 0,30$) a zvolené pravděpodobnosti nepřekročení 95 %.

D.3.3 Shrnutí

Uveden byl způsob úpravy spekter odezvy komplexněji vztažen k řešenému dynamickému modelu oproti standartně užívanému způsobu úpravy rozšířením spektrálních hodnot (podrobněji viz. kap. A.5). Z výsledných upravených spekter odezvy uvedeným pravděpodobnostním přístupem je zřejmý rozdíl v závislosti na pravděpodobnostních parametrech modelu. Snadno programovatelný algoritmus automaticky upravuje ostře různorodé generované spektrum odezvy na hladké spektrum s přesně definovanými parametry.



Obr. D.3.13 Generované a upravené spektrum odezvy, vlevo horizontální směr, vpravo: vertikální směr

Rozsah použití je omezen na aplikaci upravených spekter u výpočtu odezvy modelů, které mají dominantní menší počet vlastních frekvencí se známým (odhadnutelným) pravděpodobnostním rozdělením vlastní frekvence. V případě modelů, u kterých je celková odezva řešená dle RSA složená ze spousty dominantních vlastních tvarů kmitů s výrazně rozdílným pravděpodobnostním rozdělením frekvence, je nutné pro každý tvar odezvy použít rozdílné spektrum, které bude sestaveno přímo pro pravděpodobnostní rozdělení konkrétní frekvence. Tato komplikace pravděpodobně povede k upřednostnění stochastického výpočtu dynamické odezvy, čímž se ale výrazně navýší strojový čas potřebný na řešení velkého počtu simulací.

D.4 Syntetické akcelerogramy

V této práci byl zvolen přístup, který se opírá o vytvoření analytické funkce, jejichž spektrum lineární odezvy odpovídá předem zvolenému spektru. V podstatě se jedná o zpětnou transformaci lineárního spektra odezvy na akcelerogram. Vzhledem k tomu, že spektrum odezvy neobsahuje informace jako např. o délce časové děje; vývoj amplitud jednotlivých frekvencí; celková energie záznamu; časy, kdy bylo dosaženo absolutního maxima; atd., není transformace jednoznačná.

Očekává se obecné využití v oblasti navrhování stavebních konstrukcí:

- ověření předpokladů ve spektrální analýze (RSA),
- řešení složitých nelineárních úloh, kde nelze využít RSA,
- řešení úloh s obecně definovaným tlumením (v RSA se předpokládá Rayleighův model tlumení),
- výpočet podlažních spekter odezvy,
- experimentální ověřování (vibrační zkušební stoly, ...).

Realizovaná aplikace syntetických akcelerogramů na základě uvedeného algoritmu:

- A. syntetické akcelerogramy na základě návrhových spekter odezvy dle EC8 [86] užitá pro buzení experimentu modelového domu (viz. kap. D.5),
- B. syntetické akcelerogramy na základě podlažních spekter odezvy sestavených pro objekty elektrárny Mochovce pro nelineární výpočet uložení kompenzátoru (řešení provedla společnost Ústav aplikované mechaniky Brno, s.r.o, výsledky výpočtu nejsou volně publikovány)

Aby záznamy co nejlépe reprezentovaly seizmický pohyb podzákladí nebo určitého podlaží, je třeba splnit určité parametry:

- a) spojitost výsledné funkce,
- b) náhodnost,
- c) nestacionarita,
- d) kmitání kolem výchozí nulové pozice (minimální koncové posunutí, předpokládá se, že systém, ve kterém dochází ke kmitání, se chová téměř lineárně)
- e) časový průběh odpovídající seizmickému pohybu: příchod P-vln, příchod S-vln, příchod LR-vln, doznění [47], [83].
- f) frekvenční rozsah buzení odpovídající zemětřesení,
- g) celková energie.

Představený algoritmus nesplňuje požadavek bodu e), který je plánován zahrnout v rámci dalšího výzkumu.

Algoritmy byly programovány ve skriptovacím jazyce APDL [108] v rámci programu ANSYS.

D.4.1 Základní předpoklad

Seizmický pohyb poddajného poloprostoru zemské kůry je možné matematicky popsat diferenciální rovnicí např. v případě diskretizace kontinua viz. základní diferenciální rovnice (C.1.1). Při zavedení velmi zjednodušujícího předpokladu linearity závislosti napjatosti na deformaci ve všech bodech poloprostoru, bylo by řešení pohybu při seizmické události (při známém silovém či deformačním zatížení v místě epicentra) možné provést metodikou rozkladem do vlastních tvarů kmitů (viz. kap. C.4). Pak pohyb každého bodu soustavy je popsán součtem (C.4.1), kde časové funkce y_i , \dot{y}_i , \ddot{y}_i by mohly být řešeny např. analyticky pomocí duhamelova integrálu viz. (C.7.1). Odezva v každém bodě je pak složena z integrace odezev vlastních tvarů kmitů na jednotkové impulsy síly. Tyto odezvy jsou popsány sinusovou funkcí s proměnnou amplitudou vlivem tlumení. Při předpokladu, že buzení je krátkodobé a časově předchází kmitavý projev ve vyšetřovaném bodě, pak odezva v tomto bodě je složena výhradně ze součtu harmonických funkcí s proměnnou amplitudou v čase a s různým fázovým posunem. Základní předpoklad užití harmonické vícesložkové funkce s proměnnými amplitudami v čase je v souladu s [50]. Pak hledaná vícesložková harmonická funkce má tvar:

$$a(t) = f_a(t) \sum_k c_k \cos(k\omega t - \varphi_k) \quad (\text{D.4.1})$$

nebo při nepravidelné volbě frekvencí:

$$a(t) = f_a(t) \sum_k c_k \cos(\omega_k t - \varphi_k) \quad (\text{D.4.2})$$

kde $f_a(t)$ je váhová funkce, která dává tvar akceleroogramů v čase. Fáze φ_k se osvědčila volit náhodně viz. [26], což je v souladu s [50]. Neznámé jsou pak amplitudy c_k .

Základní myšlenka volby vícesložkové harmonické funkce a změna amplitud v čase byla převzata z [50]. Změna amplitud v závislosti na čase $f_a(t)$ byla uvažována dvojího typu:

- funkce známá jako log-normální rozdělení s parametry μ a σ ,
- polygonální funkce ve tvaru lichoběžníku vyhlazená pomocí MLS (lokální regrese).

Tvar funkce $f_a(t)$ by měl zajistit, aby počet kmitů o velké intenzitě odpovídal počtu reálného zemětřesení, nebo např. bylo dosaženo požadované Arias intensity (D.1.1). Toto je ale problematické, protože ve většině případů bude syntetický akceleroogram generován na „nereálné“ spektrum odezvy (rozšířené, vyhlazené, ...). Z konzervativního hlediska jsou častěji používány syntetické akceleroogramy, které kmitají relativně dlouhý čas přibližně na úrovni PGA.

D.4.2 Hledání amplitud harmonické funkce

Jsou použity 4 přístupy (postupy) změny amplitudy na základě:

- 1) lokálního rozdílu spekter,
- 2) přírůstku spektra při jednotkové změně amplitudy,
- 3) váženého průměru rozdílu spektra,
- 4) kombinace 1) a 3) postupu.

Přístup 1) je obdobný jako popsany např. v [50] a publikovaný [12]. Přístup úpravy 2) až 4) jsou vlastní postupy, které jsou zaměřeny na nedostatky postupu 1).

1) Lokální rozdíl spekter

Amplitudy c_k odpovídající frekvencím ω_k jsou měněny podle poměru spektrálních hodnot zdrojového spektra ku hodnotám v i -té iteraci:

$$c_{k,i+1} = \frac{S_{a,0}(k)}{S_{a,i}(k)} c_{k,i} \quad (\text{D.4.3})$$

kde:

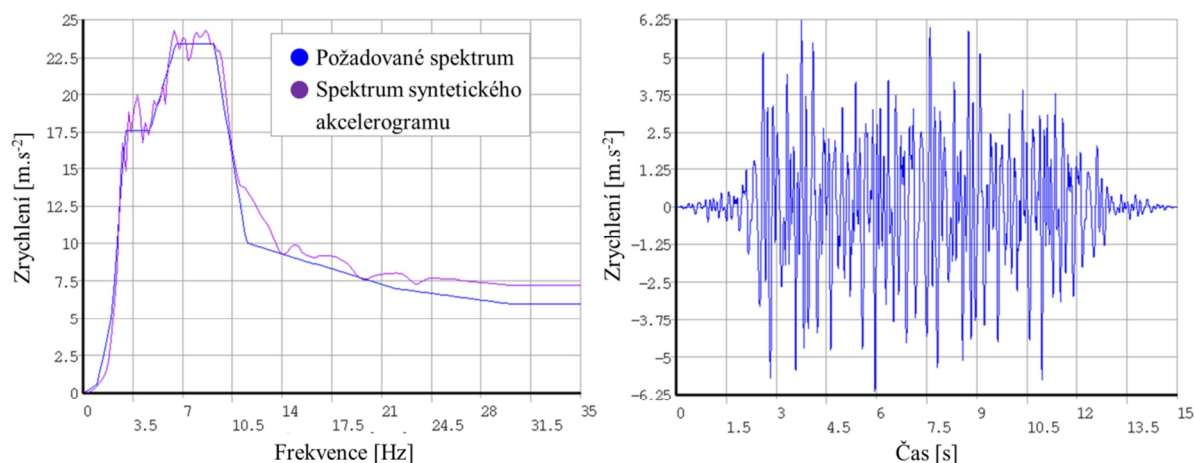
k ... pořadové číslo frekvence,

$S_{a,0}(\mathbf{k})$... požadovaná funkce spektra odezvy,

$S_{a,i}(k)$... aktuální funkce spektra odezvy v i -té iteraci,

$c_{k,i}$... amplituda harmonické složky s úhlovou frekvencí ω_k , pro iteraci i .

Během prvních iterací spektrum velmi rychle konverguje ke zdrojovému spektru nezávisle na zvolených počátečních amplitudách $c_{k,0} \neq \mathbf{0}$. Konvergence následně výrazně zpomaluje. Problém je především s hodnotami v oblasti f_{ZPA} , amplitudy jsou v této oblasti téměř nulové, ale přesto aktuální spektrum je o dost větší než zdrojové. Při větším počtu iterací (kolem 20-ti) se amplitudy ještě více roztřepí a tím většinou ještě více pokazí spektrální hodnoty v oblasti f_{ZPA} . Celý problém spočívá, že se mění amplitudy jen lokálně. Zvětšení celé jedné amplitudy u nízké frekvence může ovlivnit růst spektra v oblasti f_{ZPA} . Postup nezohledňuje, že změna jedné amplitudy ovlivňuje celé spektrum.



Obr. D.4.1 Srovnání spekter odezvy $S_{a,i}$ a $S_{a,0}$, výsledný akcelerogram

2) Přírůstek spektra při jednotkové změně amplitudy

Vychází z předpokladu vyčíslení změny amplitudy na základě změn spektra při jednotkové změně amplitud. Základní postup:

$$\Delta \mathbf{s}_i = \mathbf{s}_i - \mathbf{s}_0 \quad (\text{D.4.4})$$

$$\Delta \mathbf{c}_i = \mathbf{S}^T \Delta \mathbf{s}_i \quad (\text{D.4.5})$$

$$\mathbf{c}_{i+1} = \mathbf{c}_i + \Delta \mathbf{c}_i \quad (\text{D.4.6})$$

$$\mathbf{c}_{i+1} \Rightarrow \mathbf{s}_{i+1} \quad (\text{D.4.7})$$

kde:

\mathbf{s}_0 ... vektor obsahující hodnoty $S_{a,0}(\mathbf{k})$, tedy spektrum odezvy požadované,

\mathbf{s}_i ... vektor obsahující hodnoty $S_{a,i}(k)$, tedy spektrum odezvy v i-té iteraci.

$\Delta \mathbf{s}_i$... vektor rozdílu zdrojového a aktuálního spektra odezvy i-té iterace,

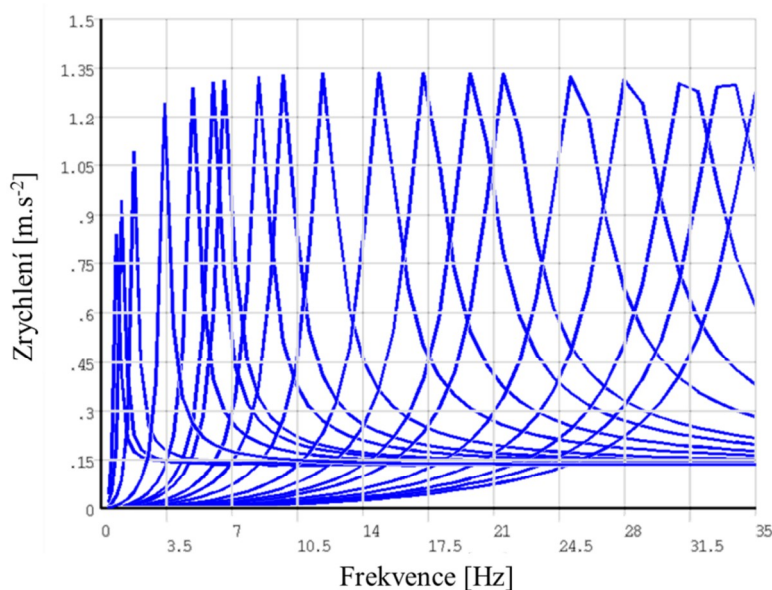
\mathbf{S} ... čtvercová matice jednotkových odezev,

\mathbf{c}_i ... vektor obsahující hodnoty $c_{k,i}$,

$\Delta \mathbf{c}_i$... vektor přírůstku amplitudy i-té iterace.

Postup spočívá ve vyřešení soustavy lineárních rovnic (počet rovnic se rovná počtu frekvencí ve spektru a tedy počtu amplitud akcelrogramu), kdy se hledají takové přírůstky amplitudy $\Delta \mathbf{c}_i$, aby odpovídaly aktuálnímu rozdílu (chybě) spekter $\Delta \mathbf{s}_i$ dle (D.4.4).

Nejnáročnější je vyčíslení matice \mathbf{S} . Sloupce matice jsou odezvy na jednosložkovou harmonickou funkci s jednotkovou amplitudou, délka funkce a váha je stejná jak u základního akcelrogramu, každý sloupec odpovídá frekvenci spektra. Sestavení spočívá v několikanásobném vyčíslení spektra odezvy na jednosložkovou harmonickou funkci s různou frekvencí a jednotkovou amplitudou a jednotlivá spektra odezvy se sloupcově skládají do matice. Matice má pak diagonále největší hodnoty, s rostoucí vzdáleností od diagonály hodnoty klesají. Dolní trojúhelníková matice se pak blíží hodnotám a_{ZPA} , horní trojúhelníková matice se blíží 0.



Obr. D.4.2 Ukázka sloupců matice \mathbf{S} (sloupce jsou vykresleny přes sebe)

Postup velmi rychle konverguje v případě malého počtu frekvencí ($k < 20$). Měněny jsou amplitudy v celé frekvenční oblasti spektra, postup vylepšil konvergenci i u spektrálních hodnot na úrovni f_{ZPA} .

3) Vážený průměr rozdílu spektra

Podobný jako první postup. Modifikace spočívá v tom, že amplituda je upravena na základě rozdílu (chyby) celého spektra s užitím matice \mathbf{S} z předešlého přístupu:

$$\Delta \mathbf{s}_i = \mathbf{s}_i - \mathbf{s}_0 \quad (\text{D.4.8})$$

$$\Delta \bar{\mathbf{s}}_i = \mathbf{S}_{vah}^T \Delta \mathbf{s}_i \quad (\text{D.4.9})$$

$$c_{k,i+1} = \frac{s_{a,0}(k) + \Delta \bar{s}_i(k)}{s_{a,0}(k)} c_{k,i} \quad (\text{D.4.10})$$

$$\mathbf{c}_{i+1} \Rightarrow \mathbf{s}_{i+1} \quad (\text{D.4.11})$$

kde:

\mathbf{S}_{vah} ... matice získaná z matice \mathbf{S} tím, že nejprve jsou sloupce normovány tak, aby odpovídaly svým součtem hodnotě 1, tedy sloupce jsou váhové funkce změny spektra při změně jedné amplitudy.

$\Delta\bar{s}_i$... vektor, který obsahuje průměrné změny spektra (vypočítáno váženým průměrem).

Na základě váženého průměru chyby spektra jsou měněny jednotlivé amplitudy. Váha je odlišná pro každou amplitudu odpovídající nějaké frekvenci. Váha je sestavena na základě spektra odezvy na jednosložkovou harmonickou funkci, kdy spektrum je normováno tak, aby součet hodnot koeficientů vektoru byl roven hodnotě 1. Pokud by matice $\mathbf{S}_{vah}^T = \mathbf{I}$, tedy se rovnala jednotkové diagonální matici, pak by postup byl totožný s prvním postupem. To znamená, že váhová funkce by zohlednila pouze jednu spektrální hodnotu se 100 % váhou.

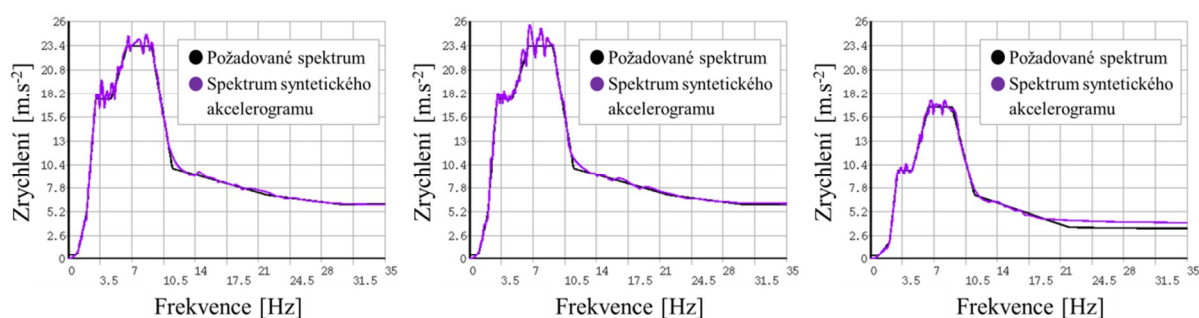
Postup dává daleko menší vzájemné rozdíly amplitud sousedních frekvencí, protože sousední frekvence mají hodně výraznou váhu.

4) Kombinace

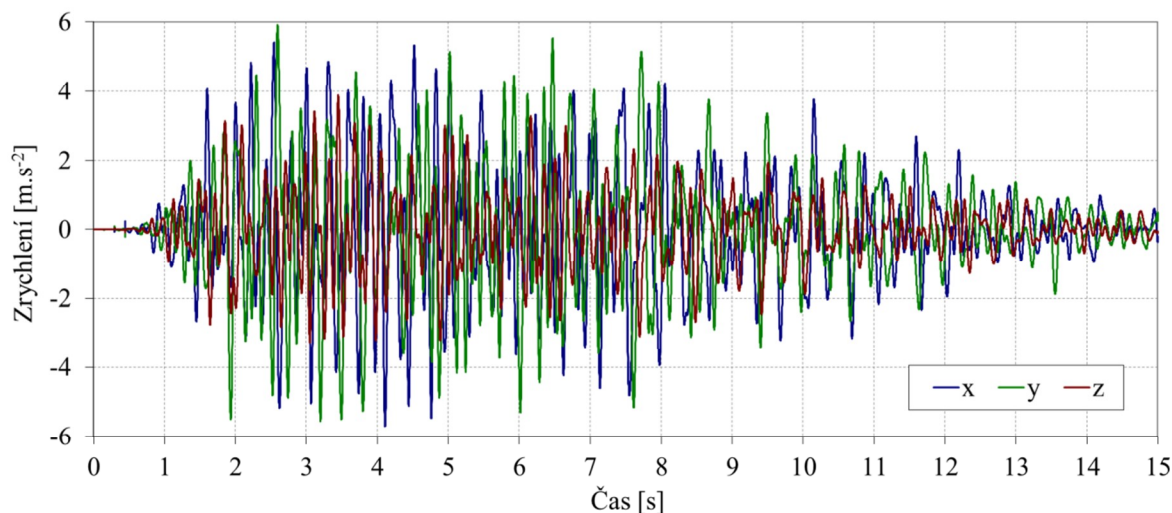
Kombinace přístupů přepokládá lineární kombinací upravovaných amplitud dle přístupů 1) a 3). Upravované amplitudy jsou ze začátku dominantně uvažovány přístupem 1), což zajišťuje rychlou konvergenci vymazání některých frekvencí, tzn. zjednodušení záznamu. Postupně se přechází na změnu amplitudy pomocí postupu 3), což zajišťuje doladění v širším rozsahu a především zlepšení spektrálních hodnot na úrovni ZPA.

Nežádoucí menší spektrální hodnoty

Pokud spektrální hodnoty syntetického akcelerogramu jsou větší než v požadovaném spektru, je zajištěno, že výpočet s tímto akcelerogramem bude konzervativní. To platí opačně pro spektrální hodnoty menší. Z tohoto důvodu byl přístup 4) mírně modifikován a zohlednění zda jsou hodnoty v rozdílovém spektru kladné nebo záporné Δs_i . Kladné hodnoty jsou v každé iteraci sníženy zvoleným koeficientem, záporné hodnoty jsou ponechány. Spektrální hodnoty menší než požadované se pak vyskytují u výsledného akcelerogramu jen zřídka a lokálně.

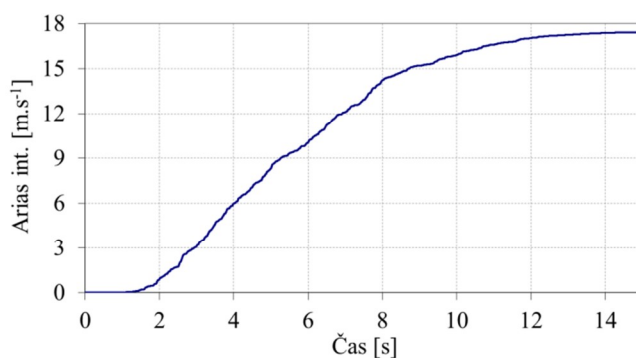


Obr. D.4.3 Zdrojové a finální spektra odezvy, směry: x, y a z



Obr. D.4.4 Syntetický akcelerogram, složky x, y a z

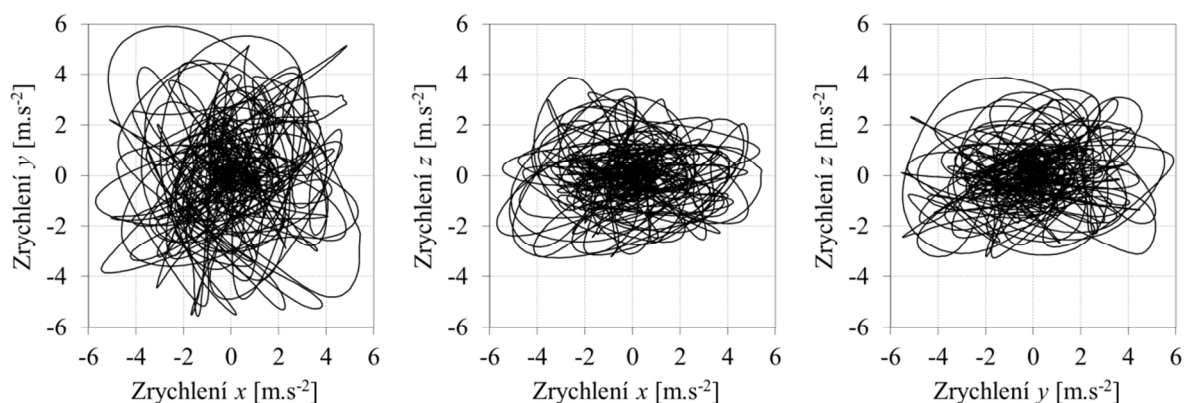
Na obr. D.4.3 jsou vykresleny černou barvou vstupní podlažní spektra odezvy (viz. praktická aplikace B. uvedená v úvodu této kapitoly). Na obr. D.4.4 jsou vykresleny syntetické akcelerogramy a jim odpovídající spektra odezvy jsou vykresleny na obr. D.4.3 fialová barva. Funkce průběhu amplitud $f(t)$ ve (D.4.1) byla zvolena log-normální rozdělení s parametry $\mu = 10$ s a $\sigma = 5$ s, což udává tvar záznamu. Výsledný akcelerogram potom vykazuje Arias intenzitu vynesenu na obr. D.4.5. Ze srovnání vstupního a finálních spekter odezvy je zřejmá velmi dobrá shoda i ve velmi obtížné oblasti 28 až 35 Hz.



Obr. D.4.5 Arias intensity

D.4.3 Korelace směrů pohybu

Požadavek statistické nezávislosti byl vyřešen způsobem, kdy bylo generováno 12 syntetických záznamů pro vodorovný směr a 6 záznamů pro svislý směr. Generování záznamů se lišilo pouze jinými počátečními náhodnými fázovými úhly. Byla sestavena korelační matice mezi všemi 18-ti záznamy a vybrány byly vodorovné a jeden svislý záznam s nejmenší korelací. Výsledné korelační součinitele mezi jednotlivými směry pohybu jsou uvedeny v tab. D.4.1. Na obr. D.4.6 je vykreslen prostorový pohyb ve třech kolmých rovinách finálních užitých akcelerogramů.



Obr. D.4.6 Prostorový pohyb vyneseny v jednotlivých rovinách

Tab. D.4.1 Korelační součinitel

	x	y	z
x	1	0,08114	0,03317
y	0,08114	1	0,09717
z	0,03317	0,09717	1

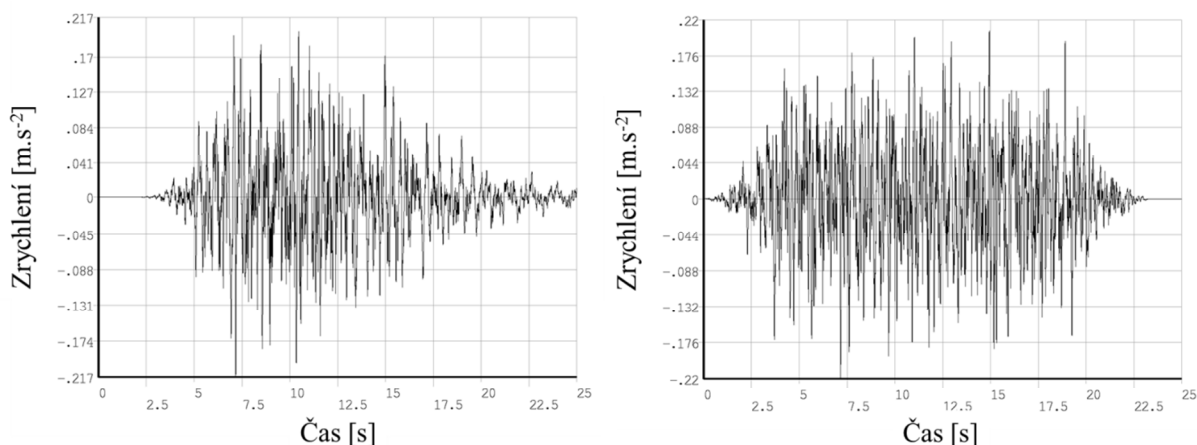
D.4.4 Shrnutí

Z uvedeného je zřejmé, že uvedený postup generování syntetických akcelerogramů výrazně vylepšil přesnost odezvy na syntetický záznam vzhledem k požadovanému spektru odezvy. Vylepšení bylo především v problematických vyšších frekvenčních oblastech. Postup lze doporučit pro generování záznamů pro využití v oblastech experimentálního buzení, nelineárních výpočtů řešených v časové oblasti, či výpočtu podlažních spekter odezvy.

D.4.5 Model seizmického zatížení pro experimentální ověření

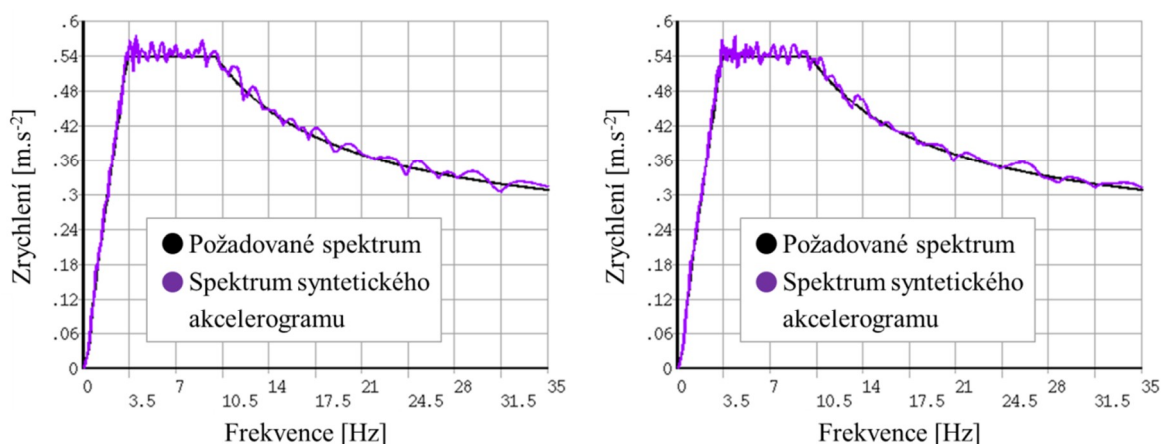
Model seizmického zatížení (viz aplikace A.) byl vytvořen na základě lineárních spekter odezvy definovaných pro naše území podle normy EC8 [86]. Jako nejnepříznivější typ spektra s ohledem na konstrukci rodinné domu a předpokládané vlastní frekvence objektu bylo vybráno spektrum odpovídající typu zeminy D. Parametry spektra EC8:

- Vodorovné;
- Zemina: D;
- Typ spektra: Typ 2 (magnitudo < 5,5) => parameter $S = 1,8$;
- Součinitel významu stavby: $\gamma_l = 1,0$ (třída I);
- Referenční špičkové zrychlení: $a_{gR} = 0,12$ g;
- Výsledné zrychlení $a_{ZPA} = a_{gR} \cdot \gamma_l \cdot S = 0,12 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 0,216$ g.



Obr. D.4.7 Průběh zrychlení [g]: vlevo varianta I, vpravo varianta II

Záznam o zvolené délce 25 s byl generován ve dvou variantách: I a II. Varianta I spíše odpovídá typickému průběhu přírodní seizmicity, oproti tomu varianta II je výkonnostně vyšší a tudíž konzervativnější z hlediska užití při posouzení odezvy na tento záznam. Na obr. D.4.8 jsou vykresleny vstupní spektra v porovnání se spektry odpovídající generovaným záznamům. Z obrázků jsou patrné nevýznamné rozdíly mezi původními spektry a spektry získanými zpětně z generovaných syntetických akcelerogramů.



Obr. D.4.8 Lineární spektrum odezvy zrychlení [g]: vlevo: varianta I, vpravo: varianta II

D.5 Experimentální ověření

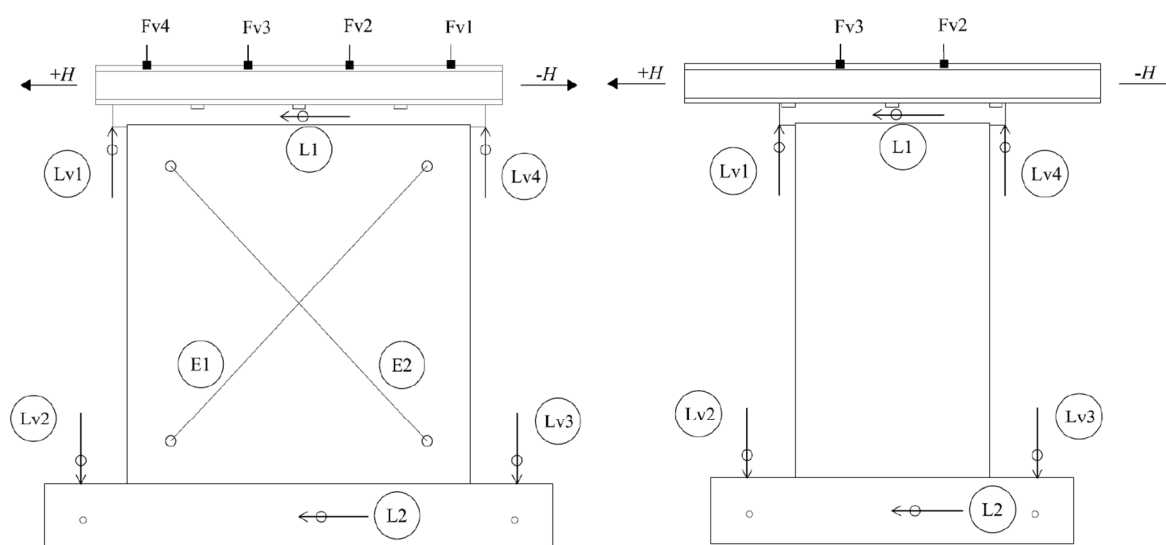
Část práce týkající se matematického modelování stěn zatěžovaných cyklickým vodorovným zatěžováním ve své rovině v kombinaci s diferencovaným svislým přitížením zděných stěn z přesného pórobetonového zdiva reálné velikosti a v modelovém rozměrovém měřítku 1:3, stejně jako variantní matematické modelování experimentálně ověřeného modelu zděného objektu 1:3 z téhož zdiva v podmínkách působení seismického zatížení nejvyšší možné úrovně v ČR podle EC8 [86], bylo

provedeno pod vedením doc. Ing. Vlastislava Salajky, CSc. pro firmu TZÚS Praha na základě zadání doc. Ing. Jaromíra Kloudy, CSc., EURing., ředitele pro výzkum, vývoj a inovace TZÚS Praha, 0090-VVI Brno, Šumavská 31a, hlavního řešitele celého inovačního projektu řešeného v letech 2011 – 2012 (celkem 602 stran), pokračujícího dále v letech 2013-2015 na objednávku VVI centra koncernu Xella, Německo – jako neveřejná práce s dílčími publikovatelnými výstupy [106].

Experimentální stěny i experimentální model objektu byly sestaveny pomocí pórobetonových zdicích prvků výrobce: Xella, produktová řada: Ytong, produkt: Lambda, Theta. Jedná se o velmi nízké pevnostní třídy P2 (Lambda) a P1,8 (Theta). Zkoušky byly provedeny na certifikovaném pracovišti ZAG Ljubljana, Slovinsko (*Zavod za gradbeništvo Slovenije - Slovenian National Building and Civil Engineering Institute*) pod odborným dohledem doc. Ing. Jaromíra Kloudy, CSc., EURing.

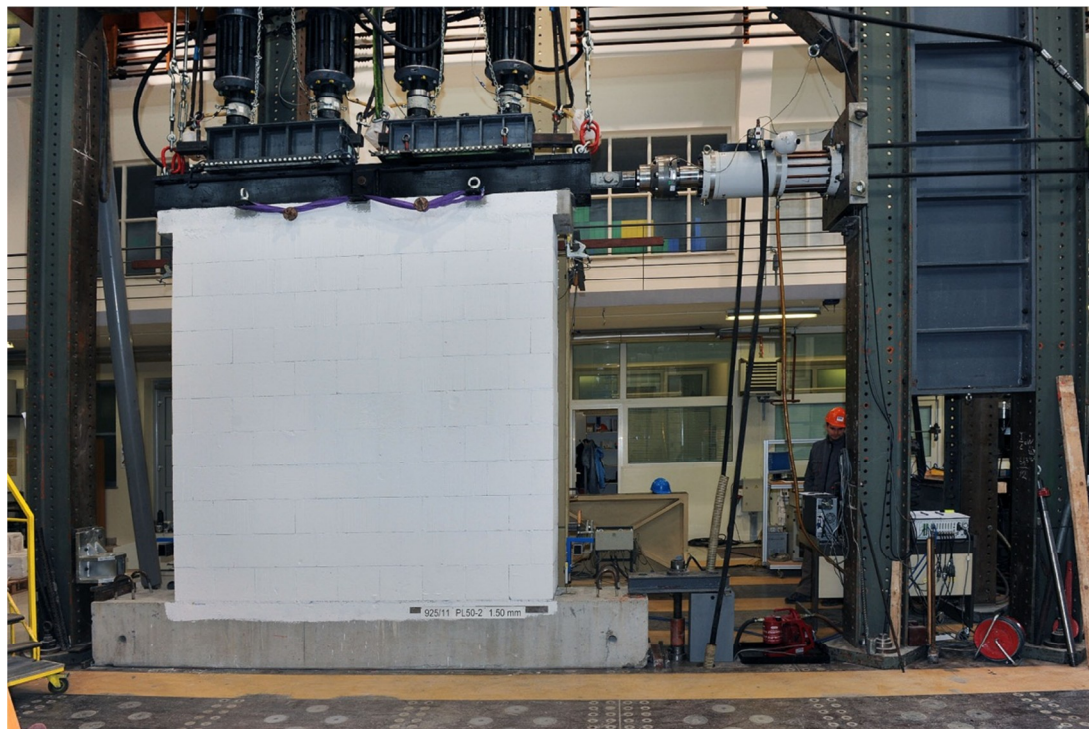
D.5.1 Experimentální smykové zkoušky stěn

Na obr. D.5.1 jsou vykreslena schémata zkoušek a na obr. D.5.2 je fotografie připravené zkoušky. O průběh kinematického zatížení a o svislé konstantní přitížení se starají speciální hydraulické válce.



Obr. D.5.1 Schéma experimentálních smykových zkoušek stěn [106], vlevo: široká stěna PL, vpravo: úzká stěna PS

Provedeno bylo celkem 12 zkoušek stěn různé velikosti viz. tab. D.5.1. Sledovány byly síly a posunutí viz. obr. D.5.1, souhrn výsledků je uveden ve zprávě [106]. Výsledky zkoušek jsou uvedeny v kap. D.5.3 ve srovnání s provedenými výpočty.



Obr. D.5.2 Pohled na připravený experiment PL50-2 [106]

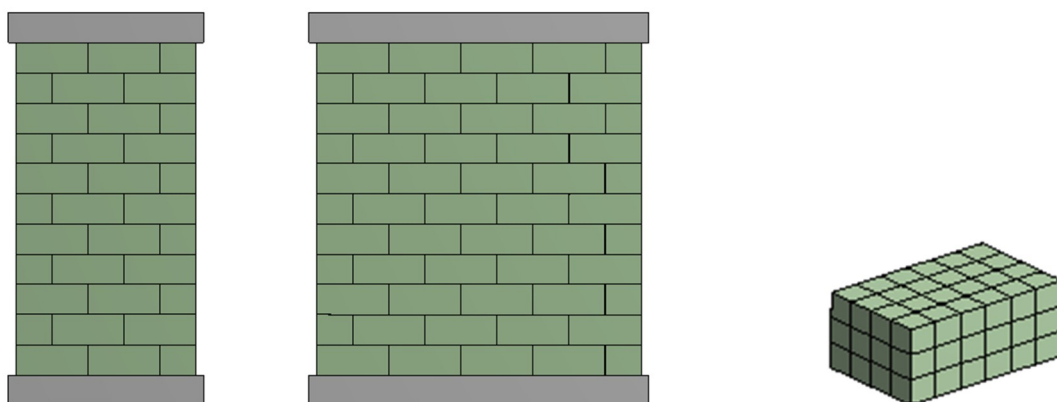
Tab. D.5.1 Označení zkoušek stěn

Ozn. zkoušky	Svislé přitížení [kN.m ⁻²]	Zdicí prvek		Stěna
		Typ prvku	Rozměry [mm]	Rozměry [mm]
			Šířka x výška x hloubka	Šířka x výška x hloubka
PL50-1	280	Theta P1,8-300	300 x 250 x 500	2700 x 2750 x 500
PL50-2	480			
PL35-1	220	Lambda P2-350	600 x 250 x 375	2700 x 2750 x 375
PL35-2	380			
PS50-1	280	Theta P1,8-300	300 x 250 x 500	1500 x 2750 x 500
PS50-2	480			
PS35-1	220	Lambda P2-350	600 x 250 x 375	1500 x 2750 x 375
PS35-2	380			
ML-1	280	Lambda P2-350	200 x 83 x 125	900 x 913 x 83
ML-2	480			
MS-1	280			500 x 913 x 83
MS-2	480			

D.5.2 Numerická simulace zkoušek stěn

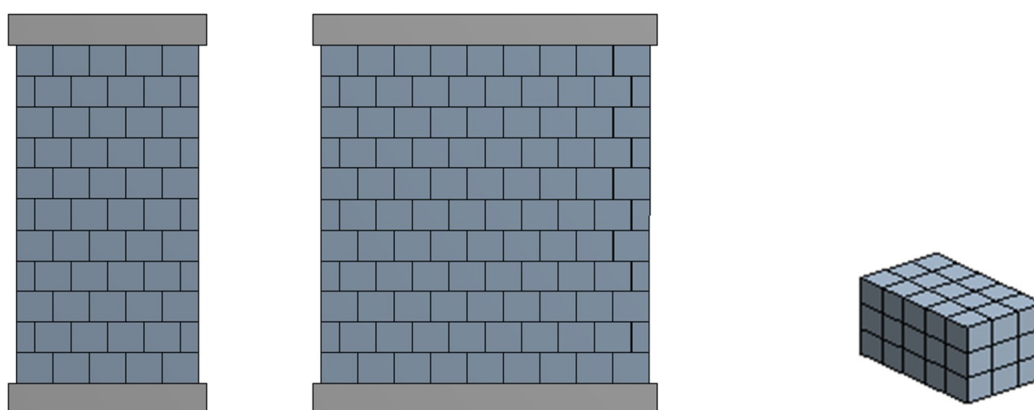
K vystižení kvazi statického chování experimentálních modelů stěn z autoklávovaného pórobetonu byly sestaveny metodou konečných prvků v programu ANSYS [108] výpočtové modely jednotlivých

stěn. Výpočtové modely stěn z objemových konečných prvků zahrnují jednotlivé zdicí prvky (pórobetonové tvárnice) včetně vodorovných a svislých spár. Geometrie matematických modelů přesně odpovídá geometrii provedených experimentů (viz. tab. D.5.1), ukázka geometrie stěn je vykreslena na obr. D.5.3 a D.5.4.



Obr. D.5.3 Vlevo: geometrie stěn PS35 a PL35 (modelové měřítko 1:1), vpravo: FE síť zdicího prvku

Modely stěn PS35 a PL35 v měřítku 1:1 byly sestaveny z jednotlivých zdicích prvků o rozměrech 600x375x250 mm. Každá tvárnice byla modelována jedním až čtyřmi konečnými prvky ve směru tloušťky stěny, třemi prvky po výšce a šesti prvky ve směru podél stěny.



Obr. D.5.4 Vlevo: geometrie stěn PS50 a PL50 (modelové měřítko 1:1), vpravo: hustota FE sítě

V případě modelů stěn PS50 a PL50 v měřítku 1:1 sestavených z tvárnice o rozměrech 500x300x250 mm je každá tvárnice modelována jedním až pěti konečnými prvky ve směru tloušťky stěny, třemi prvky po výšce a šesti a třemi prvky ve směru podél stěny.

Obdobně modely stěn MS a ML v měřítku 1:3 byly sestaveny z jednotlivých zdicích prvků o rozměru 200x125x83 mm se stejným dělením jako modely stěn PS35 a PL35.

Hustota sítě byla zvolena se zřetelem na následné sestavení matematického modelu celého domu, kdy velikost prvků resp. jejich počet je rozhodující z hlediska časové náročnosti nelineárního dynamického výpočtu. Počet prvků po tloušťce stěny byl volitelným parametrem modelů. Během výpočtů byla shledána malá závislost na počtu prvků po tloušťce. Výsledné vypočítané odezvy jsou uvedeny z výpočtů se třemi prvky po tloušťce u všech typů zdí.

