

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Podiplomski program Gradbeništvo
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Sebastian Trajkovski

Analiza obnašanja zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi

Doktorska disertacija št. 199

Mentor:
prof. dr. Miha Tomaževič

Ljubljana, 26. 2. 2010

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



*PODIPLOMSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA*

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

SEBASTIAN TRAJKOVSKI, univ. dipl. inž. grad.

**ANALIZA OBNAŠANJA ZIDANIH STAVB Z DRSN
POTRESNO IZOLACIJO PRI POTRESNI OBTEŽBI**

Doktorska disertacija števil.: 199

**ANALYSIS OF MASONRY BUILDINGS WITH
SLIDING SEISMIC ISOLATION SUBJECTED TO
EARTHQUAKE EXCITATIONS**

Doctoral thesis No.: 199

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij po pooblastilu s 17. seje Senata Univerze v Ljubljani z dne 18. novembra 2003 in imenovala mentorja prof.dr. Miho Tomaževiča.

Ljubljana, 26. februar 2010

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi
prof.dr. Miha Tomaževič, ZAG
prof.dr. Matej Fischinger
prof.dr. Svetlana Nikolić Brzev (Univ. of British Columbia, Vancouver, Kanada)

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 6. redni seji
dne 19. marca 2003.

Komisijo za oceno doktorske disertacije v sestavi
prof.dr. Miha Tomaževič, ZAG
izr.prof.dr. Vojko Kilar, UL FA
prof.dr. Ljubomir Taškov, Univerza v Skopju
prof.dr. Svetlana Brzev, British Columbia Institute of Technology,
School of Construction and the Environment
prof.dr. Matej Fischinger, UL FGG
izr.prof.dr. Roko Žarnić, UL FGG

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 17. redni seji
dne 23. aprila 2008.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi
prof.dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG
prof.dr. Miha Tomaževič, ZAG
prof.dr. Ljubomir Taškov, Univerza v Skopju
prof.dr. Svetlana Brzev, British Columbia Institute of Technology, School of
Construction and the Environment
prof.dr. Roko Žarnić, UL FGG

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 6. redni seji
dne 16. decembra 2009.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **SEBASTIAN TRAJKOVSKI**, univ. dipl. inž. građ, izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: »**ANALIZA OBNAŠANJA ZIDANIH STAVB Z DRSNO POTRESNO IZOLACIJO PRI POTRESNI OBTEŽBI**«.

Ljubljana, 26. februar 2010

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012:624.042.7(043.3)
Avtor:	Sebastian Trajkovski
Mentor:	prof.dr. Miha Tomaževič
Naslov:	Analiza obnašanja zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi
Obseg in oprema:	257 str., 28 pregl., 184 sl., 259 en.
Ključne besede:	potresna izolacija, zidane stavbe, drsenje, eksperiment, numerični model, numerična integracija, vodoneprepustna zapora

Izvleček

Doktorska disertacija analizira obnašanje zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi. Na začetku je opisan drsni sistem potresne izolacije kot eden izmed možnih sistemov potresnega izoliranja zidanih stavb. V okviru teoretične analize so sistematično izpeljani izrazi za drsenje, zibanje ter drsenje in zibanje togega telesa, sistema z eno prostostno stopnjo in sistema s več prostostnimi stopnjami. Za togo telo so izpeljani tudi izrazi za drsenje dveh togih teles, pri sistemu z več prostostnimi stopnjami pa so izpeljani izrazi za sistem z drsno potresno izolacijo na dveh različnih nivojih. Pri vseh modelih so definirani pogoji za prehode med posameznimi fazami odziva sistema. Sledi pregled numeričnih metod za reševanje predhodno izpeljanih sistemov ter reševanje s programskim orodjem MATLAB. V predloženem delu je razvita tehnika reševanja diferencialnih enačb s katero so izpolnjene bistvene zahteve uspešne numerične simulacije: numerična stabilnost ter enostavnost in transparentnost numerične procedure. Z uporabo izpeljanih matematičnih modelov in numeričnih metod ter s programom SAP2000 smo izvedli simulacije zidanega modela z vgrajeno drsno potresno izolacijo, ki je bil eksperimentalno preiskan na University of Roorkee v Indiji, ter medsebojno primerjavo. Kot ena izmed možnosti uporabe materiala za drsno izolacijo je lahko tudi vodoneprepustna zapora, saj vgradnja le-te že predstavlja potencialno drsno površino po kateri lahko zgornji del konstrukcije drsi po spodnjem. Pri tem je bistvenega pomena strižna trdnost zidovja zato smo eksperimentalno in računsko analizirali vpliv hitrosti obremenjevanja na strižno trdnost zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012:624.042.7(043.3)
Author: Sebastian Trajkovski
Supervisor: prof.dr. Miha Tomaževič
Title: Analysis of masonry buildings with sliding seismic isolation subjected to earthquake excitations
Notes: 257 p., 28 tab., 184 fig., 259 eq.
Key words: seismic isolation, masonry buildings, sliding, experiment, numerical model, numerical integration, damp proof course

Abstract

The thesis presents the dynamic analysis of masonry buildings with a sliding seismic isolation system. In the first part of the work, sliding isolation was described as one of the possible seismic isolation systems for masonry buildings. Analytical models for sliding, rocking, and sliding-rocking of rigid, Single-Degree-of-Freedom and Multi-Degree-of-Freedom systems were proposed. Mathematical models for a system consisting of two rigid bodies with a sliding interface and multi-storey buildings with two-level sliding seismic isolation system were presented in details. The equations of motion for all phases were derived, and the criteria for transition between the phases were presented. A variety of numerical techniques as well as MATLAB software package were used to solve the system of stiff differential equations. A suitable numerical procedure which ensures simplicity, transparency and stability of the analyses was developed. Several numerical simulations for different mathematical models were carried out using the proposed numerical procedure. In addition, SAP2000 analysis software was used to carry out the analysis of the seismic response. The results of the numerical simulations for different models were verified and compared with the results of the shaking table tests of a scaled three-storey masonry building model conducted at the University of Roorkee, India. Finally, a study on the effectiveness of a damp proof course, whose main function is to prevent moisture propagation, as a possible sliding surface on which the superstructure may slide during an earthquake, was performed. Both the experimental and the numerical studies were carried out to find out the correlation between the strain rate (sliding velocity) and the coefficients of friction and therefore shear capacity of the sliding layer. The results were critically evaluated, and the differences in shear capacities at different sliding velocities were discussed.

Sinu, hčerki in ženi

Valu, Zoji in Simoni

Staršem

Faniki in Kostu

Sestri

Tamari

ZAHVALA

Iskreno in z vsem spoštovanjem se zahvaljujem mentorju akad.prof.dr. Mihi Tomaževiču za vse njegove nasvete, usmeritve, pripombe ter pozitivne in spodbudne besede ob ustvarjanju tega dela. Njegova velika količina optimizma in enostavnosti ob mojih vprašanjih in pomislekih, ki so se mi zdeli kompleksni in skoraj nerešljivi, so premagovali vse ovire. Hvala za vso pomoč, potrpežljivost in tudi za vse kritike, ki so to delo naredile boljše.

Prof.dr. Svetlani Brzev se zahvaljujem za njen iskren in odprt pristop do mojega dela ter za vse odgovore na mojih sto in še več vprašanj. Kljub velik razdalji med Ljubljano in Vancouvrom, je z željo in predvsem z vztrajnostjo možno to oviro preseči ter uspešno komunicirati in sodelovati že več kot 7 let. Zahvaljujem se tudi za odstopljene rezultate njenih eksperimentalnih preiskav iz Univerze Roorkee v Indiji, ki sem jih uporabil v disertaciji.

Zahvaljujem se vsem članom komisije za oceno doktorske disertacije, saj je na podlagi podanih ocen in pripomb ter popravkov, ki so sledili, disertacija pridobila na boljši in lažji razumljivosti ter kakovosti.

Pri izdelavi disertacije so mi z nasveti pomagali tudi: Quincy Ma (University of Auckland), Sanjaya K. Patro (Indian Institute of Technology), Mohamad Qammarrudin (Sultan Qaboos University), Yuri Totoev (University of Newcastle), Fariborz M. Tehrani (UCLA), Shakeel Ahmad (Aligarh Muslim University), zaposleni Zavoda za gradbeništvo Slovenije ter še mnogi drugi čarovniki iz teme, ki so mi iz daljave pošiljali nasvete ter odgovarjali na moja vprašanja. Vsem skupaj hvala.

Predstojniku podiplomskega študija konstrukcijske smeri prof.dr. Goranu Turku se zahvaljujem za pozitiven odnos ter za usmeritve tekom celotnega podiplomskega študija.

Tudi mnoge pozitivne in spodbudne izkušnje na poslovnem področju ter izkazana podpora in zaupanje kot potrditev načina razmišljanja in odnosa do dela, pomenijo navdih in inspiracijo ter motivacijo za mnoge stvari, ki jih človek posledično lažje počne.