Matematický model zdicího prvku

V počáteční fázi modelování zděné konstrukce, byl zkoumán materiálový popis jednotlivých tvárnic.

Tvárnice je modelována speciálními prvky *SOLID65* (prog. ANSYS [108]) s hustotou prvků odpovídající hustotě použité na modelu stěn a modelu domu. Prvky *SOLID65* obsahují materiálový model betonu [75], viz kap. C.10.1. Pro modelování chování pórobetonu byla použita kombinace materiálového modelu *Concrete* a *Bilinear Isotropic Hardening (BISO)* viz. kap. C.10.1. Lineární a nelineární parametry materiálových modelů byly odladěny tak, aby chování odpovídalo zkouškám zdicím prvkům [107].



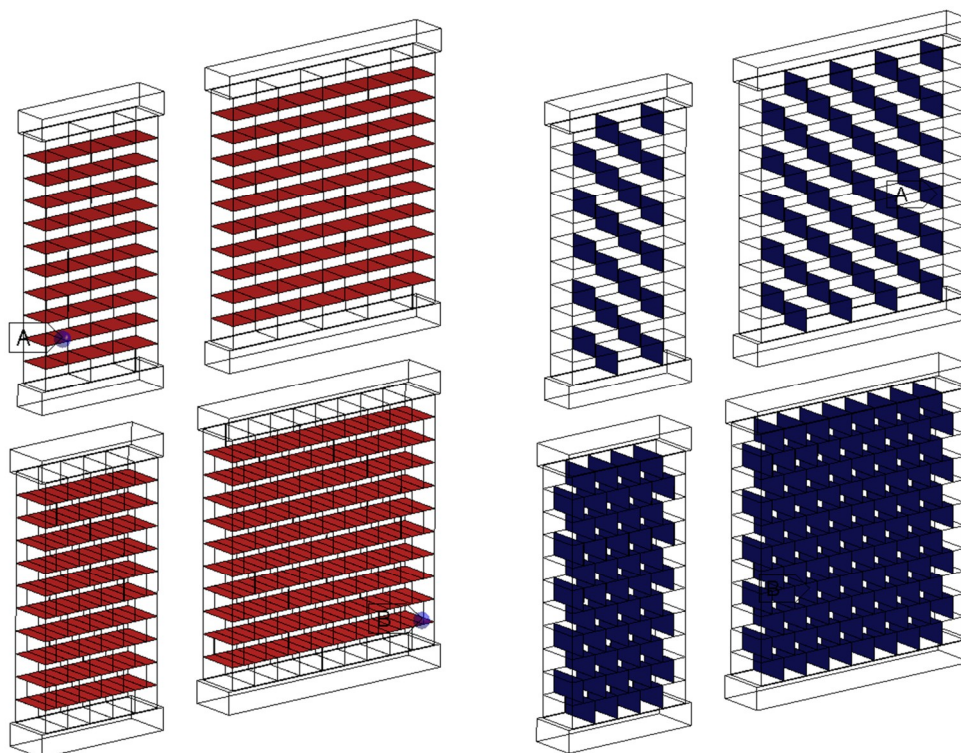
Obr. D.5.5 Celkový pohled na experiment, detail na kompletně osazené zkušební těleso

Kontaktní rozhraní

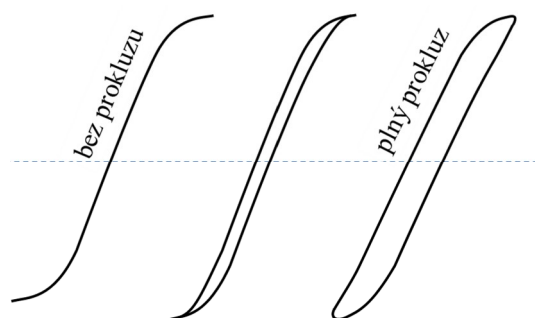
Mezi jednotlivými tvárnicemi bylo definováno kontaktní rozhraní, které modeluje interakci jednotlivých zdicích prvků. Rozdílné kontaktní rozhraní bylo použito pro modelování svislých a vodorovných spár. Svislé spáry byly modelovány pouze jednostrannou vazbou se součinitelem tření. Vodorovné spáry byly modelovány komplexněji, zahrnuta byla i smyková a tahová soudržnost zdicí malty. Grafické zobrazení kontaktních rozhraní je vykresleno na obr. D.5.6.

Úroveň poškození konstrukce stěny při cyklické zatěžování je charakterizována hysterezní křivkou. Tvar křivky určuje způsob porušování. Zakřivení hysterezní křivky je mimo ovlivnění vlastnostmi materiálu tvárnice také ovlivňována tuhostí, pevností a náhlým rozpojením ve vodorovném

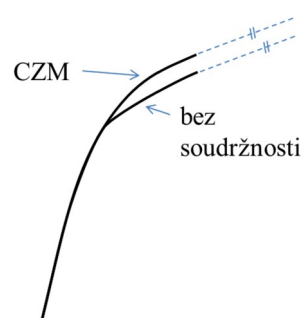
kontaktním rozhraní. V matematickém modelu jde o formulaci jednostranné vazby, u skutečné stěny je vazba dána spojovacím materiálem zdicích prvků. Měkčí poddajnější spoj výrazně zvyšuje kompaktnost celé stěny a také její únosnost. Zaoblenost či ostrost otevírání kontaktů je dána tahovou soudržností. Zavedení tahové soudržnosti s porušením (CZM, kap. C.10.2) zpomaluje rozevírání kontaktů a zaobluje výslednou odezvu. Jak je znázorněno na obr. D.5.8, po dosažení tahové pevnosti, dochází ke kvazi-křehkému změkčení. Odlehčení a opětovné přitížení je následně s tuhostí odpovídající spojnice počátku a maximálně dosaženého rozpojení.



Obr. D.5.6 Kontaktní rozhraní: vlevo vodorovné spáry, vpravo svislé spáry



Obr. D.5.7 Vliv „trvalé“ smykové deformace (prokluzu)



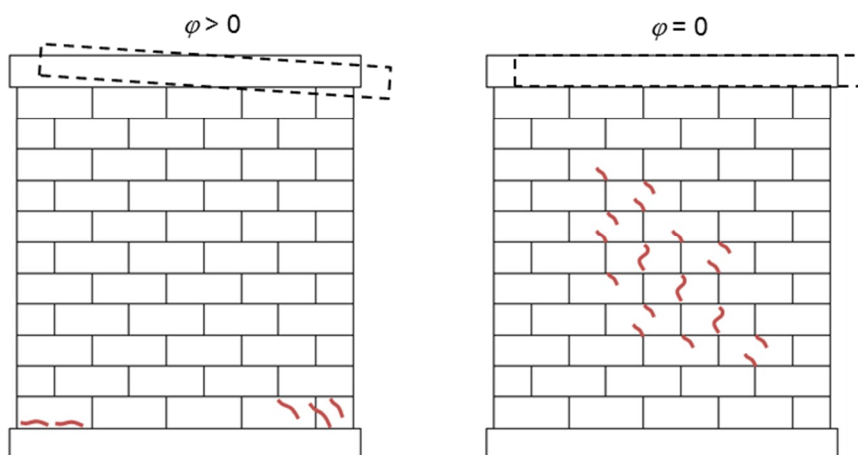
Obr. D.5.8 Vliv modelu CZM

Součinitel tření a smyková koheze kontaktního modelu *Frictional Contact* (viz. kap. C.10.2), obr. D.5.7, ovlivňuje především trvalou deformaci spojenou s disipací energie. Při dokonalé smykové

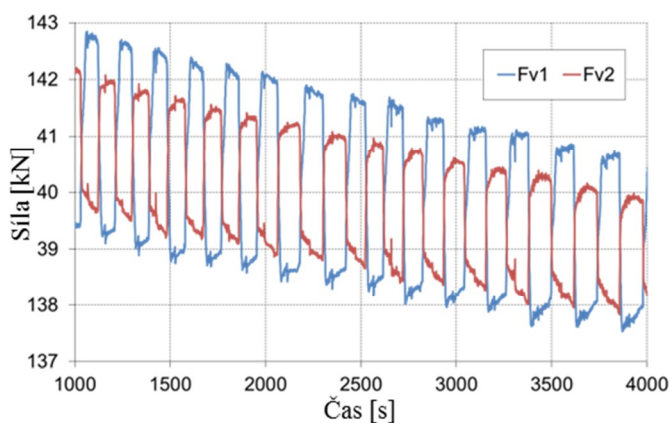
soudržnosti je v počáteční fázi veškerá deformace vratná, i když je odezva nelineární vlivem otevírání kontaktů.

Okrajové podmínky

Jedním z nejvýznamnějších parametrů ovlivňující výsledky zkoušek stěny při cyklické zatěžování je velikost momentu na spodním a horním okraji stěny. Velikost momentu je závislá na tuhosti vedení zatěžovacího trámu. Při volném naklápění moment v trámu vymizí, v případě tuhého vedení (vetknutí s vodorovným posuvem) je moment největší, přestože byla snaha při experimentu vynutit nulové pootočení. Reálný stav pak odpovídá částečnému vetknutí, kdy naklápění je omezeno silovým působením hydraulických válců, viz obr. D.5.10. Vliv pootočení je uveden na obr. D.5.9. Zde je uveden případ porušení stěny bez naklopení zatěžovacího trámu a s naklopením zatěžovacího trámu. Charakter porušení stěny se v závislosti na pootočení výrazně liší. Smykové porušení se objevuje ve střední části, kde se kříží diagonální trhliny od cyklického horizontálního zatížení. Pokud však není tuhost uchycení trámu dostatečná, stěna se porušuje především momentově v kombinaci se smykem. Momentové porušení se projevuje v rozvoji tlakových trhlin a případného drcení ve spodních rozích.

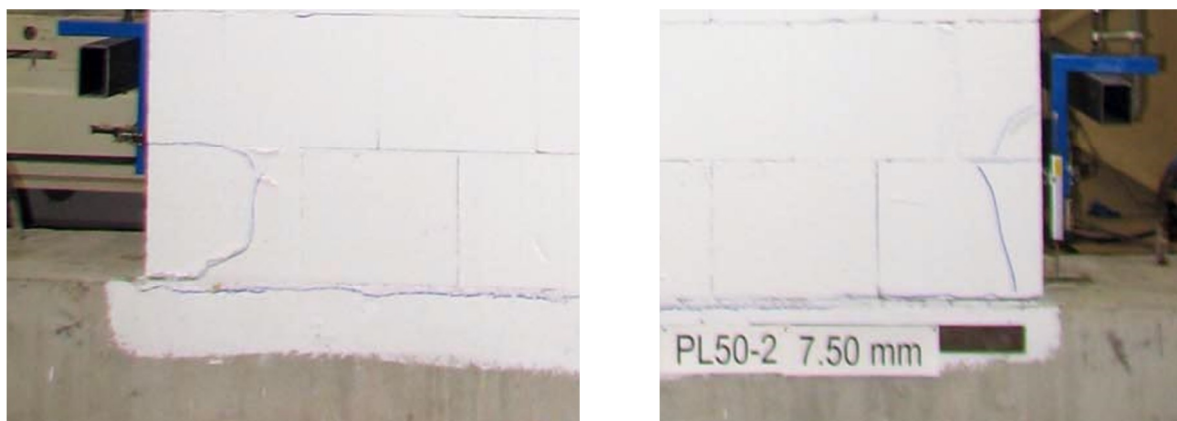


Obr. D.5.9 Vliv okrajových podmínek zatěžovacího trámu

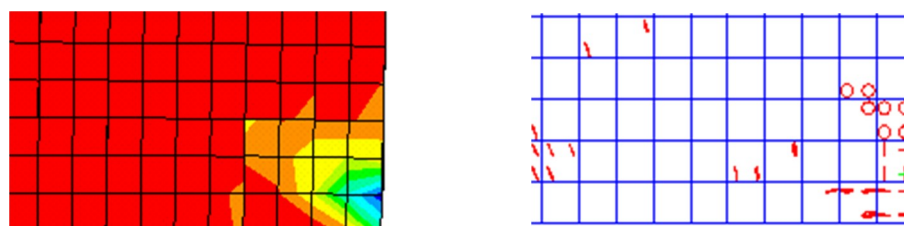


Obr. D.5.10 Vlevo: svislé síly v hydraulických válcích při zkoušce PS50-1 [106]

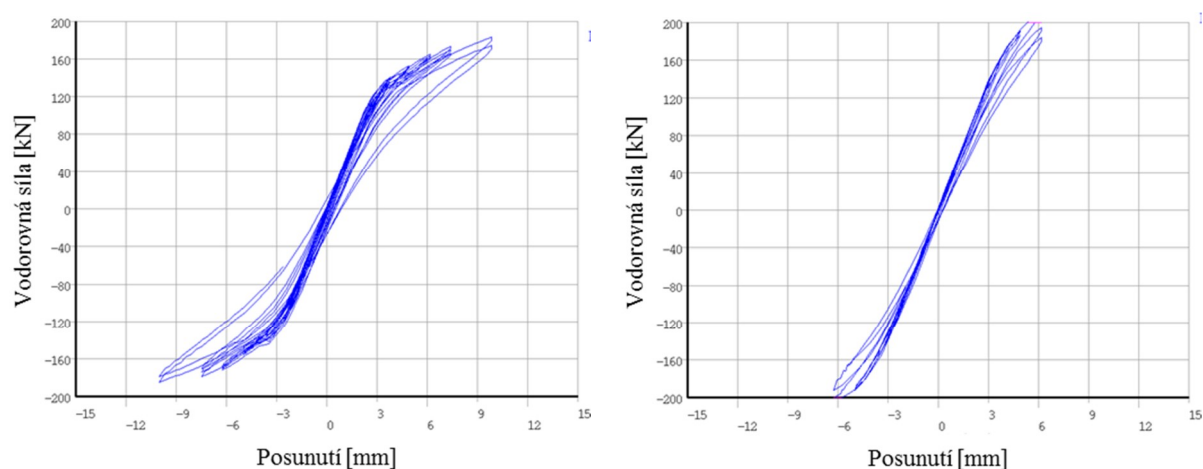
Tuhost naklápění trámu byla v modelu aplikována bilineární torzní pružinou COMBIN14 [108], kdy počáteční torzní tuhost, tečná tuhost a hodnota momentu při změně tuhosti byla stanovena na základě měřených svislých sil v hydraulických válcích. Velikost těchto konstant bylo třeba individuálně stanovit pro každou ze zkoušek. Až po zavedení této poddajné okrajové podmínky došlo k výraznému zlepšení vystižení hysterzního chování stěn při experimentu.



Obr. D.5.11 Detail drceného spodního rohu a odtržení spodní části stěny v oblasti vodorovné spáry (zkouška PL50-2)



Obr. D.5.12 Detail spodního rohu (výpočet PL50-2), vlevo: svislá plastická poměrná přetvoření, vpravo: svislé podélné a příčné trhliny



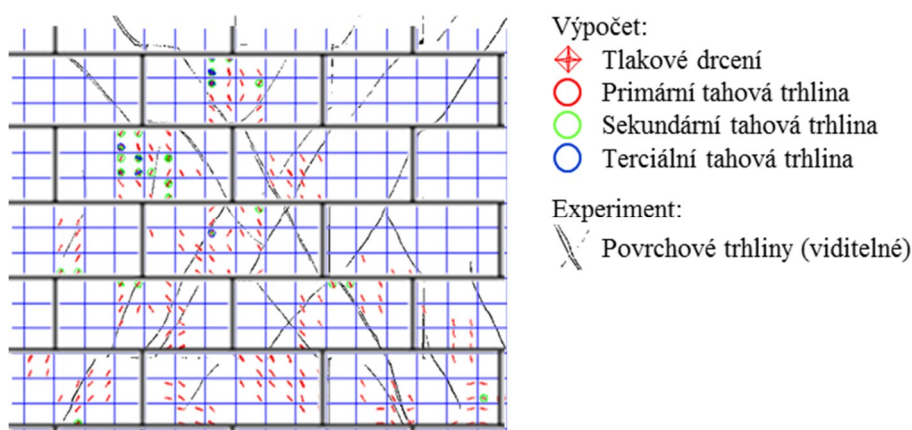
Obr. D.5.13 Svislé přetížení (zkušební výpočet PL35-2): úroveň 1 (0,28 MPa) a úroveň 2 (0,48 MPa)

Svislé přitížení

Svislé přitížení stěny má vliv na počátek rozvoje tahových trhlin a otevírání vodorovných spár. Sestavené výpočtové modely automaticky postihují vliv svislého přitížení, které bylo aplikováno tlakovým zatížením na horním líci roznášecího trámu. Při experimentu bylo zatížení vynuceno hydraulickými válci viz. obr. D.5.2.

Smykové porušení stěn

Ke smykovému porušení u zkoušky stěny PL35-2 dochází především ve střední části stěny. Rozvoj diagonálních trhlin je především v oblastech převažujících svislých spár. Na obr. D.5.14 je přes sebe vykresleno porušení získané z experimentu [106] a výpočtem. Z obrázku je zřetelné, že konkrétní poloha diagonálních trhlin je různá, což je dáno náhodností celého děje. Směr, četnost a poloha rozvoje trhlin je srovnatelná.



Obr. D.5.14 Smykové porušení ve střední části široké stěny, srovnání experimentu PL35-2 s výpočtem

Popis hysterezní křivky

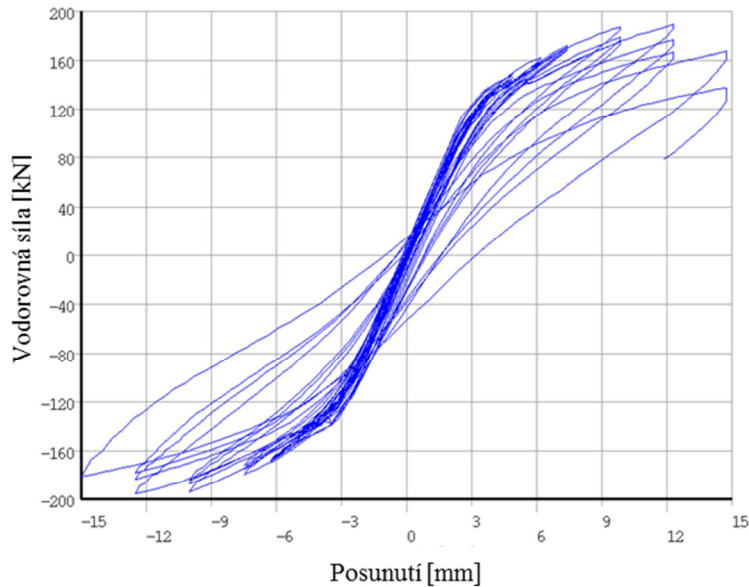
Při cyklickém smykovém zatížení stěny tvořené zdicími prvky spojenými pouze ve vodorovných spárách (případně i svislých) dochází ke specifickému hystereznímu chování, viz obr. D.5.15.

Odezvu od cyklického zatížení lze rozdělit do několika mechanických jevů viz. obr. D.5.16:

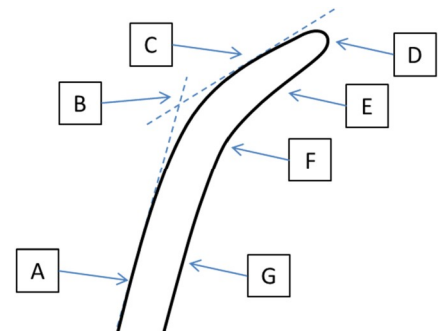
- (A) počáteční lineární plně elastická deformace zdicích prvků,
- (B) otevírání kontaktů, změna momentové tuhosti,
- (C) překlápění zdicích prvků,
- (D) maximální vynucený posun, okamžitý pokles síly,
- (E) vratné překlápění zdicích prvků,
- (F) uzavření kontaktů, změna momentové tuhosti,
- (G) vrácení lineární elastické deformace zdicích prvků.

Při cyklickém zatěžování, pokud není překročena tahová pevnost zdicích prvků, nedochází ke snižování tuhosti a pevnosti stěny. Hysterezní křivka pak opakovaně opisuje svůj průběh

z předchozích cyklů. Jakmile je však dosaženo napjatosti, kdy dochází k výraznému poškození zdicích prvků, snižuje se celková tuhost stěny vlivem porušení a stěna postupně každým cyklem degraduje. Redistribuce vnitřních sil ovlivňuje napjatost v dalším cyklu a tedy další porušení i při stejné úrovni zatížení.

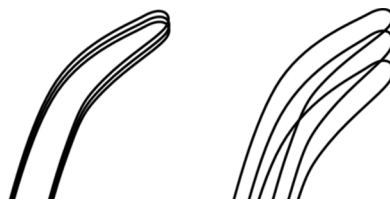


Obr. D.5.15 Hysterezní chování stěny (testovací výpočet PL35-2)



Obr. D.5.16 Charakteristické hysterezní chování stěny

Materiálový model *Concrete* umožňuje v každém integračním bodě konečných prvků rozhodnout v jakém stavu se bod nachází: neporušený stav, trhлина, uzavřená trhлина. Tato vlastnost má velký vliv při cyklickém zatěžování na postupné snižování tuhosti v konkrétním směru.



Obr. D.5.17 Cyklickém zatěžování, vlevo: bez porušení, vpravo: cyklické porušení

Podobně se chová i kontaktní model CZM. V každém bodě kontaktního rozhraní algoritmus zaznamenává a respektuje historii zatěžování. Jakmile byla jednou překročena maximální soudržnost, kontaktní tuhost je trvale adekvátně snížena.

Numerická stabilizace

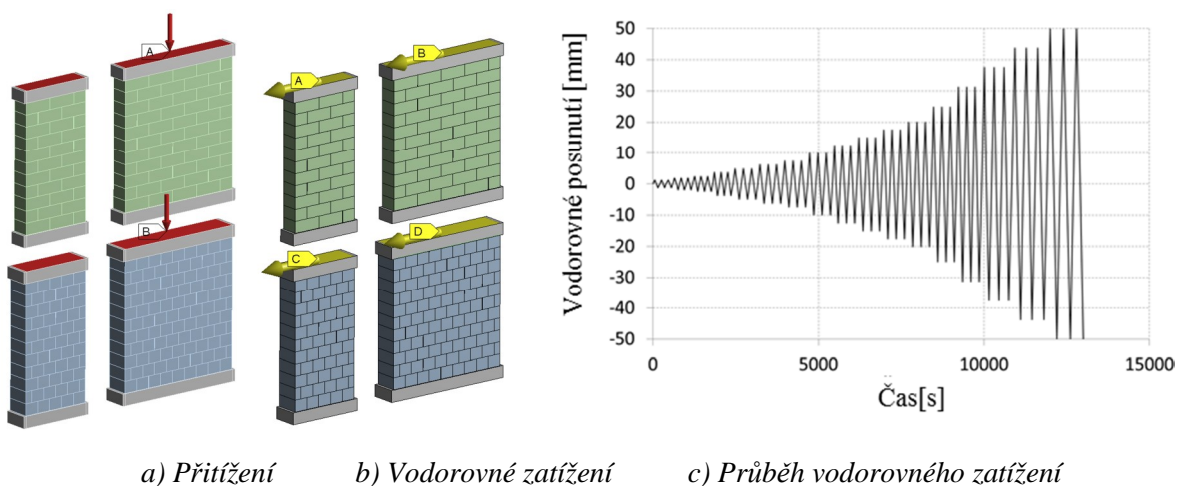
Použití prvků *SOLID65* s materiálovým modelem *Concrete* je dokumentováno jako velice nestabilní [108]. Ve statickém výpočtu při globálnějším porušení modelu konstrukce matice tuhosti se stává špatně podmíněnou, což následně negativně ovlivňuje konvergenci. Tato skutečnost se umocňuje s použitím jednostranné kontaktní vazby. Při porušení prvku v blízkosti kontaktu dochází k „vystřelení“ uzlu do prostoru vlivem jednostranné kontaktní síly. Aby bylo možno pokračovat ve výpočtu i po dosažení prvního porušení, bylo třeba úlohu uměle numericky stabilizovat. Protože prvky patří mezi „staré“ prvky v programu ANSYS, nejnovější numerické stabilizace nejsou v kombinaci s těmito prvky dostupné. Proto byly použity relativní (deformační) tlumiče a tuhosti a absolutní tlumiče a tuhosti. Pro zlepšení stability výpočtu a zvýšení podmíněnosti soustavy rovnic, byly výpočty řešeny jako dynamické (C.1.1), tedy bylo do výpočtu zahrnuty tlumící a setrvačné síly.

Relativní tlumiče a tuhosti deformace byly aplikovány pomocí prvků *SOLID45* [108], kterými byly překryty prvky *SOLID65*. Tyto prvky s nastavenou malou tuhostí a beta tlumením zajišťují dostatečnou zbytkovou tuhost a zásadně snižují extrémní rychlosti deformace prvků („vystřelení“).

Absolutní tlumiče a tuhosti posunutí byly aplikovány pomocí prvků *MATRIX27* [108], kdy je možné přímo do matice tuhosti a tlumení přičíst konkrétní tuhostní a tlumící konstanty. V případě rozsáhlejšího porušení stěny, tento druh stabilizace udržuje stěnu v přijatelném stavu posunutí.

Kontaktní tuhost byly aplikovány pomocí prvků *CONTA174* a *TARGET170* [108]. Všesměrnou kontaktní vazbou s malou tuhostí byly překryty (zdvojeny) jednostranné vazby vodorovných spár.

Míra stabilizace byla laděna velmi citlivě, aby ovlivnění celkové únosnosti bylo zanedbatelné. Provedeny byly desítky testovacích citlivostních výpočtu, na kterých byly jednotlivé parametry laděny. Při nadměrné navýšení stabilizace výpočet dovoluje pokračovat do fází úplné destrukce stěny, kdy hysterézní chování je na první pohled obdobné měřeným průběhům závislosti sil na posunutí. Hodnoty únosnosti jsou zde zanedbatelně ovlivněny.



Obr. D.5.18 Zatížení modelů stěn

D.5.3 Srovnání výsledků výpočtu stěn s měřením

Každý ze šesti výpočtových modelů byl řešen pro dva případy svislého přetížení viz. tab. D.5.1. Na obr. D.5.18 vpravo je vynesena aplikovaný průběh vodorovného kinematického zatížení, který odpovídá zatížení použitého při experimentu. Jedná se o časový průběh vynuceného posunutí roznášecího trámu.

Tab. D.5.2 Maximální smyková únosnost zdiva

Stěna	Výpočet			Měření při experimentu		
	d [mm]	H [kN]	ϕ [%]	d [mm]	H [kN]	ϕ [%]
PL50-1	11,3	154,6	0,41	5,2	179,9	0,18
PL50-2	6,9	185,6	0,25	7,1	187,1	0,25
PL35-1	7,5	185,4	0,27	5,8	157,1	0,21
PL35-2	10,0	160,7	0,36	7,3	128,9	0,26
PS50-1	12,5	63,8	0,45	11,1	74,7	0,39
PS50-2	15,0	50,5	0,55	18,2	47,4	0,64
PS35-1	12,4	61,4	0,45	9,8	58,8	0,35
PS35-2	15,0	51,5	0,55	12,0	42,8	0,42
ML-1	3,5	22,9	0,38	3,7	22,4	0,38
ML-2	3,0	17,6	0,33	4,2	15,1	0,43
MS-1	4,5	7,1	0,49	5,1	7,1	0,53
MS-2	5,5	6,1	0,60	10,3	5,0	1,07

V tab. D.5.2 je vypsáno srovnání maximálních horizontálních sil H , při které byly dosaženy při vodorovném posunutí d , viz vztahy:

$$H = \frac{H_{max} + |H_{min}|}{2} \quad (D.5.1)$$

$$d = \frac{d(H_{max}) + |d(H_{min})|}{2} \quad (D.5.2)$$

$$\phi = \frac{d}{h} \cdot 100 \text{ [%]} \quad (D.5.2)$$

kde:

H ... průměrná horizontální síla,

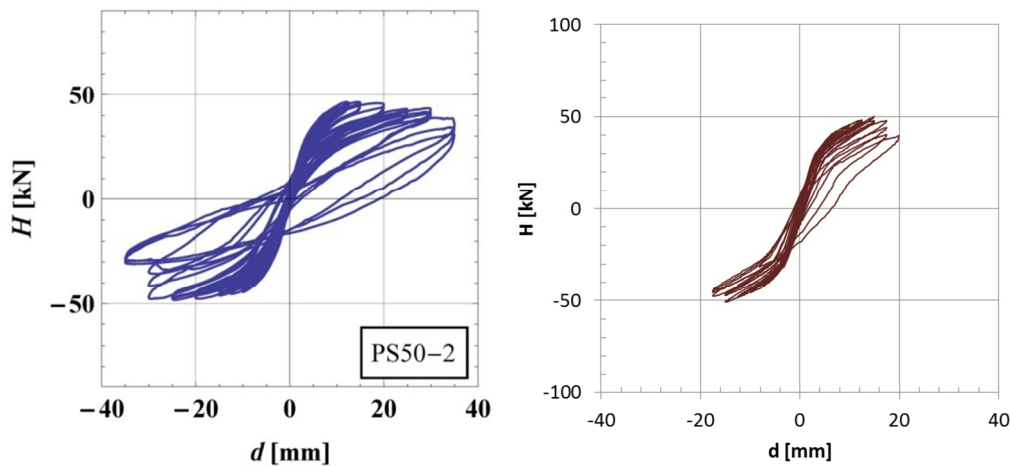
d ... průměrné příčné posunutí při maximální síle,

ϕ ... příčné zkosení,

H_{max} ... maximální dosažená horizontální síla,

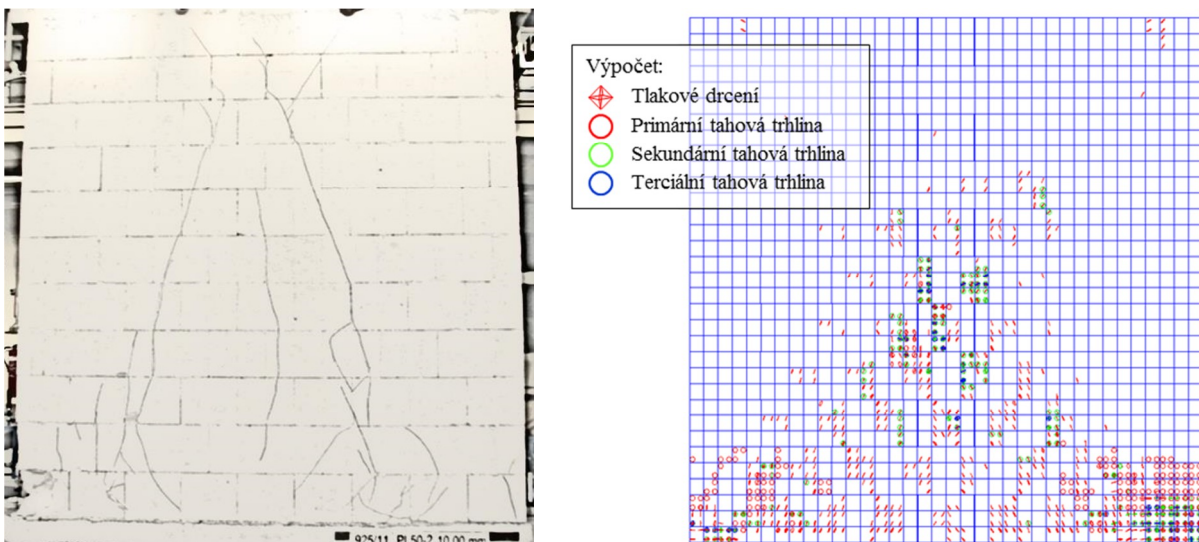
H_{min} ... minimální dosažená horizontální síla (opačná směr zatěžování),
 d ... příčné relativní posunutí,
 h ... výška stěny.

Ze srovnání je patrná relativně dobrá shoda výpočtu s měřením ve fázi do významného porušení stěny.



Obr. D.5.19 Experiment PS50-2, vlevo: H - d (měření), vpravo: H - d (výpočet)

Výsledné pracovní diagramy z výpočtů smykového porušení stěn jsou vykresleny v příloze P1. Na obr. D.5.19 je v grafu průběh vodorovné reakce v závislosti na vodorovném posunutí z experimentu PS50-2 a z výpočtu. Výpočtem se povedlo dobře vystihnout hysteretzní chování stěny. Na obr. D.5.20 je zobrazeno porušení z vybraného experimentu PL50-2 a z výpočtu při přibližně stejné úrovni zatížení.



Obr. D.5.20 Porušení PL50-2 (zatížení posunutím 10 mm), vlevo: experiment, vpravo: výpočet

Doba výpočtu jedné stěny (např. PS50-2 při počtu jednoho prvku po tloušťce stěny) byla kolem 10 hodin strojového času (HP Z800 Workstation, 96 GB RAM, 12 jader Intel Xeon na 3,33 GHz), kdy k postihu celé historie bylo třeba kolem 20 tisíc rovnovážných iterací během kolem 4 tisíc výpočtových kroků.

Vliv velikosti

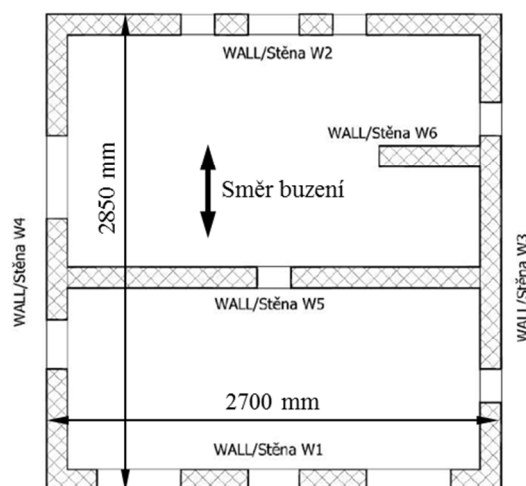
U výpočtu stěn v měřítku 1:1 bylo užito stejný počet konečných prvků jako u stěn v měřítku 1:3, tedy velikost prvků byla 3x menší. Materiálové ani kontaktní vlastnosti nebyly nijak upravovány a byly shodně použity pro všechny stěny. Z provedených srovnání výpočtu s měřením je zřejmé, že se významně neprojevuje tzv. vliv velikosti (*Size Effect*). Tento poznatek je velmi důležitý pro volbu hustoty sítě při extrapolaci zkoušeného objektu v 1:3 na objekt ve skutečných rozměrech.

D.5.4 Experimentální zkouška objektu v modelovém měřítku

Pro experimentální ověření chování objektu při seizmickém zatížení byl vyzděn modelový dům v rozměrovém měřítku 1:3 [106]. Snahou bylo vynutit reálnou napjatost ve zdivu (1:1) během dynamického děje. Z užitého modelového měřítko vyplývá, že vlastní frekvence modelového objektu teoreticky kmitá na 3x vyšší frekvenci (3:1) a k vyvození napjatosti na úrovni pevnosti zdiva je zapotřebí 3x větší zrychlení (3:1). Výsledná odezva v posunutí je pak teoreticky 3x menší (1:3).



Obr. D.5.21 Pohled na přípravu zkoušky



Obr. D.5.22 Půdorys exper. modelu

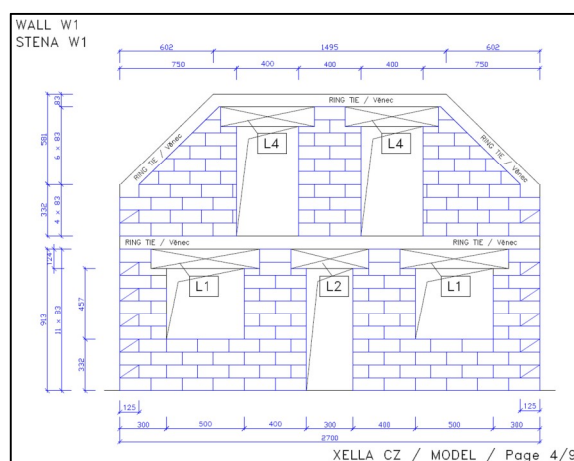
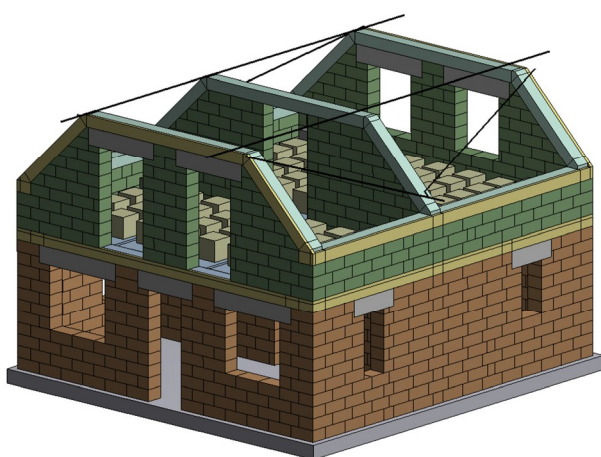
Modelový objekt v měřítku 1:3 byl vyzděn z pórobetonových prvků o rozměrech 200x83x125 mm, což odpovídá zhruba 1:3 velikosti prvků Lambda P2-350. Nestandardní rozměr prvků byl dosažen řezáním. Zdění bylo provedeno přesně podle předem předepsané vazby [106] (obr. D.5.23 vpravo), kdy na vodorovné spáry bylo použito lepidlo na pórobeton, svislé spáry byly suché. Objekt byl vyzděn

na vylehčené železobetonové podkladní desce, která byla tuze upevněna na vibračním stole. Vibrační stůl byl použit Schenk PL 160N s kapacitou ± 160 kN při rozsahu posunutí ± 120 mm.

Tab. D.5.3 Úroveň zatížení při experimentech

Označení	G010	G025	G050	G075	G100	G150	G200	G250	G300	G350
Úroveň z 0,1 g [%]	10	25	50	75	100	150	200	250	300	350
Požadované PGA [g]	0,010	0,025	0,050	0,075	0,100	0,150	0,200	0,250	0,300	0,350
Modelové PGA [g]	0,030	0,075	0,150	0,225	0,300	0,450	0,600	0,750	0,900	1,050
Vybuzené PGA [g]	0,014	0,027	0,125	0,167	0,242	0,466	0,696	0,684	0,736	0,818

Celkem bylo provedeno 10 zkoušek s různou úrovní zatížení na stejném experimentálním modelu [106]. Sledovány byly absolutní horizontální zrychlení měřené akcelerometry (Acc1 až Acc8, viz. obr. D.5.26) a horizontální posunutí (posunutí vztažená k podlaze haly) měřené snímači LVDT (L1 až L8, viz. obr. D.5.26). Výsledné časové funkce posunutí a zrychlení byly obdrženy nefiltrované (L1 až L8 a Acc1 až Acc8) a filtrované (L1f až L8f a Acc1f až Acc8f). Souhrn výsledků měření je uveden ve zprávě [106].



Obr. D.5.23 Vlevo: geometrie modelu O1, vpravo: pohled na čelní stěnu [106]

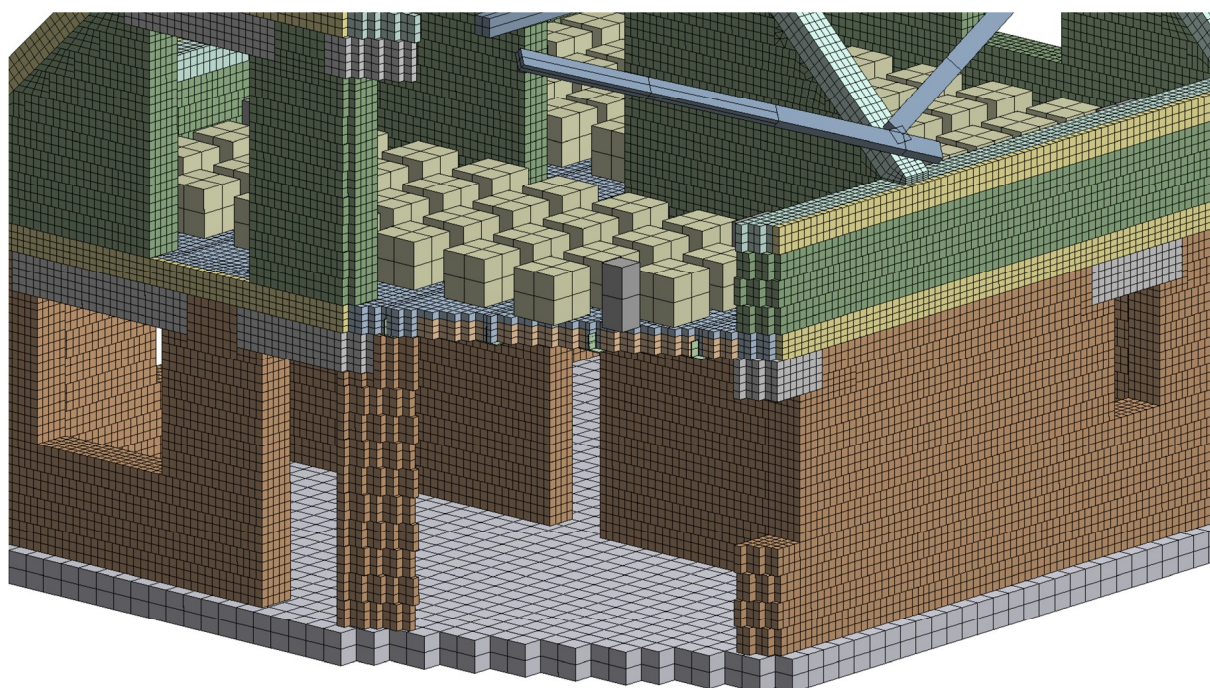
D.5.5 Výpočtové modely domu

K vystižení dynamického chování provedeného experimentu rodinného domu v měřítku 1:3 byly sestaveny 3 globální výpočtové matematické modely v programu ANSYS [108]:

- Model O1 – detailně modelováno přízemí, strop i podkroví,
- Model O2 – detailně modelováno přízemí, zjednodušeně modelován strop a podkroví,
- Model O3 – zjednodušeně modelováno přízemí, strop i podkroví.

Geometrie modelů přesně odpovídá (včetně vazby zdicích prvků) výkresové dokumentaci, na základě které byl postaven experimentální model, a fotodokumentace zkoušeného modelového objektu pořízené během výstavby. [106]

Model O1 byl sestaven za účelem co nejpřesnějšího vystižení nelineárního dynamického chování modelu experimentálně sledovaného domu. Model O2 byl sestaven s cílem snížit výpočtovou náročnost modelu O1, a to tak, že části, ve kterých nedochází k významným porušením, byly modelovány zjednodušeně lineárními skořepinovými prvky. Model O3 byl sestaven za účelem snížení výpočtové náročnosti modelu O2 v oblastech lineárního kmitání (první fáze zatížení). Model O3 je sestaven ze skořepinových prvků a použit pro řešení odezvy v lineární oblasti.