Od pričetka podiplomskega študija je minilo dobrih 9 let in v tem obdobju sem naredil pomembne življenjske korake. Kljub prepričanju, da ni nikogar na otoku, so se nekega jutra, na moje veliko začudenje, pojavili sledovi na obalnem pesku. Ustvaril sem si družino, ki je z Zojo in Valom dobila tisto končno piko na i ter dala mojemu življenju popolnost in nesmrtnost. Simonina pozitivna izkušnja ter njena spodbuda in nemerljiva količina razumevanja za delo, ki sem ga vsa ta leta ustvarjal, so mi bili ves čas v podporo in mi trenutke, ki sem jih v dnevih in nočeh preživljal ob ustvarjanju dela, delali kratke in predvsem lažje.

Disertacija in pridobljeno znanje sta rezultat velike količine vloženega dela in truda. Starša sta mi v življenjsko popotnico naložila moralne in etične vrednote ter pozitiven odnos do dela. Z nepresahljivo energijo, spoštovanjem do sebe in vsega okoli sebe, sta me naučila, da lahko le s svojim delom in znanjem dosežeš zvezde. Vem, da sta srečna. Hvala je le preskromna beseda, ki ne more opisati vsega tega.

Tamara je bila moj kritik, večni kritik in tudi spodbujevalec misli. Zakaj? Kako to? Nemogoče? Kaj res? Podobna vprašanja je zastavljala v vsakem pogovoru, ki se je dotikal disertacije. Da sem zmožel, prišel do cilja mimo vseh ovir, so tudi njene zasluge.

Jožica in Rudi se bosta spomnila vseh tistih sobot in nedelj, ko sem v ranih jutranjih urah pričel z delom ter se, vikend za vikendom, v delovni sobi potil pri izpeljevanju enačb. Hvala jima za razumevanje.

Vse skupaj sem vas doživljal kot del posadke, ki je uspešno prispela do cilja. Hvala vam, da ste verjeli vame. Na koncu naj povem le to, da mi je resnično velika čast in zadovoljstvo imeti ob sebi take ljudi.

Poleg znanstvenega dosežka predstavlja ta izkušnja tudi pomemben napredek v razvojni stopnji posameznika, napredek v načinu razmišljanju, v pristopu in odnosu do dela, do sebe, do soljudi, do narave in na sploh do vsega kar nas obdaja. Je neprecenljiva vrednota, ki jo ob tem dosežeš, kajti posplošitev reševanja izzivov s katerimi sem se srečeval ob nastajanju tega dela, odpira drugačen način razmišljanja na vseh področjih in posledično nove razvojne možnosti.

Pot do cilja pa ni bila enostavna, niti lahka, še manj premočrtna: veliko je stranpoti, veliko je korakov nazaj, morda tudi zato, da bi šli naslednji trenutek dva naprej. Tudi misli in dejanja so včasih nasprotujoča, a vendar se človek z lastno, mogoče celo nerazumljivo željo in predvsem z veliko vztrajnostjo premika proti cilju, na katerega je vsa ta leta osredotočen. Podobno kot strelec, ki za hip zajame sapo, naslednji trenutek pa že sprosti lok, ki puščico požene v središče tarče. Verjetno je vse to le stvar genov in ravnotežja med zvezdami. Tako preprosto in enostavno je biti samo človek.

Construction of earthquake-resistive buildings is a problem with many unknown quantities ranging from the features of the earthquake loads to the characteristics of the buildings involved, and one known stating that the human lives in the buildings in question must be saved in case of an earthquake.

B. Kirikov v »History of Earthquake Resistant Construction: from Antiquity to Our Times« (1992).

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Opis problema	1
1.2	Splošno o potresni izolaciji	9
1.2.1	Osnovni elementi.....	10
1.2.2	Primernost uporabe potresne izolacije.....	11
1.2.3	Dodatni faktorji, ki omogočajo uporabo potresne izolacije.....	12
1.2.4	Omejitve pri uporabi potresne izolacije.....	13
1.2.5	Projektiranje konstrukcij z vgrajeno potresno izolacijo	14
1.2.6	Praktična uporaba potresne izolacije	15
1.3	Drсна potresna izolacija zidanih stavb	15
1.4	Ekonomski vidik uporabe potresne izolacije	19
1.5	Zasnova dela	22
1.6	Namen in cilj dela ter prispevki k znanosti	23
2	PREGLED OBSTOJEČEGA STANJA	24
2.1	Zgodovinski pregled	24
2.1.1	Drсна potresna izolacija	26
2.2	Eksperimentalne študije	26
2.3	Teoretične študije	28
2.4	Uporaba potresne izolacije v praksi	31
2.5	Računalniški programi za analizo konstrukcij s potresno izolacijo	33
2.6	Prispevki o potresni izolaciji v Sloveniji	33
2.7	Posebni primeri drsne potresne izolacije	34
3	RAČUNSKA ANALIZA ZIDANIH STAVB Z DRSNO POTRESNO IZOLACIJO	36
3.1	Osnove	36
3.2	Obnašanje togega telesa pri dinamičnem vzburjanju tal	39
3.2.1	Drsenje togega telesa.....	39
3.2.2	Drsenje dveh togih teles	40
3.2.3	Zibanje togega telesa	43
3.2.4	Drsenje in zibanje togega telesa	45
3.3	Obnašanje sistema z eno prostostno stopnjo pri dinamičnem vzburjanju tal	47
3.3.1	Vpeta enoetažna konstrukcija.....	47
3.3.2	Drsenje enoetažne konstrukcije.....	49
3.3.3	Zibanje enoetažne konstrukcije	51
3.3.4	Drsenje in zibanje enoetažne konstrukcije	53
3.4	Obnašanje sistema z več prostostnimi stopnjami pri dinamičnem vzburjanju tal	58
3.4.1	Vpeta trietažna konstrukcija	58
3.4.2	Drsenje trietažne konstrukcije na enem nivoju.....	60
3.4.3	Drsenje trietažne konstrukcije na dveh nivojih	63
3.4.4	Zibanje trietažne konstrukcije	71
3.4.5	Drsenje in zibanje trietažne konstrukcije.....	75
3.5	Osnovni principi drsnega trenja	87
3.5.1	Coulombov model trenja	88
3.5.2	Drugi modeli trenja	90
3.5.3	Izvedene eksperimentalne preiskave	92
4	NUMERIČNE METODE ZA REŠEVANJE DIFERENCIALNIH ENAČB	96
4.1	Splošno	96
4.2	Algoritmi za numerično integracijo navadnih diferencialnih enačb	99

4.3	Metode Runge-Kutta.....	101
4.4	Newmarkova metoda	106
4.5	Programsko orodje MATLAB	107
4.6	Primeri in splošen komentar	110
4.6.1	Primeri reševanja diferencialnih enačb z numeričnimi metodami	110
4.6.2	Splošen komentar o uporabi numeričnih metod oz. odgovor na vprašanje ali je dobljena rešitev pravilna	119
4.7	Reševanje diferencialnih enačb v predloženem delu	120
5	EKSPERIMENTALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE Z VGRAJENO DRSNIO POTRESNO IZOLACIJO	130
5.1	Namen in cilji preiskav	130
5.2	Opis eksperimentalnega modela.....	130
5.2.1	Sistem potresne izolacije	134
5.2.2	Instrumentacija modela.....	136
5.3	Potek preiskav.....	137
5.4	Rezultati eksperimentalnih preiskav na potresni mizi.....	141
6	NUMERIČNE SIMULACIJE.....	144
6.1	Uvod.....	144
6.2	Numerične simulacije.....	144
6.2.1	Odziv sistemov pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja	145
6.2.2	Primerljivost odzivov različnih sistemov	161
6.3	Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov	167
6.3.1	Vpliv različnih numeričnih metod	175
6.3.2	Dršenje na dveh nivojih.....	176
6.3.3	Vpliv različnega razporeda mas.....	179
6.3.4	Vpliv različnih togosti etaž.....	181
6.3.5	Vpliv različne intenzitete potresnega vzbujanja	182
6.3.6	Vpliv različnih modelov trenja	184
6.4	Modeliranje s programom SAP2000.....	186
7	STRŽNA TRDNOST ZIDANIH VZORCEV Z VGRAJENO VODONEPREPUSTNO ZAPORO: VPLIV RAZLIČNIH HITROSTI OBREMENJEVANJA	197
7.1	Uvod.....	197
7.2	Pregled obstoječega stanja.....	198
7.3	Eksperimentalne preiskave.....	200
7.3.1	Opis vzorcev	200
7.3.2	Program in potek preiskav	202
7.3.3	Rezultati eksperimentalnih preiskav	205
7.4	Računska analiza.....	213
8	ZAKLJUČEK.....	218
8.1	Uvod.....	218
8.2	Povzetek dela	218
8.3	Zaključki in prispevki disertacije	220
8.4	Priporočila in smernice za nadaljnje delo	226
	POVZETEK.....	228
	SUMMARY.....	232
	VIRI	236
	PRILOGE.....	251