Obr. D.5.24 Síť konečných prvků detailního modelu O1 – řez

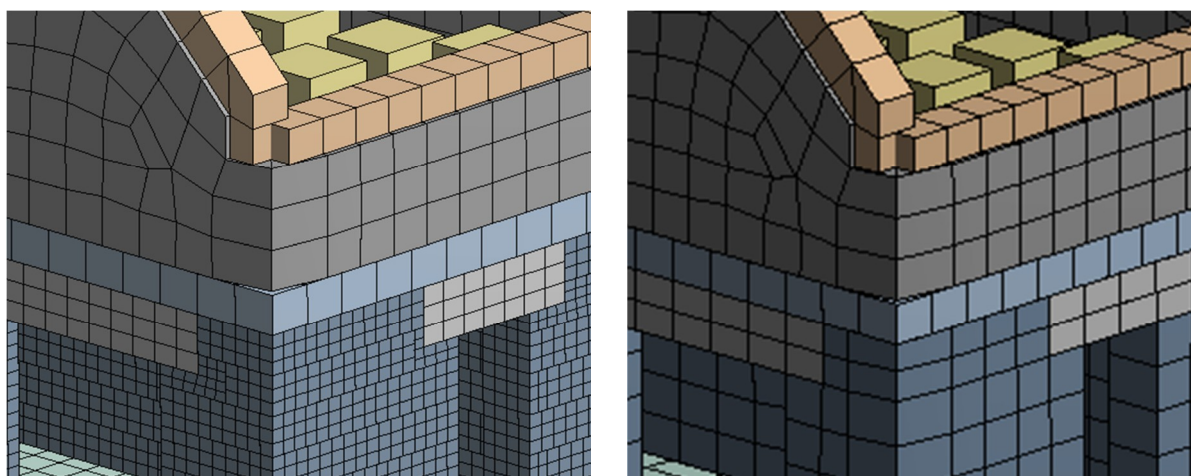
Detailní modelování stěnového systému (model O1 a O2) bylo provedeno obdobně jako u modelu stěn. Byly modelovány jednotlivé zdicí prvky pokryty prvky *SOLID65*. Interakce prvků byla provedena pomocí kontaktních prvků *CONTA174* a *TARGET170*. Materiálové modely a kontaktní modely přesně odpovídají modelům stěn z prvků P2-350. Hustota sítě přesně odpovídá hustotě sítě použité při modelování stěn. Jediný zásadní rozdíl je ve stabilizujících prvcích, kdy relativní a absolutní tlumení bylo změněno na tlumení odpovídající dynamickému útlumu domu. Absolutní tuhostní pružiny byly vypuštěny. Ze stěnové stabilizace tedy zůstaly pouze překrývající prvky *SOLID45* s velmi malou tuhostí.

Zjednodušené modelování u modelů O2 a O3 spočívalo nahrazení stěnového systému nebo stropního systému skořepinovými prvky, které svou tuhostí odpovídají modelu O1 v lineární oblasti (ověřeno na dílčím výpočtovém modelu stropu). Materiálové vlastnosti náhradního skořepinového modelu byly

mírně upraveny (snížení modulu pružnosti zdiva) tak, aby vlastní tvary kmitů a frekvence odpovídaly co nejvíce lineárnímu kmitání modelu O1, který respektuje volné svislé spáry ve zdivu.

Tab. D.5.4 Užití prvků u modelů objektu v měřítku 1:3

	Model O1	Model O2	Model O3
Uzlů	212 313	90 927	2 275
Prvků SOLID65	62 649	40 974	0
Prvků SOLID45	62 649	40 974	0
Prvků SOLID185	97 182	4 301	440
Prvků SHELL181	0	1 872	866
Prvků BEAM188	728	115	115
Prvků CONTA174	112 595	56 752	40
Prvků TARGET170	120 447	59 324	882
Rovnic	523 377	267 237	9 333



Obr. D.5.25 Detail na síť konečných prvků, vlevo: model O2, vpravo: model O3

Ostatní konstrukční části modelů O1 až O3 byly pokryty prvky *SOLID185* a *BEAM188* s lineárním materiálovým modelem. Konkrétně se jedná o modelované části u modelu O1: podkladní deska, překlady, beton stropu, T-nosníky stropu, stropnice, věnec, zavětrování střechy. U modelu O2: podkladní deska, překlady, zavětrování střechy. U modelu O3: podkladní deska, zavětrování střechy.

Vodorovné a svislé kontaktní prvky u modelu O1 a O2 mezi jednotlivými cihlami přesně odpovídají použitým kontaktním vazbám při výpočtu stěn. Ostatní připojené části jako je stropní konstrukce, podkladní deska a věnce jsou připojeny lineárními všesměrnými vazbami, konkrétně prvky *CONTA174* a *TARGET170* s nastavením MPC algoritmu [108]. Užití lineárních kontaktních prvků

umožňuje použití velmi tvarově kvalitní sítě na modelování stěn, kdy prvky *SOLID65* jsou velmi závislé (z hlediska stability výpočtu) na jejich tvarové kvalitě (nejlépe tvar krychle).

Tab. D.5.5 Srovnání hmotností modelů

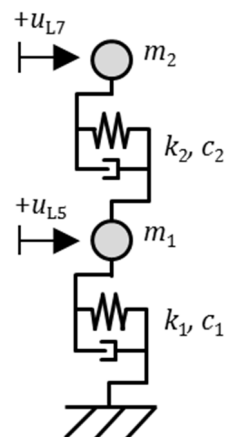
	Experim. model	Model O1	Model O2	Model O3
Nosné konstrukce	1 900 kg	1 847 kg	1 869 kg	1 854 kg
Závaží	2 490 kg	2 491 kg	2 491 kg	2 491 kg
Základová deska	2 100 kg	2 105 kg	2 105 kg	2 105 kg
Celkem hmotnost	6 490 kg	6 443 kg	6 465 kg	6 450 kg

Vlastní frekvence a tlumení experimentálního modelu

Z prvních výsledků výpočtů vlastního kmitání a výpočtů v časové oblasti modelů O1 až O3 srovnaných s měřením v místech L1 až L8 (obr. D.5.27) se ukázalo, že uložení zkoumaného modelu při experimentu nelze považovat jako nepoddajné. Vlastní frekvence experimentálního modelu se liší od vypočítané vlastní frekvence na výpočtovém modelu zhruba o 30 %, což poukázalo na fakt, že zkušební stůl se chová poddajně. Jeho vlastnosti se nedaly zjistit.

Tab. D.5.6 Hledané parametry modelu 2DOF

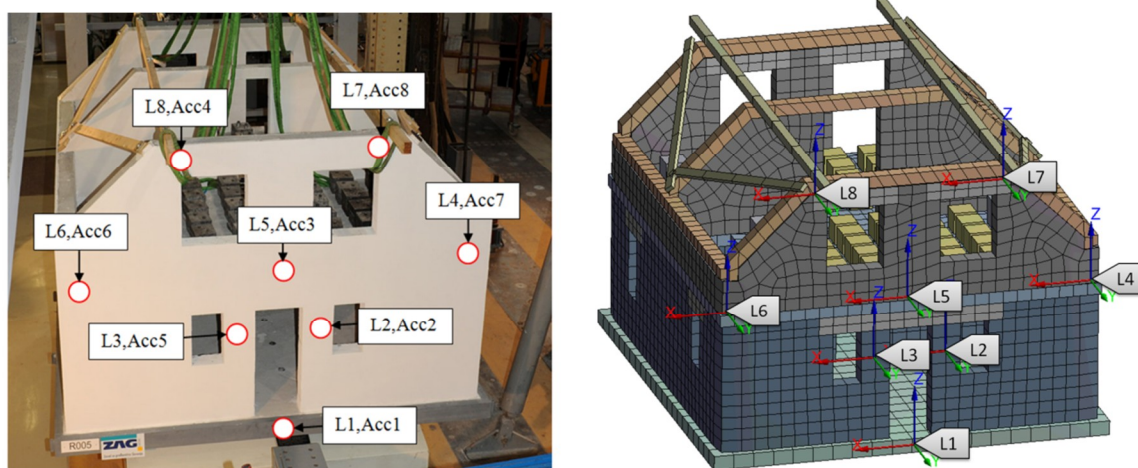
Úroveň	m_1 [kg]	m_2 [kg]	ξ [%]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]
G010	3 022	864	5,1	25,0	49,7
G025			5,1	25,0	49,7
G050			5,1	24,1	51,3
G075			4,9	24,1	50,3
G100			4,7	23,5	50,2
G150			4,8	22,7	48,3
G200			5,0	21,6	46,5
G250			14,4	12,5	38,4
G300			17,3	8,6	38,3
G350			26,0	7,0	24,8



Obr. D.5.26 Model 2DOF

Pro určení tuhosti uložení byla provedena analýza záznamu čidel L5 a L7 (obr. D.5.27) všech měření. Z výpočtu vlastních tvarů kmitů objektu je zřejmé, že dominantní kmitání v odezvě bude způsobeno především dvěma tvary s nejnižší vlastní frekvencí (viz. příloha P3 a P4). Vzhledem k časové náročnosti výpočtu na modelech O1 až O3, byl sestaven náhradní model objektu dvoustupňovou soustavou 2DOF (obr. D.5.26). Hledány byly hmotnosti, tuhosti a poměrné tlumení modelu 2DOF. V tab. D.5.6 jsou vypsány jednotlivé hledané parametry, kterými bylo dosaženo nejlepšího popisu měřené odezvy posunutí v místech L5 a L7 při zatížení dvojestupňové soustavy posunutím v místě L1.

V tabulce sloupec m_1 označuje náhradní soustředěnou hmotnost (počáteční odhadnutá soustředěná hmota byla jako součet hmotností: horní poloviny zdiva přízemí + strop + závaží + podkroví = 3 925 kg) v úrovni snímače L5. V tabulce sloupec m_2 označuje hledanou hmotnost stupně volnosti v úrovni horního věnce krovu (úroveň snímače L7). V tabulce sloupec ξ označuje hledané poměrné tlumení soustavy. V tabulce sloupec f_1 označuje hledanou první vlastní frekvenci soustavy. V tabulce sloupec f_2 označuje hledanou druhou vlastní frekvenci soustavy.



Obr. D.5.27 Poloha snímačů, vlevo: experimentální model, vpravo: matematické model

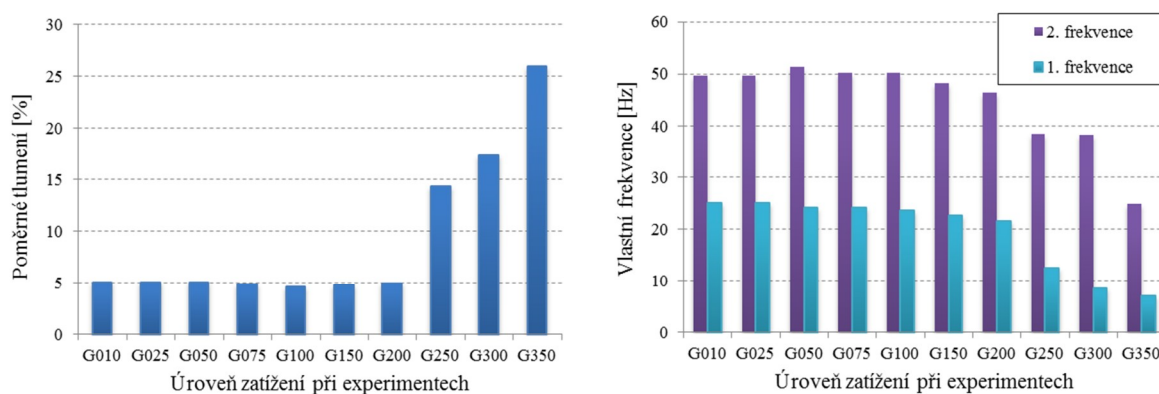
Samotné hledání parametrů bylo provedeno jednoduchou optimalizační metodou *Screening* v programu ANSYS [108]. Řešení v časové oblasti jednotlivých všech dějů (G010 až G350) bylo provedeno numerickou implicitní integrací s časovým krokem 0,001 s, kdy zatížení bylo vynuceno posunutím odpovídající časovým funkcím měřených filtrovaných záznamů v místě L1. V první fázi byly hledány parametry hmotnosti m_1 a m_2 přes všechny děje. Následně byly hledány parametry ξ , f_1 , f_2 odděleně přes jednotlivé děje. Objektívni funkcí optimalizačních výpočtů byla chyba sumy čtverců rozdílů v jednotlivých časových krocích počítaného a měřeného relativního posunutí snímačů L5 a L7.

Výsledky dynamické odezvy byly srovnány s výsledky z buzení zrychlením Acc1 (řešení v relativních souřadnicích) a bylo dosaženo téměř stejné odezvy modelů (ověřen předpoklad řešení v relativních souřadnicích).

Z výsledných nalezených hodnot parametrů (tab. D.5.6, obr. D.5.28) je zřejmé, že experimentální model až do úrovně zatížení G200 se choval lineárně pružně a nedochází k výraznému poškození. Nejvýraznější poškození nastalo během dějů G250 až G350. Při těchto úrovních zatížení docházelo postupně k poškození, vypočítané parametry tuhosti a tlumení odpovídají nejvíce oblasti kolem středu časového intervalu jednotlivých dějů.

Vlastní frekvence a tvary kmitu matematického modelu

Na základě vlastní frekvence získané analýzou měření byly modely O1, O2, O3 doplněny o pružné uložení (Winklerův model založení) tak, aby první vlastní frekvence odpovídala průměrné vlastní frekvenci experimentálního modelu (viz. tab. D.5.6) v oblasti dějů G010 až G075. Modely jsou dále označovány jako O1w, O2w, O3w.



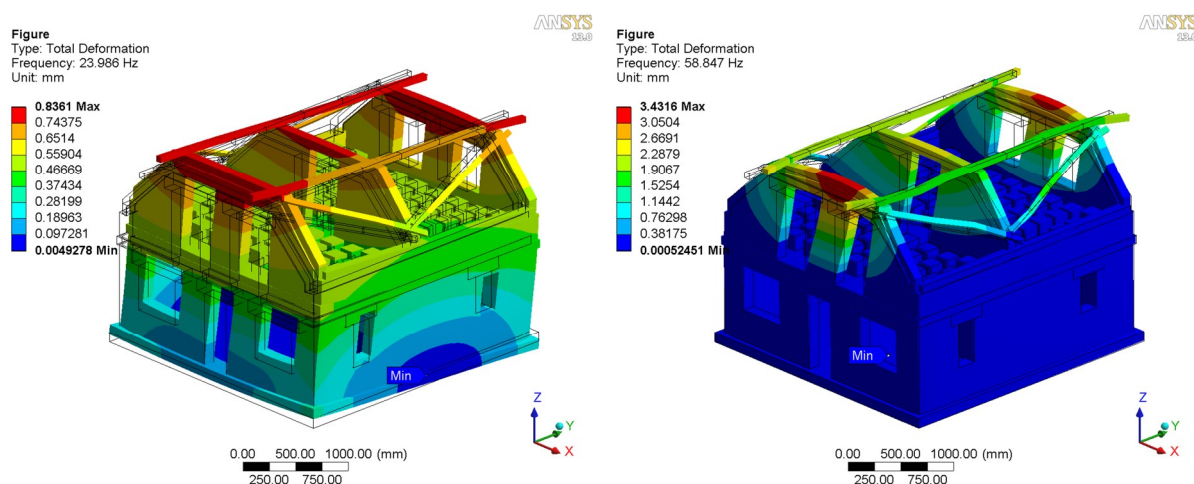
Obr. D.5.28 Poměrné tlumení a vlastní frekvence získané z měření

Vlastní frekvence a tvary kmitů modelu O1 až O3 s pevnou okrajovou podmínkou (vetknutí) a model O3w s pružnou okrajovou podmínkou jsou vypsány v tab. D.5.7 a vykresleny v příloze P2. Z vlastních tvarů kmitů a vlastních frekvencí je zřejmá dobrá shoda modelů v lineární oblasti kmitání.

Tab. D.5.7 Vlastní frekvence [Hz]

N	Matematické modely objektu			
	O1	O2	O3	O3w
1	31,1	31,2	31,6	24,0
2	33,0	33,5	34,1	25,1
3	42,2	46,0	45,8	39,2
4	49,1	49,9	51,3	46,3
5	54,5	59,0	57,1	48,9
6	63,2	59,7	59,0	58,8
7	64,9	72,5	72,5	59,9
8	65,7	72,6	72,6	65,5
9	72,6	76,1	75,4	72,4
10	72,6	80,4	77,6	72,6

Při srovnání efektivních kmitajících hmot (viz. kap. C.9.3) ve směru buzení (směr y), model O3w při vlastní frekvenci 24,0 Hz kmitá 3 601 kg hmotnosti modelu a u modelu 2DOF (děj G075) při frekvenci 24,1 Hz kmitá 3 762 kg. Druhý vlastní tvar je obtížně srovnatelný, protože v modelu O3w je rozdělen do několika frekvencí: 46,3, 48,9 a 58,8 Hz, viz. obr. P3.22 až P3.24.



Obr. D.5.29 Vybrané vlastní tvary modelu objektu O3w, vlevo: 1. vlastní tvar, vpravo: 6. vlastní tvar

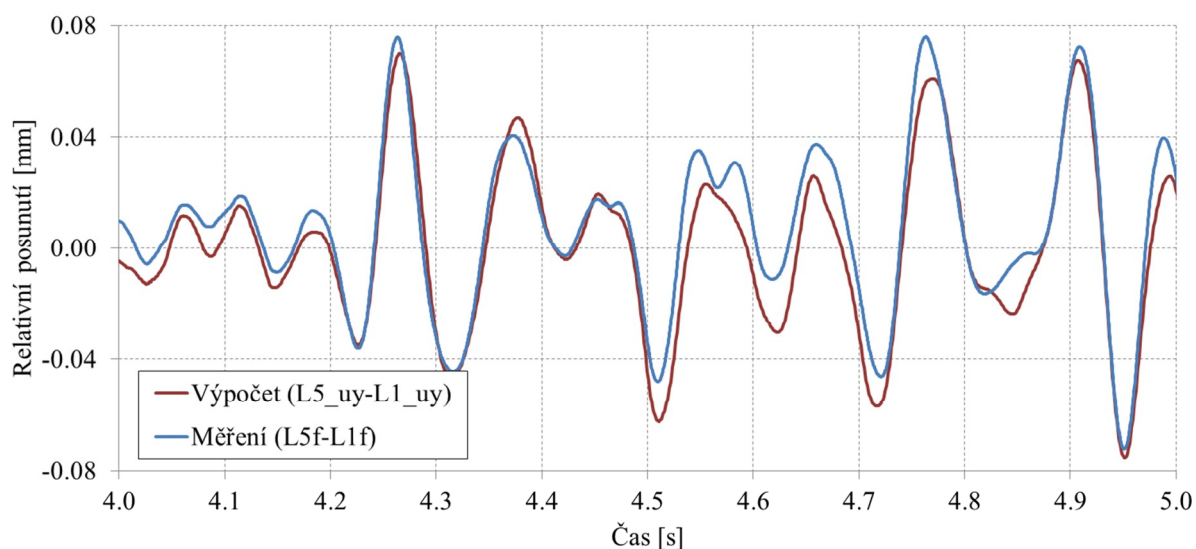
D.5.6 Srovnání výsledků výpočtu na modelu objektu s měřením

Simulace vibrací G075 s modelem O3w

Na obr. D.5.30 je zobrazena část průběhu relativního posunutí bodu L5 porovnaných s průběhem při měření G075. Vykresleny jsou měřené relativní posunutí snímače L5 vztažené k výsledkům snímače L1. Z obdobného místa v numerickém modelu O3w jsou odečteny a vykresleny hodnoty posunutí. Srovnání relativních posunutí, absolutních posunutí a absolutních zrychlení na snímačích L5 a L7 jsou vykresleny v příloze P4.

Lineární dynamická odezva modelu O3w byla řešena Newmarkovou numerickou integrací časovým integračním krokem 0,001 s. Model tlumení byl do modelu zahrnut jako beta tlumení sloupec $\beta_d = 2\xi/(\pi f_1)$, kde poměrné tlumení $\xi = 4,9\%$ a $f_1 = 24,1$ Hz bylo převzato z modelu 2DOF (viz. tab. D.5.6) pro úroveň zatížení G075. Výpočet byl proveden řešením v absolutních souřadnicích, kdy byla buzena základová deska posunutím odpovídajícím měřeným posunutím snímače L1f.

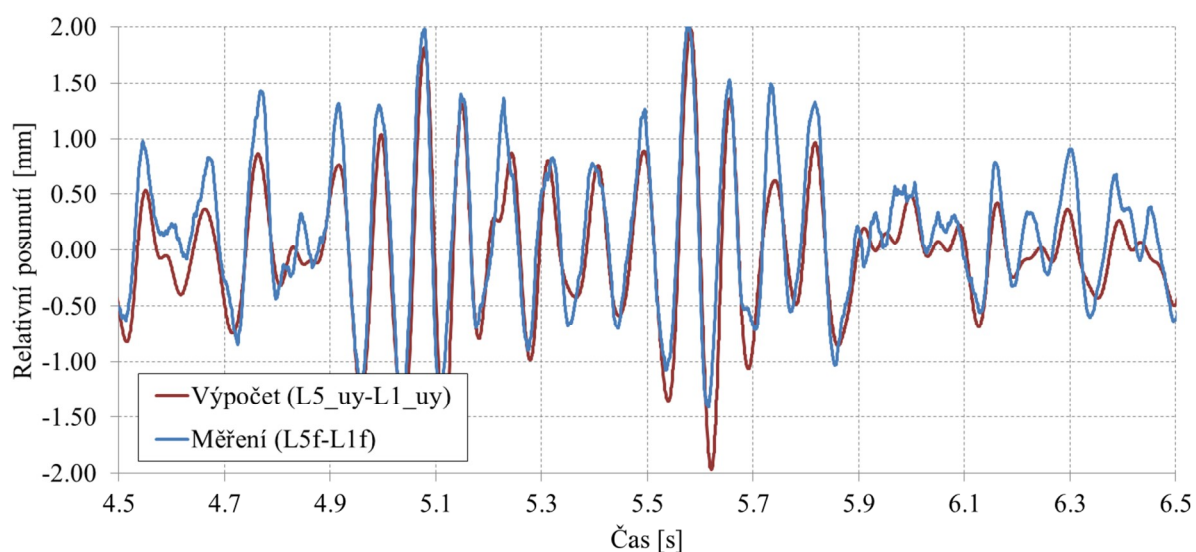
Ze srovnání průběhů je patrné, že numerická simulace dobře vystihuje chování objektu při experimentu. Především první vlastní frekvence odpovídající prvnímu ohybovému vlastnímu tvaru velmi obdobně reaguje na pohyb základu. Rozdíly v relativním posunutí jsou způsobeny nepřesností modelu, ale také nepřesností měření. Relativní posunutí, která se pohybují asi o 2 řády níže než měřené absolutní posunutí, jsou velmi náchylná na chybu. Ve srovnání absolutních zrychlení numerická simulace vykazuje mírně vyšší odezvu. Svůj podíl na tom nese nepřesnost měření, kdy model byl buzen přesně měřenými posunutí L1f, ale při dvojitě derivaci L5f (označováno jako AccL5f) záznamu odpovídají Acc5f zrychlením pouze přibližně, dokonce spíše odpovídají derivované hodnoty více numerické simulaci (obr. P4.2).



Obr. D.5.30 Průběh výsledného relativního posunutí L5 vůči L1 při G075, srovnání měření a výpočtu

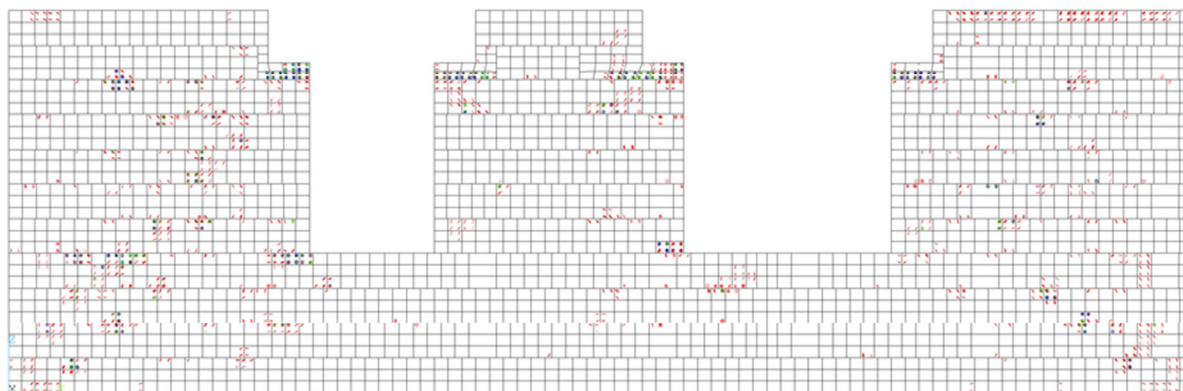
Simulace vibrací G250 s modelem O2w

Na obr. D.5.31 je zobrazena část průběhu relativního posunutí bodu L5 porovnaných s průběhem při měření G250. Vykresleny jsou výsledné relativní posunutí snímače L5 vztažené k výsledkům snímače L1. Z obdobného místa v numerickém modelu O2w jsou odečteny a vykresleny hodnoty posunutí.



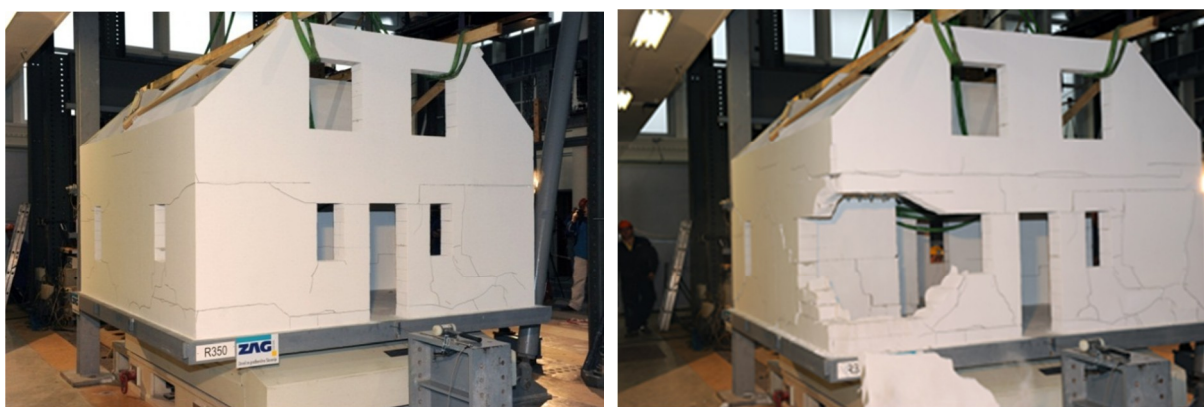
Obr. D.5.31 Průběh výsledného relativního posunutí v čase G250, srovnání měření a výpočtu

Nelineární dynamická odezva modelu O2w byla řešena Newmarkovou numerickou integrací časovým integračním krokem 0,0001 až 0,001 s, kdy bylo nastavena možnost zmenšení kroku v případě špatné konvergence Newton-Rhapon iterační metody (kap. C.10.3). Nastavení proporcionálního tlumení a tuhosti Winklerova podkladu bylo totožné jako simulace vibrací G075 s modelem O3w.



Obr. D.5.32 Pohled na boční stěnu s vizualizací trhlin (viz legenda na obr. D.5.14)

Ze srovnání průběhů je patrné, že numerická simulace dobře vystihuje chování objektu. Větší nepřesnosti ve srovnání měření a výpočtu (oproti předešlému lineárnímu výpočtu G075) jsou dány výrazně složitějším mechanickým dějem, kdy neprenosnosti v popisu mechanického porušování ovlivňují následné dynamické chování matematického modelu. Bohužel z časových důvodů nebylo možné provést opakované citlivostní výpočty, které by napomohly například odladit požadovanou velikost prvků v místě koncentrátů napjatosti. Výpočet devíti sekund trval kolem 1000 hodin, což je kolem 40 dnů (HP Z800 Workstation, 96 GB RAM, 12 jader Intel Xeon na 3,33 GHz). Během výpočtu bylo zapotřebí celkem 60 tisíckrát sestavit matici tuhostí pro hledání rovnováhy sil během jednotlivých kroků.

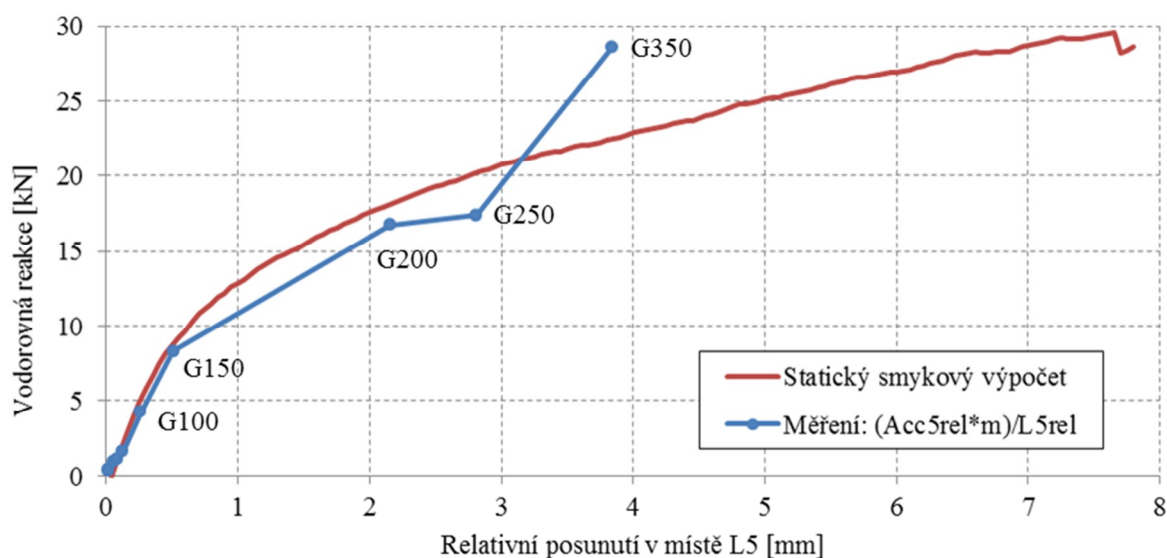


Obr. D.5.33 Děj G350, vlevo: pokročilé poškození na začátku děje, vpravo: borcení během děje

Statické vodorovné zatížení modelu O2w

Na obr. D.5.34 je červenou barvou vykreslena nelineární závislost horizontální reakce na relativním posunutí v místě L5 (úroveň stropu) při necyklickém relativně pomalém vodorovném zatížení modelu O2w. Nelineární výpočet byl proveden přímou integrací obdobně jako u výpočtu vibrací, pouze bylo zvoleno pomalé zatěžování $1 \text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$, a to pouze v jednom směru. Modrou barvou je vykreslen průběh závislosti odhadu vodorovné reakce versus relativní špičkové posunutí z jednotlivých úrovní zatížení

získaných z měřených dat při experimentu. Odhad reakce byl proveden násobkem relativního špičkového zrychlení a odhadnuté kmitající hmoty (3 925 kg, viz. kap. D.5.5).



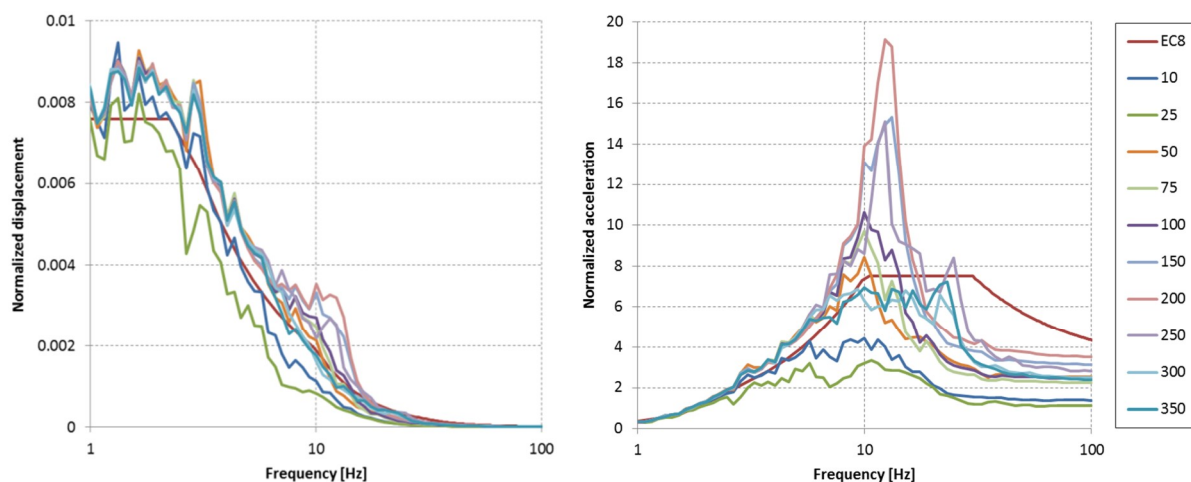
Obr. D.5.34 Srovnání vypočítané statické vodorovné odezvy s měřením

Ze srovnání je vidět dobrou shodu především v oblastech, kdy ještě nedošlo k rozsáhlým poškozením. Modrá křivka je pouze orientační, extrémní zrychlení a extrémní posunutí nemusí odpovídat stejným časovým okamžikům.

Z průběhu červené křivky na obr. D.5.34 je zřejmé nelineární chování matematického modelu, kdy dochází k postupnému snížení tuhosti vlivem porušení zdících prvků, tak i rozhraní mezi prvky.

D.5.7 Shrnutí

Na obr. D.5.35 jsou vyneseny generované spektra odezvy z časových funkcí L1f získaných při experimentu G010 až G350, viz. tab. D.5.3. Spektra odezvy byla normována na 100 % úroveň zatížení, což odpovídá zrychlení 0,1 g (resp. 0,3 g v modelovém měřítku). Z grafů je zřejmé, že pohyb na úrovni základové desky se nepovedlo vybudit přesně podle předepsaného spektra odezvy (označeno na EC8 na téže obrázku). Graf přímo ukazují, do jaké míry bylo vybudeno v experimentálním modelu příslušná úroveň zatížení. Přestože na první pohled vybudená spektra odezvy evokují velký nesoulad s požadovaným spektrem odezvy, při detailnějším rozboru je zřejmé, že při nejsilnějších zatížení G300 a G350 v oblasti kolem dominantní vlastní frekvence modelu (10 až 20 Hz) hodnoty absolutního zrychlení jsou menší zhruba o 10 až 20 % oproti požadovanému spektru odezvy (EC8). Toto zjištění ukazuje na fakt, že model objekt s rezervou odolá seizmickému zatížení na horní úrovni dané pro naše území normou EC8 [86].



Obr. D.5.35 Spektra odezvy (vlevo: relativní posunutí, vpravo: absolutních zrychlení)
normované na 100 % úroveň zatížení)

Detailní matematické modelování umožnilo popsat a lépe pochopit mechanické chování smykově zatížených stěn z pórobetonových zdicích prvků tak i chování vyzděného celého objektu.

D.6 Extrapolace na objekt s reálnými rozměry

Pro extrapolaci na objekt s reálnými rozměry byly vytvořeny tři matematické modely. Modely se lišily předpokládanou hmotností a tuhostí podzákladí:

- model OR3a – maximální tuhost a minimální hmotnost (maximální frekvence),
- model OR3b – minimální tuhost a maximální hmotnost (minimální frekvence),
- model OR3c – maximální tuhost a maximální hmotnost.

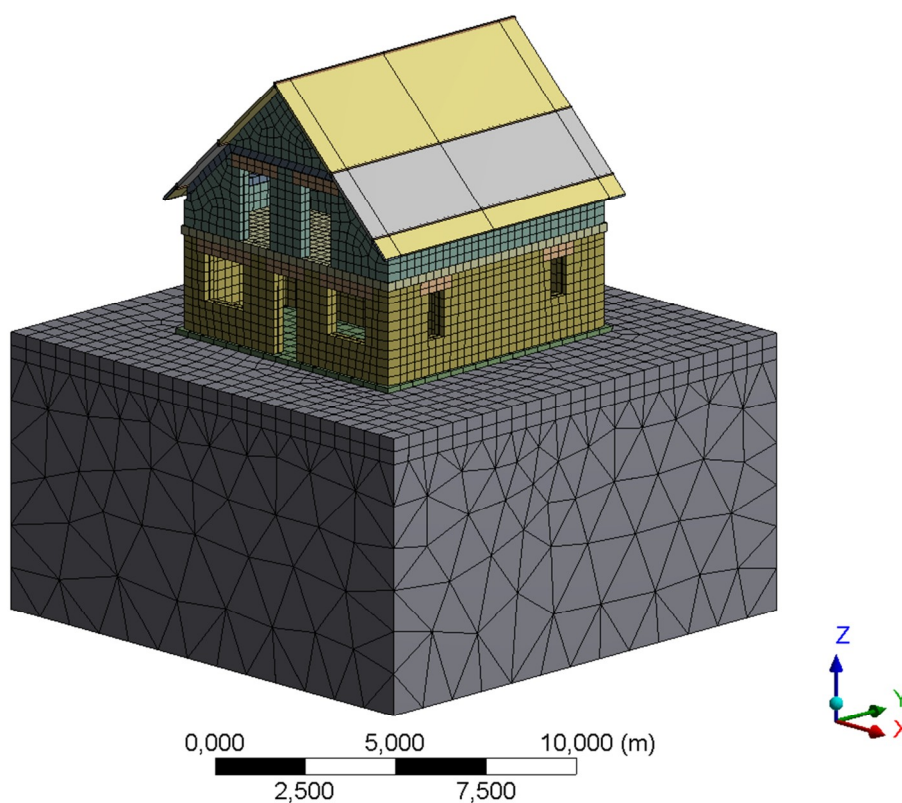
Tab. D.6.1 Užití prvky

	Model OR3a, OR3b, OR3c
Uzlů	250 046
Prvků SOLID186	3 111
Prvků SOLID187	5 396
Prvků SHELL181	3 578
Prvků BEAM188	266
Prvků CONTA175	334
Prvků TARGET170	1 992
Rovnic	79 293

Všechny modely OR3 vychází z modelu O3, bylo zvětšeno měřítko (3x), byl odebrán model desky a závaží, byl přidán model základová konstrukce, podzákladí, střešní konstrukce, konstrukce schodiště, hmotnosti podlah, užité zatížení a oken.

Tab. D.6.2 Hmotnosti modelů

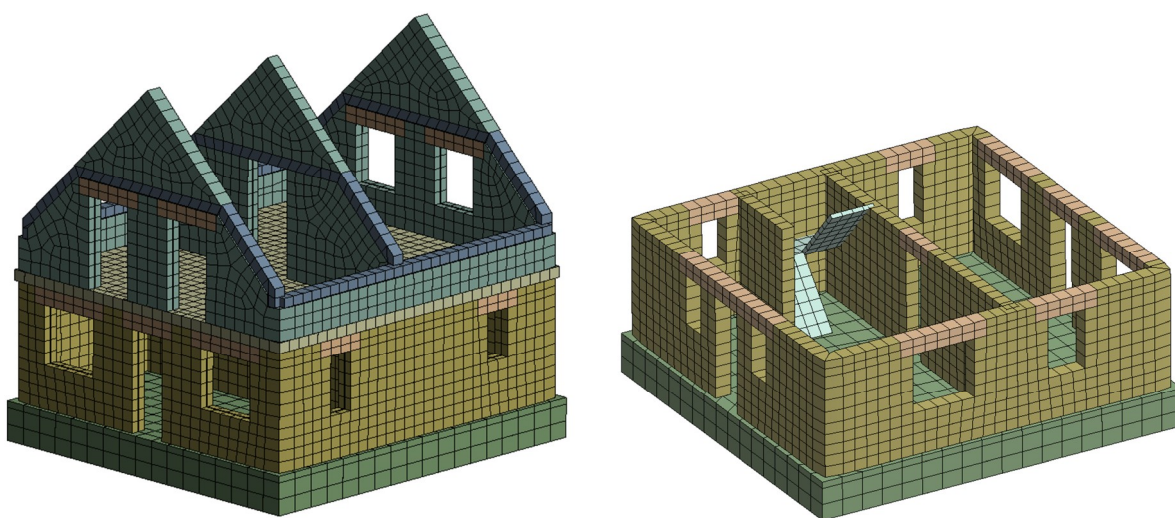
	Experimentální model	Model OR3a	Modely OR3b a OR3c
Nosné konstrukce zdiva a stropu	1 900 kg	47 347 kg	50 787 kg
Závaží	2 490 kg	-	-
Konstrukce základů	-	61 390 kg	61 390 kg
Podlaha podkroví, užité zatížení 50 kg/m ²	-	5 533 kg	14 663 kg
Konstrukce schodiště	-	1 150 kg	1 150 kg
Okna a dveře	-	638 kg	1 913 kg
Štítové zdi	-	1 786 kg	2 143 kg
Střešní konstrukce, krytina, zateplení podkroví, podhled	-	2 202 kg	12 048 kg
Celková hmotnost nad základové konstrukce	3 390 kg	58 456 kg	82 704 kg



Obr. D.6.1 Síť konečných prvků modelu OR3a, OR3b a OR3c

Uložení modelů bylo modelováno nehmotným blokem zeminy v interakci se základy objektu. Modul pružnosti u modelu OR3a a OR3c byl nastaven na hodnotu 200 MPa (šterkovitá zemina), u modelu OR3b byl nastaven na hodnotu 10 MPa (jemnozrnná zemina). Jedná se o limitní vlastnosti spadající do skupiny zeminy typu D dle EC8 [86], která byla předpokládána při sestavení syntetických akceleroqramů. Maximální/minimální hmotnost byla volena za předpokladu užití těžkých/lehkých střešních krytin, užití těžkých/lehkých konstrukcí podlah, maximálních/minimálních užitných podlahových hmotností. Změna hmotnosti byla aplikována především změnou objemové hmotnosti stropů a střešní krytiny, viz. tab. D.6.2.

Na obr. D.6.1 a D.6.2 je vykreslena síť konečných prvků, která je shodná pro modely OR3a až OR3c.



Obr. D.6.2 Síť konečných prvků modelu OR3a, OR3b a OR3c

Tab. D.6.3 Vlastní frekvence [Hz]

N	Model		
	OR3a	OR3b	OR3c
1	9,1	4,3	6,3
2	13,9	4,6	11,2
3	17,0	7,2	14,0
4	19,8	7,4	15,8
5	23,7	8,0	19,5
6	25,3	8,9	19,8
7	26,3	9,6	21,2
8	27,1	17,4	22,6
9	30,3	18,7	23,0
10	31,5	20,5	26,1

D.6.1 Vlastní frekvence a tvary kmitů matematického modelu

Byl proveden výpočet vlastních frekvencí a tvarů kmitů. Prvních 10 vlastních frekvencí je uvedeno v tab. D.5.10.

D.6.2 Výpočet odezvy pomocí spekter odezvy

Byl proveden výpočet statické odezvy modelů OR3a, OR3b a OR3c při zatížení vlastní tíhou a výpočet dynamické odezvy při zatížení spektrem odezvy EC8. Výsledky výpočtů byly kombinovány: statika ± dynamika. Buzení bylo aplikováno pouze ve směru globálního systému modelu, což odpovídá buzení experimentálního modelu. Vstupní elastická spektra odezvy byla sestavena dle EC8 [86] za stejných předpokladů jako u předchozích měření a výpočtů. Tlumení bylo předpokládáno o velikosti 5 % a duktilita o velikosti 1,5, což jsou hodnoty získané z experimentálního ověření objektu v modelovém měřítku. Největší dynamická odezva byla zaznamenána na modelu OR3b. V příloze P7 jsou vykresleny výsledky výpočtů modelu OR3b: pole posunutí, pole hlavních napětí.