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Primerjava sistemov pasivne kontrole (Chaidez, 2003)	7
Preglednica 2:	Vplivni faktorji povečanja oz. zmanjšanja stroškov potresno izolirane konstrukcije (Mayes et al., 1990)	19
Preglednica 3:	Razlike v stroških novozgrajenih konstrukcij s potresno izolacijo (Mayes et al, 1990).....	20
Preglednica 4:	Ocena stroškov uporabe potresne izolacije nekaterih obstoječih konstrukcij (Mayes et al., 1990).....	21
Preglednica 5:	Pogoji za začetek drsenja dveh togih teles	43
Preglednica 6:	Pogoji za začetek drsenja sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih	70
Preglednica 7:	Družine metode Runge-Kutta za numerično integriranje diferencialnih enačb: primerjava lokalnih napak	105
Preglednica 8:	Primerjava numeričnih rešitev pri različnih metodah z različnim številom korakov	115
Preglednica 9:	Vplivni faktorji koeficienta trenja za drsni sklop Teflon/jeklo.....	134
Preglednica 10:	Potek preiskav na potresni mizi.....	137
Preglednica 11:	Maksimalni pospeški v (g) odziva modela med vzbujanjem na potresni mizi	141
Preglednica 12:	Prevladujoče frekvence nihanja (nihajni časi) in pripadajoče togosti etaže za posamezno fazo eksperimentalne preiskave.....	169
Preglednica 13:	Primerjava ekstremnih pospeškov (g) eksperimentalnega modela med preiskavo na potresni mizi in primerjava z rezultati numeričnih simulacij	173
Preglednica 14:	Primerjava ekstremnih pospeškov v (g) dobljenih med numeričnimi simulacijami z dvema različnima metodami	176
Preglednica 15:	Podatki za različen razpored mas po višini eksperimentalnega modela	179
Preglednica 16:	Maksimalne vrednosti pospeškov (g) sistemov z različni razporedom mas po višini	180
Preglednica 17:	Podatki za različne togosti etaž eksperimentalnega modela.....	181
Preglednica 18:	Maksimalne vrednosti pospeškov (g) sistemov z različnimi togostmi etaži.....	181
Preglednica 19:	Ekstremne vrednosti pospeškov (g) med numeričnimi simulacijami z upoštevanjem različnih modelov trenja.....	185
Preglednica 20:	Materialne karakteristike elementov za modeliranje v SAP2000.....	187
Preglednica 21:	Primerjava ekstremnih pospeškov (g) eksperimentalnega modela med preiskavo na potresni mizi in primerjava z rezultati numeričnih simulacij s programom SAP2000	189
Preglednica 22:	Podatki za parametrično analizo s programom SAP2000 ugotavljanja vpliva različnih togosti elementov modela.....	191
Preglednica 23:	Maksimalne vrednosti pospeškov (g) pri različnih karakteristikah elementov modela v programu SAP2000 ter razlike glede na dejanski model.....	191
Preglednica 24:	Ekstremne vrednosti pospeškov (g) med simulacijami s programom SAP2000 za različne konstrukcije	195
Preglednica 25:	Primerjava med vrednostmi hitrosti drsenja pri eksperimentalnih preiskavah in hitrostmi naraščanja strižne napetosti po EN standardu (2000).....	203
Preglednica 26:	Rezultati eksperimentalnih preiskav zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo....	206
Preglednica 27:	Povprečne vrednosti maksimalne in rezidualne strižne odpornosti, statičnega in dinamičnega koeficienta trenja ter razmerja k_{din}/k_{stat}	209
Preglednica 28:	Razmerja povprečnih vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja glede na vrednosti pri hitrosti drsenja 0.006mm/s	209

LIST OF TABLES

Table 1:	A Comparison of Various Passive Seismic Control Systems (Chaidez, 2003)	7
Table 2:	Factors Influencing Construction Costs for Buildings Equipped with Seismic Isolation Systems (Mayes et al., 1990).....	19
Table 3:	Construction Costs for New Buildings with Seismic Isolation Systems (Mayes et al, 1990) ...	20
Table 4:	Construction Costs for Existing Buildings with Seismic Isolation (Mayes et al., 1990).....	21
Table 5:	Criteria for Transition Between the Sliding and Non-sliding Phases for a System of Two Rigid Bodies.....	43
Table 6:	Criteria for Transition Between the Sliding and Non-sliding Phases for a Two-Level Sliding System.....	70
Table 7:	Runge-Kutta Numerical Integration Methods: A Comparison of Local Errors.....	105
Table 8:	Comparison of Numerical Solutions Using Different Methods and Different Number of Integration Steps.....	115
Table 9:	Factors Influencing Frictional Coefficient Values for Teflon/Steel Sliding Couples	134
Table 10:	Experimental Program – Summary of Test Runs	137
Table 11:	Recorded Peak Storey Accelerations in (g) for all Test Runs.....	141
Table 12:	Natural frequencies (periods) and corresponding stiffness of the storey for each run of the experiment.....	169
Table 13:	Comparison of Peak Response Accelerations (g) of the Experimental Model and the Numerical Simulations	173
Table 14:	Comparison of Peak Response Accelerations in (g) Using Two Different Numerical Methods.....	176
Table 15:	Different Storey Mass Arrangements for the Experimental Model.....	179
Table 16:	Peak Response Accelerations (g) for the Three Models with Different Storey Mass Arrangements	180
Table 17:	Models with Different Storey Stiffnesses.....	181
Table 18:	Peak Response Accelerations (g) for the Three Models with Different Storey Stiffnesses.....	181
Table 19:	Peak Response Accelerations (g) Obtained from Numerical Simulations using Different Friction Models.....	185
Table 20:	Material Characteristics for Elements for Modelling Using SAP2000.....	187
Table 21:	Comparison of the Peak Response Accelerations (g) From Experimental Tests and Numerical Simulation Using SAP2000	189
Table 22:	Input Data for Parametric Analysis of the Effect of Different Stiffness Values Using SAP2000	191
Table 23:	Peak Response Accelerations (g) for Models with Different Stiffness Values in SAP2000 ...	191
Table 24:	Peak Response Accelerations (g) for Different Models Obtained from Numerical Simulations Using SAP2000	195
Table 25:	Comparison of the Experimental Sliding Velocities and the Increasing Shear Stress Rate According to the EN Standard (2000)	203
Table 26:	Results of the Experimental Tests for Masonry Specimens with Damp-Proof Course	206
Table 27:	The Average Values of the Maximum and Residual Shear Strength, Static and Dynamic Coefficient of Friction and the Ratio k_{dyn}/k_{stat}	209
Table 28:	Ratio Between the Average Values of Static and Dynamic Coefficients of Friction at the Sliding Velocity of 0.006mm/s.....	209

KAZALO SLIK

Slika 1:	Posledice potresa (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	1
Slika 2:	Posledice potresa (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	1
Slika 3:	Posledice potresa (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	2
Slika 4:	Posledice potresa (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	2
Slika 5:	Sistemi kontrole konstrukcij.....	3
Slika 6:	Običajne lokacije potresne izolacije pri zgradbah in mostovih.....	4
Slika 7:	Osnovni elementi sistema s potresno izolacijo.....	5
Slika 8:	Različni sistemi potresne izolacije (Chaidez, 2003).....	5
Slika 9:	Različne vrste disipatorjev energije (Chaidez, 2003).....	6
Slika 10:	Različne vrste masnih dušilk (Chaidez, 2003).....	7
Slika 11:	Shematičen prikaz sistema aktivne kontrole (Chaidez, 2003).....	8
Slika 12:	Kombinirana uporaba aktivnih (ali delno-aktivnih) sistemov kontrole s potresno izolacijo: hibridni sistem (Chaidez, 2003).....	9
Slika 13:	"Perfect base isolation system (floating in the air)" (Izumi, 1988).....	9
Slika 14:	Idealiziran spekter pospeškov: zmanjševanje pospeškov s premikom nihajnega časa in povečevanjem dušenja.....	10
Slika 15:	Idealiziran spekter pomikov: povečanje pomikov s premikom nihajnega časa in zmanjševanje pomikov s povečevanjem dušenja.....	11
Slika 16:	Idealizirani deformacijski obliki klasične (vpete) in potresno izolirane konstrukcije med potresno obremenitvijo.....	11
Slika 17:	Potresne sile.....	14
Slika 18:	Povezave inštalaciji pri potresni izolaciji, kot jo je leta 1909 predlagal Calantarients (Naeim et al., 1999).....	15
Slika 19:	Zdrs konstrukcije med potresom (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/).....	16
Slika 20:	"Why not let the houses to slide?" (Nikolić-Brzev, 1993).....	17
Slika 21:	Različne lokacije elementov drsne potresne izolacije: a) izolacija na nivoju temeljev, b) izolacija na nivoju prve etaže, c) izolacija na več nivojih.....	17
Slika 22:	Konstrukcijski detajli drsnih sistemov potresne izolacije: a) zvezni, b) diskretni (Nikolić- Brzev, 1993).....	18
Slika 23:	Levo: leta 1907 izdano potrdilo o patentu izolirane potresno odporne konstrukcije; desno: namestitev potresnih izolatorjev v zgradbo gasilskega oddelka okrožja Los Angeles, 1989 (naslovnica Earthquake Spectra vol. 6, 2, 1990).....	24
Slika 24:	Levo: "Even a medical doctor could invent base isolation system (1909)" (Izumi, 1998); desno: Sistem potresne izolacije kot ga je predlagal Calantarients (Naeim et al., 1999), na sliki je prikazan osenčeno.....	25
Slika 25:	Numerični model večetažne konstrukcije z navidezno vzmetjo (Yang et al., 1990).....	29
Slika 26:	Potresno izolirana zgradba v Indoneziji (Taniwangsa, 2002).....	32
Slika 27:	Sistem dušenega nihanja temeljne konstrukcije (Naeim et al., 1999).....	32
Slika 28:	Matematični model večetažne konstrukcije modelirane kot strižni nosilec z več prostostnimi stopnjami.....	37
Slika 29:	Shematičen prikaz drsenja togega telesa.....	39
Slika 30:	Shematičen prikaz drsenja dveh togih teles.....	40
Slika 31:	Shematičen prikaz zibanja togega telesa.....	43
Slika 32:	Shematičen prikaz drsenja in zibanja togega telesa.....	46
Slika 33:	Shematičen prikaz vpete SDOF konstrukcije.....	48
Slika 34:	Shematičen prikaz drsenja SDOF konstrukcije.....	49
Slika 35:	Zibanje SDOF sistema.....	51
Slika 36:	Shematičen prikaz drsenja in zibanja SDOF konstrukcije.....	54
Slika 37:	Shematičen prikaz vpete trietažne konstrukcije.....	58
Slika 38:	Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na enem nivoju.....	60
Slika 39:	Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na dveh nivojih.....	63

Slika 40:	Shematičen prikaz zibanja trietažne konstrukcije.....	71
Slika 41:	Shematičen prikaz drsenja in zibanja trietažne konstrukcije	76
Slika 42:	Študije trenja, ki jih je izvedel Leonardo da Vinci: a) sila trenja med vodoravno in nagnjeno površino, b) vpliv velikosti stične površine na silo trenja, c) sila trenja na vodoravni ravnini s pomočjo škripca, d) trenje valja (Persson, 2000).....	87
Slika 43:	Sile med drsenjem telesa po "ravni" hrapavi podlagi.....	88
Slika 44:	Coulombove analize neravnih površin, 1785 (Persson, 2000).....	89
Slika 45:	Coulombov model trenja	89
Slika 46:	Coulombov model trenja z lepenjem.....	91
Slika 47:	Coulomb-Stribeckov model trenja.....	91
Slika 48:	Odvisnost dinamičnega koeficienta trenja od hitrosti drsenja med eksperimentalnimi preiskavami Teflonskih ležišč (Mokha et al., 1990).....	93
Slika 49:	Odvisnost statičnega koeficienta trenja od vertikalne obremenitve med eksperimentalnimi preiskavami Teflonskih ležišč (Mokha et al., 1990).....	93
Slika 50:	Primerjava odziva togega telesa z eksperimentalno določenim modelom (Constantinou et al., 1990) in Coulombovim modelom (Mokha et al., 1993)	95
Slika 51:	Osnovni princip numerične integracije.....	100
Slika 52:	Lokalna in globalna napaka pri numerični integraciji	100
Slika 53:	Runge-Kutta metoda 4. reda: klasična Runge-Kutta metoda.....	103
Slika 54:	Osnovno okolje interaktivnega sistema MATLAB	107
Slika 55:	Algoritem dinamične simulacije v MATLABu	109
Slika 56:	Primer 1 - Numerično reševanje DE za n=15,000 korakov (t=0.006 s).....	111
Slika 57:	Primer 1 - Numerično reševanje DE za n=17,000 korakov	111
Slika 58:	Primer 1 - Numerično reševanje DE za n=30,000 korakov	112
Slika 59:	Primer 2 - Numerično reševanje DE za n=4 korake	113
Slika 60:	Primer 2 - Numerično reševanje DE za n=10 korakov	113
Slika 61:	Primer 2 - Numerično reševanje DE za n=50 korakov	114
Slika 62:	Primer 2 - Numerično reševanje DE z različnimi metodami	114
Slika 63:	Primer 3 - Numerično reševanje DE metoda adaptivnega koraka ODE45 v MATLAB	116
Slika 64:	Primer 4 – Primerjava rezultatov numeričnih simulaciji z Newmarkovo metodo z linearnim pospeškom za različne vrednosti koraka integracije Δt	117
Slika 65:	Primer 5 – Definiranje dogodka pri uporabi event funkcije	118
Slika 66:	Primer 5 – Rešitev DE 2. reda	118
Slika 67:	Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB v enem intervalu: izračun pomikov in hitrosti	123
Slika 68:	Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB v enem intervalu: izračun pospeškov	124
Slika 69:	Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB: končne oblike zapisov izračunov ...	125
Slika 70:	Časovni potek odzivov (hitrosti) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije....	126
Slika 71:	Časovni potek odzivov (pospeškov) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije	126
Slika 72:	Časovni potek odzivov (hitrosti) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije v časovnem intervalu 0.70 do 0.92s.....	127
Slika 73:	Tloris in prečna prereza eksperimentalnega modela; vse dimenzije v mm (Nikolic-Brzev, 1993)	131
Slika 74:	Model konstrukcije pred preiskavo (Nikolic-Brzev, 1993)	132
Slika 75:	Ojačitev eksperimentalnega modela (Nikolic-Brzev, 1993).....	133
Slika 76:	Lokacija drsnih ležišč nad temeljem (Nikolic-Brzev, 1993)	135
Slika 77:	Detajl izvedbe diskretnega sistema drsne potresne izolacije nad temeljem (Nikolic-Brzev, 1993).....	135
Slika 78:	Detajl izvedbe kontinuirnega sistema drsne potresne izolacije na nivoju druge etaže (Nikolic-Brzev, 1993)	136
Slika 79:	Instrumentacija modela preiskovanega na potresni mizi (Nikolic-Brzev, 1993).....	137
Slika 80:	Časovni potek normaliziranega potresnega vzbujanja – faza run2.....	138
Slika 81:	Časovni potek normaliziranega potresnega vzbujanja – faza run6.....	139
Slika 82:	Časovni potek normaliziranega potresnega vzbujanja – faza run12.....	139
Slika 83:	Časovni potek normaliziranega potresnega vzbujanja – faza run13.....	139

Slika 84:	Spekter pomikov pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom.....	140
Slika 85:	Spekter hitrosti pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom.....	140
Slika 86:	Spekter pospeškov pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom	141
Slika 87:	Faktor povečanja pospeška po posameznih etažah (run3 – neizoliran model, run7 – izoliran model) (Nikolic-Brzev, 1993).....	142
Slika 88:	Faktor povečanja pospeška v odvisnosti od največjega pospeška vhodnega vzbujanja (Nikolic-Brzev, 1993).....	142
Slika 89:	Shematičen prikaz drsenja in zibanja SDOF konstrukcije	144
Slika 90:	Časovni potek harmoničnega vhodnega vzbujanja tal.....	146
Slika 91:	Spekter pospeškov.....	146
Slika 92:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije.....	147
Slika 93:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije (časovni interval 0-1 s).....	147
Slika 94:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije (časovni interval 0-2 s).....	148
Slika 95:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego).....	148
Slika 96:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja, drsenja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego).....	149
Slika 97:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja, drsenja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego).....	150
Slika 98:	Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema	151
Slika 99:	Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema	151
Slika 100:	Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema	152
Slika 101:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	152
Slika 102:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	153
Slika 103:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	154
Slika 104:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	154
Slika 105:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	155
Slika 106:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	155
Slika 107:	Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja	156
Slika 108:	Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja in drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja	157
Slika 109:	Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja in drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja	157
Slika 110:	Časovni potek odziva togega telesa zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	158
Slika 111:	Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja.....	158
Slika 112:	Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi drsenja, zibanja in deformacije.....	159
Slika 113:	Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi drsenja, zibanja in deformacije.....	159
Slika 114:	Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi zibanja	160
Slika 115:	Primerjava časovnih potekov pomikov vrhnje etaže različnih sistemov: vpet sistem, drsenje sistema, zibanje sistema, drsenje in zibanje sistema	162
Slika 116:	Spekter pomikov vrhnje etaže – primerjava vpeta konstrukcija, zibanje, drsenje, drsenje in zibanje.....	163
Slika 117:	Primerjava časovnih potekov odzivov različnih sistemov zaradi zibanja (dviga) – zibanje, drsenje in zibanje.....	163
Slika 118:	Primerjava časovnih potekov odzivov sistema z drsenjem in zibanjem.....	164