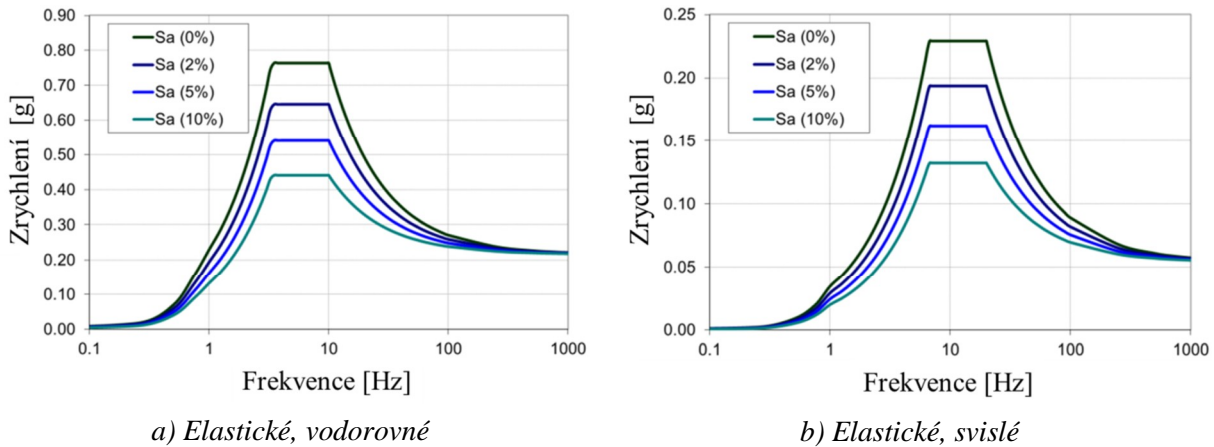
Srovnání extrémní hodnoty hlavních napětí v materiálu pórobeton jsou vypsány v tab. D.6.4. Extrémní hodnoty jsou u všech modelů ve stejných místech, a to v oblastech koncentrátů v rozích okenních otvorů (obdobně jako na obr. D.6.5). Hodnoty uvedené u modelu O3w byly získány řešením odezvy s užitím spekter odezvy při zatížení G200 viz. obr. D.5.35.

Tab. D.6.4 Srovnání extrémů hlavních napětí v pórobetonu na modelech [kPa]

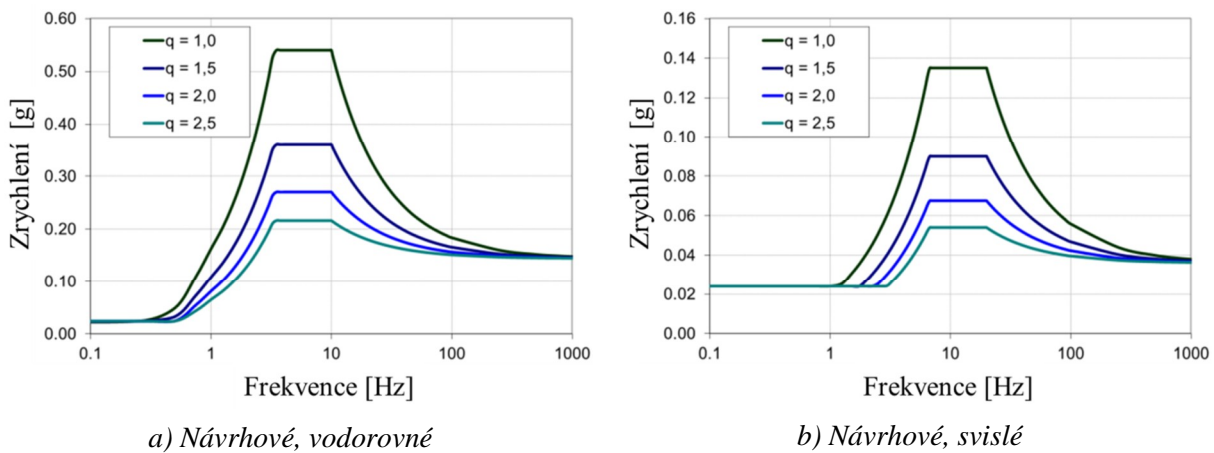
	Model O3w		Model OR3a		Model OR3b		Model OR3c	
	S_1	S_3	S_1	S_3	S_1	S_3	S_1	S_3
Statika	39	-178	30	-139	47	-218	43	-196
Dynamika	319	-112	159	-59	316	-112	228	-84
Statika + dynamika	319	-178	159	-139	316	-218	228	-196
Statika - dynamika	-178	-319	-139	-159	-187	-316	-228	-196

D.6.3 Výpočet odezvy na prostorové buzení

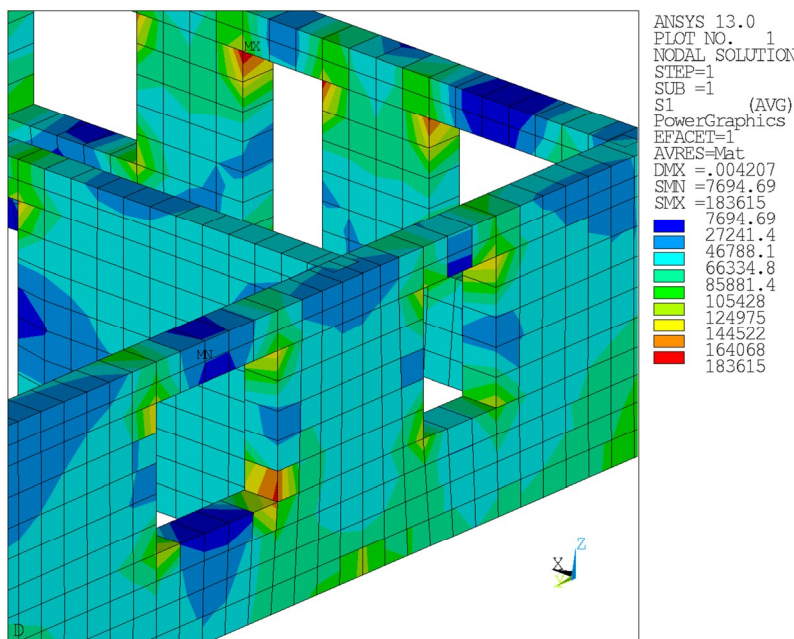
Na modelu OR3b byl proveden výpočet na prostorové buzení (ve směrech x , y a z) jak to předepisuje EC8 [86]. Výpočet byl proveden ve dvou variantách: užití elastických lineárních spekter odezvy, užití návrhových spekter odezvy.



Obr. D.6.3 Spektrum odezvy absolutních zrychlení dle EC8 [86]



Obr. D.6.4 Spektrum odezvy absolutních zrychlení dle EC8 [86]



Obr. D.6.5 Pole hlavního napětí S_1 , dynamická odezva, model OR3b

Tab. D.6.5 Srovnání extrémů hlavních napětí [kPa]

	Model OR3b			
	Elastické spektrum		Návrhové spektrum	
	S_1	S_3	S_1	S_3
Statika	47	-218	47	-218
Dynamika	367	-109	183	-55
Statika + dynamika	367	-218	183	-218
Statika - dynamika	-367	-218	-183	-218

D.6.4 Shrnutí

Bylo provedeno srovnání výsledků výpočtu simulace lineárního chování experimentálního modelu na úrovni zatížení 200 % (G200 - limitní zatížení, při kterém experimentální model vykazuje lineární chování) s výsledky výpočtu modelu objektu s reálnými rozměry se zatížením dle EC8 (100 % úroveň zatížení je zvolena $a_{gR} = 0,10$ g, viz. tab. D.5.3). Model reálného objektu byl sestaven ve variantách, které zohledňují nejistoty především ve hmotnosti objektu a tuhostních vlastnostech podzákladí.

Srovnáním odezvy na modelech ve skutečném a modelovém měřítku poskytuje informaci o tom do jaké míry předpoklady modelového měřítka a pouze jednosměrného buzení ovlivnily výslednou odezvu. Z uvedených výsledků pouze při horizontálním buzení ve směru delší osy objektu vykazuje model OR3b největší dynamickou odezvu. Shodou okolností je tato odezva velmi srovnatelná s odezvou modelu O3w na úrovni zatížení G200, kdy byl experimentální objekt ještě nevykazoval rozsáhlé poškození. Zesílení dynamické odezvy vlivem prostorového buzení je zhruba 15 %. Extrémní poškození reálného objektu při návrhovém zatížení odpovídá poškození při experimentu na úrovni mezi G200 a G250, obrázky poškození viz příloha P5. Objekt bude poškozen četnými trhlinami, ale nedojde k jeho celkovému kolapsu.

ČÁST E – ZÁVĚRY

V disertační práci byly představeny postupy, metodika řešení úloh v oblasti určení odezvy stavebních konstrukcí na seizmickém zatížení. Toto je spojeno s praktickými požadavky na výpočty seizmické odezvy v souladu s přijetím normy ČSN EN 1998 a jejích částí. Vychází se z problémů definice modelu seizmického buzení a jeho aplikace na řešení odezvy zděných konstrukcí z pórobetonových tvárnic nízké pevnosti.

Při definování buzení se využívají akcelerogramy nebo elastická spektra odezvy. V oblasti výpočtu odezvy při užití záznamů pohybu podloží jsou uvedeny postupy, jak rozhodnout, zda tyto záznamy jsou vhodné pro řešení. Záznamy vykazují řadu nedostatků. Nedostatek hustoty záznamu byl řešen doplněním mezilehlých hodnot na základě kubických splajnů. Zvýšení vzorkovací frekvence záznamu vykazuje vždy zpřesnění odezvy, ale také současně poukazuje na případnou nedostatečnost v hustotě záznamu. Pro praktické použití byly naprogramovány a odladěny skripty v prostředí ANSYS pro automatizované doplnění hustoty záznamu pohybu podloží.

Nejistoty v matematickém modelování při výpočtu seizmické odezvy není běžnými postupy možné shrnout do jednoznačného deterministického výpočtu odezvy. Proto byl navržen postup pravděpodobnostní úpravy spekter odezvy. Upravená spektra lze použít v deterministickém výpočtu odezvy na seizmické zatížení, kdy je známo či odhadnuto pravděpodobnostní rozdělení parametrů modelu, které ovlivňují dominantní vlastní frekvence. Ukázalo se, že úprava spektrálních hodnot je ve většině případů mnohonásobně méně náročná na výpočtový čas ve srovnání s běžnými simulačními stochastickými metodami. Vhodnost postupů byla testována a ověřena na podrobném parametrickém FE modelu typické stavební konstrukce s užitím reálných statistických rozdělení parametrů konstrukce a podzákladí. Dynamické výpočty byly realizovány v programu ANSYS. Byly programovány a odladěny algoritmy, které automatizovaně upravují funkce spekter odezvy v závislosti na vstupních parametrech zahrnující variační koeficient náhodného rozdělení, pravděpodobnost překročení hodnoty spektra a korelace rozdělení hmotnosti a tuhosti. Pravděpodobnostní úprava spekter odezvy je široce užitečná v praxi při výpočtech odezvy konstrukcí s modelem zatížení v podobě základových a podlažních spekter odezvy.

Při řešení speciálních a nelineárních úloh dynamické odezvy se vychází z řešení s využitím záznamů pohybu. Jsou většinou známa pouze spektra odezvy. Byl navržen postup pro generování syntetických akcelerogramů ze zadaných spekter, který vylepšil dříve známé algoritmy. Podařilo se vytvořit syntetické akcelerogramy lépe vystihující odezvu v oblasti vyšších frekvencí. V tomto postupu amplitudy harmonických funkcí jsou měněny v závislosti na celém frekvenčním rozsahu spektra odezvy. Tyto syntetické akcelerogramy byly užity v praktických aplikacích a při nelineárních výpočtech na experimentálně sledovaném objektu. Naprogramované a odladěné postupy pro generování akcelerogramů jsou obecně využitelné pro sestavení nekorelovaného prostorového modelu zatížení. Lineární odezva s využitím těchto akcelerogramů se prakticky shoduje s odezvou získanou pomocí původních elastických spekter odezvy.

V oblasti seizmické odolnosti zděných konstrukcí z pórobetonových nízkopevnostních tvarovek byly provedeny rozsáhlé dynamické nelineární výpočty v programu ANSYS. Výpočty zahrnovaly simulace

chování zděných experimentálních stěn při smykovém cyklickém zatížení. Bylo sestaveno 12 detailních FE modelů simulující provedené experimenty. Zkoušené přístupy modelování byly odladěny až na úroveň, kdy je možné postihnout fáze porušování. Detailní modely stěnových systému byly sestaveny pomocí FE modelů zdicích prvků s konstitutivním vztahem zahrnující křehké porušení. Interakce zdicích prvků byla modelována kontaktními elementy umožňující delaminaci při porušování. Vypočítané pracovní diagramy jednotlivých stěn odpovídají hystereznímu chování experimentů až do prvních fází porušování a to včetně cyklického porušování. Z výsledků výpočtů je patrné, že bylo dosaženo dobré shody s měřeními. Porovnávaly se hodnoty smykových únosností a deformací v celém souboru experimentů. Unikátní experimenty byly provedeny na certifikovaném pracovišti ZAG Ljubljana, Slovinsko pod odborným dohledem Doc. Ing. Jaromíra Kloudy, CSc.. Možnosti matematického modelování dovolují sledovat a analyzovat jednotlivé vlivy na chování stěn. Mezi ně například patří: vliv pevnosti pórobetonu, vliv plastické rezervy pórobetonu, vliv pevnosti spojovacího materiálu, vliv tuhosti spojovacího materiálu, vliv svislých (suchých) mezer atd.. Popsané postupy řešení stěn z pórobetonových prvků jsou využitelné v praxi v oblasti seizmických výpočtů stavebních konstrukcí ze stěnových systémů.

Otestovaný přístup při matematickém modelování stěn ze zdicích prvků byl aplikován při sestavení výpočtových modelů využitých při simulaci dynamického chování experimentálně sledovaného domu. Fyzický model zděného domu byl vytvořen v modelovém měřítku 1:3. Při matematickém modelování bylo shodně užito modelování vazeb zdicích prvků z pórobetonu. Zdicí prvky jsou složeny z objemových konečných prvků. Vzájemná interakce mezi zdicími prvky byla modelována kontaktními prvky. Detailní matematický model objektu umožňoval porušování ve zdicích prvcích a i delaminaci spojení v oblastech kontaktů. Výpočet odezvy byl proveden přímou integrací pohybových rovnic při buzení akcelerogramem odpovídajícím buzení při experimentu. Pro oblast lineárního chování byly sestaveny zjednodušené modely domu s lineárními materiálovými vlastnostmi. Tento postup dovolil získat více výsledků z řešení simulace experimentu. Z výsledků výpočtů je patrna velmi dobrá shoda s výsledky experimentů z hlediska hodnot přemístění a zrychlení.

Výpočty v modelovém měřítku 1:3 byly dále pomocí matematického modelování extrapolovány na reálný objekt včetně založení. Shodou okolností vypočítaná odezva při jednosměrném buzení spektry odezvy s referenčním zrychlením 0,12 g je srovnatelná s odezvou na numerickém modelu v měřítku 1:3 při zatížení na úrovni zatížení G200. Další výpočet odezvy modelu reálného byl proveden při prostorovém buzení opět referenční špičkové zrychlení 0,12 g v souladu s ČSN EN 1998. Vypočtený nárůst dynamické odezvy vlivem prostorového buzení a zahrnutí interakce s podložím je až 15 %. Poškození reálného objektu při návrhovém zatížení lze očekávat na úrovni poškození experimentálního domu při úrovni zatížení G200 až G250. Lze usuzovat, že reálný objekt bude při tomto zatížení poškozen četnými trhlinami, ale nedojde k jeho celkovému kolapsu. Na základě srovnání výsledků extrapolace s výsledky simulací experimentu lze usuzovat, jak se bude chovat reálný objekt při seizmickém ději na horní hranici zatížení definované pro naše území platnou normou ČSN EN 1998. Výsledky uvedeného výzkumu a analýzy jsou využitelné pro stanovení použitelnosti

pórobetonových zdicích prvků pevnostních tříd P2 a P1,8 pro nosné stěny u zděných objektů v seizmických oblastech na území ČR.

Představené postupy a metodiky řešení odezvy na seizmické zatížení lze obecně aplikovat při návrhu a posuzování seizmicky namáhaných staveb. Modelování konstrukcí z pórobetonových dílců lze rozšířit na komplikovanější modely stěn a konstrukcí sestavených z přesných pálených zdicích prvků POROTHERM 44 T Profi. Experimentální výzkum v současné době probíhá. Při modelování a výpočtu konstrukcí z křehkých keramických prvků s dutinami lze očekávat celou řadu nových problémů, které by byly součástí dalšího výzkumu.

Seznam užitých zdrojů

Autorská publikační činnost

- [1] ČADA Z., *Modelování chladicí věže MKP a výpočet modálních charakteristik*. Sborník přednášek konference Juniorstav 2007 - 9. odborná konference doktorského studia, Brno: VUT v Brně, 2007, ISBN:978-80-214-3337-3.
- [2] ČADA Z., *Modelování zatížení chladicích věží v programu ANSYS*. Sborník přednášek konference Juniorstav 2007 - 9. odborná konference doktorského studia, Brno: VUT v Brně, 2007, ISBN:978-80-214-3337-3.
- [3] ČADA Z., *Pravděpodobnostní modul klasického prostředí ANSYS*. CD-ROM 15. konference ANSYS Users' Meeting, Lednice: 2007, ISBN 978-80-254-0301-3.
- [4] ČADA Z., *Stanovení tuhosti podloží rotačně symetrické konstrukce*. CD-ROM, sborník rozšířených abstraktů 6th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava, Slovakia, 2007, ISBN:978-80-227-2732-7.
- [5] ČADA Z., *Automatizace posouzení železobetonových konstrukcí*. Sborník přednášek konference Juniorstav 2008 - 10. odborná konference doktorského studia, Brno: VUT v Brně, 2008, ISBN:978-80-86433-45-5.
- [6] ČADA Z., MRÓZEK M., BRAŤKA M., *Odezva ocelové nádrže při zatížení technickou seizmicitou*. Konference ANSYS 2008, 16. ANSYS FEM User's Meeting, Luhačovice, 2008, 6 stran, ISBN:978-80-254-3355-3.
- [7] BRAŤKA M., ČADA Z., MRÓZEK M., *Odezva nádrže na seizmické zatížení*. Mezinárodní konferencia 70 rokov SvF STU, Bratislava, 2008, 7 stran, ISBN:978-80-227-2979-6.
- [8] ČADA Z., SALAJKA V., KANICKÝ V., *Odezva stavebních objektů na seizmické buzení s využitím syntetických akcelerogramů*. Transactions – Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební. Ostrava 2009, ISSN 1213-1962.
- [9] SALAJKA V., HRADIL P., KALA J., KANICKÝ V., ČADA Z., *Odezva panelových domů na seizmické buzení s využitím syntetických akcelerogramů sestavených na základě normových spekter odezvy*. IDEAS 09 Integrované navrhování progresivních stavebních konstrukcí. CIDEAS, Ostrava, 2009, ISBN 987-80-248-2091-0.
- [10] SALAJKA V., HRADIL P., KALA J., KANICKÝ V., ČADA Z., *Vliv vazeb na seizmickou odezvu panelových budov*. IDEAS 09 Integrované navrhování progresivních stavebních konstrukcí. CIDEAS, Ostrava, 2009, ISBN 987-80-248-2091-0.
- [11] ČADA Z., HRADIL P., KANICKÝ V., SALAJKA V., *Vliv modelování založení konstrukce a modelování styků mezi panely mnohopodlažního panelového domu na jeho dynamickou odezvu při seizmické události*. Konference ANSYS 2009, TechSoft Engineering spol. s.r.o., Plzeň, 2009, ISBN-978-80-254-5437-4.
- [12] ČADA, Z., SALAJKA, V., KANICKÝ, V., *Odezva stavebních objektů na seizmické buzení s využitím syntetických akcelerogramů*. Transactions – Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební. Ostrava 2009, ISBN 978-80.

-
- [13] KALA J., SALAJKA V., KANICKÝ V., ČADA Z., *Dynamic analysis of the penstock of the pumped-storage power plant*. 3rd IAHR International Meeting of the Workgroup on Cavitation and Dynamic Problems in Hydraulic Machinery and Systems, Brno, 2009, ISBN:978-80-214-3847-4
- [14] HOUŠŤ V., ČADA Z. *Buried concrete arch*. Young scientist, 1. The Postgraduate conference of Civil Engineering and Architecture, Košice, 2009, ISBN:978-80-553-0176-1.
- [15] MRÓZEK M., NEVAŘIL A., ČADA Z., BRAŤKA M. *Contemporary Approaches To Seismic Analysis Of Tank With Fluid*. Engineering Mechanics 2009, National conference with international participation, Svratka, Czech Republic, Praha, 2009, ISBN:978-80-86246-35-2.
- [16] ČADA Z., SALAJKA V., HRADIL P., KANICKÝ V., *Účinky přírodní a technické seizmicity na stavební konstrukce v ČR*. Transactions of the VŠB – Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, Ostrava, 2010, ISSN:1213-1962.
- [17] ČADA Z., SALAJKA V., HRADIL P., KANICKÝ V., *Účinky přírodní a technické seizmicity na stavební konstrukce v ČR*. Transactions of the VŠB – Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, Ostrava, 2010, ISBN:987-80-248-2343-0.
- [18] ČADA Z., HRADIL, P., KALA J., KANICKÝ V., SALAJKA V.: *Generation of Synthetic Accelerograms Based on Standardized Seismic Response Spectra and their Application to Solution of Seismic Responses of Building Structures*. PROCEEDINGS International Conference on Civil Engineering Design and Construction and Application of Eurocodes (Science and Practice) 9 – 11 September 2010, pp. 133-138, Varna 2010, ISBN:978-954-322-310-7.
- [19] ČADA Z., HRADIL P., KALA J., MRÓZEK M., SALAJKA V., *Assessment of the Seismic Resistance of Tanks with Fluid*. CONFERENCE PROCEEDINGS, ANSYS Conference and 28. CADFEM Users, 3.-5. November, Aachen, Eurogress, CADFEM GmbH, 12 stran, Německo, 2010, ISBN:3-937523-07-3.
- [20] ČADA Z., HRADIL P., NEVAŘIL A., MRÓZEK M., SALAJKA V., VYMLÁTIL P., *Computer modelling of the railway track structure – rail vehicle interaction*. CONFERENCE PROCEEDINGS, ANSYS Conference and 28. CADFEM Users, 3.-5. November, Aachen, Eurogress, CADFEM GmbH, 11 stran, Německo, 2010, ISBN:3-937523-07-3.
- [21] ČADA Z., HRADIL P., MRÓZEK M., SALAJKA V., VYMLÁTIL P., *The Response of a Removable Noise Damping Wall to the Impact of Motorcar*. CONFERENCE PROCEEDINGS, ANSYS Conference and 28. CADFEM Users, 3.-5. November, Aachen, Eurogress, CADFEM GmbH, 7 stran, Německo, 2010, ISBN:3-937523-07-3.
- [22] HOUŠŤ V., ČADA Z., *Výpočet dotvarování ŽB konstrukce numerickou integrací*. Sborník konference Juniorstav 2010 – 12. odborná konference doktorského studia, Brno, VUT v Brně, 2010, 10 stran, ISBN:978-80-214-4042-5.
- [23] HOUŠŤ V., ČADA Z., *Výpočet dotvarování zakřiveného mostu*. Mezinárodní symposium MOSTY 2010. SEKURON s.r.o., Brno, 2010, ISBN:978-80-86604-48-0.
- [24] ČADA Z., SALAJKA V., *Vliv hustoty záznamu vstupního zemětřesení pro generování spekter odezvy pomocí příkazu RESP v programu ANSYS*. ANSYS konference 2010, Frymburk, 10 stran, 2010, ISBN:978-80-254-8388-6.
-

-
- [25] MRÓZEK M., ČADA Z., SALAJKA V., *Numerická simulace odtržení skloepoxidové vrstvy Adaflex BG*. ANSYS konference 2010, Frymburk, 6 stran, 2010, ISBN:978-80-254-8388-6.
- [26] ČADA Z., SALAJKA V., HRADIL P., *Pravděpodobnostní přístup úpravy spekter odezvy seizmického děje*. International Journal EGRSE, number 2, Czech Association of Geophysicists. Stran: 12, Ostrava, 2011, ISSN:1803-1447.
- [27] ČADA Z., HRADIL P., KANICKÝ V., SALAJKA V., *Seismic analysis of a building structure considering uncertainties of its dynamic properties*. CONFERENCE PROCEEDINGS, ANSYS Conference and 29. CADFEM Users, 3.-5. October 19-21 - 2011 ICS Internationales Congresscenter Stuttgart, CADFEM GmbH. Stran: 5, Německo, 2011, ISBN:3-937523-08-1.
- [28] ČADA Z., KALA J., SALAJKA V., KANICKÝ V., *The Probabilistic Approach to Modification of Seismic Linear Response Spectra*. In Future Communication, Computing, Control and Management. Berlin Heidelberg: 2011. s. 365-371. ISBN: 978-3-642-27310-0.
- [29] ČADA Z., HRADIL P., MRÓZEK M., SALAJKA V., *Parametric study on dynamic behaviour of a multi-storey building including soil-structure interaction*. 17th International Conference, Engineering Mechanics 2011, pp. 91 – 94, ISBN:987-80-87012-33-8.
- [30] ČADA Z., SALAJKA V., HRADIL P., KANICKÝ V., KALA V., *Assessment of tanks with fluids subjected to seismic excitation*. 17th International Conference, ENGINEERING MECHANICS 2011, Svratka, Czech Republic, 9 – 12 May 2011. Stran: 4, Žďár nad Sázavou 2011, ISBN:987-80-87012-33-8.

Odborné knihy

- [31] KOLÁŘ, V., NĚMEC, I., KANICKÝ, V. *FEM, principy a praxe metody konečných prvků*. Brno: Computer Press, 1997.
- [32] ANG, A., TANG, W., *Probability concepts in Engineering. Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering*. United States of America: Wiley, 2007.
- [33] BITTNER, Z., ŘEŘIČKA, P., *Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí*. Praha: SNTL, 1981.
- [34] BREPTA, R., PŮST, L., TUREK, F., *Mechanické kmitání*. Praha: Sobotáles, 1994. ISBN:8090168485.
- [35] CHOPRA A. *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson Prentice Hall. (2007) ISBN:013156174X.
- [36] GUPTA, A. K., *Response Spectrum Method. In Seismic Analysis and Design of Structures*. United States of America: CRC Press, 1992.
- [37] BEARDS, C. F., *Structural Vibration: Analysis and Damping. Practical Guidelines*. New York – Toronto: Arnold, 1996, ISBN:3764351489.
- [38] ZIENKIEWICZ OC, TAYLOR RL, ZHU J. *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Butterworth-Heinemann, 2005, ISBN:008047277X.
- [39] ZIENKIEWICZ OC, TAYLOR RL, TAYLOR RL. *The Finite Element Method: The basis*. Elsevier, 2000 ISBN:0750650494.

-
- [40] BATHE K. *Finite element procedures*, Englewood Cliffs, N.J., Prentice Hall, c1996, 1996 ISBN:0133014584.
- [41] CRAIG RR. *Structural dynamics, an introduction to computer methods*. John Wiley & Sons Inc. (1981) ISBN:0471044997.
- [42] BITTNAR Z, ŠEJNOHA J. *Numerické metody mechaniky 1*. 1992, ISBN:800100855X.
- [43] BITTNAR Z, ŠEJNOHA J. *Numerické metody mechaniky 2*. 1992, ISBN:8001009017.
- [44] PAULAY T, PRIESTLEY M. J., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley-Interscience, 1992, ISBN:0471549150.
- [45] FRUMENTO S., *Interpretation of Experimental Shear Tests on Clay Brick Masonry Walls and Evaluation of Q-factors for Seismic Design*. (2009) ISBN:8861980341.
- [46] BETBEDER-MATIBET J. *Seismic Engineering*. Wiley-ISTE, 2008, ISBN:1848210264.
- [47] Das B. M., *Fundamentals of Soil Dynamics*. Elsevier Science Ltd., 1983, ISBN:0444007059.
- [48] RICHART F. E., HALL J. R., WOODS R. D., *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice Hall, 1970, ISBN:0139417168.
- [49] KOLÁŘ V., *Statické výpočty základových konstrukcí I*. Ostrava: EXPERT - technické nakladatelství, 1996.
- [50] ELNASHAI A. S., SARNO L., *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Wiley-ISTE, 2012, ISBN:9780470024836.

Odborné články

- [51] KÁRNÍK V., MICHAL E., MOLNÁR, A., *Erdbebenkatalog der ČSSR*. Geofyzikální sborník, No. 61-71, Nakladatelství ČSAV, Praha, 411-598, 1957.
- [52] KÁRNÍK V., *Seismicity of Europe and the Mediterranean*. StudiaGeo s. s r.o. a Geophysical Institute, Praha, 1996.
- [53] KALÁB Z., KNEJZLÍK J., *Field Measurement of Surface Seismic Vibrations Provoked by Mining in Karvina Region*. Publs. Inst. Geophys. Pol. Acad. Sc., M-29(395), Warszawa, 185-194, 2006.
- [54] KANICKÝ V. *Posouzení dynamických účinků technologického zařízení VTŽ Chomutov na okolní objekty*. Závěrečná zpráva M13 73, Brno Vojenská akademie. 1973.
- [55] SALAJKA V., KANICKÝ V., *Měření úrovně vibrací vyvolaných dopravním provozem u vybraných objektů v obci Dambořice*. Invest Projekt Brno, id.č.obj. 5/96. Brno 3/1996, 66 stran.
- [56] KANICKÝ V., SALAJKA V., *Měření úrovně vibrací vyvolaných dopravním provozem u vybraných objektů ve Starém Městě*. Zpráva pro Invest Projekt s. s r.o. Brno 9/1997. 91 stran.
- [57] SALAJKA V., KANICKÝ V., *Posouzení vlivu vibrací způsobených pohybem tramvaji na obytnou budovu č.p. 18 nám. Karla IV*. Posudek pro Ekologické inženýrství obj. číslo 6/94, Brno 1994, 4 strany.
- [58] KALAB Z., LEDNICKÁ M., *Seizmické zatížení lokality dolu Jeroným v období kraslického roje v roce 2008*. Hornická Příbram ve vědě a technice [CD-ROM], 2009, s. 1-7. 978-80-254-5090-1.

-
- [59] FISCHER O., *Nová norma pro navrhování konstrukcí odolných proti účinkům zemětřesení*. Stavebnictví, 2009, Roč. 3, č. 3, s. 32-36. ISSN 1802-2030.
- [60] GUPTA A. K., *Modal Combination in Response Spectrum Method*.
- [61] GUPTA A. K., CORDERO K., *Combination of Modal Responses*, Proceedings, 6th International Conferences on Structural Mechanics in Reactor Technology, Paper No. K7/5, August 1981, Paris.
- [62] SAHMKAYA M. N., BURROW C. R., *Generation Of Signals For Seismic Testing*, Department of Mechanical and Offshore Engineering, Glasgow, Scotland.
- [63] VANMARCKE E. H., *Structural Response to Earthquakes*. Seismic Risk and Engineering Decisions. Elsevier Scientific Publishing Co.. Amsterdam-Oxford, New York. edited by C. Lomnitz and E. Rosenblueth. pp. 287-337. 1976.
- [64] LINDLEY D. W., *Modal response summation for Seismic Qualification*. Second ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Powerplant. Vol VI, Paper 8-2, Knoxville, TN, 1980.
- [65] MORATAN R., WANG J., CHOKSHI N., KENNEALLY R., NORRIS W., *Evaluation of Modal Combination Methods for Seismic Response Spectrum Analysis*. U.S. Regulatory Commission, ID K4-A4-US, BNL-NUREG-66410.
- [66] VISKUP J., PANDULA B., LEŠŠO I., JEŠLOVSKÁ K., *Spektrá seizmickej odozvy*. Acta Montanistica Solvaca, ročník 10 (2005), číslo 2, p 380-386.
- [67] SABBINO R., RIZZANO G., *Simplified Approach for the Seismic Analysis of Masonry Structures*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2011, 5, (Suppl 1-M7) 97-104.
- [68] TOMAŠEVIČ M., *Some Aspects of Experimental Testing of Seismic Behavior of Masonry Walls And Models of Masonry Buildings*. ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 404, Vol. 37, No. 4, December 2000, pp. 101-117.
- [69] WENG D., *Experimental Study On Seismic Resistant Capacity Of Masonry Walls*. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction.
- [70] DEMJAN I., *Spektrum odozvy povrchu zemného prostredia od účinkov vozidiel cestnej dopravy*. 12th International Scientific Conference, April 20-22, 2009 Brno, CZ, 2009.
- [71] MARTINÁSEK J., *The Effects of Discretization of Subsoil on Modal Characteristics of The Construction*. 12th International Scientific Conference, April 20-22, 2009 Brno, CZ, 2009.
- [72] KRÍŽEK M., *Zemětřesení na území České republiky*. V zorném poli geografů. Geografické rozhledy 2/07-08, ISSN:12103004.
- [73] JOSHI A., KURNAR B., SINVAHAL A., SINVAHAL H., *Generation of Synthetic Earthquake Accelerograms by Modelling of Rapture Plane*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 390, Vol. 36, No. 1, March 1999, pp. 43-60.
- [74] BROOKES C., SWIFT R., *Numerical Modelling of Masonry to Explore the Performance of Anchor-Based Repair Systems and the Repair of the Monuments in Cairo*, International Conference on the Seismic Performance of Traditional Buildings. Istanbul, Turkey, Nov.16-18, 2000.
-

-
- [75] WILLAM K. J., WARNKE E. D., *Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete*. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174. 1975.
- [76] MÍČA L., BOŠTÍK J., BŮČEK J., RUSINA R.: *A circular base plate - Part 1, Statistical analysis of geomechanical variables*. (In Czech). Geotechnika, 3/2008, ISSN 1211-913X.
- [77] KRÁLIK J., *Reliability Analysis of Structures Using Stochastic Finite Element Method*. Published by STU Bratislava, 2009, 143pp. ISBN 978-80-227-3130-0.
- [78] KRÁLIK J., KRÁLIK J. jr., *Probability Assessment of Analysis of High-Rise Buildings Seismic Resistance*. Advanced Materials Research Vols. 712-715 (2013) pp 929-936, Trans Tech Publications, Switzerland, 2013.
- [79] KRÁLIK J., *A RSM Method for Nonlinear Probabilistic Analysis of the NPP Reinforced Concrete Structures*. 5th International Conference on Reliable Engineering Computing (REC 2012). ISBN:978-80-214-4507-9.
- [80] KRÁLIK J., KRÁLIK J. jr., *Probability and Sensitivity Analysis of Soil-Structure Interaction of High-Rise Buildings*. Slovak Journal of Civil Engineering, Slovak University of Technology Bratislava, 2006/3, pp. 23-32.
- [81] HUANG D., XIA H., LIU Y., WU B., *Simulation of Structural Nonlinear Seismic Responses Based On Simulink*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1530.
- [82] ARIAS A., *A Measure of Earthquake Intensity*. In Seismic Design of Nuclear Powerplants, MIT Press, Cambridge, MA, USA, pp. 438-483, 1970.

Diplomové a disertační práce

- [83] NOVOTNÝ P., *Analýza vlivu podloží na dynamickou odezvu blokového základu*. Diplomová práce, Brno: VUT v Brně, 1999.
- [84] VITORINO D., *Experimental And Numerical Analysis Of Blocky Masonry Structures Under Cyclic Loading*. PhD. Theses. Universidade do Minho, 2003.
- [85] ORDUNA A. B., *Seismic Assessment of Ancient Masonry Structures*. PhD. Theses. Universidade do Minho, 2004.

Normy a předpisy

- [86] ČSN EN 1998, *Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení*. Český normalizační institut, Praha, 2006.
- [87] ČSN 73 0036, *Seismická zatížení staveb*. Český normalizační institut, Praha, 1973.
- [88] ČSN 73 0040, *Zatížení stavebních objektů technickou seizmicitou a jejich odezva*, Český normalizační institut, 1996.
- [89] ČSN EN 1996, *Navrhování zděných konstrukcí*. Český normalizační institut, Praha, 2007.
- [90] ASCE: ASCE 98-4, *Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary*. American Society of Civil Engineers, 2000.

-
- [91] Slovenské elektrárny, *Požiadavky na hodnotenie seizmickej odolnosti konštrukcií, systémov a komponentov JE Mochovce 3. a 4. blok*. Technical Specification, PNM34080183.
- [92] U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION, *Development Of Floor Design Response Spectra For Seismic Design of Floor-Supported Equipment Or Components, Regulatory Guide 1.122*. Revision 1, February 1978.
- [93] CONSEIL DE L'EUROPE, *European Macroseismic Scale 1998*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg 1998.
- [94] BEZLER P., CURRERI J. R., WANG Y. K., GUPTA A. K., *Alternative modal combination methods in response spectrum analysis*, Washington, DC : Division of Engineering, Office of Nuclear Regulatory Research, U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1990.
- [95] ČSN 73 1001, *Základová půda pod plošnými základy*. Český normalizační institut, Praha, 1988.
- [96] ČSN 73 2030, *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí. Společná ustanovení*. Český normalizační institut, Praha, 1994.
- [97] ČSN 73 2031, *Zkoušení stavebních objektů, konstrukcí a dílců. Společná ustanovení*. Český normalizační institut, Praha, 1994.
- [98] ČSN 73 2041, *Zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí, Společná ustanovení*. Český normalizační institut, Praha, 1994.
- [99] ČSN 73 2044, *Dynamické zkoušky stavebních konstrukcí*. Český normalizační institut, Praha, 1984.

Učební texty a výzkumné zprávy

- [100] SALAJKA V., *Dynamika stavebních konstrukcí*. Učební texty, Brno: VUT v Brně, Ústav stavební mechaniky.
- [101] SALAJKA, V., *Seizmická odezva konstrukcí*. Výzkumná zpráva v rámci projektu GAČR 105/04/1424 Odezva technologických konstrukcí a staveb na zatížení technickou seizmicitou. Brno: VUT v Brně, 2006.
- [102] ZEDNÍK J., *Zemětřesení*. Brožůrka, Geofyzikální ústav Akademie věd ČR, 2006.
- [103] LOURENCO P. B., *Analysis Of Masonry Structures With Interface Elements*. TNO Building and Construction Research, TU-DELFT report no. 03-21-22-0-01. 1994.
- [104] GASPARINI D. A., VANMARCKE E. H., *Simulated earthquake motion compatible with prescribed response spectra*. Department of Civil Engineering, Research Report R76-4, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, USA, 1976.
- [105] KAŠPÁREK M., *Mapa inženýrsko-geologického rajónování*. Kartografický dokument, Český geologický ústav, Praha, 1998.
- [106] Klouda, J.K. & kol., *Experimentální a teoretické ověření a stanovení návrhových parametrů zdíva z přesných zdících prvků YTONG Lambda a YTONG Theta výrobce XELLA CZ s.r.o.*. In: Situační zpráva 3 o stavu řešení inovačního projektu >SEZ - X02< 04 / 2011, Závěrečná zpráva, červen 2012, 212 stran, TZÚS 0090-VVI Brno.
- [107] Hobst L., Daněk P., *Zkouška autoklávovaného pórobetonu v tlaku*. Technický a zkušební ústav stavební Praha, s.p. Úsek výzkumu, vývoje a invací, Brno, 2011.

Programové dokumentace, manuály a algoritmy

- [108] ANSYS, Inc., *Release 13.0 Documentation for ANSYS*. SAS IP, Inc 2013.
- [109] ANDERESON D., BRZEZ S., *Seismic Design Guide For Masonry Buildings*. Canadian Concrete Masonry Producers Association, 2009.
- [110] POLLITZ F., *Validation of Direct Green's Function Seismograms*. U.S. Geological Survey, Menlo Park, CA 94025, USA, 2011.
- [111] DYNARDO GmbH., *Multiplas - General Multisurface Plasticity Models For Ansys, Release 5.0*. Dynardo GmbH., Weimar, Germany, 2013.
- [112] DYNARDO GmbH., *OptiSlang 3.1.4 Documentation*. Dynardo GmbH., Weimar, Germany, 2010.