Slika 119:	Primerjava časovnih potekov zdrsov drsečega ter zibajočega in drsečega sistema pri različnih koeficientih trenja.....	165
Slika 120:	Spekter pomikov drsenja – drsenje, drsenje in zibanje (vpliv različnih koeficientov trenja) ..	165
Slika 121:	Primerjava časovnih potekov dviga zibajočega in drsečega sistema pri različnih koeficientih trenja.....	166
Slika 122:	Spekter dviga konstrukcije –zibanje konstrukcije, drsenje in zibanje konstrukcije (vpliv različnih koeficientov trenja).....	167
Slika 123:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije z upoštevanom začetno togostjo etaže (vpnet model) – run2	168
Slika 124:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije z upoštevanom začetno togostjo etaže (model z drsno potresno izolacijo) – run12	169
Slika 125:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije (vpnet model) – run2	171
Slika 126:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije (vpnet model) – run6	171
Slika 127:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in dveh numeričnih simulacij (model z drsno potresno izolacijo) – run12	172
Slika 128:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in dveh numeričnih simulacij (model z drsno potresno izolacijo) – run13 (od 1 do 3 sec).....	172
Slika 129:	Časovni potek zdrsov med numeričnimi simulacijami za fazi run12 in run13	174
Slika 130:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numeričnih simulacij z metodo Runge-Kutta in Newmarkovo metodo (model z drsno potresno izolacijo) – run12	175
Slika 131:	Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numeričnih simulacij z metodo Runge-Kutta in Newmarkovo metodo (model z drsno potresno izolacijo) – run13	176
Slika 132:	Maksimalne računске vrednosti pospeška (g) eksperimentalnega modela med run12 z dvojno drsno potresno izolacijo pri različnih koeficientih trenja	177
Slika 133:	Maksimalne računске vrednosti pospeška (g) eksperimentalnega modela med run13 z dvojno drsno potresno izolacijo pri različnih koeficientih trenja	177
Slika 134:	Razlike maksimalnih odzivov sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih pri različnih kombinacijah koeficientov trenja glede na referenčni model – faza run12	178
Slika 135:	Razlike maksimalnih odzivov sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih pri različnih kombinacijah koeficientov trenja glede na referenčni model – faza run13	179
Slika 136:	Različen razpored mas po višini modela	180
Slika 137:	Razmerje računskih maksimalnih odzivov pospeškov glede na dejanski model med numeričnimi simulacijami pri različnem razporedu mas	180
Slika 138:	Razlike med odzivi sistemov z različnim razporedom mas po višini glede na dejanski model.....	181
Slika 139:	Razmerje med maksimalnim računskim odzivom eksperimentalnega modela pri različnih togostih etaž glede na dejanski model	182
Slika 140:	Razlike med odzivi sistemov z različnimi togostmi etaž glede na dejanski model z enakomerno togostjo po višini.....	182
Slika 141:	Maksimalni računski pospešek (g) eksperimentalnega modela pri različni stopnji potresnega vzbujanja	183
Slika 142:	Razmerje med maksimalnim računskim pospeškom eksperimentalnega modela pri različnih stopnjah vhodnega vzbujanja in odzivom pri dejanskem potresnem vzbujanju	183
Slika 143:	Časovni potek odziva pospeška zgornje etaže pri različnih modelih trenja – run12	184
Slika 144:	Časovni potek odziva pospeška zgornje etaže pri različnih modelih trenja – run13	185
Slika 145:	Geometrija računskega modela v SAP2000	186
Slika 146:	Primerjava odzivov modela med eksperimentalno preiskavo in numerične simulacije izvedene s programom SAP2000 – run12	188
Slika 147:	Primerjava odzivov modela med eksperimentalno preiskavo in numerične simulacije izvedene s programom SAP2000 – run13	188
Slika 148:	Razmerje računskih maksimalnih pospeškov (g) modela med numerično simulacijo izvedene s programom SAP2000 za različne togosti elementov	192
Slika 149:	Razlike odstopanj vrednosti maksimalnih pospeškov (g) od referenčnega modela med numerično simulacijo izvedene s programom SAP2000 za različne togosti elementov.....	192
Slika 150:	Geometrija računskega modela z gumenimi izolatorji v SAP2000 (2DmodelRUBBER.emf) 193	

Slika 151:	Časovni potek pospeškov (g) zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji – run12.....	194
Slika 152:	Časovni potek pospeškov (g) zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji – run13.....	194
Slika 153:	Primerjava ekstremnih vrednosti pospeškov zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji.....	195
Slika 154:	Relativna razlika (v %) odzivov modela z drsno potresno izolacijo ter vpetega in z gumenimi izolatorji izoliranega modela.....	196
Slika 155:	Izdelava vzorcev.....	201
Slika 156:	Zidani vzorci z vgrajeno vodoneprepusno zaporo.....	201
Slika 157:	Zidani vzorec z vgrajeno vodoneprepusno zaporo.....	202
Slika 158:	Preiskuševalna naprava.....	202
Slika 159:	Primerjava zahtev EN standarda z vrednostmi med eksperimentalnimi preiskavami glede hitrosti naraščanja strižne napetosti (osenčeno je označeno EN področje (2000)).....	204
Slika 160:	Vzorec št. 4 med preiskavo (hitrost drsenja 250 mm/s).....	204
Slika 161:	Vzorec št. 16 med preiskavo (hitrost drsenja 0.006 mm/s).....	205
Slika 162:	Tipični grafi odvisnosti sila-pomik pri različnih hitrostih obremenjevanja.....	206
Slika 163:	Maksimalna in rezidualna strižna odpornost vzorcev pri različnih hitrostih drsenja.....	207
Slika 164:	Statični in dinamični koeficient trenja vzorcev pri različnih hitrostih obremenjevanja.....	208
Slika 165:	Razmerje med dinamičnim in statičnim koeficientom trenja vzorcev pri različnih hitrostih drsenja.....	208
Slika 166:	Povprečne vrednosti maksimalne in rezidualne strižne odpornosti pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000).....	210
Slika 167:	Povprečne vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000).....	210
Slika 168:	Povprečne vrednosti razmerja med dinamičnim in statičnim koeficientom trenja pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000).....	211
Slika 169:	Povprečne vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja pri različnih hitrostih drsenja; korigirane vrednosti so prikazane črtkano – osenčeno je področje EN standarda (2000).....	212
Slika 170:	Deleži različnih vrst porušitev vzorcev pri različnih hitrostih obremenjevanja med eksperimentalnimi preiskavami.....	212
Slika 171:	Porušitev vzorca št. 3 pri največji hitrosti drsenja 250 mm/s – kombiniran zdr.....	213
Slika 172:	Shematičen prikaz eksperimentalnega preiskusa pri majhni hitrosti drsenja ter sovisnosti obremenitev-zdrs.....	214
Slika 173:	Shematičen prikaz eksperimentalnega preiskusa pri veliki hitrosti obremenjevanja ter sovisnosti obremenitev-zdrs.....	215
Slika 174:	Shematičen prikaz pravokotne hipne obremenitve.....	216
Slika 175:	Izdelava prve etaže modela.....	251
Slika 176:	Diskretni sistem drsne potresne izolacije nad temeljem.....	252
Slika 177:	Izdelava prekladnih vezi.....	252
Slika 178:	Drсни sistem Teflon/jeklo.....	253
Slika 179:	Izdelava druge etaže modela.....	253
Slika 180:	Kontinuirni sistem drsne potresne izolacije na nivoju druge etaže – spodnje drsne površina.....	254
Slika 181:	Izdelava modela.....	255
Slika 182:	Model pred preiskavo na potresni mizi.....	256
Slika 183:	Zdrs modela po preiskavi.....	256
Slika 184:	Pogled na zdrs modela na mestu drsnega sistema izolacije.....	257

LIST OF FIGURES

Fig. 1:	Aftermath of an earthquake (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	1
Fig. 2:	Aftermath of an earthquake (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	1
Fig. 3:	Aftermath of an earthquake (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	2
Fig. 4:	Aftermath of an earthquake (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/ , 20.06.2007).....	2
Fig. 5:	Structural control systems	3
Fig. 6:	Typical locations for seismic isolation systems in buildings and bridges	4
Fig. 7:	Basic components of a seismic isolation system	5
Fig. 8:	Different types of isolators (Chaidez, 2003).....	5
Fig. 9:	Various energy dissipation devices (Chaidez, 2003).....	6
Fig. 10:	Different types of mass dampers (Chaidez, 2003).....	7
Fig. 11:	Concept of an active seismic control system (Chaidez, 2003)	8
Fig. 12:	Hybrid system – a combination of an active (or semi-active) control system and a base isolation system (Chaidez, 2003).....	9
Fig. 13:	"Perfect base isolation system (floating in the air)" (Izumi, 1988).....	9
Fig. 14:	Idealized acceleration response spectrum: reduced accelerations due to a period shift and increased damping	10
Fig. 15:	Idealized displacement response spectrum: response displacements increase due to period shift, but decrease at higher damping level	11
Fig. 16:	Idealized deformed shape of a conventional and a base isolated building during an earthquake excitation.....	11
Fig. 17:	Earthquake forces	14
Fig. 18:	Utility connection proposed for the Calantarients scheme (Naeim et al., 1999)	15
Fig. 19:	Sliding movement of a house atop the foundation during an earthquake (http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/)	16
Fig. 20:	"Why not let the houses to slide?" (Nikolić-Brzev, 1993).....	17
Fig. 21:	Different locations of sliding isolation systems: a) base isolation, b) first floor isolation, c) multi-level isolation.....	17
Fig. 22:	Construction detail of the sliding isolation system: a) continuous sliding interface, b) discrete sliding pads (Nikolić-Brzev, 1993).....	18
Fig. 23:	Left: Patent issued in 1907 for an isolated »earthquake proof building«; right: Erection of a seismic isolation bearing and column section for the Los Angeles County Fire Department Fire Command, 1989 (front cover Earthquake Spectra vol. 6, 2, 1990)	24
Fig. 24:	Left: "Even a medical doctor could invent base isolation system (1909)" (Izumi, 1998); right: Calantarients's base isolation system using a layer of talc as the isolating medium (shown grey-shaded) (Naeim et al., 1999).....	25
Fig. 25:	Numerical model of a multi-storey building with a fictitious spring (Yang et al., 1990).....	29
Fig. 26:	Base-isolated demonstration building in Indonesia (Taniwangsa, 2002)	32
Fig. 27:	Damped sway foundation system (Naeim et al., 1999)	32
Fig. 28:	Numerical model of a multistorey building: MDOF shear beam system	37
Fig. 29:	Sliding of a rigid body	39
Fig. 30:	Sliding of a system of two rigid bodies	40
Fig. 31:	Rocking of a rigid body.....	43
Fig. 32:	Sliding and rocking of a rigid body	46
Fig. 33:	Fixed-base SDOF system	48
Fig. 34:	Sliding of a SDOF system	49
Fig. 35:	Rocking of a SDOF system	51
Fig. 36:	Sliding and rocking of a SDOF system	54
Fig. 37:	Fixed-base three-storey building model	58
Fig. 38:	Base-level sliding of a three-storey building	60
Fig. 39:	Two-level sliding isolation system for a three-storey building.....	63

Fig. 40:	Rocking of a three-storey building.....	71
Fig. 41:	Sliding and rocking of a three-storey building.....	76
Fig. 42:	Leonardo da Vinci's studies of friction showing experiments to determine: a) the friction force developed between the horizontal and inclined planes, b) the influence on the apparent contact area upon the friction force, c) the friction developed on a horizontal plane by means of a pulley, d) the frictional torque on a roller and half bearing (Persson, 2000).....	87
Fig. 43:	Relationship between the friction force and the applied horizontal force.....	88
Fig. 44:	Coulomb's analyses of rough surfaces, 1785 (Persson, 2000).....	89
Fig. 45:	Coulomb's friction model.....	89
Fig. 46:	Coulomb's friction model with stick-slip effect.....	91
Fig. 47:	Coulomb's friction model with Stribeck effect.....	91
Fig. 48:	Variation of friction coefficient at different velocity and contact pressure levels during the experimental tests of Teflon bearings (Mokha et al., 1990).....	93
Fig. 49:	Effect of bearing pressure on breakaway coefficient of friction during the experimental tests of Teflon bearings (Mokha et al., 1990).....	93
Fig. 50:	Comparison of displacement response of rigid mass computed by the proposed "exact" model (Constantinou et al., 1990) and Coulomb's "constant friction" model (Mokha et al., 1993).....	95
Fig. 51:	Numerical integration – fundamental concept.....	100
Fig. 52:	Local and global errors associated with the numerical integration.....	100
Fig. 53:	Fourth order Runge-Kutta method.....	103
Fig. 54:	Basic screenshot of the interactive system MATLAB.....	107
Fig. 55:	Dynamic simulation algorithm in MATLAB.....	109
Fig. 56:	Example 1- Numerical integration of differential equation for n=15,000 steps (t=0.006 s)....	111
Fig. 57:	Example 1 - Numerical integration of differential equation for n=17,000 steps.....	111
Fig. 58:	Example 1 - Numerical integration of differential equation for n=30,000 steps.....	112
Fig. 59:	Example 2 - Numerical integration of differential equation for n=4 steps.....	113
Fig. 60:	Example 2 - Numerical integration of differential equation for n=10 steps.....	113
Fig. 61:	Example 2 - Numerical integration of differential equation for n=50 steps.....	114
Fig. 62:	Example 2 - Numerical integration of differential equation using different numerical methods.....	114
Fig. 63:	Example 3 – Numerical integration of differential equation using MATLAB's ODE45 with adaptive step size control.....	116
Fig. 64:	Example 4 – Comparison of solution obtained using the Newmark's linear acceleration method with different integration step (Δt) values.....	117
Fig. 65:	Example 5 – Defining the event function in MATLAB.....	118
Fig. 66:	Example 5 – Numerical solution of 2nd order differential equation.....	118
Fig. 67:	MATLAB's numerical simulation procedure in one time step: displacements and velocities.....	123
Fig. 68:	MATLAB's numerical simulation procedure in one time step: accelerations.....	124
Fig. 69:	MATLAB's numerical simulation procedure: results.....	125
Fig. 70:	Time history response (velocities) for two sliding levels in a multi-storey building.....	126
Fig. 71:	Time-history response (accelerations) for two sliding levels in a multi-storey building.....	126
Fig. 72:	Time-history response (velocities) for two sliding levels in a multi-storey building from 0.70sec to 0.92sec.....	127
Fig. 73:	Experimental model, all dimensions in mm (Nikolic-Brzev, 1993).....	131
Fig. 74:	Model structure ready for the experiment (Nikolic-Brzev, 1993).....	132
Fig. 75:	Reinforcement details (Nikolic-Brzev, 1993).....	133
Fig. 76:	Layout of the discrete sliding pads at the base level (Nikolic-Brzev, 1993).....	135
Fig. 77:	Details of the typical Teflon/Steel sliding pad at the base level (Nikolic-Brzev, 1993).....	135
Fig. 78:	Construction detail of the second storey continuous sliding system (Nikolic-Brzev, 1993)...	136
Fig. 79:	Layout of acceleration pick-ups (Nikolic-Brzev, 1993).....	137
Fig. 80:	Time history of the normalized input excitation – run2.....	138
Fig. 81:	Time history of the normalized input excitation – run6.....	139
Fig. 82:	Time history of the normalized input excitation – run12.....	139
Fig. 83:	Time history of the normalized input excitation – run13.....	139
Fig. 84:	Displacement response spectra during each phase of the experimental excitation.....	140
Fig. 85:	Velocity response spectra during each phase of the experimental excitation.....	140

Fig. 86:	Acceleration response spectra during each phase of the experimental excitation	141
Fig. 87:	Acceleration amplification ratios at each storey level (run3 – fixed model, run7 – isolated model) (Nikolic-Brzev, 1993).....	142
Fig. 88:	Amplification ratio vs. PGA and the linear functional dependency for the fixed-base and the sliding systems (Nikolic-Brzev, 1993).....	142
Fig. 89:	Sliding and rocking of a SDOF system	144
Fig. 90:	Time-history of the harmonic ground excitation	146
Fig. 91:	Acceleration response spectrum	146
Fig. 92:	Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation	147
Fig. 93:	Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation (time interval 0-1 sec).....	147
Fig. 94:	Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation (time interval 0-2 sec).....	148
Fig. 95:	Time history response of SDOF system due to rocking and deformation (impact phase).....	148
Fig. 96:	Time history response of SDOF system due to rocking, sliding and deformation (impact phase)	149
Fig. 97:	Time history response of SDOF system due to rocking, sliding and deformation (impact phase)	150
Fig. 98:	Time history response of rigid system due to rocking and sliding	151
Fig. 99:	Time history response of rigid system due to rocking and sliding	151
Fig. 100:	Time history response of rigid system due to rocking and sliding	152
Fig. 101:	Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation during different frequencies of the harmonic excitation	152
Fig. 102:	Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation during different frequencies of the harmonic excitation	153
Fig. 103:	Time history response of SDOF system due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation	154
Fig. 104:	Time history response of SDOF system due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation	154
Fig. 105:	Time history response of SDOF system due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation	155
Fig. 106:	Time history response of SDOF system due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation	155
Fig. 107:	Time history response of SDOF system due to deformation during different frequencies of the harmonic excitation	156
Fig. 108:	Time history response of rigid body due to rocking and sliding during different frequencies of the harmonic excitation.....	157
Fig. 109:	Time history response of rigid body due to rocking and sliding during different frequencies of the harmonic excitation.....	157
Fig. 110:	Time history response of rigid body due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation	158
Fig. 111:	Time history response of rigid body due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation	158
Fig. 112:	Time history response of the systems with different stiffness due to sliding, rocking and deformation	159
Fig. 113:	Time history response of the systems with different stiffness due to sliding, rocking and deformation	159
Fig. 114:	Time history response of the systems with different stiffness due to rocking	160
Fig. 115:	Comparison of the time history response top displacements of different systems: fixed model, sliding, rocking, combined rocking and sliding.....	162
Fig. 116:	Top displacement spectrum – comparison of the fixed, rocking, sliding, and combined rocking and sliding.....	163
Fig. 117:	Comparison of the time history response displacements of different systems due to rocking: rocking, combined rocking and sliding	163
Fig. 118:	Comparison of the time history response displacements of the combined rocking and sliding system	164