Internetové zdroje

- [113] *U.S. Geological Survey* <<http://www.usgs.gov>>
- [114] *Wikipedie Otevřená encyklopedie* <<http://cs.wikipedia.org>>
- [115] *About.com Geology* <geology.about.com>
- [116] *Geofyzikální ústav AV ČR* <www.ig.cas.cz>
- [117] *Zajištění zděných staveb proti vlivům technické seizmicity* <imaterialy.dumabyt.cz/Zdene-konstrukce>
- [118] *PEER Strong Motion Database* <<http://peer.berkeley.edu/smcat>>
- [119] *European Strong-Motion Data* <http://www.isesd.hi.is/ESD_Local>

Seznam zkratek

Zkratka	Termín anglicky	Termín česky
1DOF	System with Single Degree Of Freedom	Soustava s jedním stupněm volnosti
2DOF	System with Two Degrees Of Freedom	Soustava se dvěma stupni volnosti
3D	Three Dimensional	Trojrozměrný
APDL	ANSYS Parametric Design Language	Programovací jazyk prostředí ANSYS
BISO	Bilinear Isotropic Hardening	Bilineární izotropní zpevnění
CAD	Computer Aided Design	Počítačem podporované projektování
CDF	Comulative Distribution Function	Distribuční funkce
CQC	Complete Quadratic Combination	Plná kvadratická kombinace
CS	Coordinate System	Souřadnicový systém
CZM	Cohesive Zone Mode	Model kohezní oblasti
EC	Eurocode	Evropská norma ČSN EN
EC8	Eurocode 1998	Evropská norma ČSN EN 1998
FE	Finite Element	Konečnoprvkový
FEA	Finite Element Analysis	Konečnoprvková analýza
FEM	Finite Element Method	Metoda konečných prvků
LDTV	Linear Variable Differential Transformer	
LHS	Latin Hypercube Sampling	
MCS	Monte Carlo Simulation	
MLS	Moving Least Squares Method	Metoda klouzavých nejmen. čtverců
MPC	Multi-Points Constrains	Vícebodové vazebné rovnice
PDF	Probability Distribution Function	Pravděpodobnostní rozdělovací funkce
PGA	Peak Ground Acceleration	Špičkové zrychlení podloží
PGV	Peak Ground Velocity	Špičková rychlost podloží
RS	Response Spectra	Spektrum odezvy
RSA	Response Spectra Analysis	Analýza s užitím spekter odezvy
SRSS	Square Root of the Sum of Squares	Odmocnina ze sumy kvadrátů
SSI	Soil Structure Interaction	Interakce konstrukce s podložím
STFT	Short-time Fourier transform	Krátkodobá Fourierova transformace
ZPA	Zero Period Acceleration	Zrychlení při nulové periodě

Seznam symbolů

Ozn. Popis

a	Koeficient, obecně zrychlení
A	Násobitel vlastního tvaru ve spektrální analýze
AI	Arias intenzita
a_g	Zrychlení zeminy (dle EC8)
a_{gR}	Referenční špičkové zrychlení zeminy (dle EC8)
a_{ZPA}	Zrychlení při amplitudě blížící se nule
c	Tlumení tlumiče
c_k	Amplitudy harmonické funkce
d	Příčné posunutí při smykovém zkoušení stěn
e	Exponent, chyba
E	Youngův modul pružnosti
E_{def}	Deformační modul pružnosti zeminy
f	Frekvence
f_a	Tvarová funkce amplitud syntetického akcelerogramu
f_n	Vlastní frekvence – netlumená
f_{ZPA}	Vlastní frekvence, od které je dynamické zesílení zanedbatelné u typických seizmických dějů
g	Gravitační zrychlení ($g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$)
H	Maximální horizontální síly při smykovém zkoušení stěn
k	Tuhost pružiny
k_{eff}	Tuhost soustavy příslušící frekvenci vlastního kmitu: $f_n = 1/(2\pi) \sqrt{k_{eff}/m_{eff}}$
m	Hmotnost (soustředěná)
m_{eff}	Efektivní kmitající hmota vztažená k nějakému vlastnímu tvaru kmitu a směru
m_{tot}	Celková hmotnost FE modelu
n	Počet vyčíslených tvarů kmitu
N	Řád matic M , K a C
p	Silové zatížení
p_{cont}	Normálový kontaktní tlak
r	Funkce pohybu relativních posunutí při řešení dynamické soustavy 1DOF
S	Spektrum obecně, součinitel typu půdy (dle EC8)
S_a	Spektrum zrychlení, spojitá funkce závislá na vlastní frekvenci
S_d	Spektrum posunutí, spojitá funkce závislá na vlastní frekvenci
t	Čas
Δt	Časový krok
y	Násobitel vlastního tvaru kmitu pro stanovení odezvy (funkce času, frekvence)

α	Součinitel polohy ve spektru odezvy (Gupta metoda)
α_d	Alfa tlumení (Rayleigh model tlumení)
α_n	Integrační parametr (Newmark metoda)
β_d	Beta tlumení (Rayleigh model tlumení)
γ	Participační faktor příslušící vlastnímu tvaru kmitu a směru buzení
γ_t	Součinitel významu stavby (dle EC8)
δ_n	Integrační parametr (Newmark metoda)
ε_{ij}	V součinitel vzájemné korelace dvou vlastních tvarů kmitu
μ	Součinitel tření
ν	Poissonova konstanta
ξ	Poměrné tlumení
π	Ludolfovo číslo
ρ	Objemová hmotnost
σ	Napětí v bodě (dle indexu: σ_1 – hlavní tahové, σ_3 – hlavní tlakové, ...)
τ	Smykové napětí v bodě obecně
τ_{coh}	Smyková koheze (soudržnost)
φ	Úhel pootočení
ω	Vlastní úhlová frekvence
ω_n	Vlastní úhlová frekvence – netlumená
ω_D	Vlastní úhlová frekvence – tlumená
a	Vektor obsahují tři kolmé složky funkcí zrychlení pohybu základu
a_{ZPA}	Vektor obsahují tři kolmé složky funkcí zrychlení špičkového pohybu základu
C	Matice tlumení
D	Matice směrů
I	Jednotková matice
K	Matice tuhosti
M	Matice hmotnosti
0	Nulový vektor
p	Vektor uzlových silových zatížení
r	Vektor odezvy ze spektrální analýzy (libovolné veličiny: posunutí, napjatost, ...)
s	Vektor spektrálních hodnot
u	Vektor uzlových posunutí
ū	Vektor uzlových rychlostí
ü	Vektor uzlových zrychlení
u₀	Vektor počátečních uzlových posunutí
ū₀	Vektor počátečních uzlových rychlostí
u_a	Vektor absolutních uzlových posunutí
ū_a	Vektor absolutních uzlových rychlostí

$\ddot{\mathbf{u}}_a$	Vektor absolutních uzlových zrychlení
\mathbf{z}	Vektor uzlových posunutí čistě vlivem pohybu základu
$\dot{\mathbf{z}}$	Vektor uzlových rychlostí čistě vlivem pohybu základu
$\ddot{\mathbf{z}}$	Vektor uzlových zrychlení čistě vlivem pohybu základu
$\boldsymbol{\phi}$	Vektor obsahující uzlová posunutí odpovídající tvaru kmitu

Seznam příloh

Příloha P1 – Pracovní diagramy stěn

Příloha P2 – Vizualizace výpočtových modelů objektu

Příloha P3 – Vlastní tvary kmitu modelu objektu

Příloha P4 – Řešení odezvy v časové oblasti

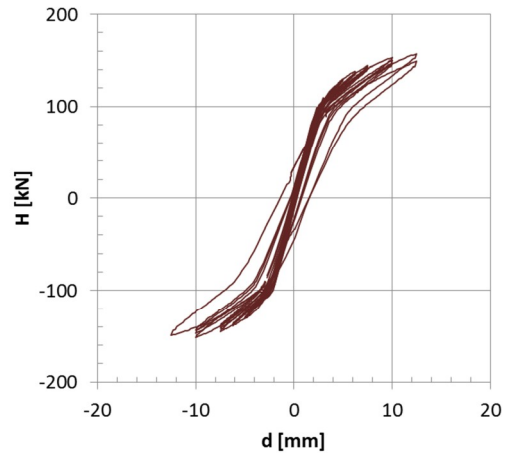
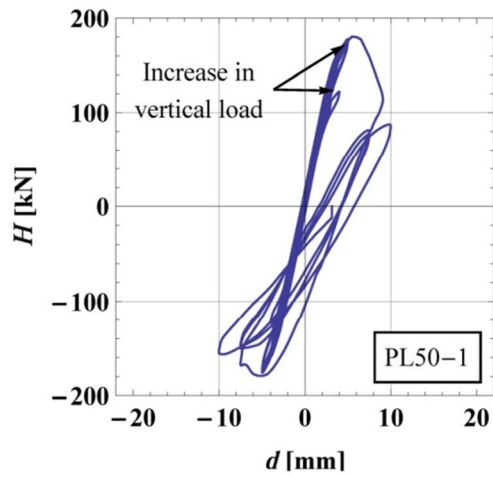
Příloha P5 – Porušení objektu při experimentu

Příloha P6 – Porušení modelu objektu při výpočtu

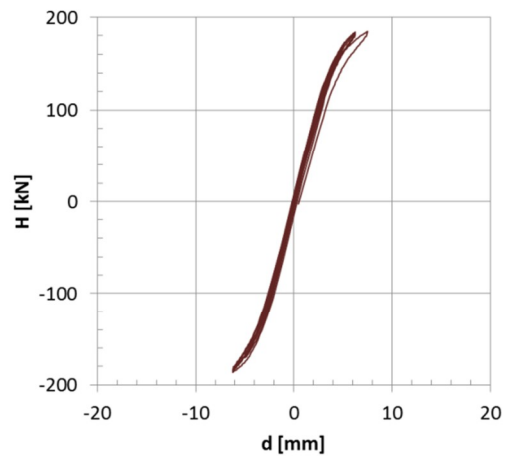
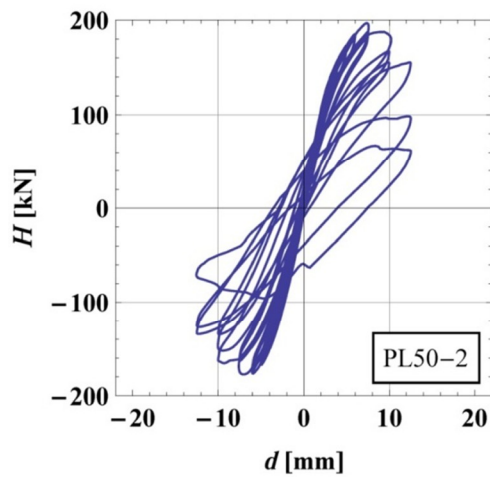
Příloha P7 – Odezva modelu reálného objektu

PŘÍLOHA P1

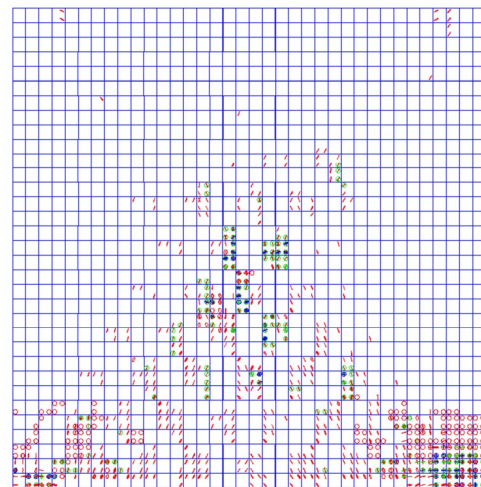
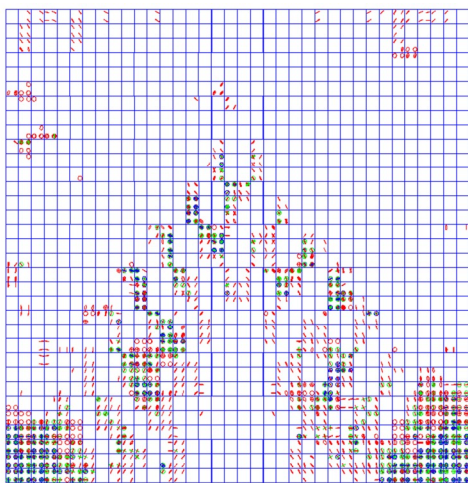
Pracovní diagramy stěn



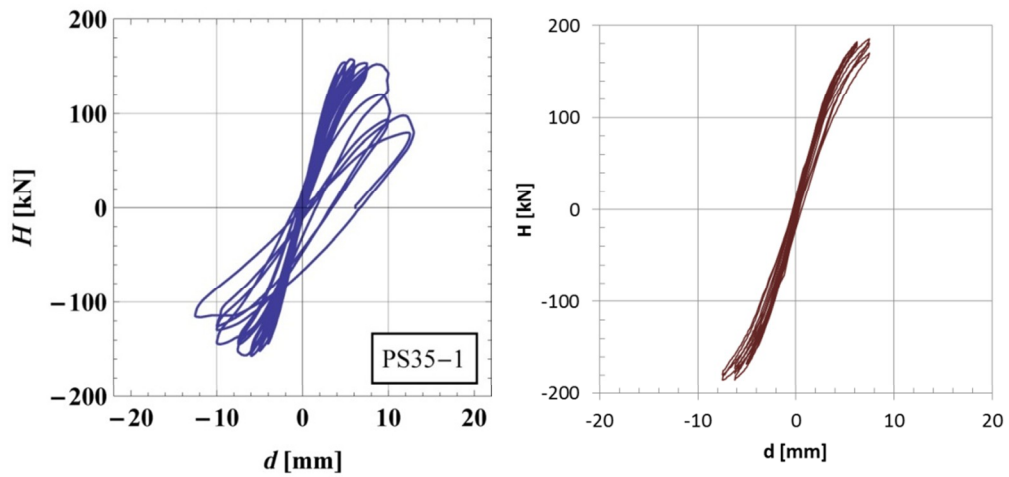
Obr. P1.1 Experiment PL50-1, vlevo $H-d$ (měření), vpravo $H-d$ (výpočet)



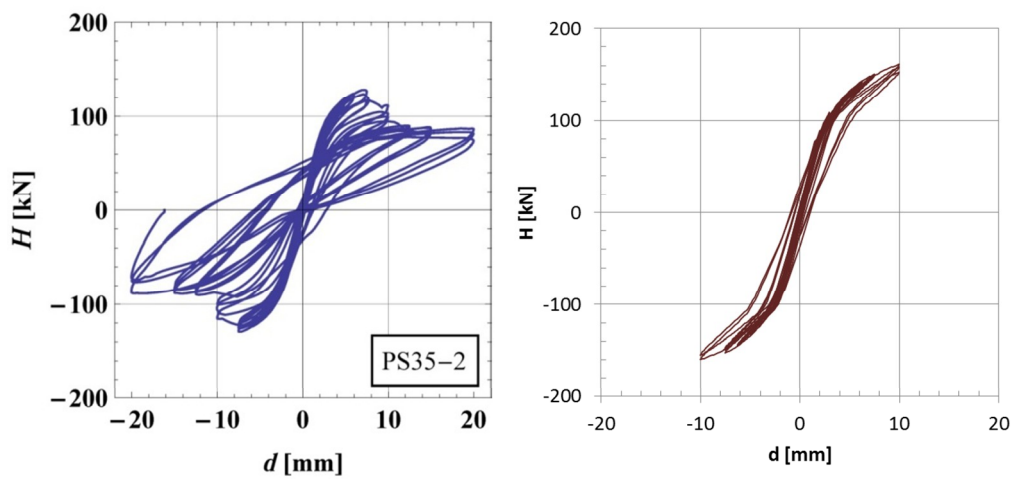
Obr. P1.2 Experiment PL50-2, vlevo $H-d$ (měření), vpravo $H-d$ (výpočet)



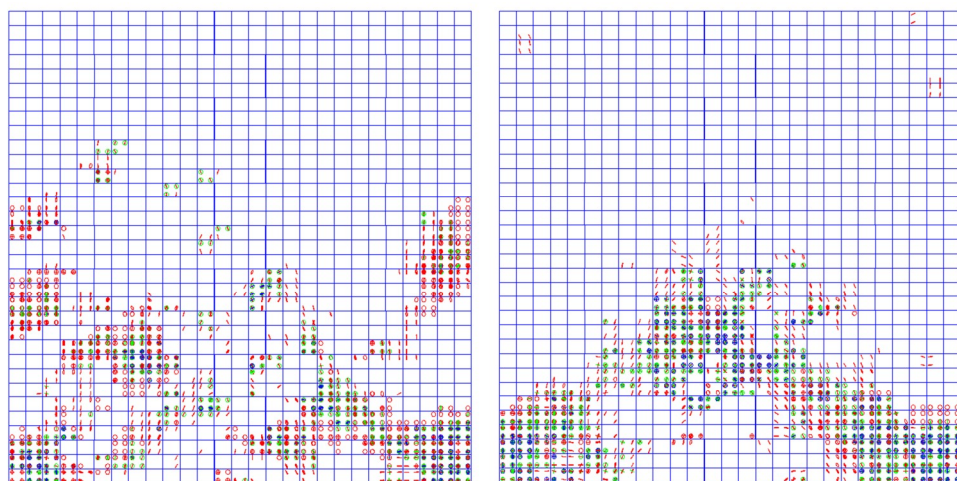
Obr. P1.3 Trhliny, vlevo: experiment PL50-1, vpravo: PL50-2



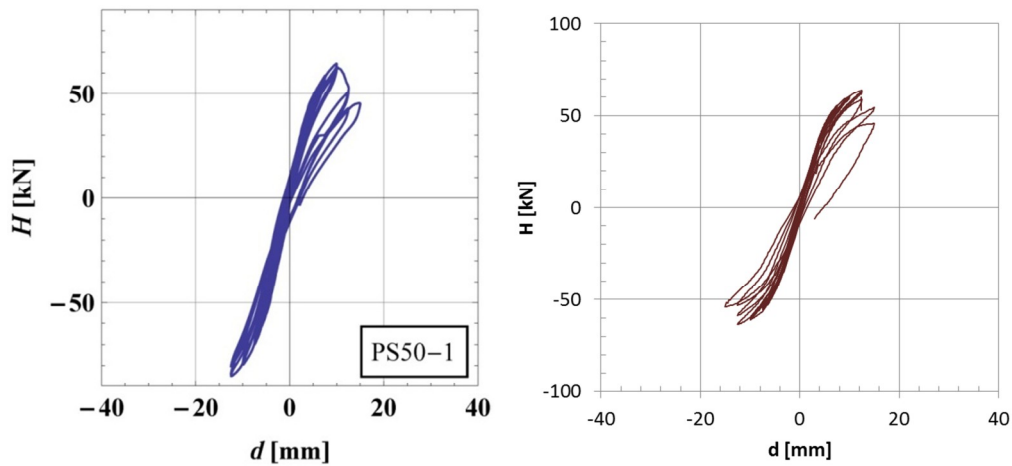
Obr. P1.4 Experiment PL35-1, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



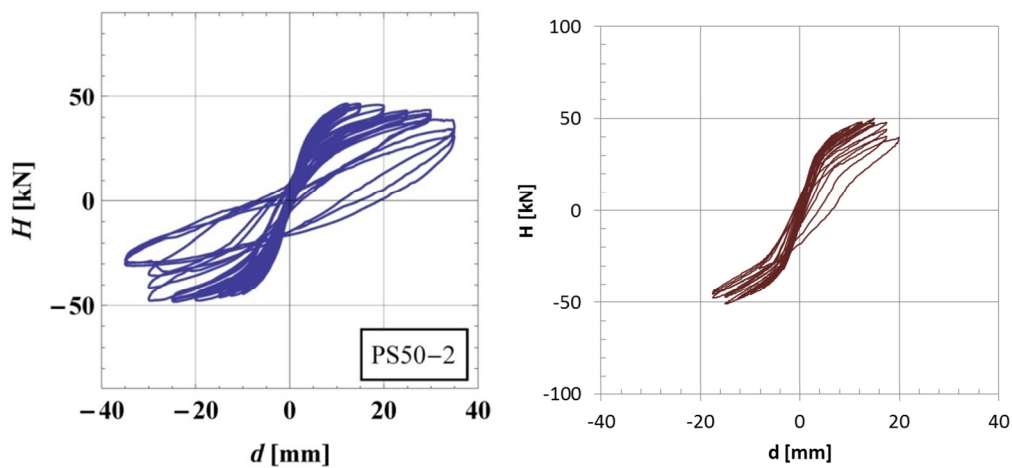
Obr. P1.5 Experiment PL35-2, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



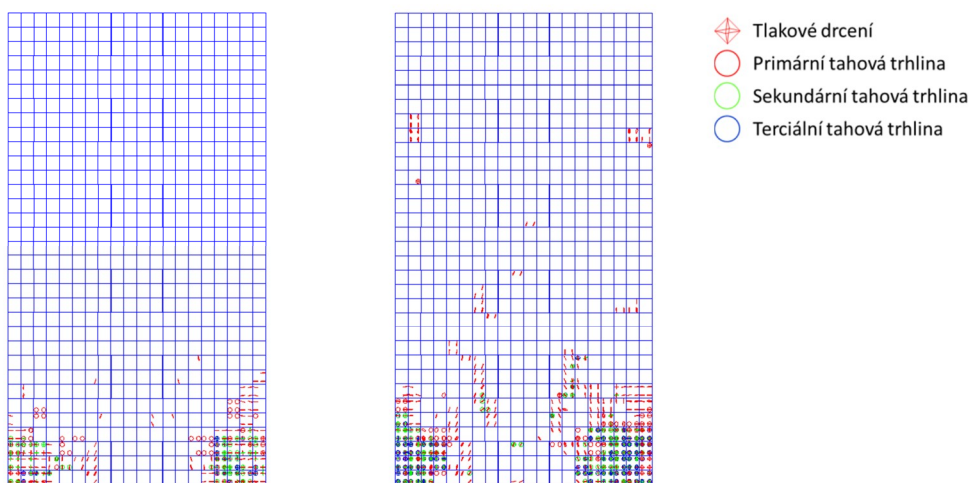
Obr. P1.6 Trhliny, vlevo: experiment PL35-1, vpravo: PL35-2



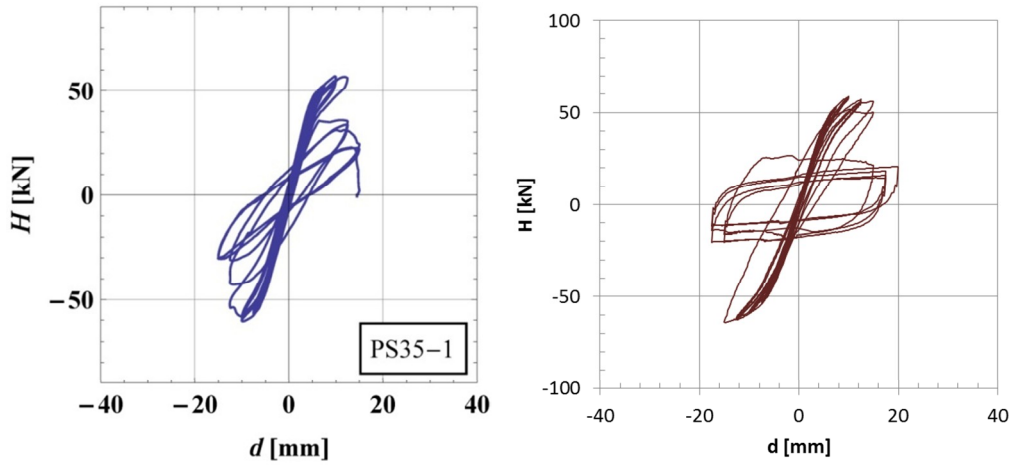
Obr. P1.7 Experiment PS50-1, vlevo H - d (měření), vpravo H - d (výpočet)



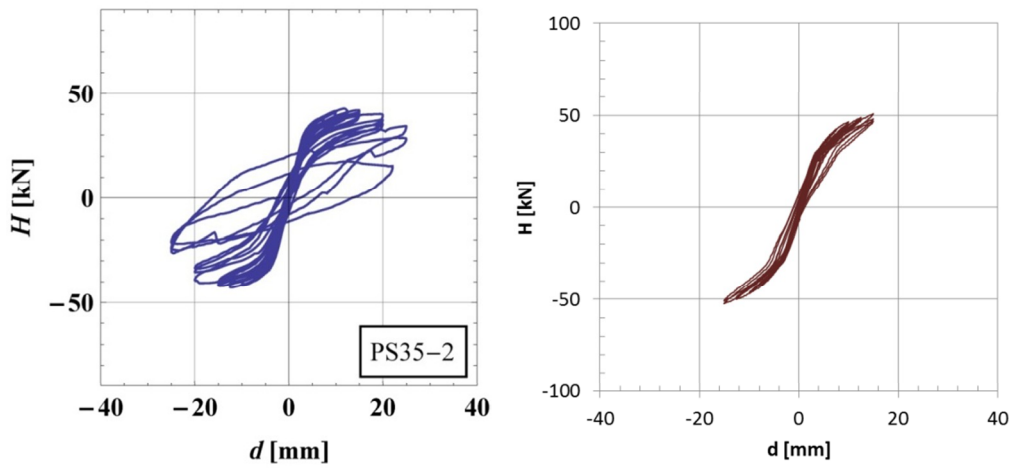
Obr. P1.8 Experiment PS50-2, vlevo H - d (měření), vpravo H - d (výpočet)



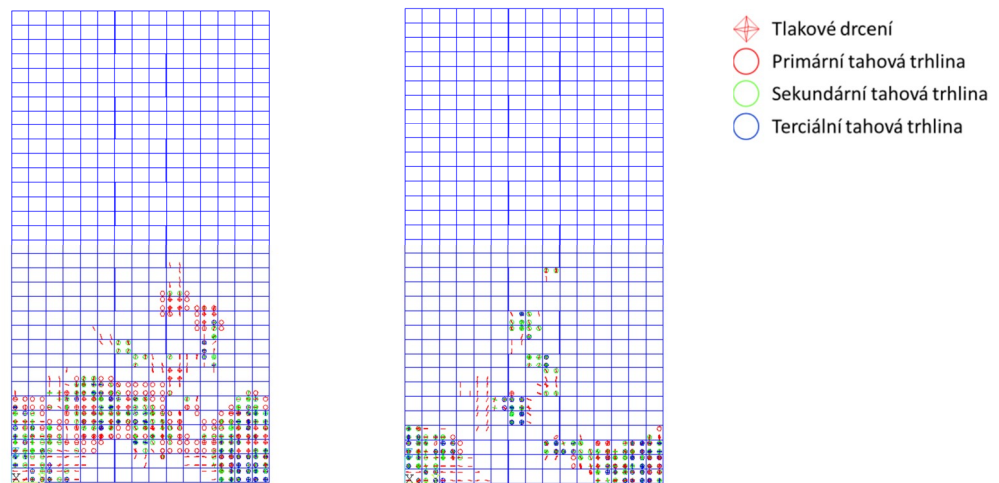
Obr. P1.9 Trhliny, vlevo: experiment PS50-1, vpravo: PS50-2



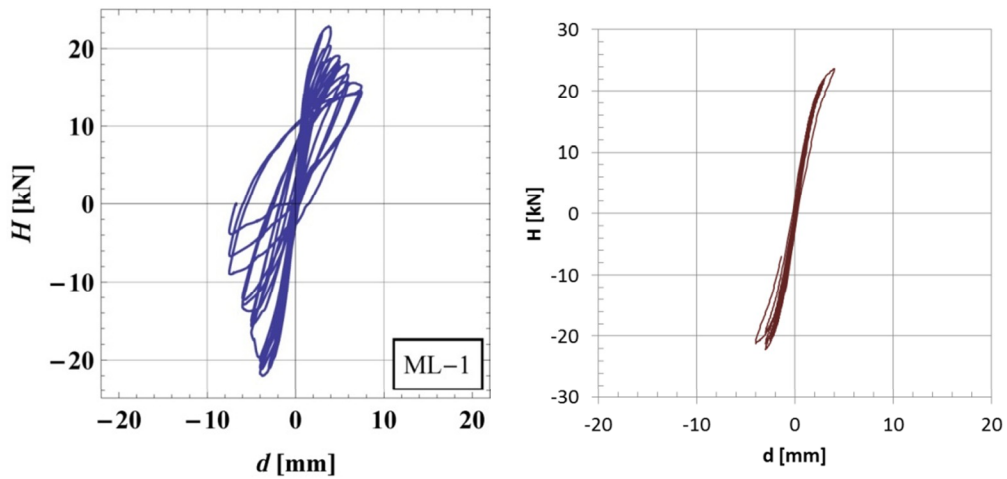
Obr. P1.10 Experiment PS35-1, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



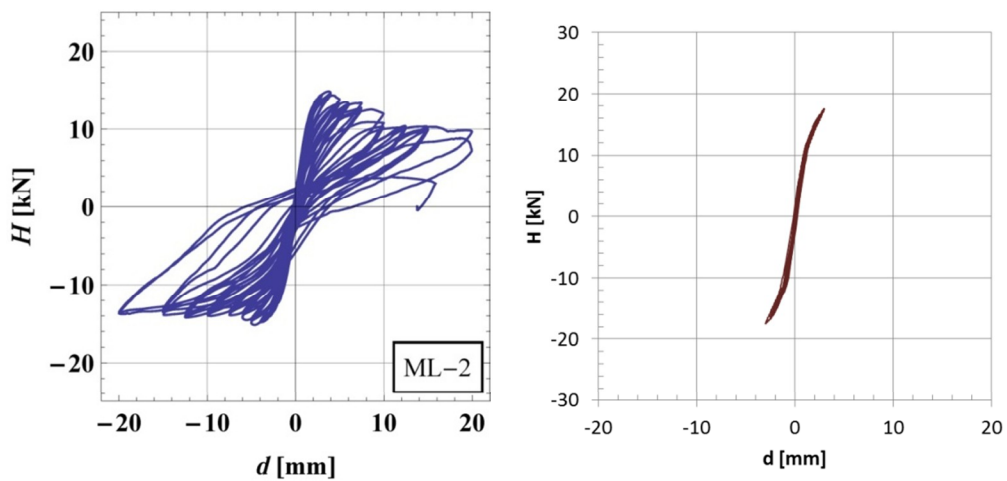
Obr. P1.11 Experiment PS35-2, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



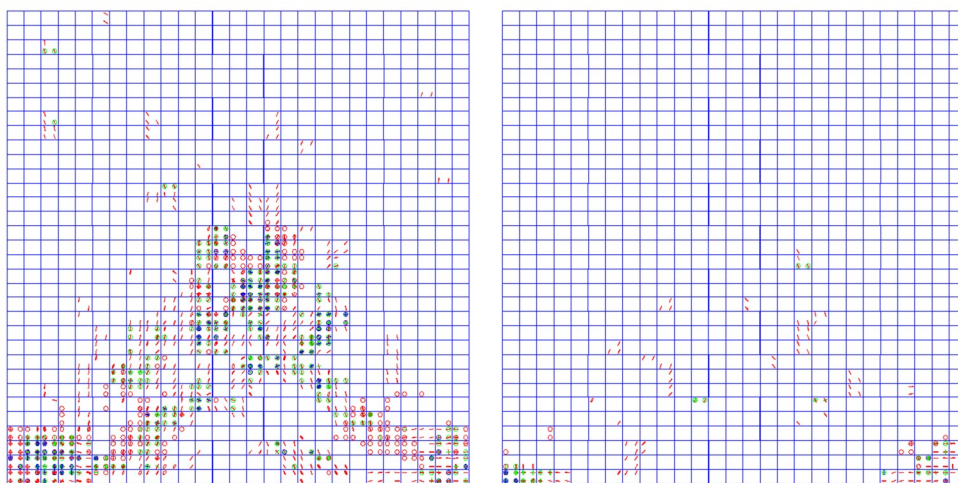
Obr. P1.12 Trhliny, vlevo: experiment PS35-1, vpravo: PS35-2



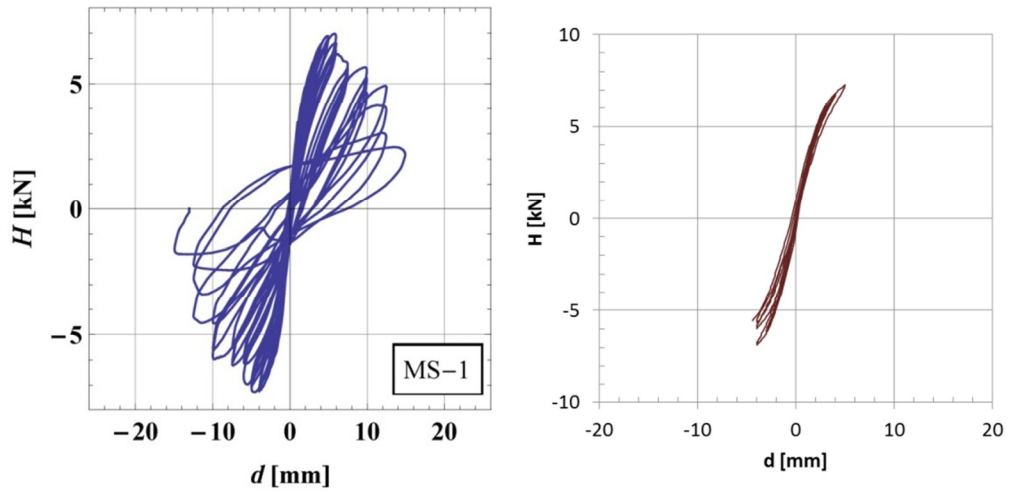
Obr. P1.13 Experiment ML-1, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



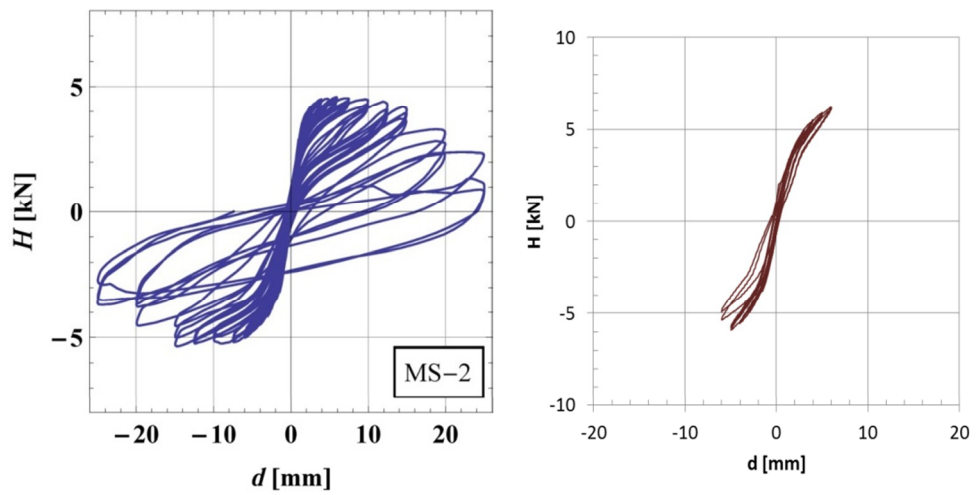
Obr. P1.14 Experiment ML-2, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



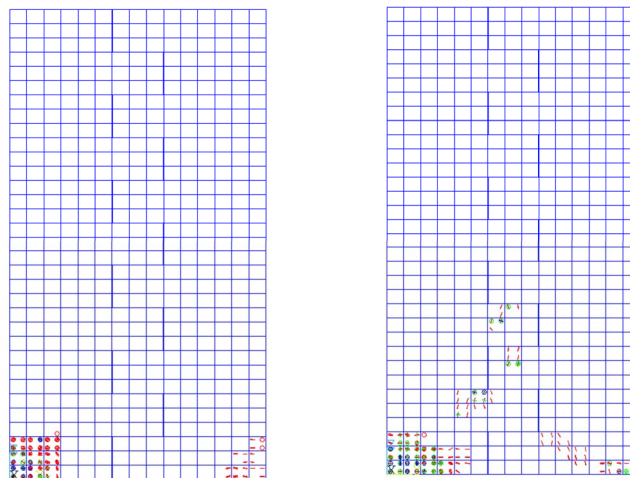
Obr. P1.15 Trhliny, vlevo: experiment ML-1, vpravo: ML-2



Obr. P1.16 Experiment MS-1, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



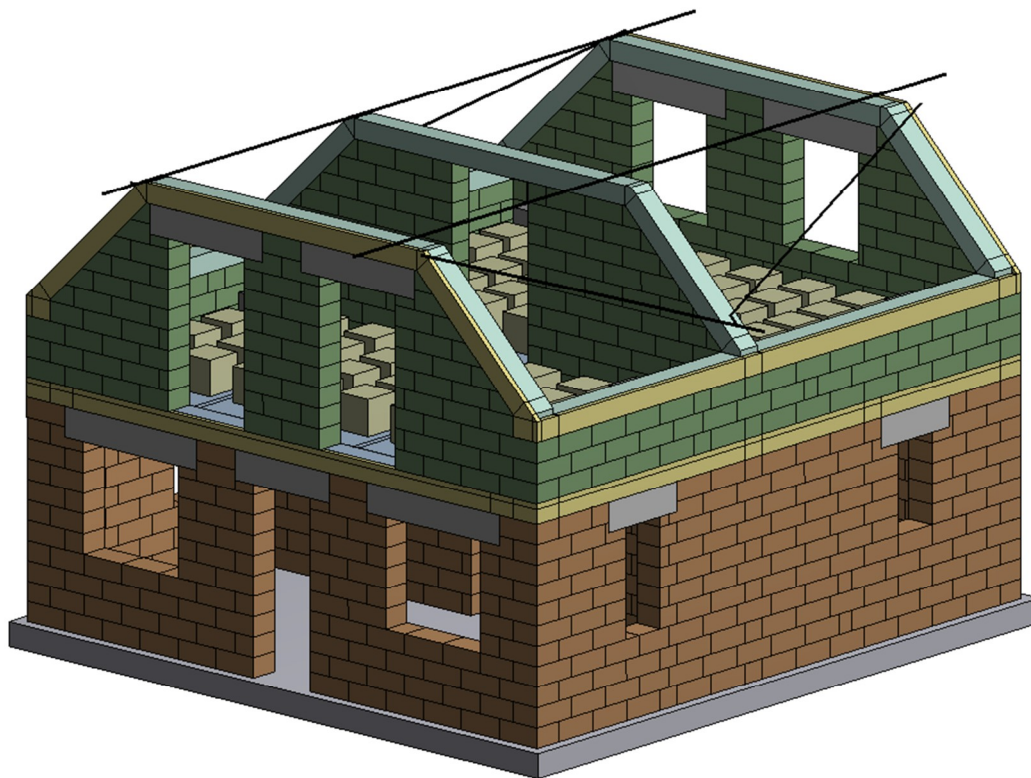
Obr. P1.17 Experiment MS-2, vlevo H-d (měření), vpravo H-d (výpočet)



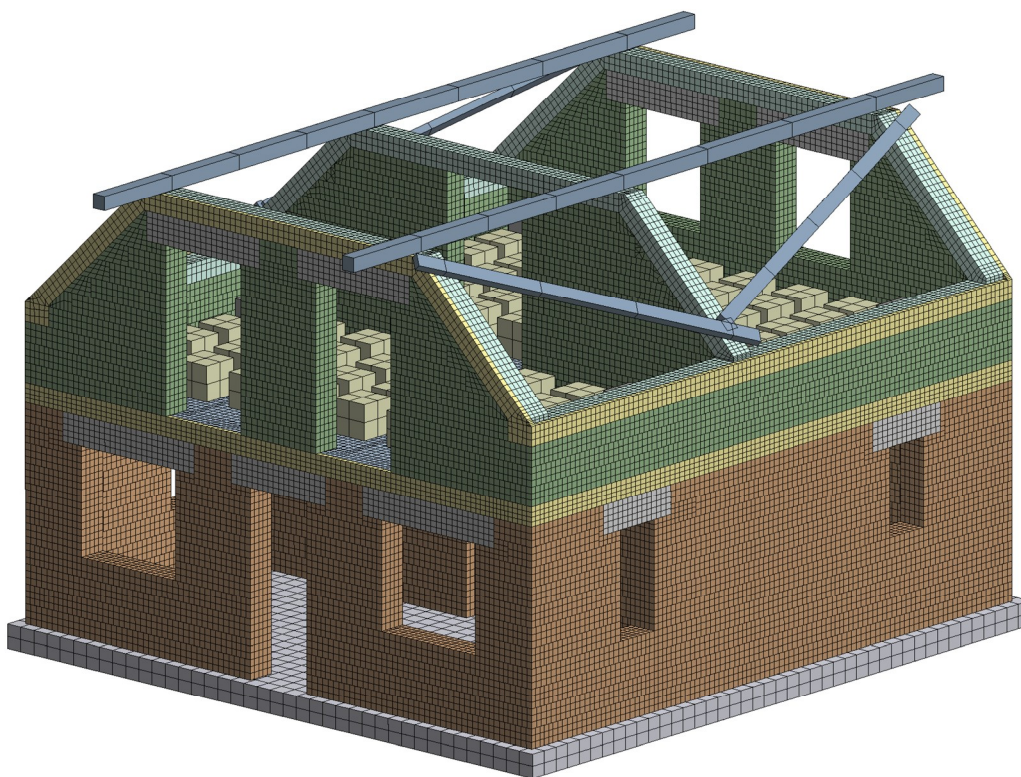
Obr. P1.18 Trhliny, vlevo: experiment MS-1, vpravo: MS-2

PŘÍLOHA P2

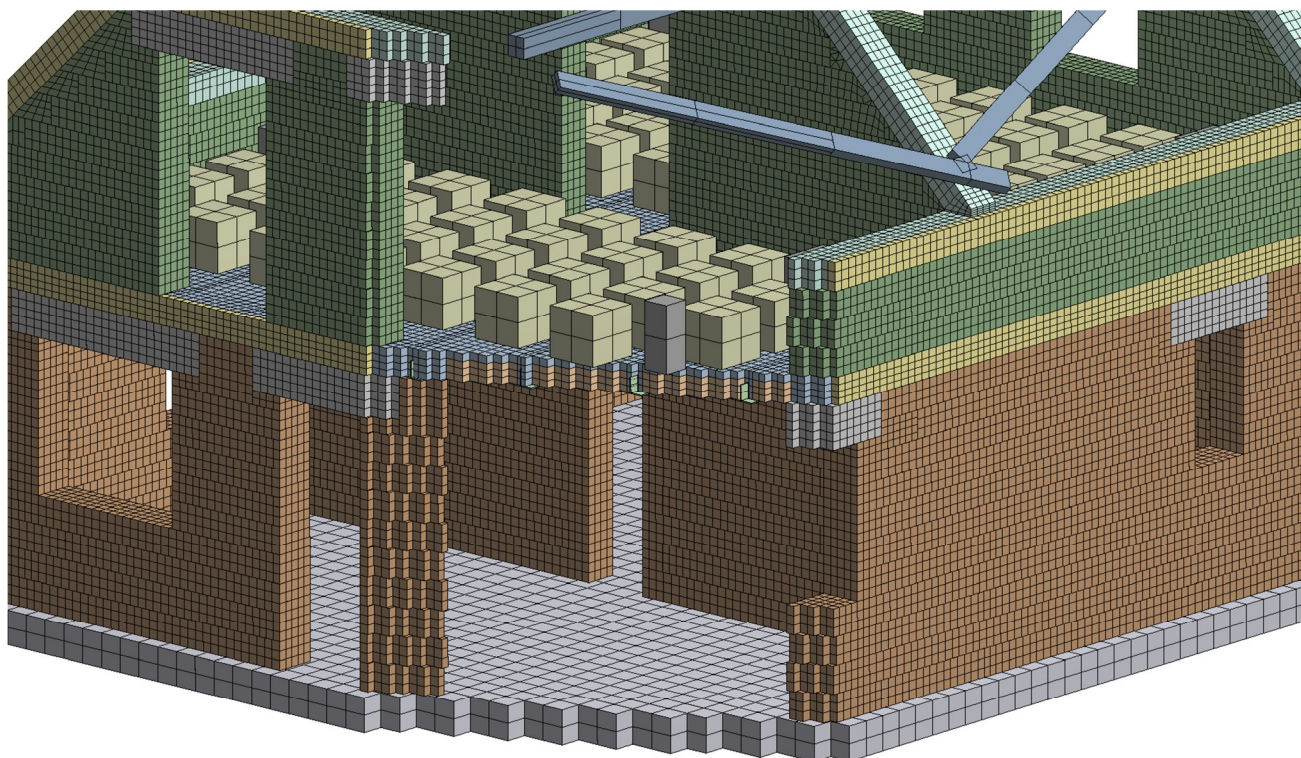
Vizualizace výpočtových modelů objektu



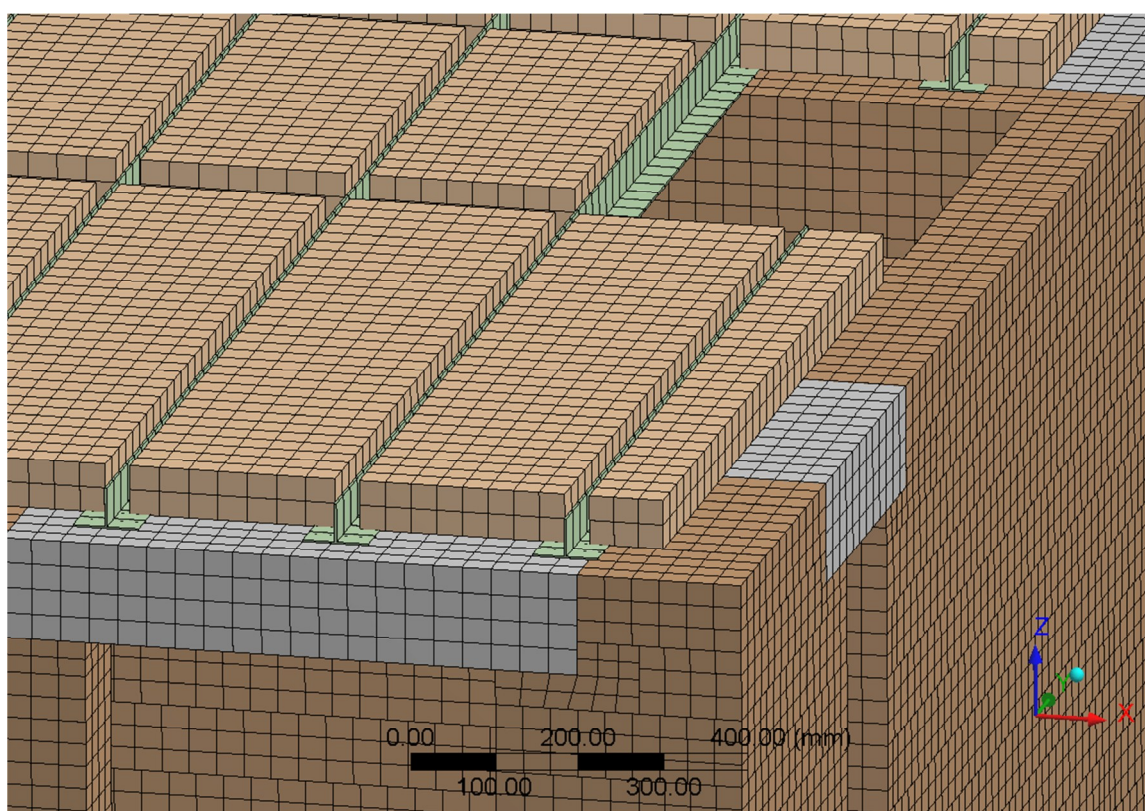
Obr. P2.1 Vlevo: geometrie modelu O1



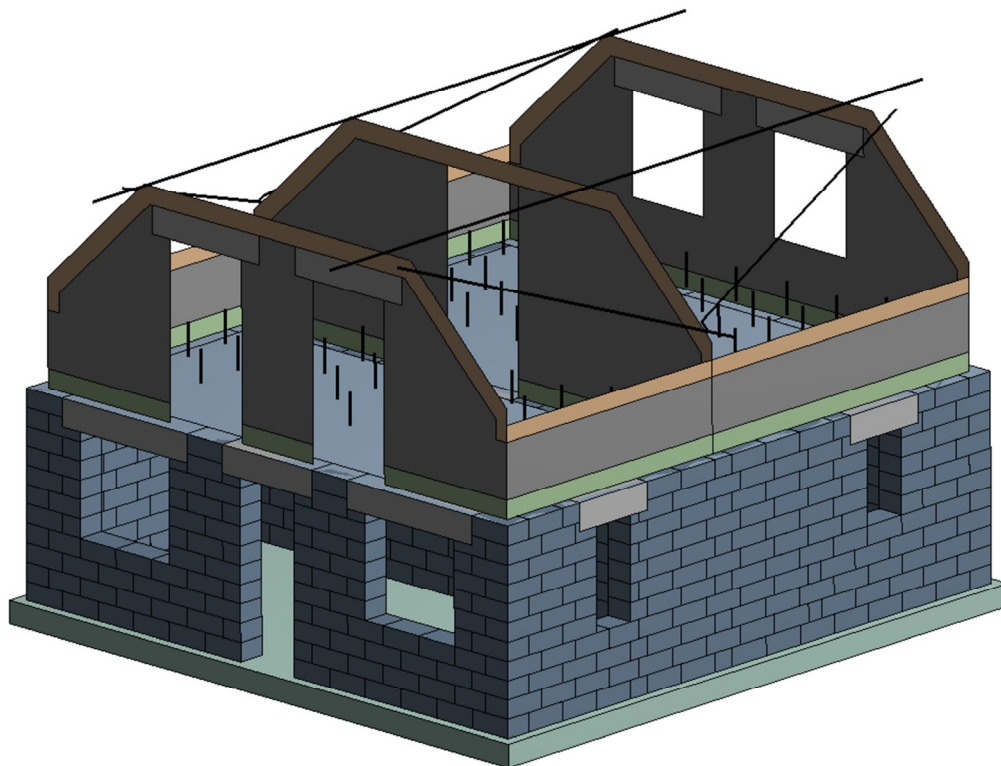
Obr. P2.2 Síť konečných prvků modelu O1



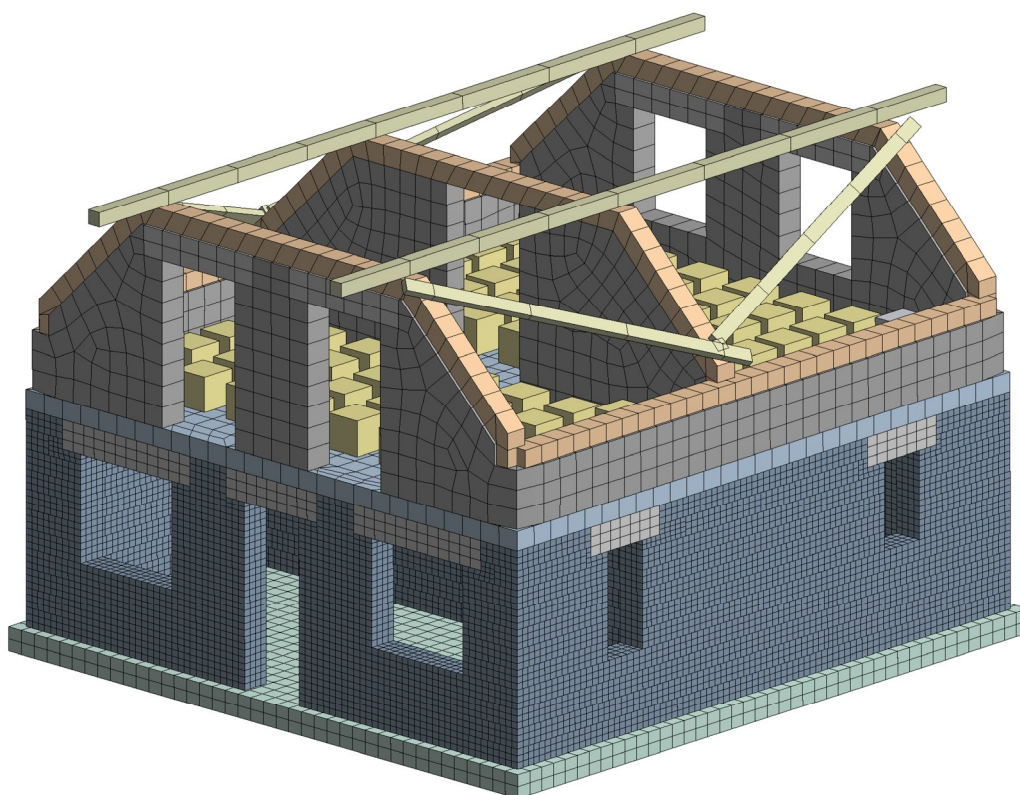
Obr. P2.3 Síť konečných prvků modelu O1 – řez



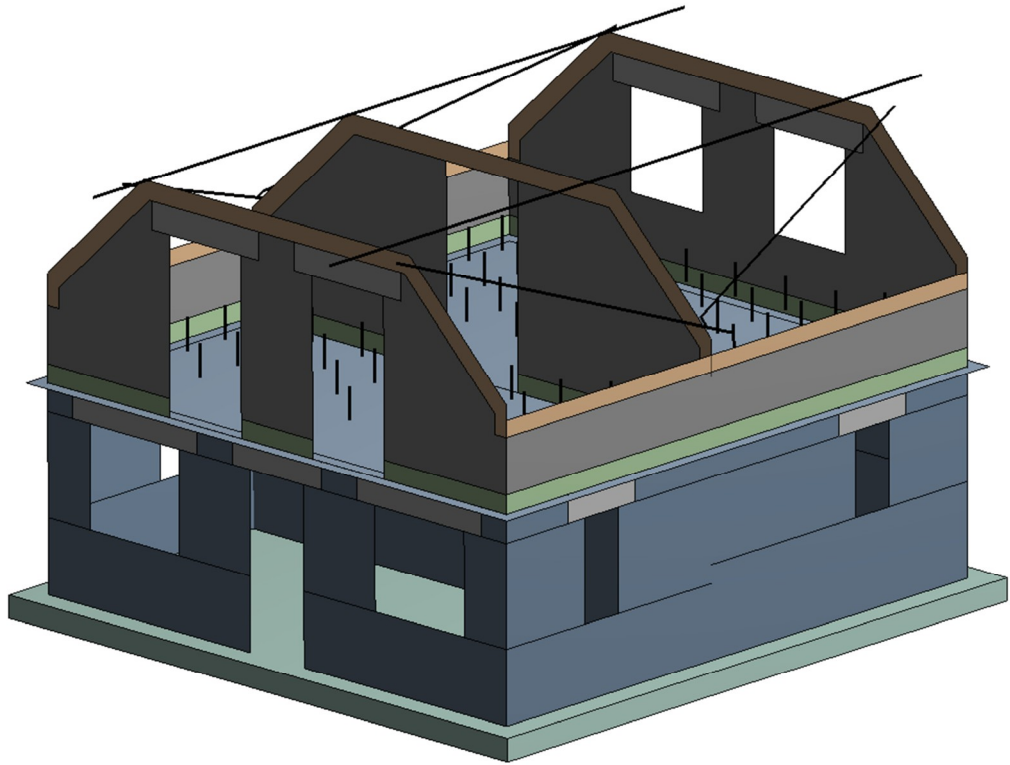
Obr. P2.4 Síť konečných prvků modelu O1 – detail odkryté části modelu montované stropní konstrukce



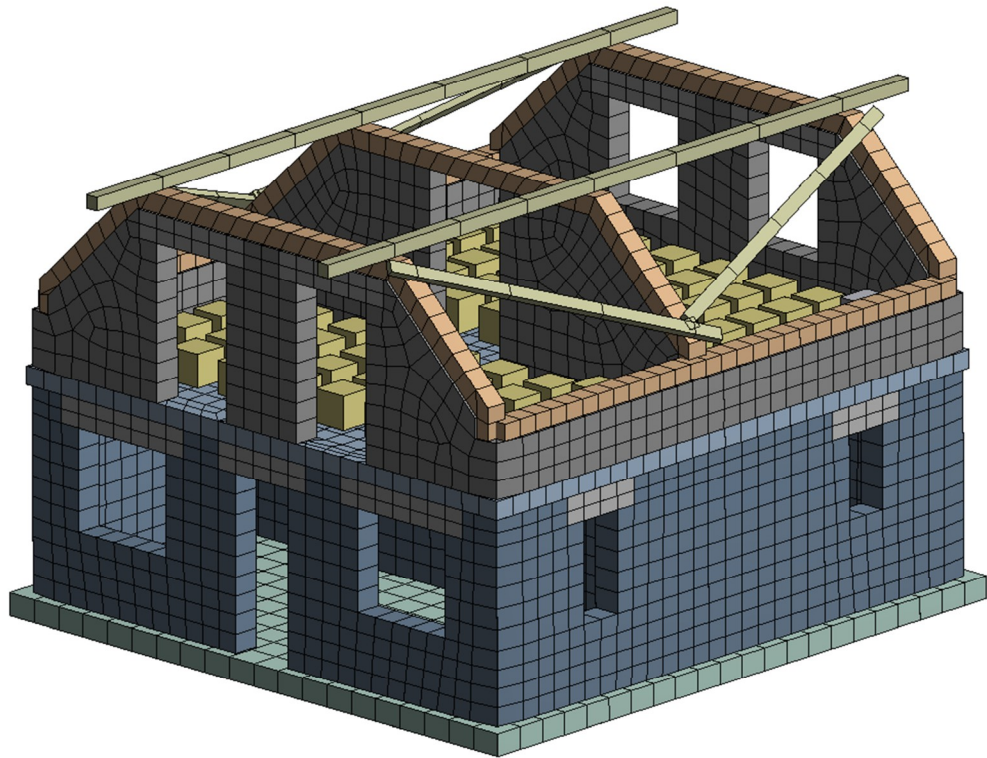
Obr. P2.5 Geometrie modelu O2



Obr. P2.6 Síť konečných prvků modelu O2



Obr. P2.7 Geometrie modelu O3



Obr. P2.8 Síť konečných prvků modelu O3

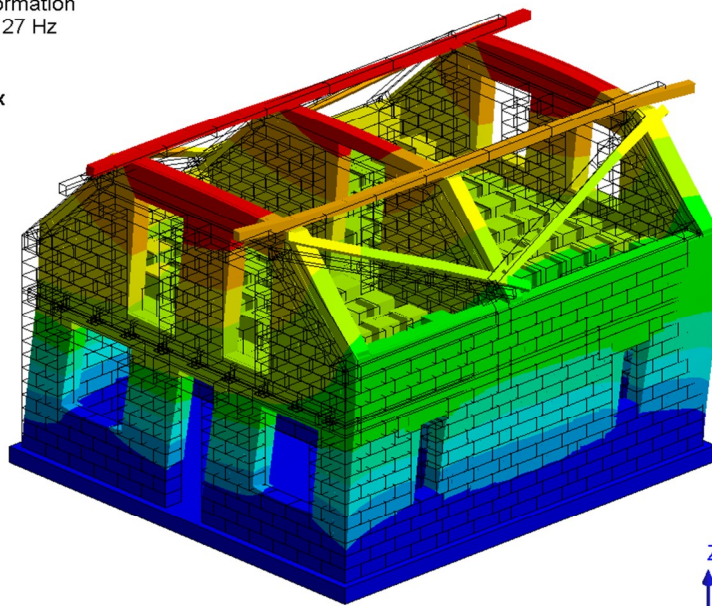
PŘÍLOHA P3

Vlastní tvary kmitu modelu objektu

C: Modal
 Total Deformation
 Type: Total Deformation
 Frequency: 31.127 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

0.81177 Max
 0.72157
 0.63137
 0.54118
 0.45098
 0.36078
 0.27059
 0.18039
 0.090196
 0 Min



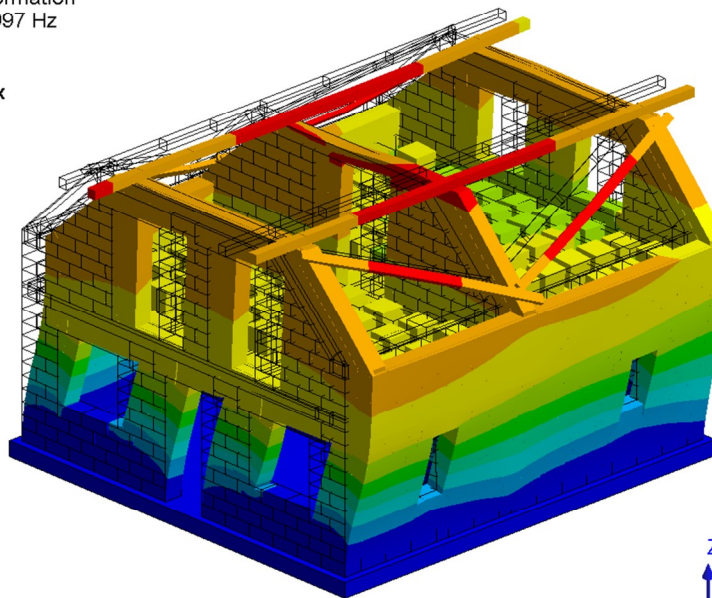
0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

Obr. P3.1 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknuť), frekvence $f_1 = 31,1$ Hz

C: Modal
 Total Deformation 2
 Type: Total Deformation
 Frequency: 32.997 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

0.70765 Max
 0.62902
 0.55039
 0.47177
 0.39314
 0.31451
 0.23588
 0.15726
 0.078628
 0 Min

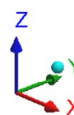
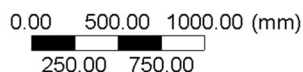
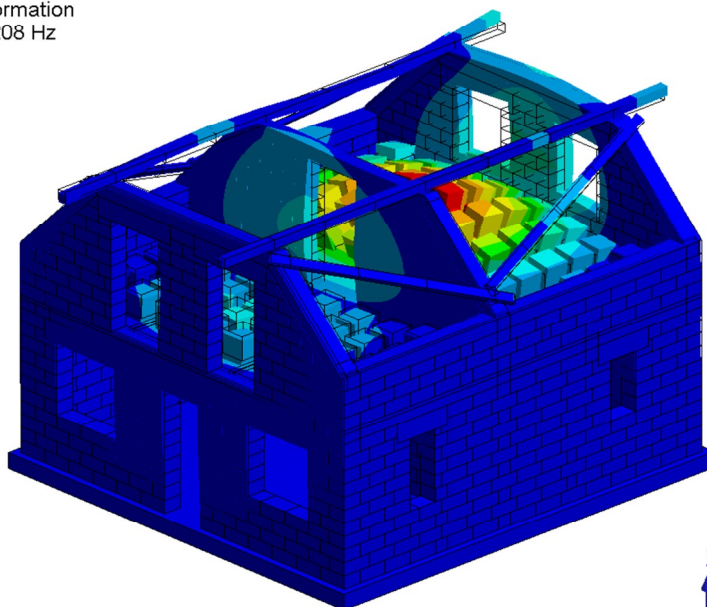
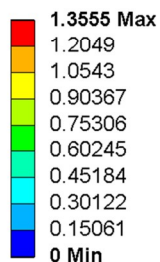


0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

Obr. P3.2 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknuť), frekvence $f_2 = 33,0$ Hz

C: Modal
 Total Deformation 3
 Type: Total Deformation
 Frequency: 42.208 Hz
 Unit: mm

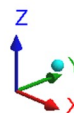
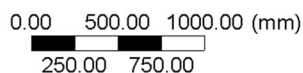
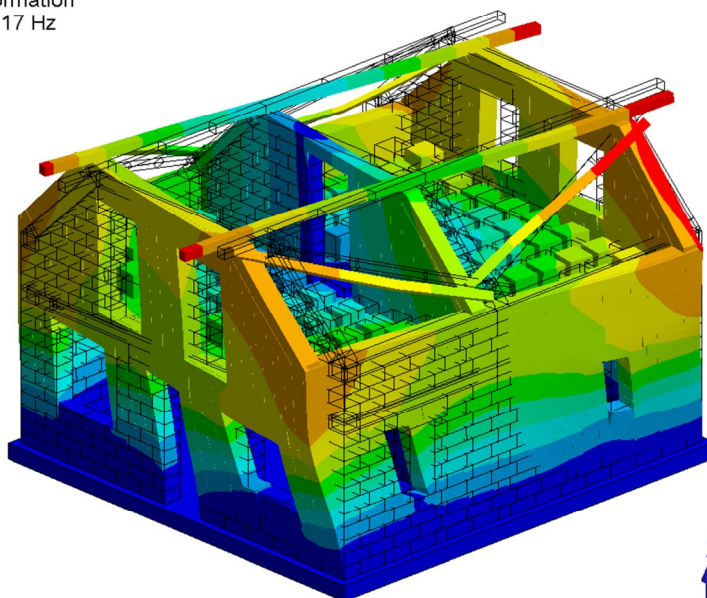
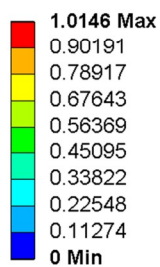
ANSYS
 13.0



Obr. P3.3 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknutí), frekvence $f_3 = 42,2$ Hz

C: Modal
 Total Deformation 4
 Type: Total Deformation
 Frequency: 49.117 Hz
 Unit: mm

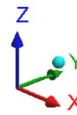
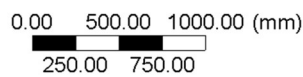
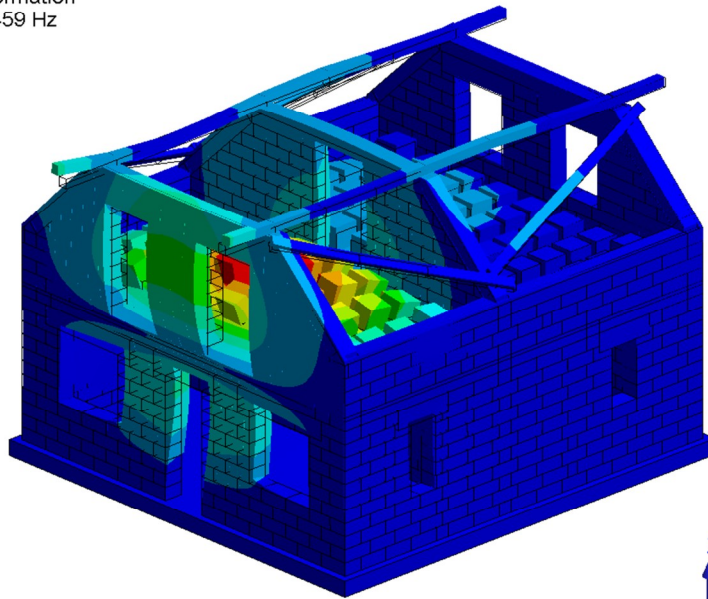
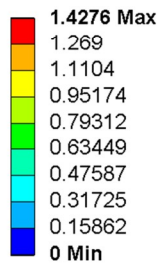
ANSYS
 13.0



Obr. P3.4 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknutí), frekvence $f_4 = 49,1$ Hz

C: Modal
 Total Deformation 5
 Type: Total Deformation
 Frequency: 54.459 Hz
 Unit: mm

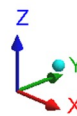
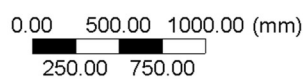
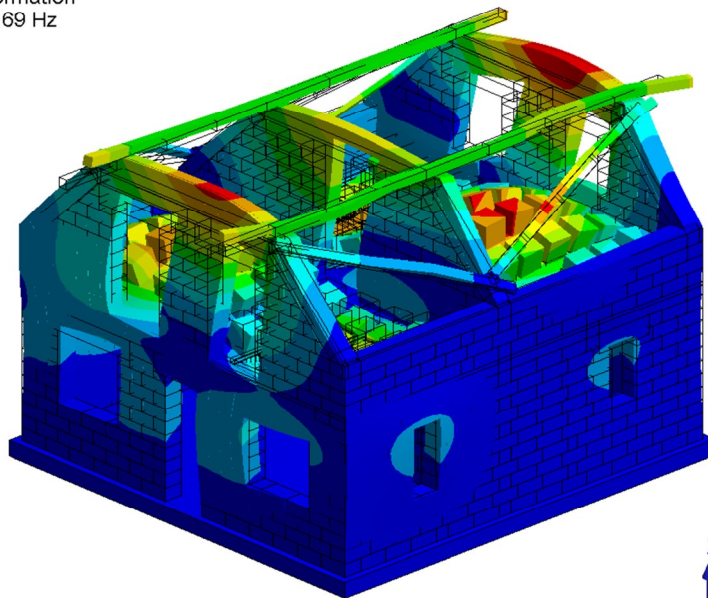
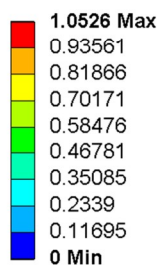
ANSYS
 13.0



Obr. P3.5 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknuť), frekvence $f_5 = 54,5$ Hz

C: Modal
 Total Deformation 6
 Type: Total Deformation
 Frequency: 63.169 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

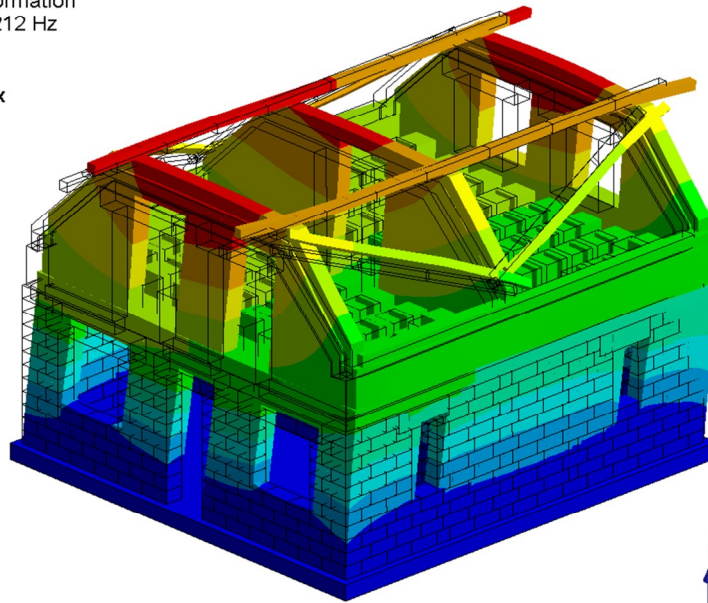


Obr. P3.6 Vlastní tvar kmitu, model O1 (vetknuť), frekvence $f_6 = 63,2$ Hz

G: Modal
 Total Deformation
 Type: Total Deformation
 Frequency: 31,212 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

0,88928 Max
 0,79047
 0,69166
 0,59285
 0,49405
 0,39524
 0,29643
 0,19762
 0,098809
 0 Min



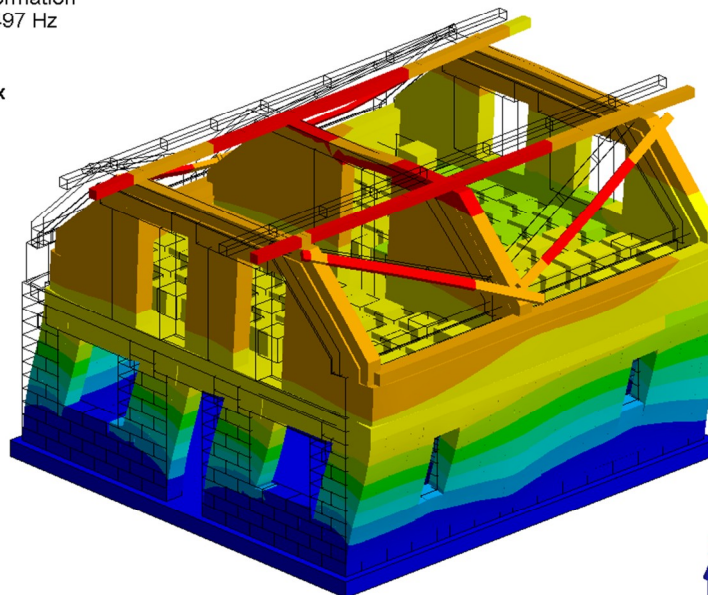
0,00 500,00 1000,00 (mm)
 250,00 750,00

Obr. P3.7 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_1 = 31,2$ Hz

G: Modal
 Total Deformation 2
 Type: Total Deformation
 Frequency: 33,497 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

0,70321 Max
 0,62508
 0,54694
 0,46881
 0,39067
 0,31254
 0,2344
 0,15627
 0,078134
 0 Min



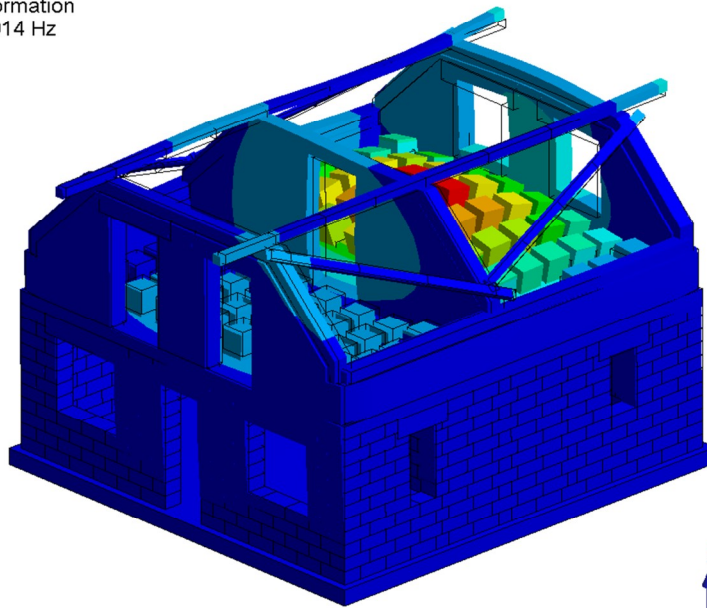
0,00 500,00 1000,00 (mm)
 250,00 750,00

Obr. P3.8 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_2 = 33,5$ Hz

G: Modal
 Total Deformation 3
 Type: Total Deformation
 Frequency: 46,014 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

1,2748 Max
 1,1331
 0,9915
 0,84985
 0,70821
 0,56657
 0,42493
 0,28328
 0,14164
 0 Min



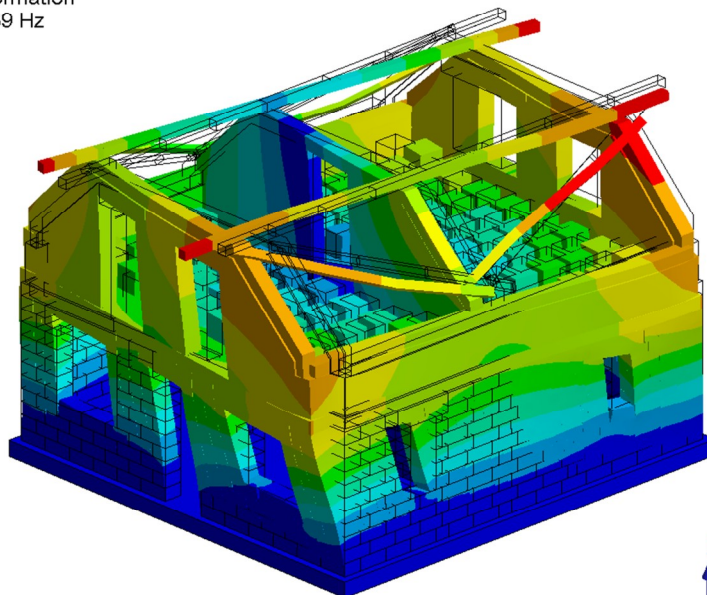
0,00 500,00 1000,00 (mm)
 250,00 750,00

Obr. P3.9 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_3 = 46,0$ Hz

G: Modal
 Total Deformation 4
 Type: Total Deformation
 Frequency: 49,89 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

1,0643 Max
 0,94608
 0,82782
 0,70956
 0,5913
 0,47304
 0,35478
 0,23652
 0,11826
 0 Min

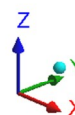
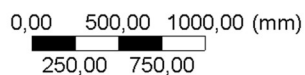
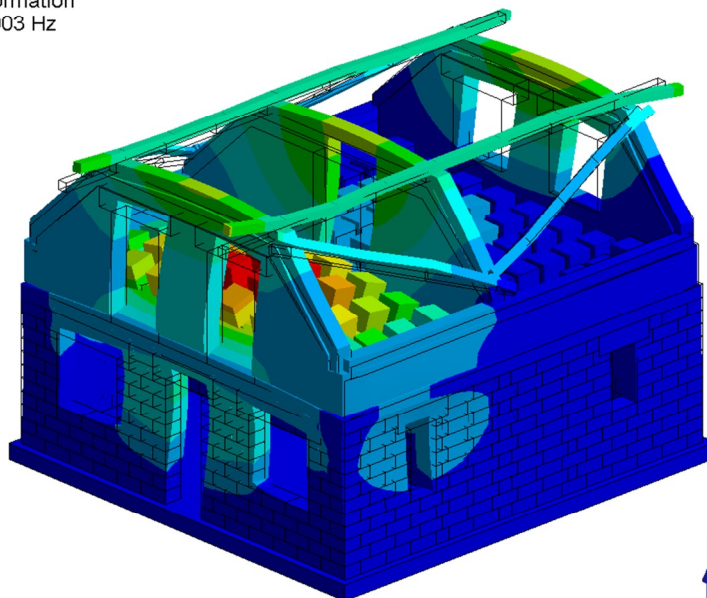
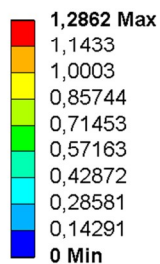


0,00 500,00 1000,00 (mm)
 250,00 750,00

Obr. P3.10 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_4 = 49,9$ Hz

G: Modal
 Total Deformation 5
 Type: Total Deformation
 Frequency: 59,003 Hz
 Unit: mm

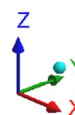
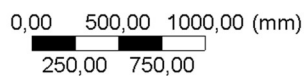
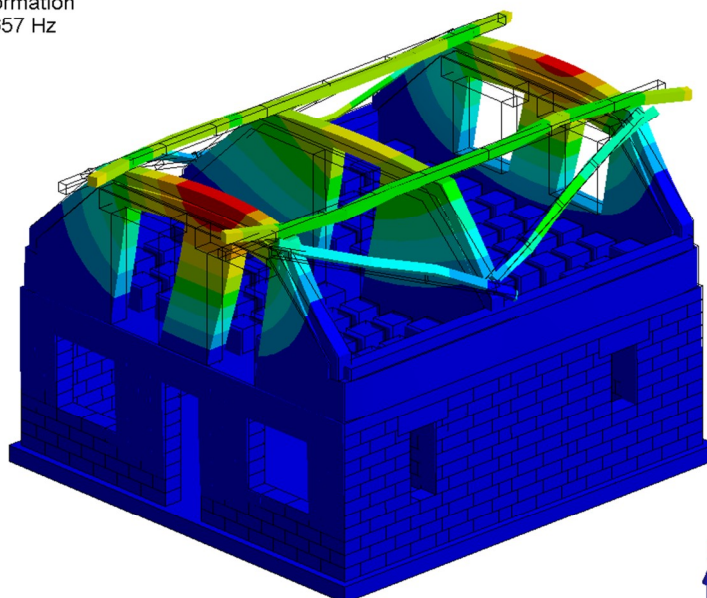
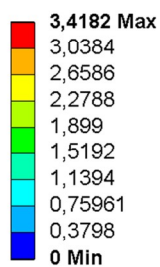
ANSYS
 13.0



Obr. P3.11 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_5 = 59,0$ Hz

G: Modal
 Total Deformation 6
 Type: Total Deformation
 Frequency: 59,657 Hz
 Unit: mm

ANSYS
 13.0

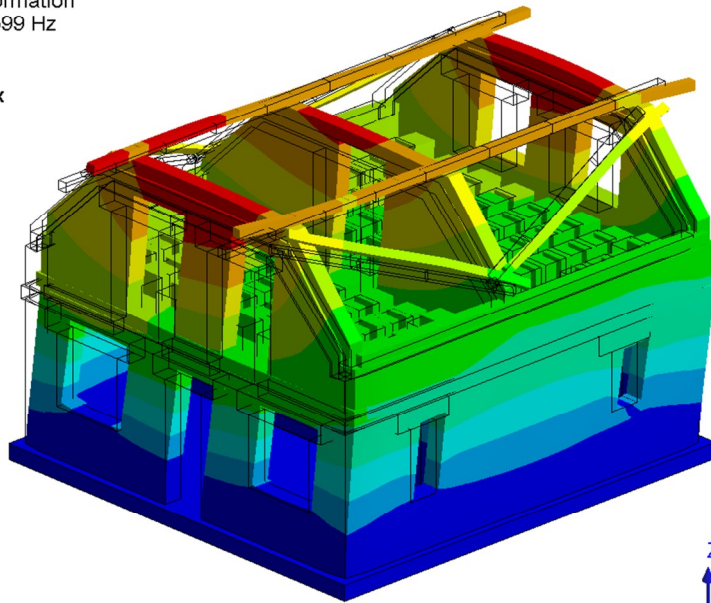


Obr. P3.12 Vlastní tvar kmitu, model O2 (vetknutí), frekvence $f_6 = 59,7$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation
 Type: Total Deformation
 Frequency: 31.599 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

0.90441 Max
 0.80392
 0.70343
 0.60294
 0.50245
 0.40196
 0.30147
 0.20098
 0.10049
 0 Min



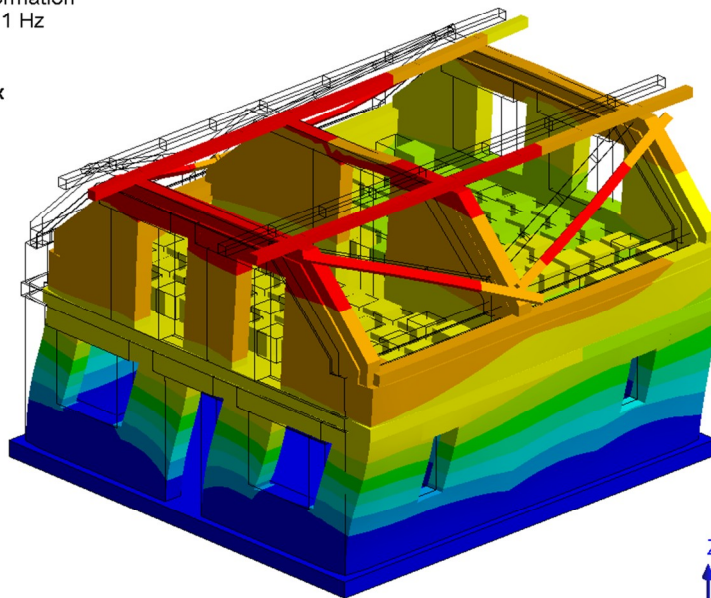
0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

Obr. P3.13 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_1 = 31,6$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation 2
 Type: Total Deformation
 Frequency: 34.11 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

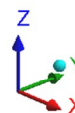
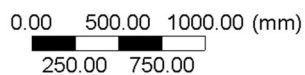
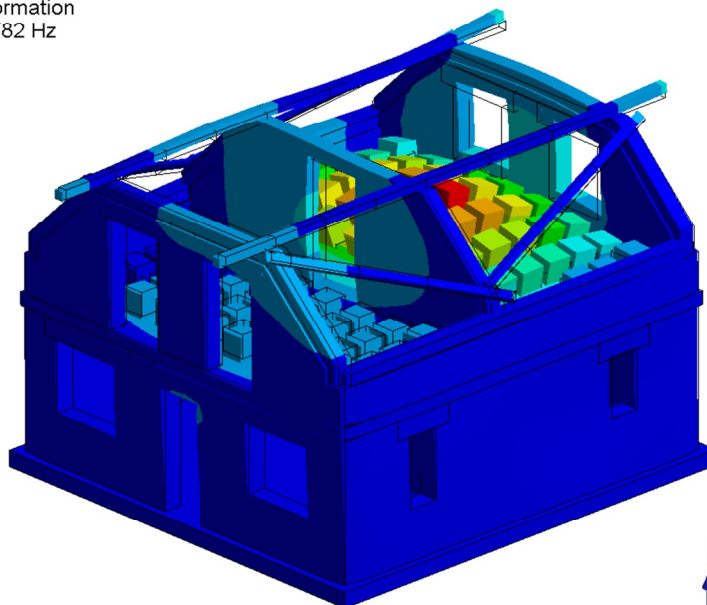
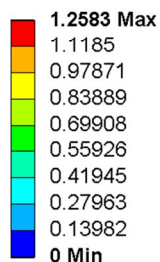
0.70415 Max
 0.62591
 0.54767
 0.46943
 0.39119
 0.31296
 0.23472
 0.15648
 0.078239
 0 Min



0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

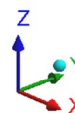
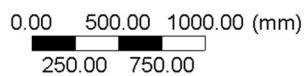
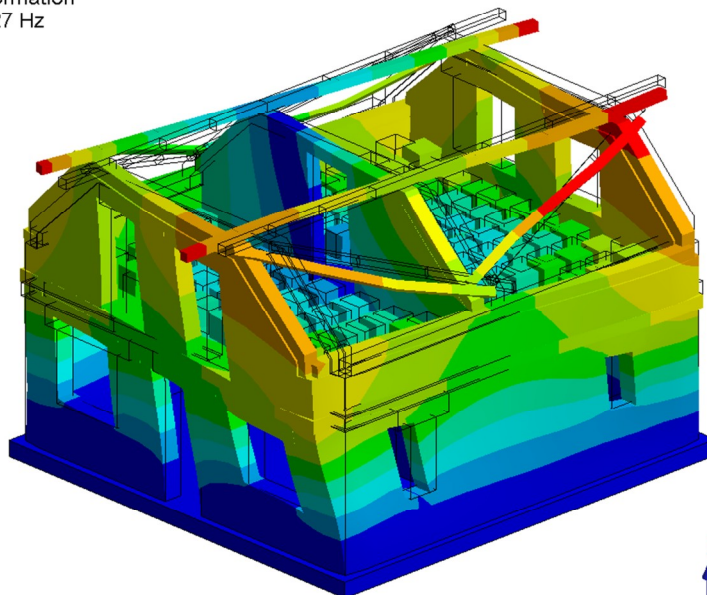
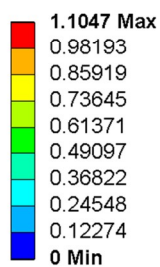
Obr. P3.14 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_2 = 34,1$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation 3
 Type: Total Deformation
 Frequency: 45.782 Hz
 Unit: mm



Obr. P3.15 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_3 = 45,8$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation 4
 Type: Total Deformation
 Frequency: 51.27 Hz
 Unit: mm

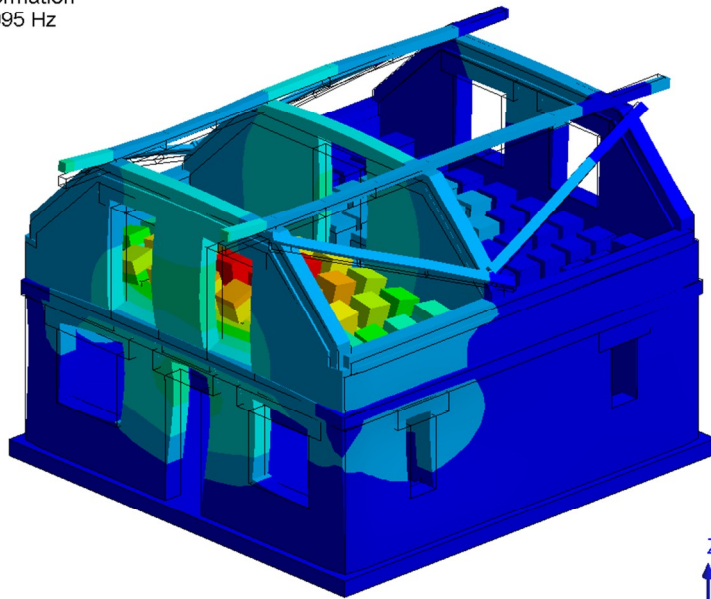


Obr. P3.16 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_4 = 51,3$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation 5
 Type: Total Deformation
 Frequency: 57.095 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

1.2912 Max
 1.1477
 1.0043
 0.8608
 0.71734
 0.57387
 0.4304
 0.28693
 0.14347
 0 Min



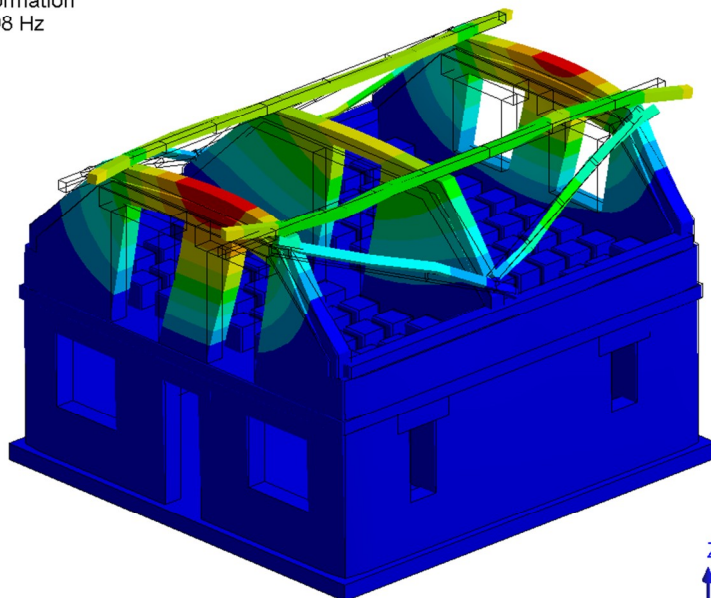
0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

Obr. P3.17 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_5 = 57,1$ Hz

B: Modal - 31 Hz
 Total Deformation 6
 Type: Total Deformation
 Frequency: 58.98 Hz
 Unit: mm

ANSYS
13.0

3.4534 Max
 3.0697
 2.686
 2.3023
 1.9186
 1.5348
 1.1511
 0.76742
 0.38371
 0 Min

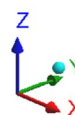
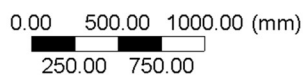
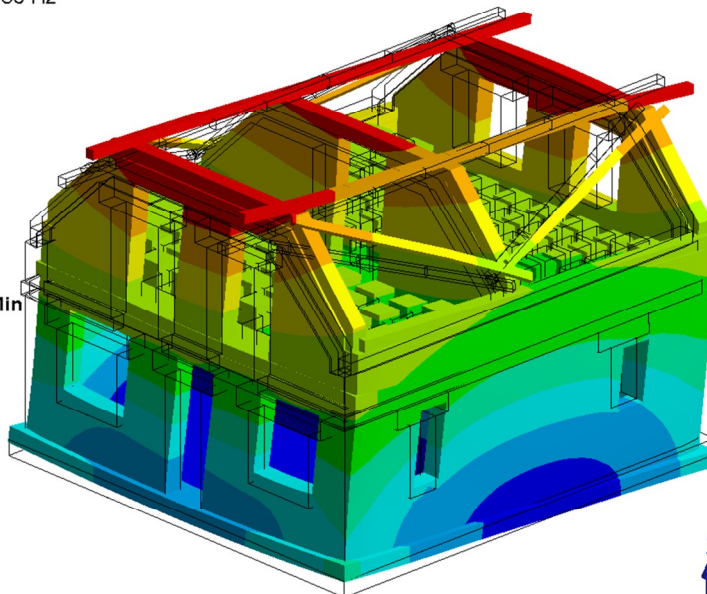
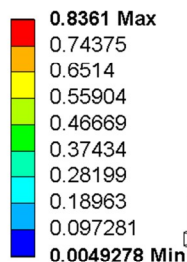