Fig. 119:	Comparison of the time history sliding displacements for the sliding and combined rocking and sliding system at different coefficients of friction.....	165
Fig. 120:	Sliding displacements spectrum – sliding system and combined sliding and rocking system (influence of the different coefficients of friction).....	165
Fig. 121:	Comparison of the time history responses of the uplift displacements for the rocking and sliding system at different coefficients of friction.....	166
Fig. 122:	Uplift spectrum – rocking system and the sliding and rocking system (influence of the different coefficients of friction).....	167
Fig. 123:	Comparison of experimental and numerical responses with initial storey stiffness (fixed model) – run2.....	168
Fig. 124:	Comparison of experimental and numerical responses with initial storey stiffness (model with sliding seismic isolation) – run12.....	169
Fig. 125:	Comparison of experimental and numerical responses (fixed model) – run2.....	171
Fig. 126:	Comparison of experimental and numerical responses (fixed model) – run6.....	171
Fig. 127:	Comparison of experimental and numerical responses (model with sliding seismic isolation) – run12.....	172
Fig. 128:	Comparison of experimental and two numerical responses (model with sliding seismic isolation) – run12 (1 to 3 sec).....	172
Fig. 129:	Time history sliding displacements during numerical simulations for run12 and run13.....	174
Fig. 130:	Comparison of experimental and numerical responses using the Runge-Kutta and Newmark's method (model with sliding seismic isolation) – run12.....	175
Fig. 131:	Comparison of experimental and numerical responses using the Runge-Kutta and Newmark's method (model with sliding seismic isolation) – run13.....	176
Fig. 132:	Peak response accelerations (g) of the experimental model during run12 with two-level sliding isolation system and different friction coefficient values.....	177
Fig. 133:	Peak response accelerations (g) of the experimental model during run13 with two-level sliding isolation system and different friction coefficient values.....	177
Fig. 134:	Relative differences between the response of the system with two-level sliding isolation at different friction coefficients values according to the reference model – run12.....	178
Fig. 135:	Relative differences between the response of the system with two-level sliding isolation at different friction coefficient values according to the reference model – run13.....	179
Fig. 136:	Different storey mass arrangements for the experimental model.....	180
Fig. 137:	Ratio between the numerical peak response acceleration of the experimental model and models with different mass arrangements.....	180
Fig. 138:	Relative differences between the peak response accelerations of the experimental model and models with different mass arrangements.....	181
Fig. 139:	Ratio between the numerical peak response acceleration for the experimental model and the models with different storey stiffness.....	182
Fig. 140:	Relative differences between the peak response accelerations of the experimental model and models with different storey stiffness.....	182
Fig. 141:	Peak response accelerations (g) of the experimental model during numerical simulations with different excitation intensities.....	183
Fig. 142:	Ratio between the numerical peak response acceleration of the experimental model at different intensities of seismic excitation.....	183
Fig. 143:	Time history numerical simulation of the top storey acceleration using different friction models – run12.....	184
Fig. 144:	Time history numerical simulation of the top storey acceleration using different friction models – run13.....	185
Fig. 145:	Geometry of the numerical model in SAP2000.....	186
Fig. 146:	Comparison of the experimental and numerical responses using SAP2000 – run12.....	188
Fig. 147:	Comparison of the experimental and numerical responses using SAP2000 – run13.....	188
Fig. 148:	Ratio of the numerical peak response accelerations with SAP200 using different stiffness values.....	192
Fig. 149:	Relative differences between the peak response accelerations for the experimental model and the models with different stiffness values (SAP2000 simulations).....	192
Fig. 150:	Geometry of the numerical model with rubber isolation system in SAP2000.....	193

Fig. 151:	Time history acceleration response (g) of the top storey for the fixed model, model with sliding isolation and model with rubber isolators – run12.....	194
Fig. 152:	Time history acceleration response (g) of the top storey for the fixed model, model with sliding isolation and model with rubber isolators – run13.....	194
Fig. 153:	Comparison of the peak response accelerations for the top storey of the fixed model, model with sliding isolation, and model with rubber isolators.....	195
Fig. 154:	Relative difference (in %) in the peak response accelerations for the fixed model and the model with rubber isolators.....	196
Fig. 155:	Construction of the specimens.....	201
Fig. 156:	Masonry specimens with a damp-proof course.....	201
Fig. 157:	Masonry specimen with a damp-proof course.....	202
Fig. 158:	Testing arrangement.....	202
Fig. 159:	Comparison of EN 1052-4:2000 requirements for different sliding velocities at which the specimens have been tested (EN (2000) area is shaded).....	204
Fig. 160:	Specimen number 4 during the test (sliding velocity 250 mm/s).....	204
Fig. 161:	Specimen number 16 during the test (sliding velocity 0.006 mm/s).....	205
Fig. 162:	Typical load-slip relationship at different sliding velocities.....	206
Fig. 163:	Maximum and residual shear stress at different sliding velocities.....	207
Fig. 164:	Values of static coefficients of friction at different sliding velocities.....	208
Fig. 165:	Ratio between the dynamic and static coefficients of friction at different sliding velocities... 208	
Fig. 166:	Average values of maximum and residual shear strength at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded.....	210
Fig. 167:	Average values of static and dynamic coefficients of friction at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded.....	210
Fig. 168:	Ratio between the average values of static and dynamic coefficients of friction at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded.....	211
Fig. 169:	Trend lines and the corresponding equations for average values of static and dynamic coefficients of friction, corrected with factor 0.8 (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded.....	212
Fig. 170:	Experimental failure modes at different sliding velocities.....	212
Fig. 171:	Mode of failure for specimen number 3 at sliding velocity of 250 mm/s – combined slip.....	213
Fig. 172:	The minimum sliding velocity: (a) experimental; (b) load-slip relationship.....	214
Fig. 173:	The maximum sliding velocity: (a) experimental; (b) load-slip relationship.....	215
Fig. 174:	Rectangular pulse excitation.....	216
Fig. 175:	Ground floor bond beam construction.....	251
Fig. 176:	Sliding bearing layout.....	252
Fig. 177:	Lintel band construction.....	252
Fig. 178:	Appearance of a typical Teflon/Steel slider.....	253
Fig. 179:	Second storey construction.....	253
Fig. 180:	Second storey isolation system – lower sliding surface.....	254
Fig. 181:	Model after completion.....	255
Fig. 182:	View of the model structure and the shake-table facility.....	256
Fig. 183:	Model in the displaced position after the experiment.....	256
Fig. 184:	View of the displaced bearings.....	257

1 UVOD

1.1 Opis problema

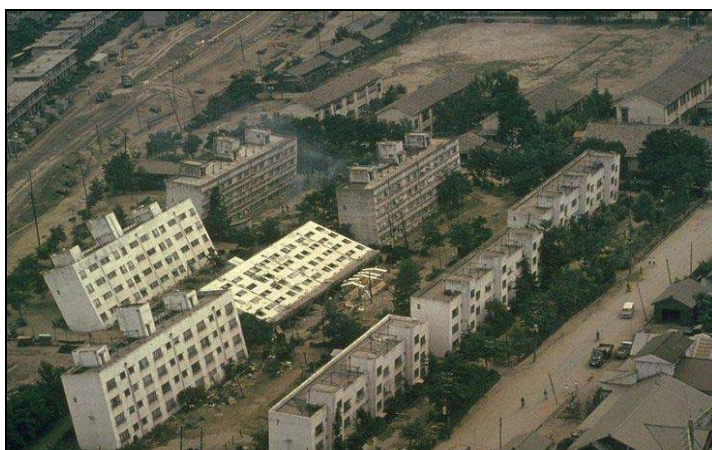
Porušitev konstrukcij zaradi potresov je povzročila izgubo že nešteto človeških življenj, povzročena pa je bila tudi ogromna materialna škoda. Zidane konstrukcije so med potresno najbolj ranljivimi, predvsem zaradi majhne natezne trdnosti in srednje (zmerne) strižne trdnosti zidovja ter togosti oziroma kratke nihajne dobe tovrstnih konstrukcij.