0.00 500.00 1000.00 (mm)
 250.00 750.00

Obr. P3.18 Vlastní tvar kmitu, model O3 (vetknutí), frekvence $f_6 = 59,0$ Hz

Total Deformation
 Type: Total Deformation
 Frequency: 23.986 Hz
 Unit: mm

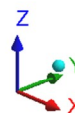
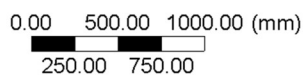
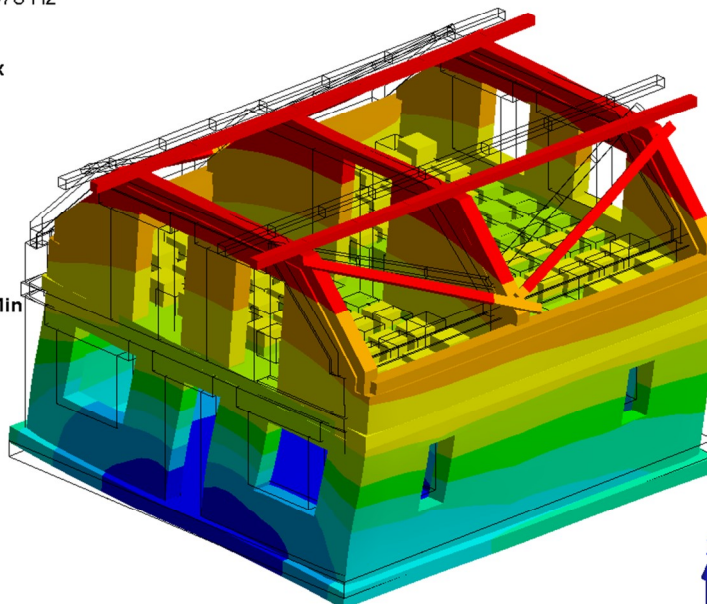
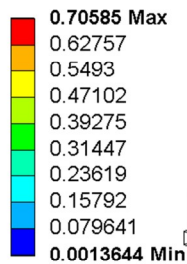
ANSYS
13.0



Obr. P3.19 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_1 = 24,0$ Hz

Total Deformation 2
 Type: Total Deformation
 Frequency: 25.078 Hz
 Unit: mm

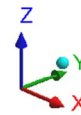
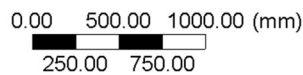
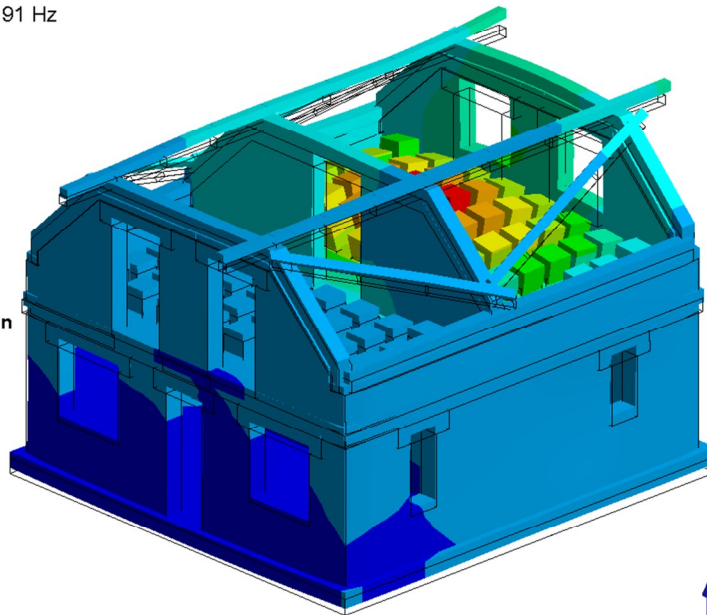
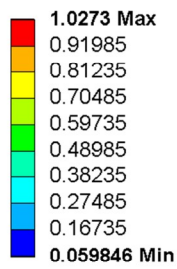
ANSYS
13.0



Obr. P3.20 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_2 = 25,1$ Hz

Total Deformation 3
 Type: Total Deformation
 Frequency: 39.191 Hz
 Unit: mm

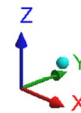
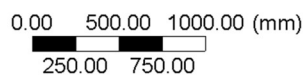
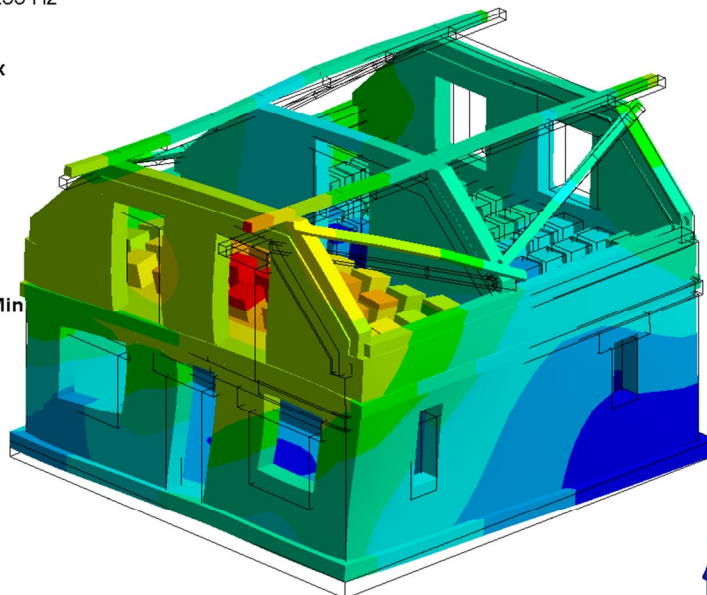
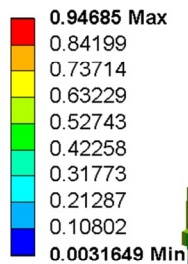
ANSYS
13.0



Obr. P3.21 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_3 = 39,2$ Hz

Total Deformation 4
 Type: Total Deformation
 Frequency: 46.255 Hz
 Unit: mm

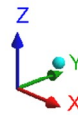
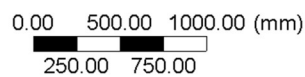
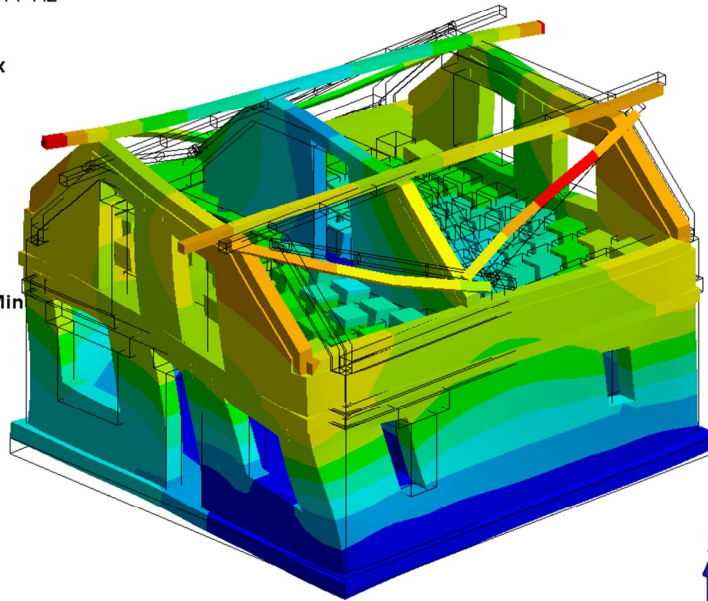
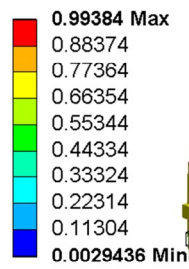
ANSYS
13.0



Obr. P3.22 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_4 = 46,3$ Hz

Total Deformation 5
 Type: Total Deformation
 Frequency: 48.877 Hz
 Unit: mm

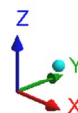
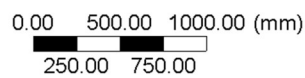
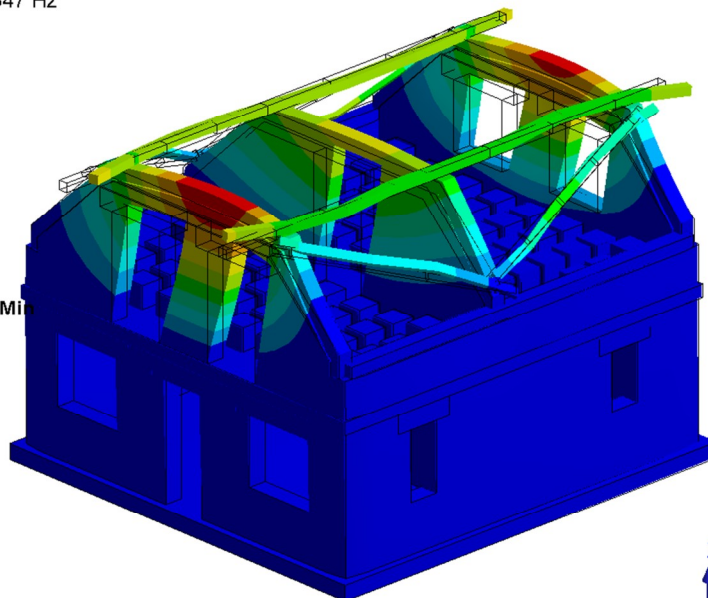
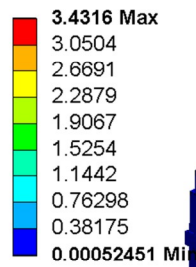
ANSYS
13.0



Obr. P3.23 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_5 = 48,9$ Hz

Total Deformation 6
 Type: Total Deformation
 Frequency: 58.847 Hz
 Unit: mm

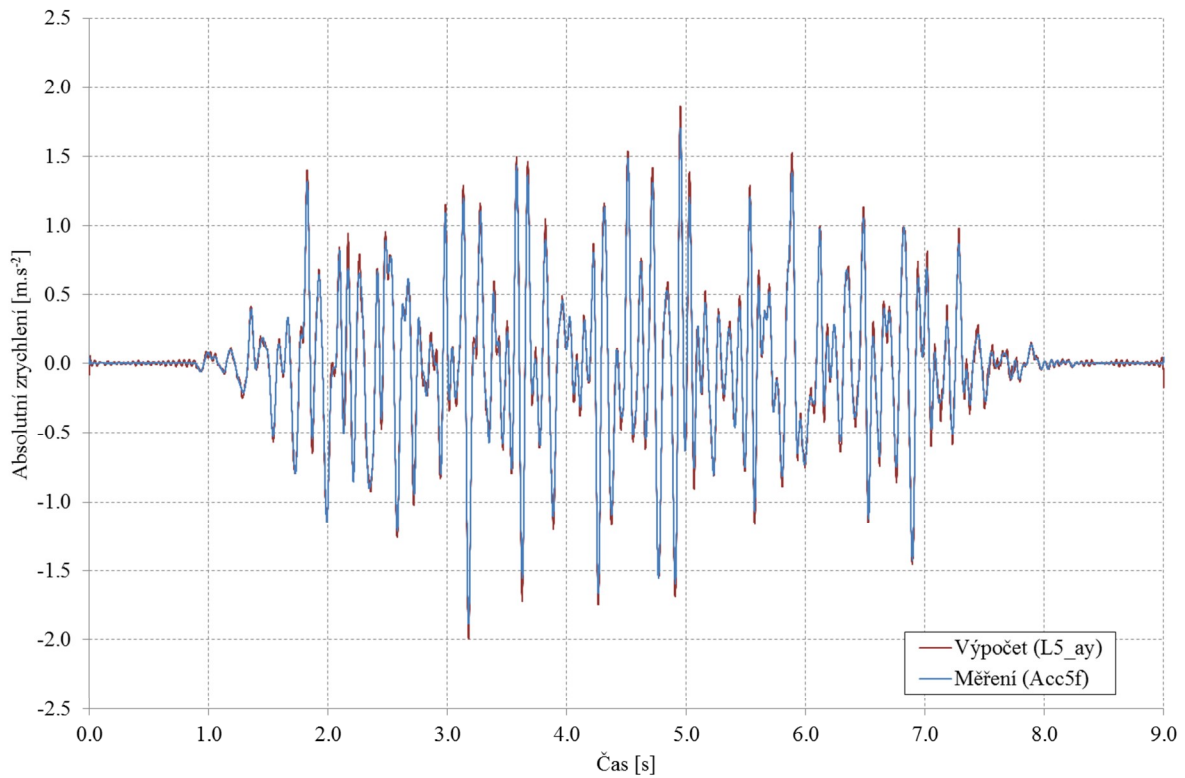
ANSYS
13.0



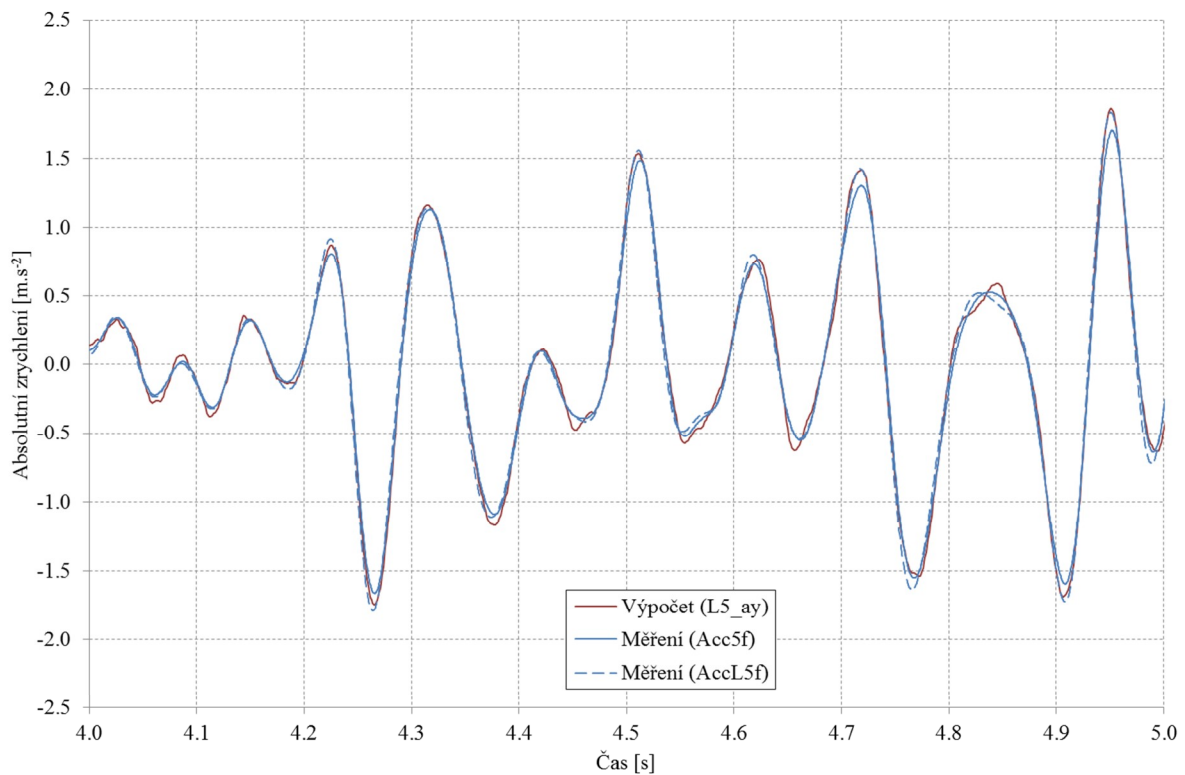
Obr. P3.24 Vlastní tvar kmitu, model O3w (pružné uložení), frekvence $f_6 = 58,8$ Hz

PŘÍLOHA P4

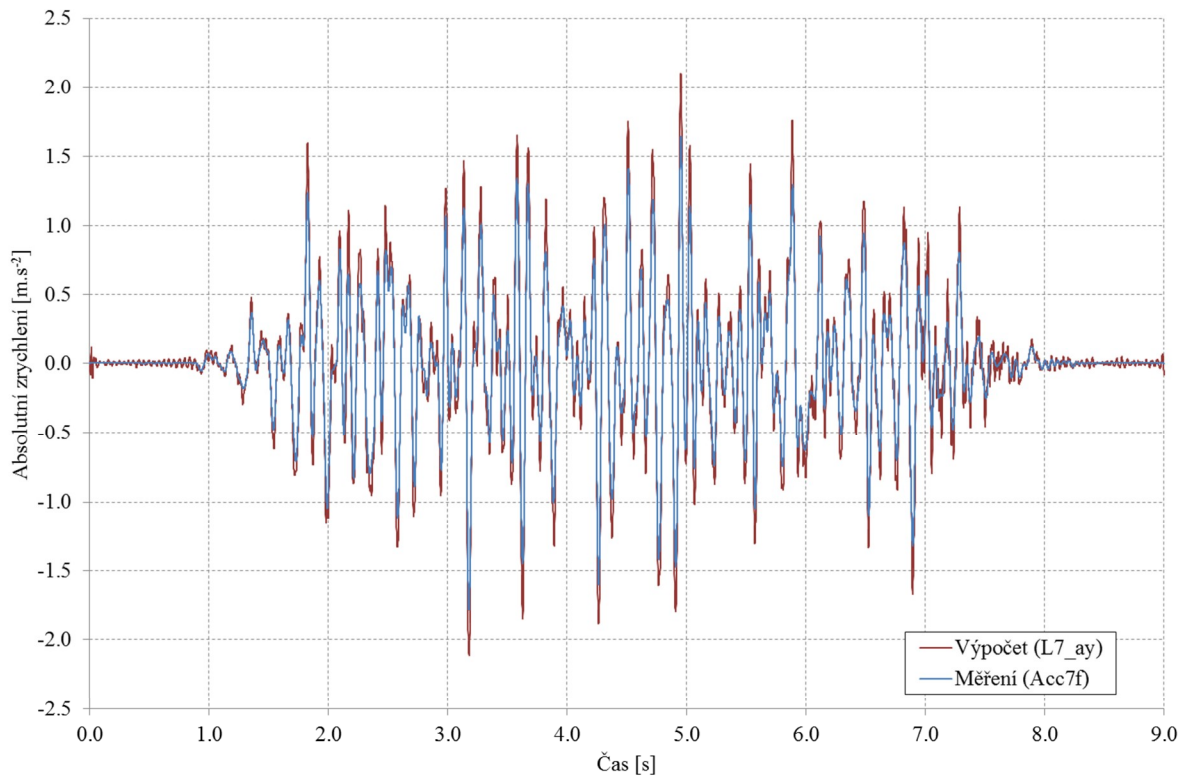
Řešení odezvy v časové oblasti



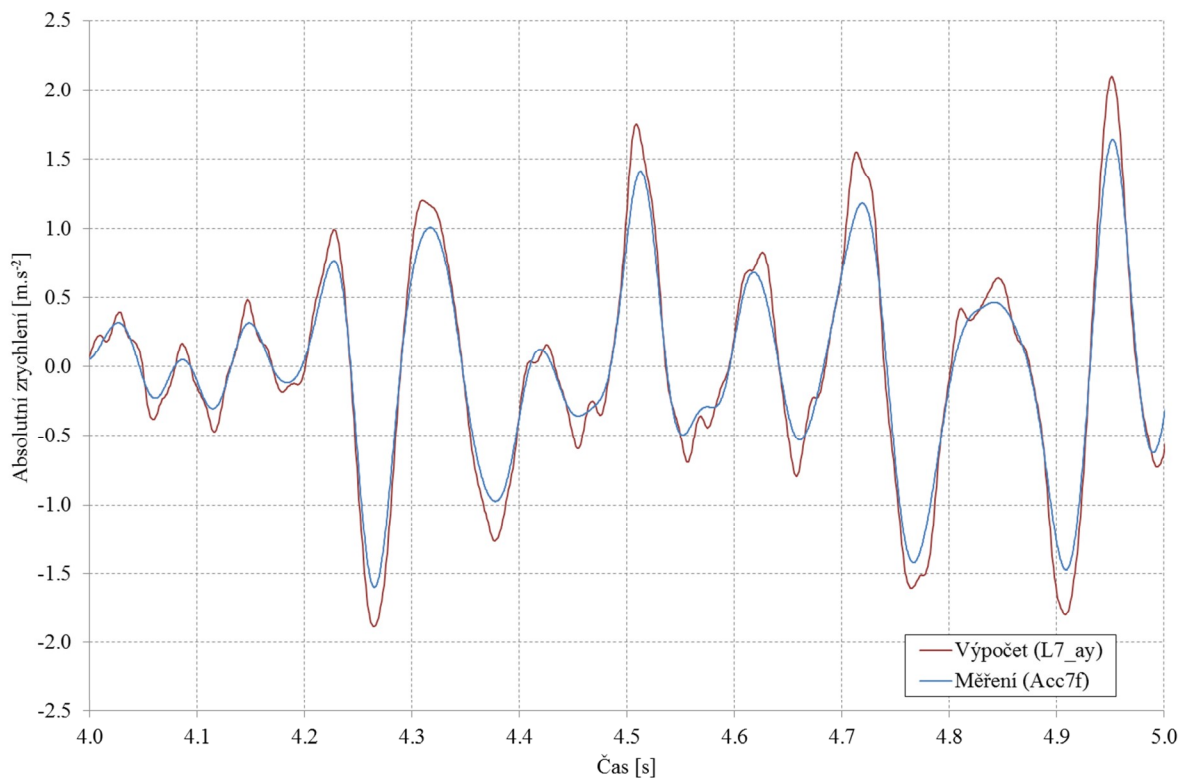
Obr. P4.1 Absolutní zrychlení v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075



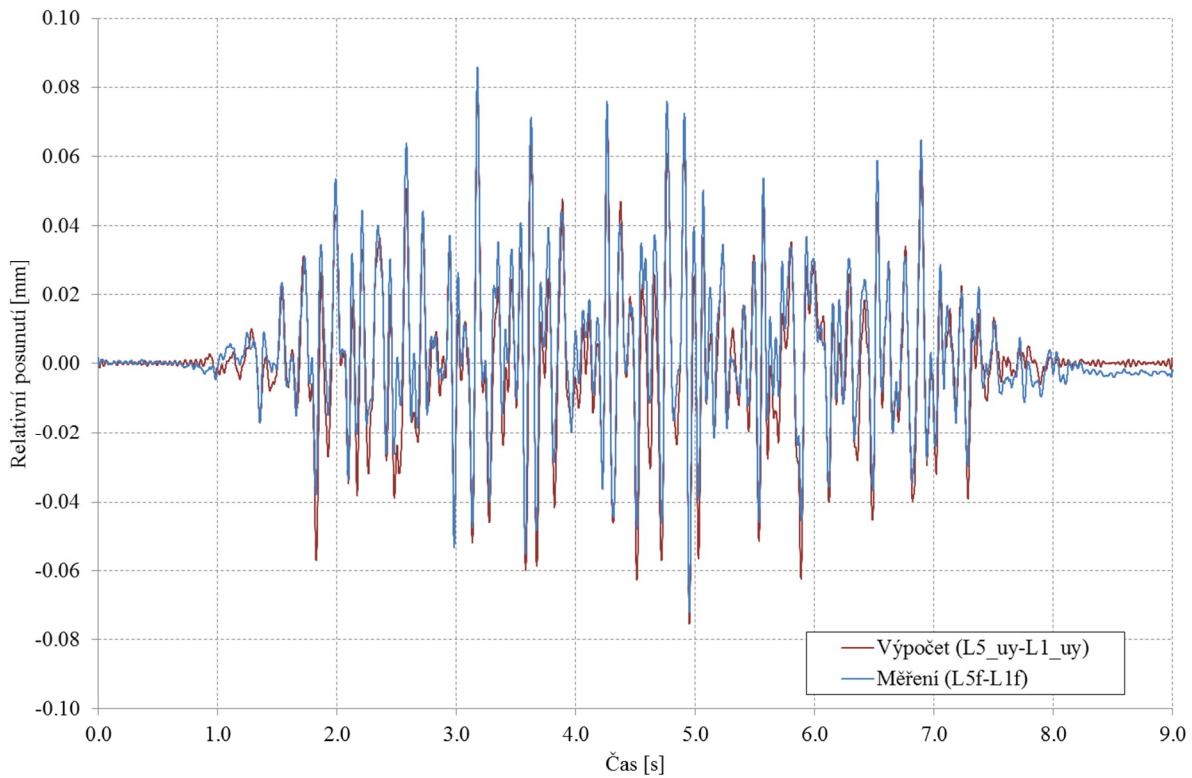
Obr. P4.2 Absolutní zrychlení v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075 – oblast 4 s až 5s



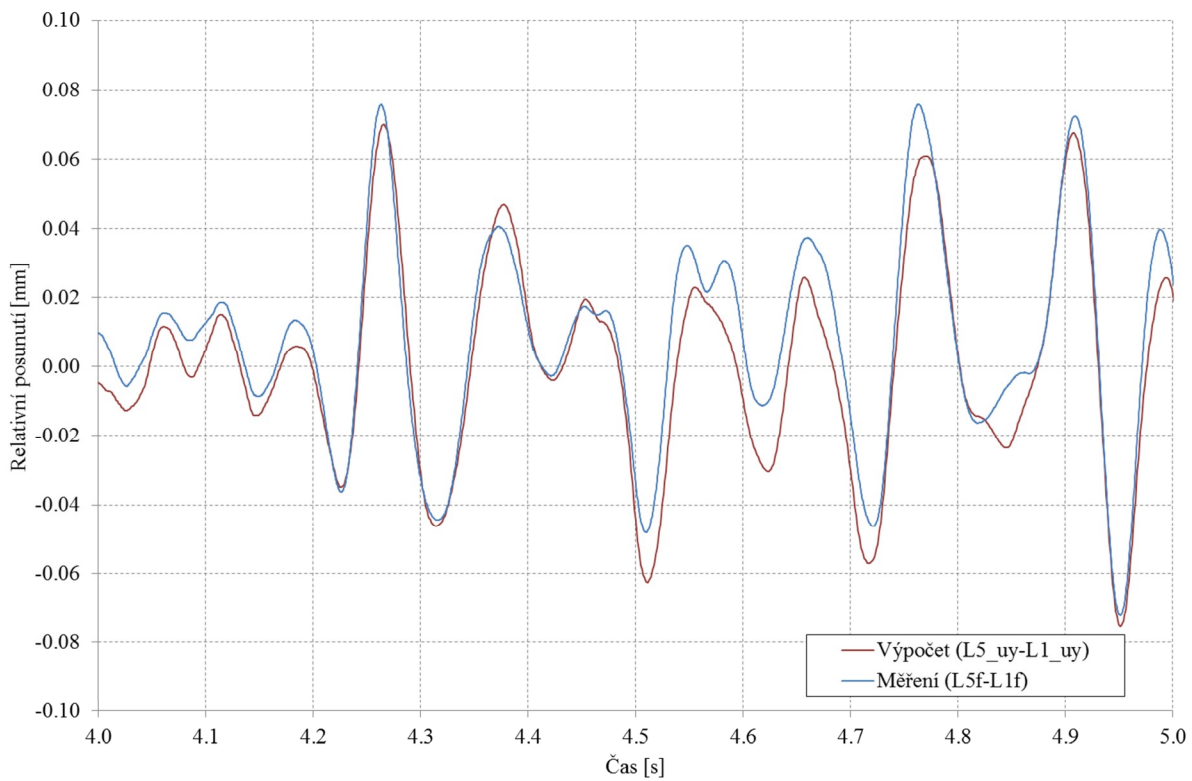
Obr. P4.3 Absolutní zrychlení v místě L7, experiment vs. výpočet, děj G075



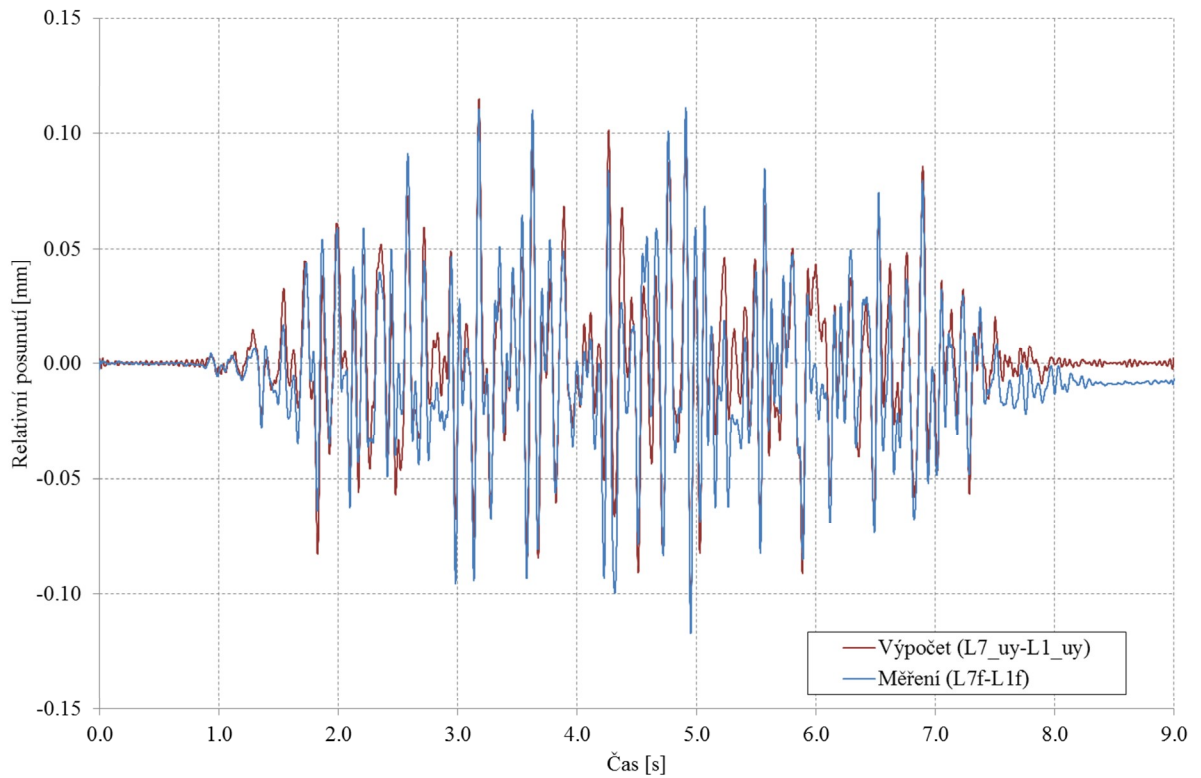
Obr. P4.4 Absolutní zrychlení v místě L7, experiment vs. výpočet, děj G075 – oblast 4 s až 5s



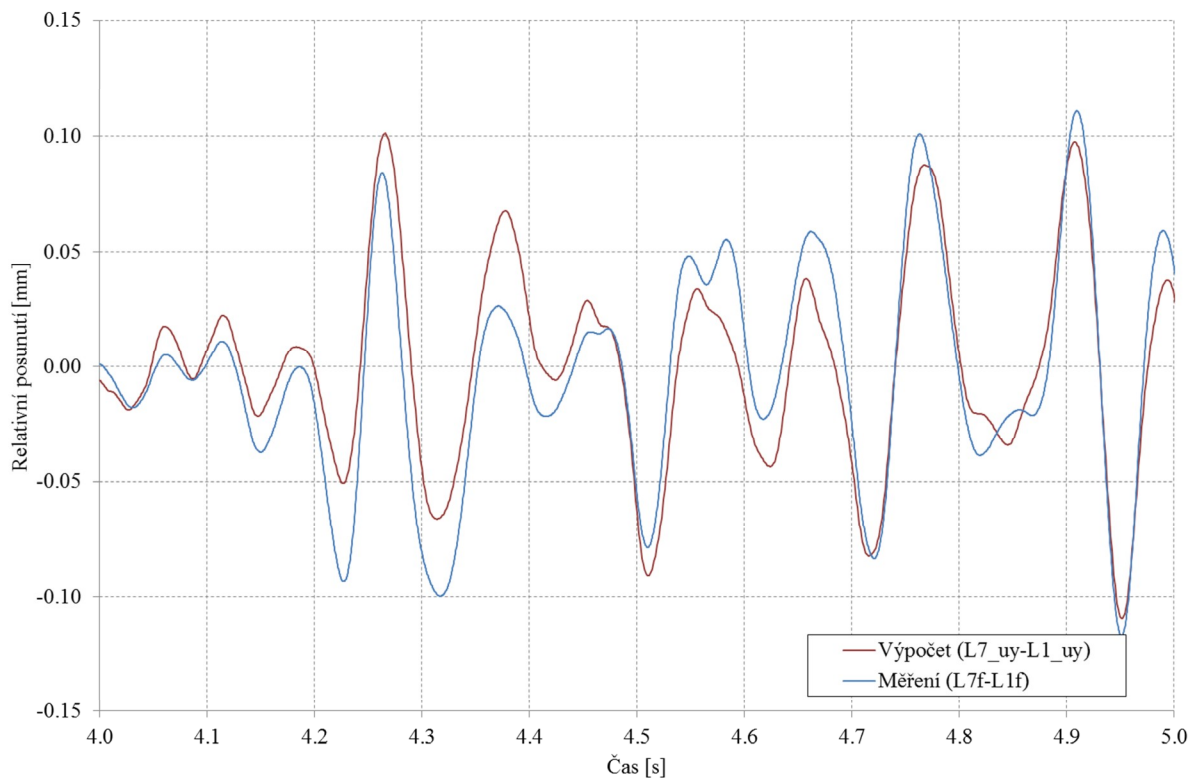
Obr. P4.5 Relativní posunutí v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075



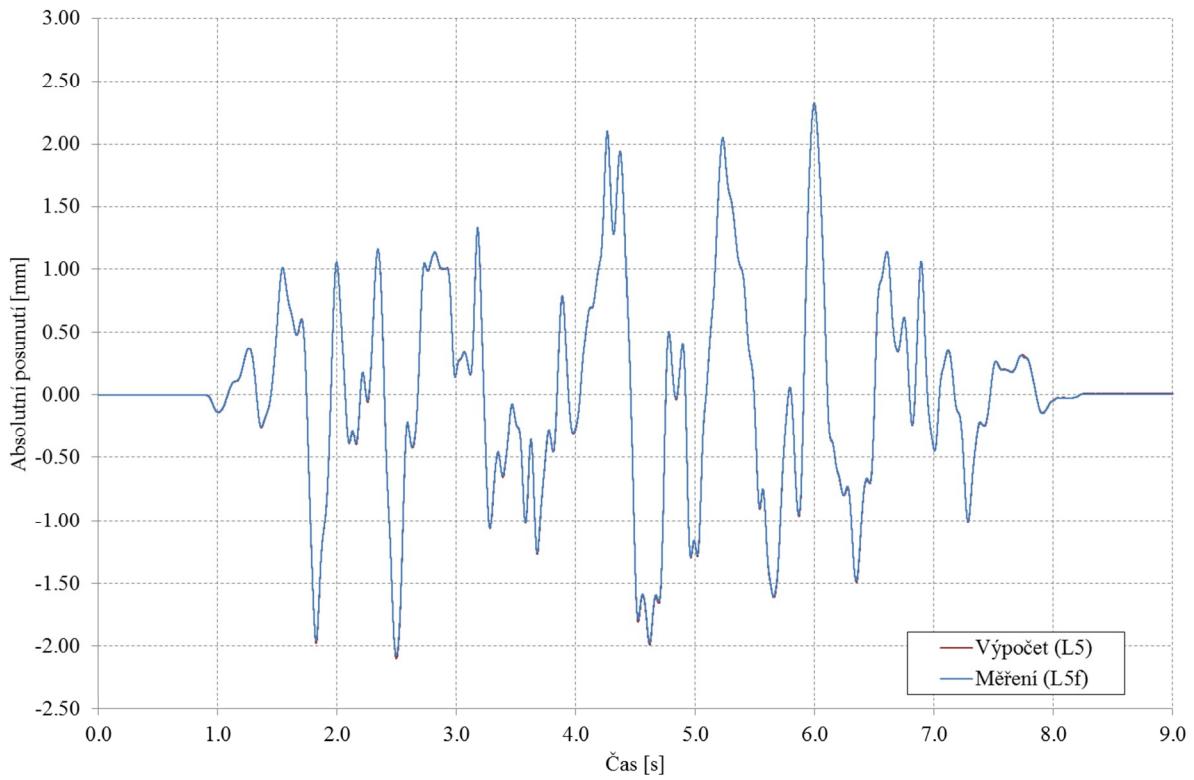
Obr. P4.6 Relativní posunutí v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075 – oblast 4 s až 5s



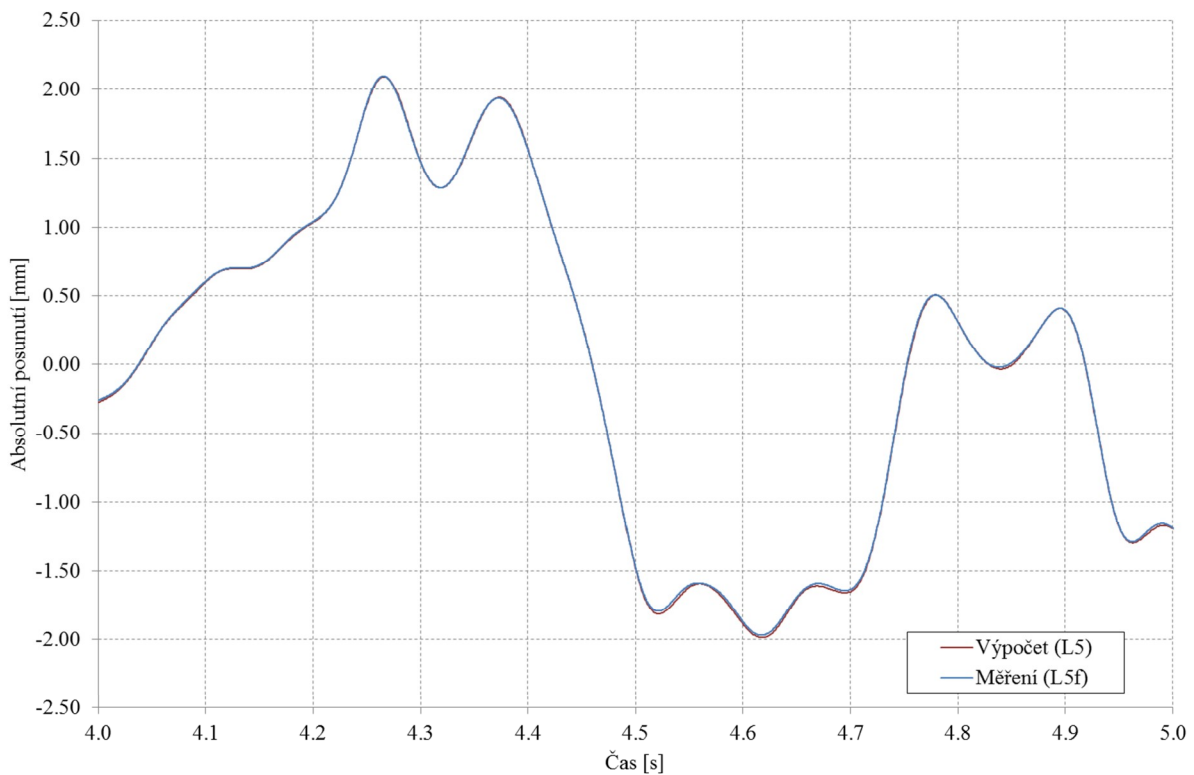
Obr. P4.7 Relativní posunutí v místě L7, experiment vs. výpočet, děj G075



Obr. P4.8 Relativní posunutí v místě L7, experiment vs. výpočet, děj G075 – oblast 4 s až 5s



Obr. P4.9 Absolutní posunutí v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075



Obr. P4.10 Absolutní posunutí v místě L5, experiment vs. výpočet, děj G075 – oblast 4 s až 5s

PŘÍLOHA P5

Porušení objektu při experimentu



Obr. P5.1 Porušení při zatížení na úrovni G075



Obr. P5.2 Porušení při zatížení na úrovni G150



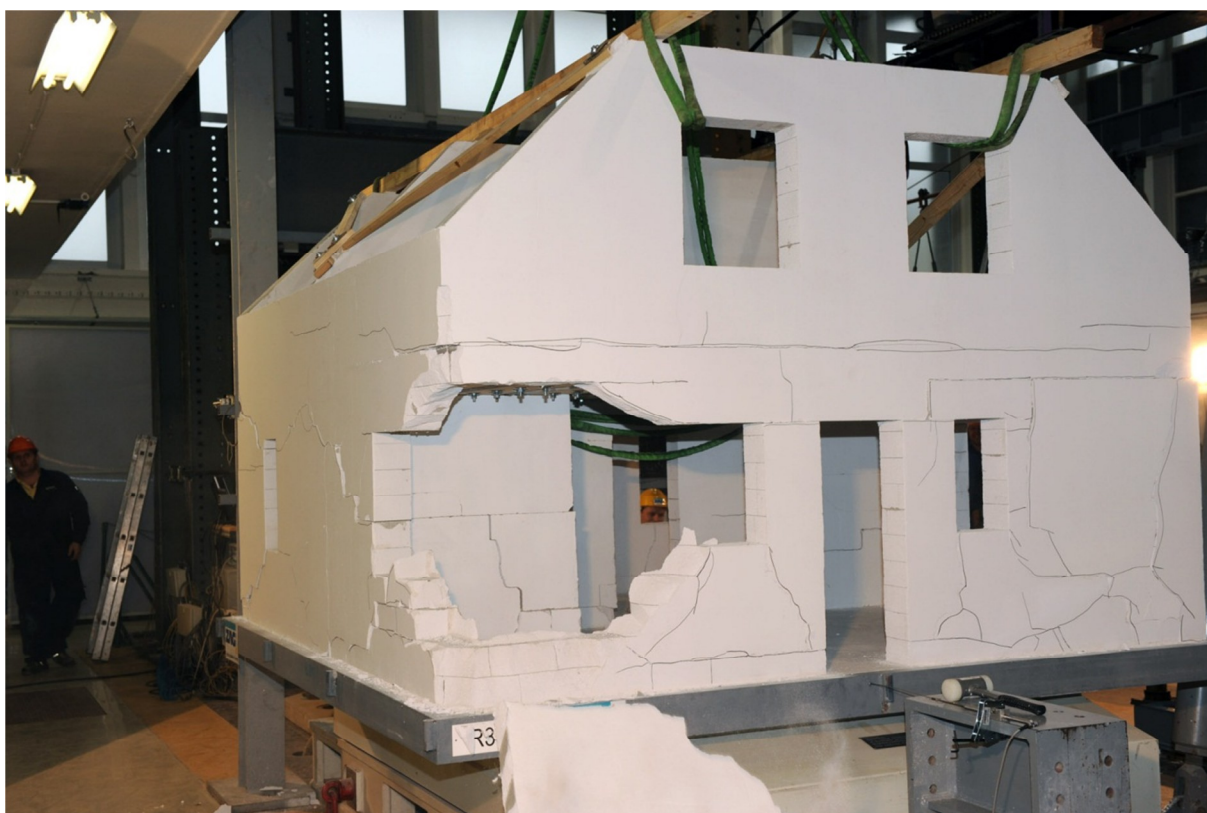
Obr. P5.3 Porušení při zatížení na úrovni G200



Obr. P5.4 Porušení při zatížení na úrovni G250



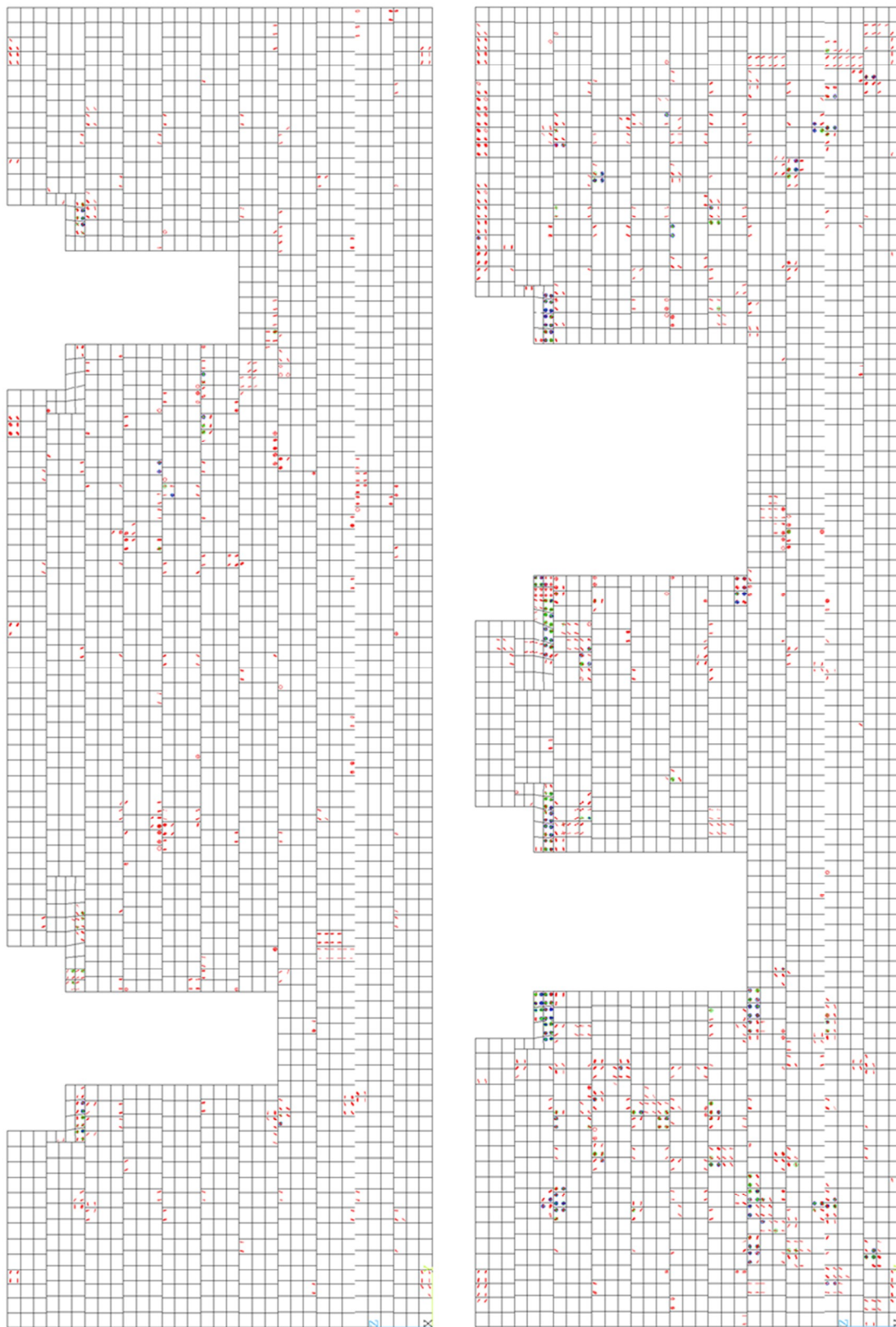
Obr. P5.5 Porušení při zatížení na úrovni G350



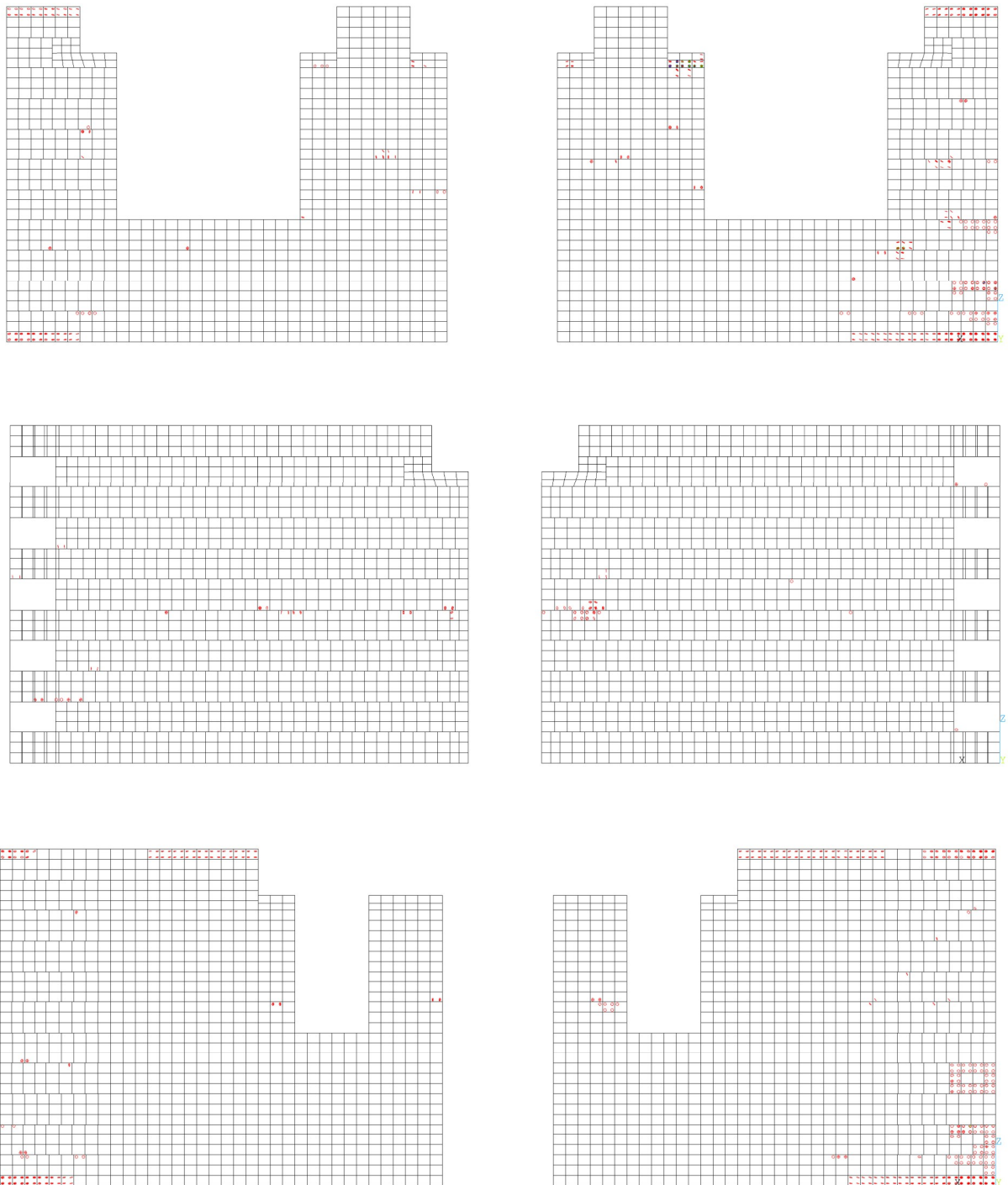
Obr. P5.6 Porušení při zatížení na úrovni G350 (ke konci děje)





PŘÍLOHA P6

Porušení modelu objektu při výpočtu



Obr. P6.1 Poškození bočních stěn modelu O2w - celkové poškození z celého děje G250

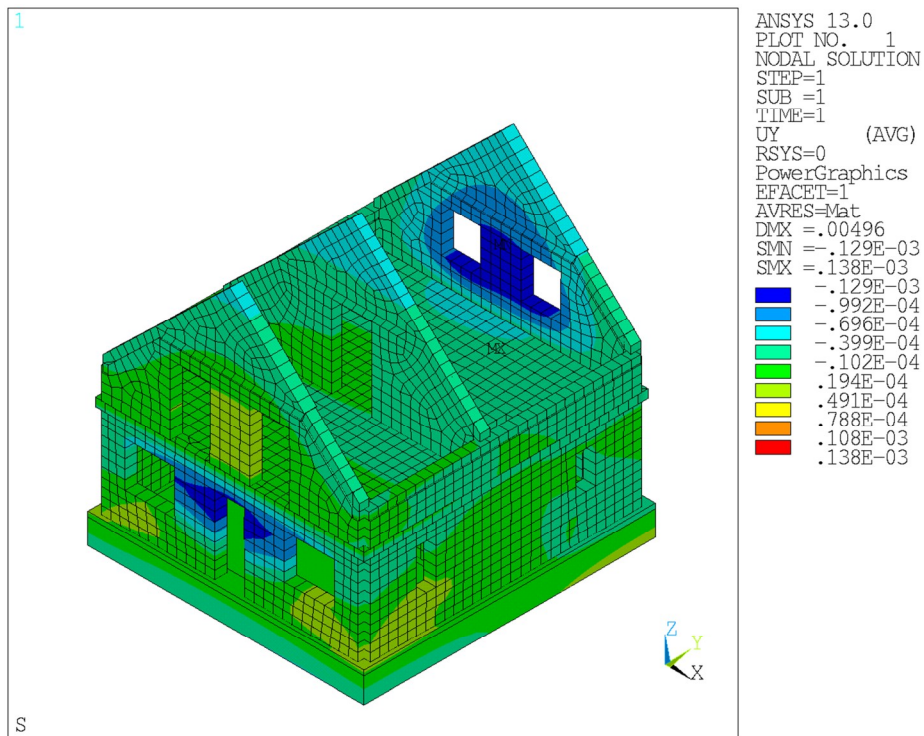


-  Tlakové drcení
-  Primární tahová trhлина
-  Sekundární tahová trhлина
-  Terciální tahová trhлина

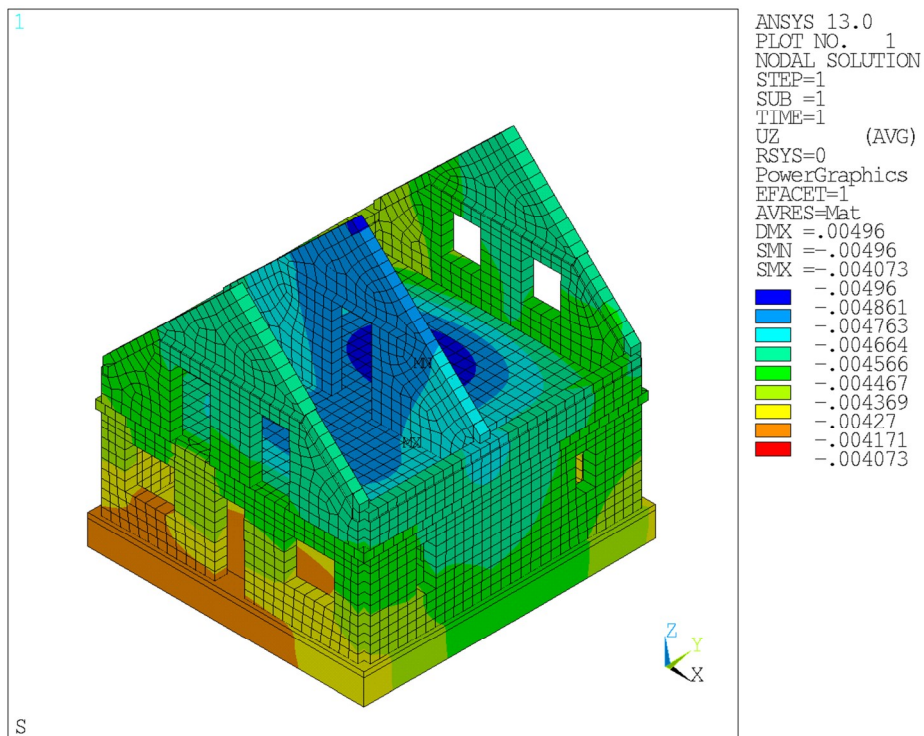
Obr. P6.2 Poškození čelních a vnitřní stěny modelu O2w - celkové poškození z celého děje G250

PŘÍLOHA P7

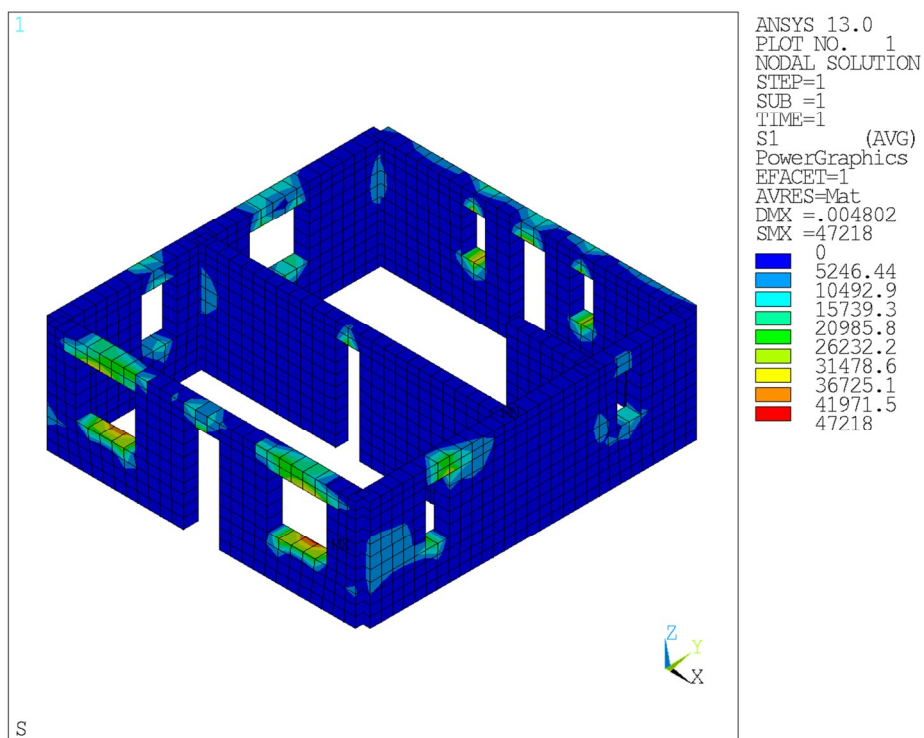
Odezva modelu reálného objektu



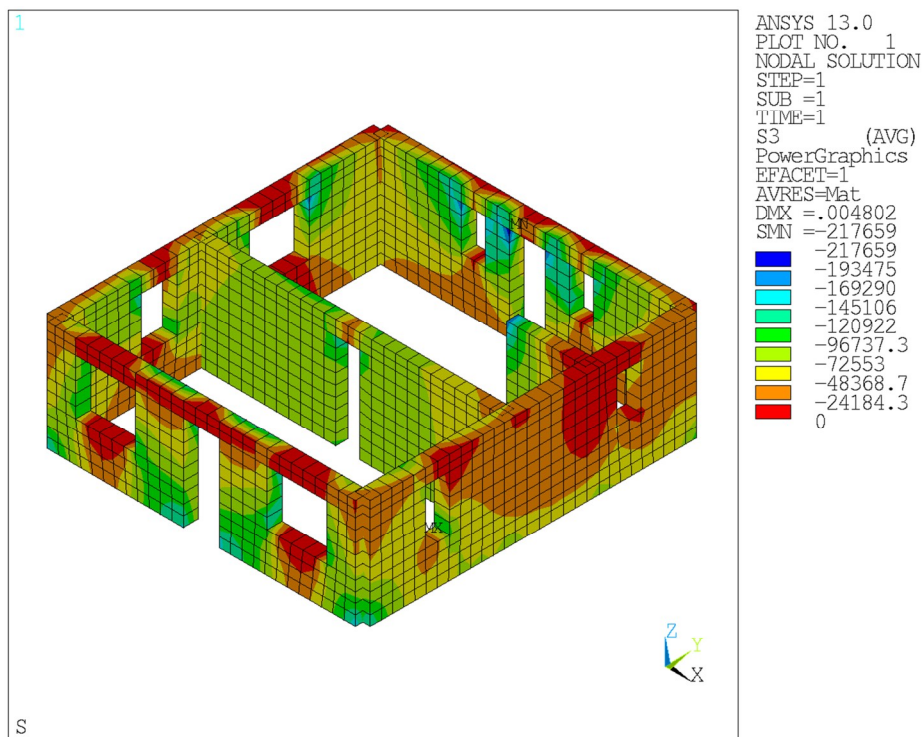
Obr. P7.1 Celková odezva modelu OR3b – statika: posunutí ve směru y



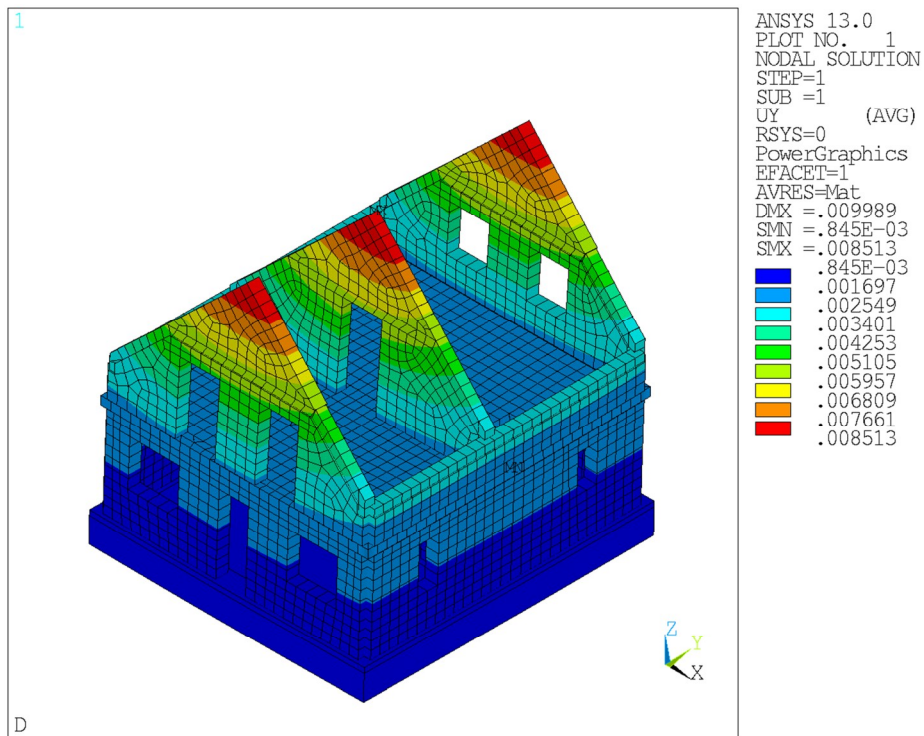
Obr. P7.2 Celková odezva modelu OR3b – statika: posunutí ve směru z



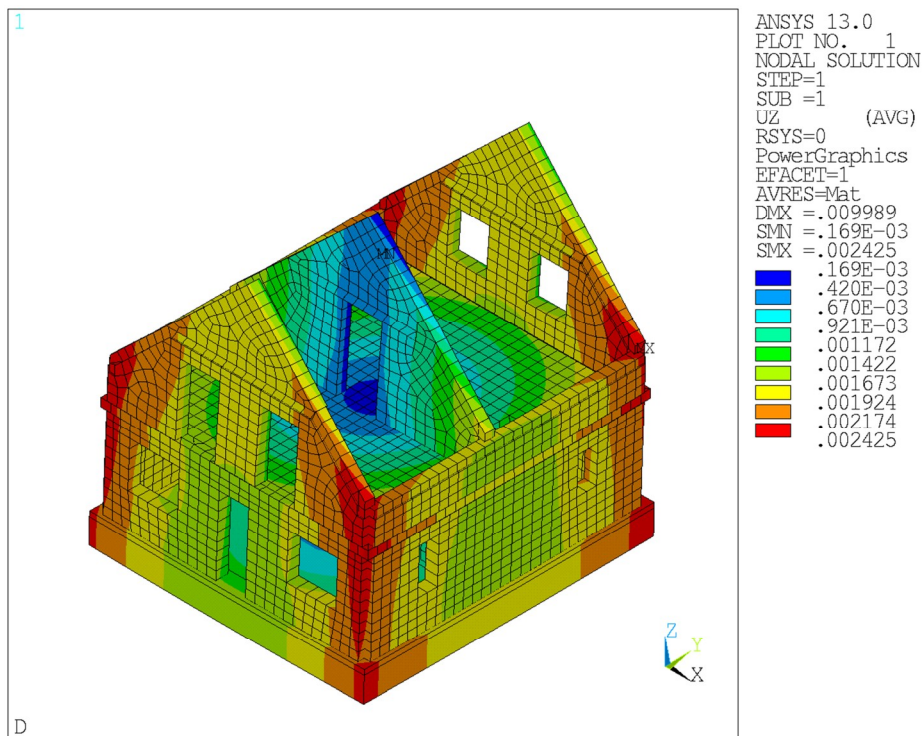
Obr. P7.3 Celková odezva modelu OR3b – statika: hlavní napětí S_1



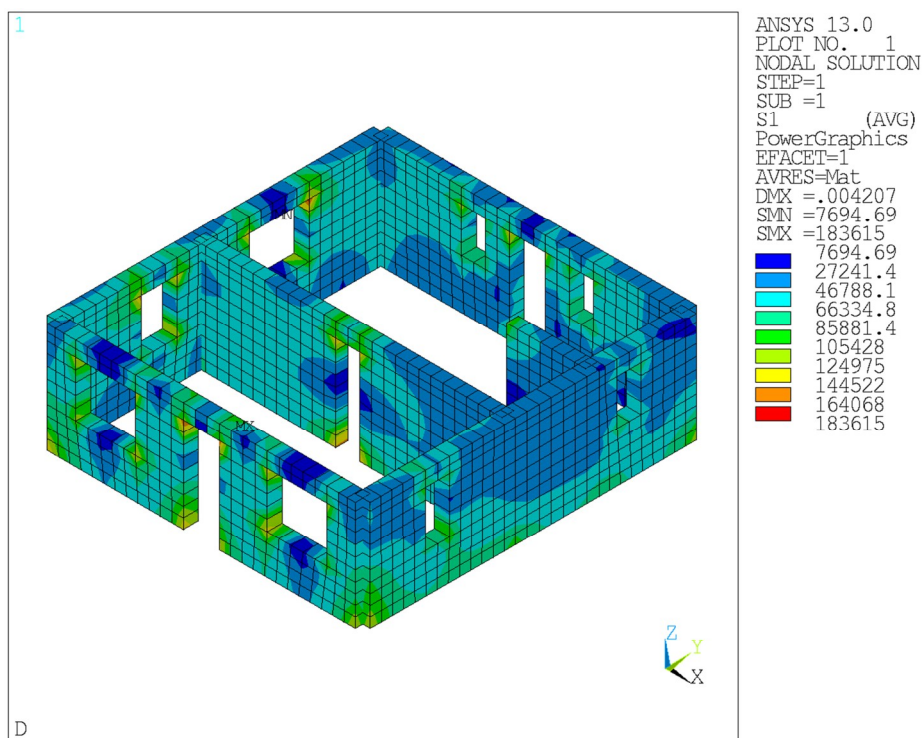
Obr. P7.4 Celková odezva modelu OR3b – statika: hlavní napětí S_3



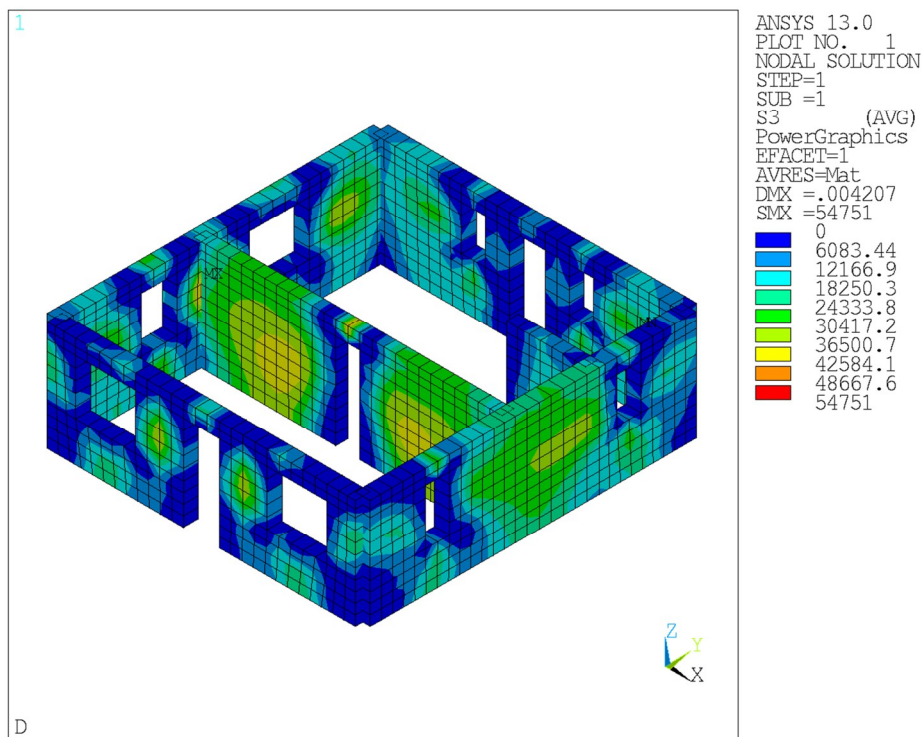
Obr. P7.5 Celková odezva modelu OR3b – dynamika: posunutí ve směru y



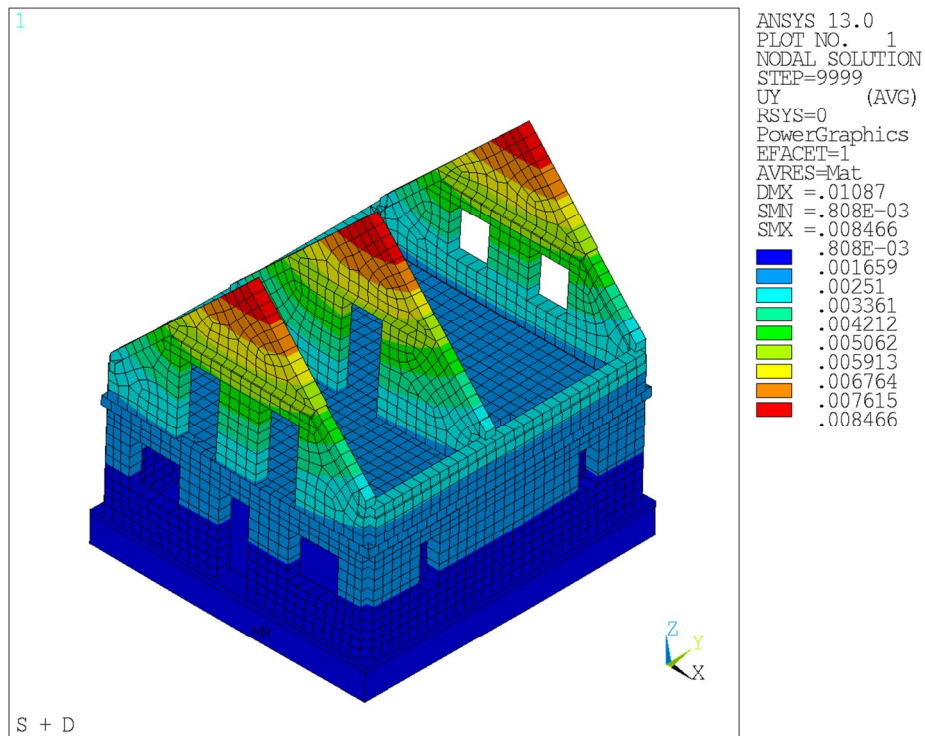
Obr. P7.6 Celková odezva modelu OR3b – dynamika: posunutí ve směru z



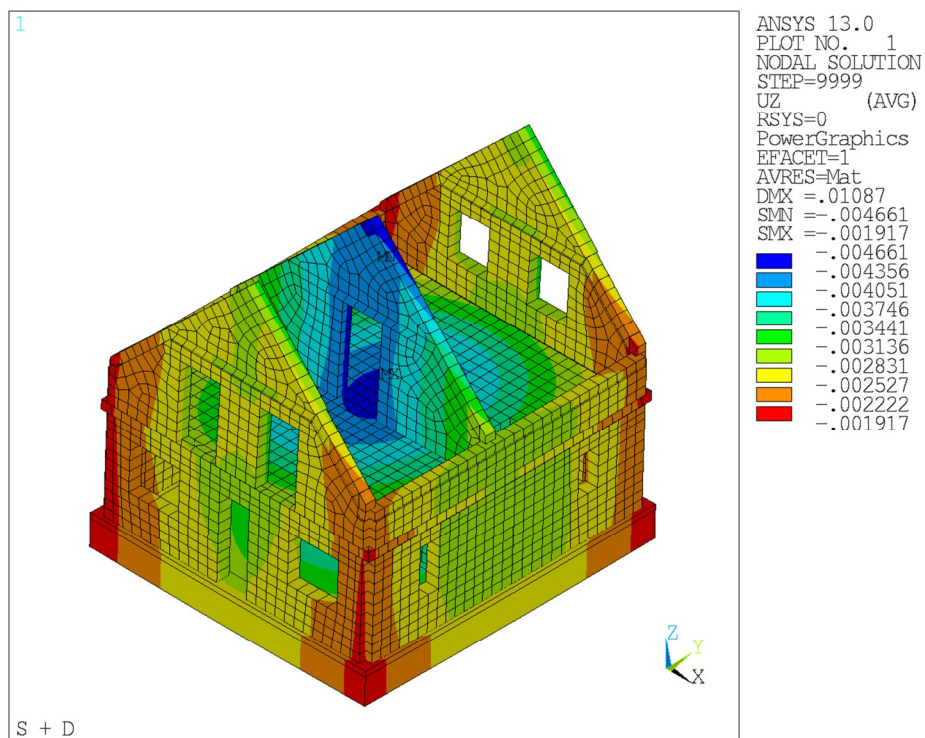
Obr. P7.7 Celková odezva modelu OR3b – dynamika: hlavní napětí S_1



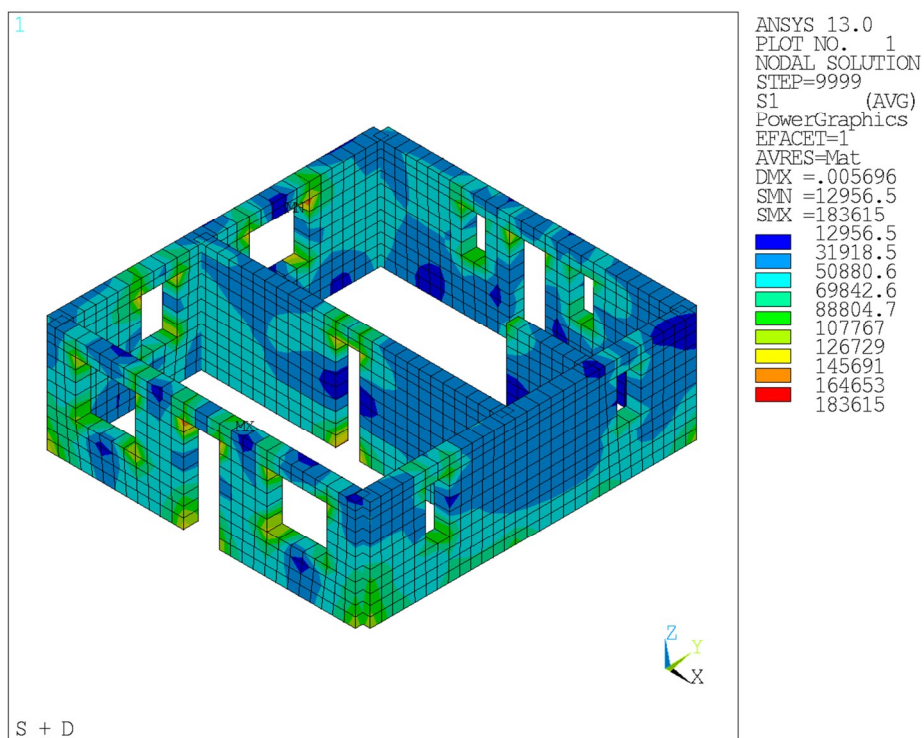
Obr. P7.8 Celková odezva modelu OR3b – dynamika: hlavní napětí S_3



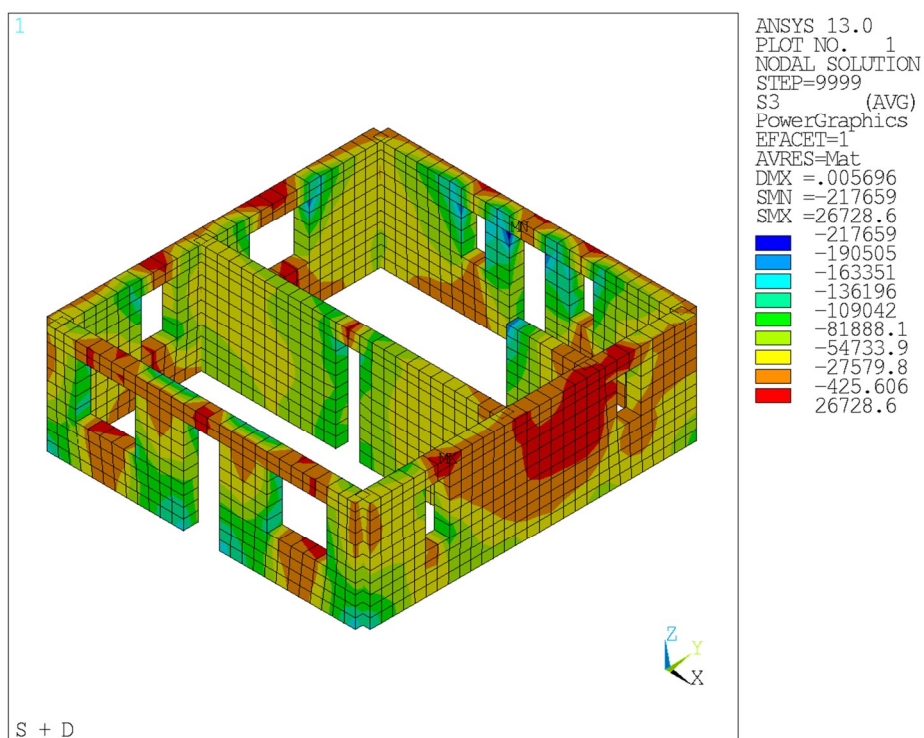
Obr. P7.9 Celková odezva modelu OR3b – statika + dynamika: posunutí ve směru y



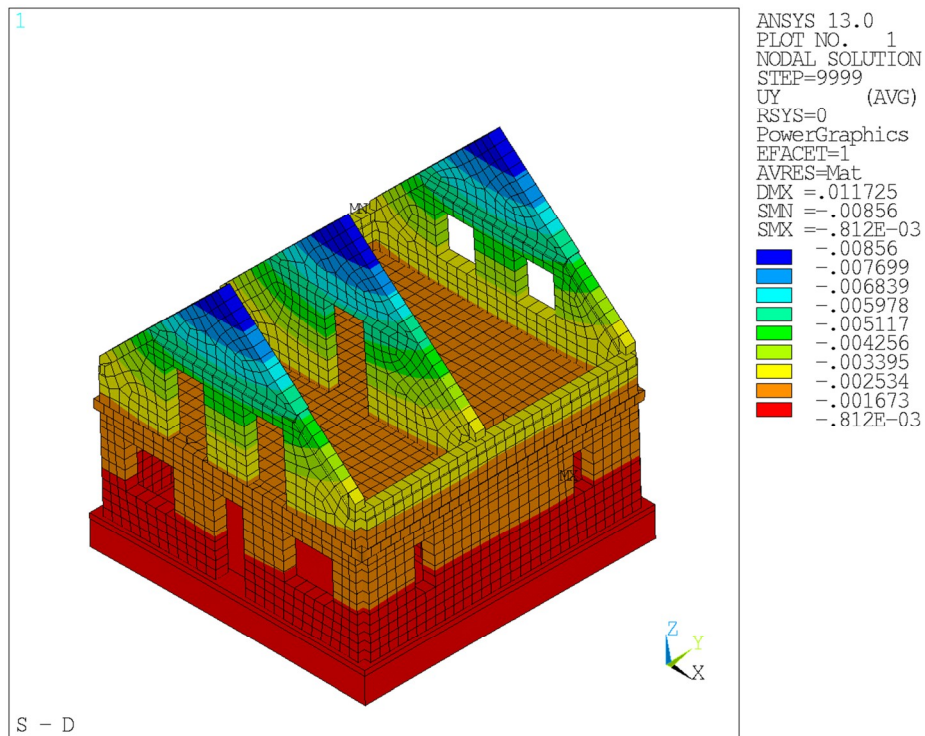
Obr. P7.10 Celková odezva modelu OR3b – statika + dynamika: posunutí ve směru z



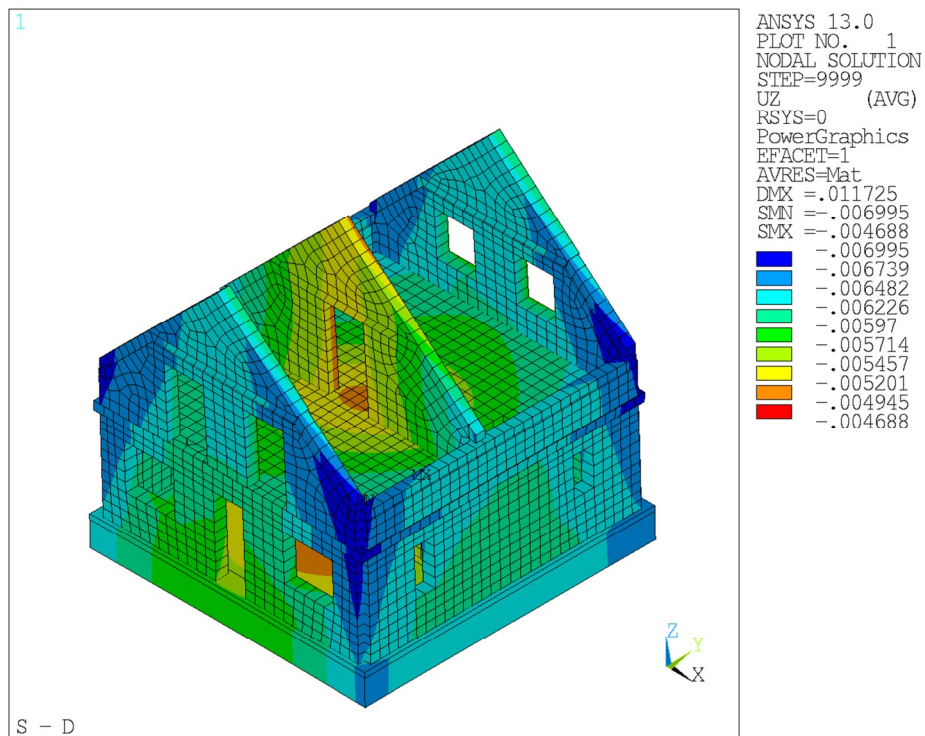
Obr. P7.11 Celková odezva modelu OR3b – statika + dynamika: hlavní napětí S_1



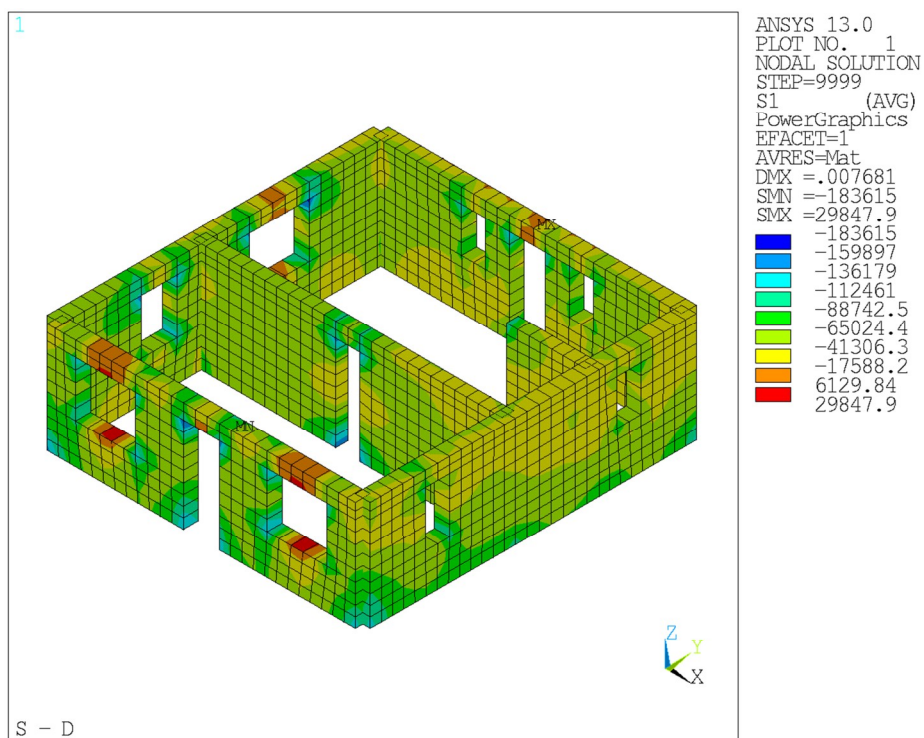
Obr. P7.12 Celková odezva modelu OR3b – statika + dynamika: hlavní napětí S_3



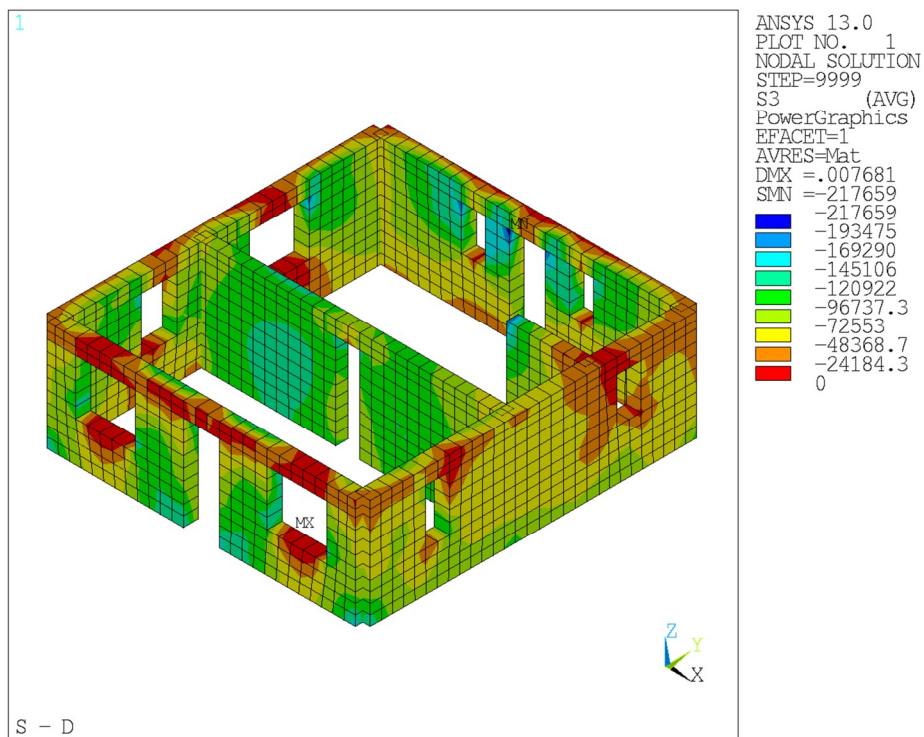
Obr. P7.13 Celková odezva modelu OR3b – statika - dynamika: posunutí ve směru y



Obr. P7.14 Celková odezva modelu OR3b – statika - dynamika: posunutí ve směru z



Obr. P7.15 Celková odezva modelu OR3b – statika - dynamika: hlavní napětí S_1



Obr. P7.16 Celková odezva modelu OR3b – statika - dynamika: hlavní napětí S_3