Slika 1: Posledice potresa (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)
Fig. 1: Aftermath of an earthquake (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)



Slika 2: Posledice potresa (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)
Fig. 2: Aftermath of an earthquake (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)



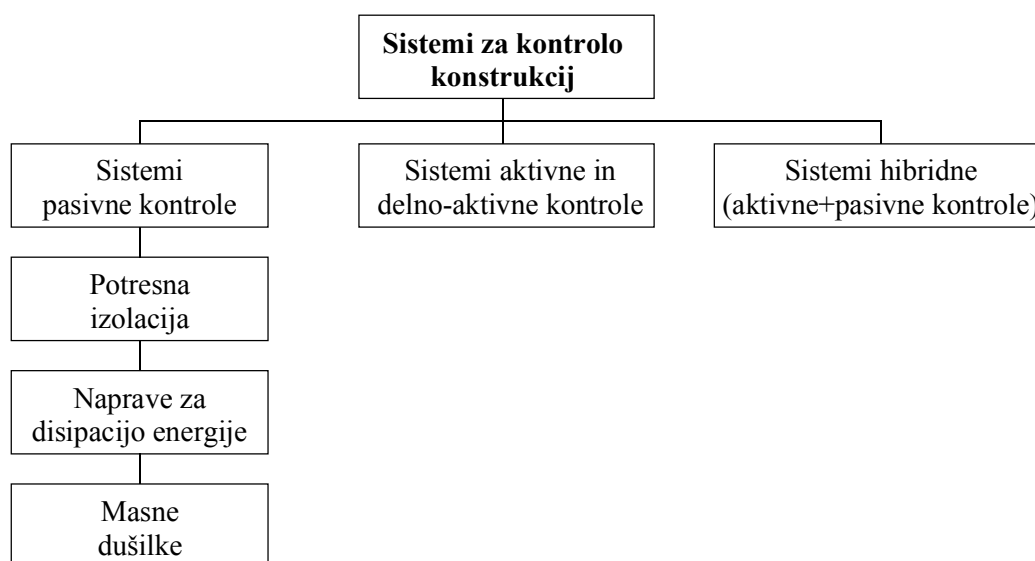
Slika 3: Posledice potresa (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)
Fig. 3: Aftermath of an earthquake (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)



Slika 4: Posledice potresa (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)
Fig. 4: Aftermath of an earthquake (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>, 20.06.2007)

Zadostno potresno odpornost in s tem celovitost ter neporušitev konstrukcije je v splošnem možno zagotavljati na dva načina. Z ustrežno nosilnostjo posameznih elementov konstrukcije predpostavimo, da se potresne sile lahko neposredno prenesejo na konstrukcijo ter da lahko konstrukcija brez porušitve prevzame predvideno potresno obtežbo. Drugi način pa je z vgradnjo zunanjih elementov v konstrukcijo, s čimer se prepreči neposreden prenos potresnih sil na konstrukcijo ter s tem zmanjša dinamični odziv konstrukcije. Tovrstne sisteme delimo v tri skupine, Slika 5:

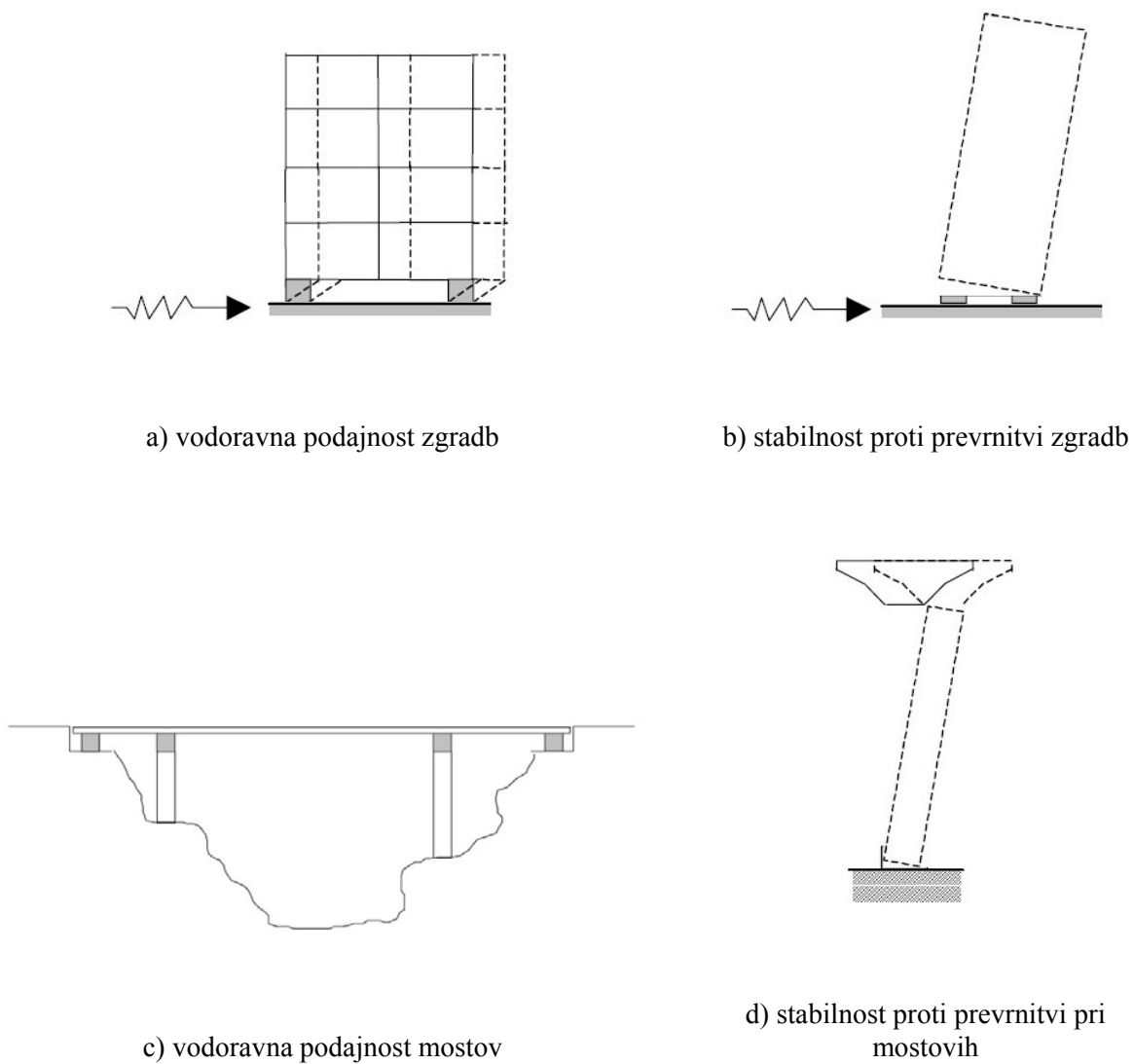
- sistemi pasivne kontrole (angl. passive control),
- sistemi aktivne in delno-aktivne kontrole (angl. active, semi-active control),
- sistemi hibridne kontrole (angl. hybrid control).



Slika 5: Sistemi kontrole konstrukcij
Fig. 5: Structural control systems

Sistem pasivne kontrole predstavlja vgraditev »pasivnih« (neaktivnih) elementov v konstrukcijo, katere dinamični odziv želimo nadzirati. S tem se spremenijo dinamične karakteristike (dušenje in togost) konstrukcije z namenom zmanjšanja njenega odziva. Ta skupina se nadalje deli v tri podskupine: potresna izolacija (angl. seismic isolation), disipatorji energije (angl. energy dissipation devices) in masne dušilke (angl. mass dampers).

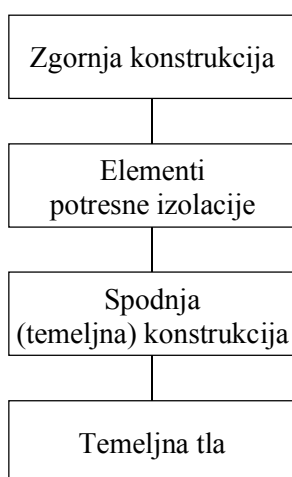
Pri potresni izolaciji se v konstrukcijo vgradijo elementi, ki so deformabilni v vodoravni smeri in zelo togi v vertikalni smeri. Na ta način se poveča vodoravna deformabilnost celotnega sistema, kar pomeni spremembo (podaljšanje) nihajnega časa sistema ter s tem potencialno manjšo potresno obremenitev na konstrukcijo (ne na sistem!). Elementi sistema potresne izolacije namreč absorbirajo del vhodne potresne energije, ki se v zmanjšanem obsegu prenese na konstrukcijo. Pri zgradbah je potresna izolacija v splošnem locirana med temeljno in zgornjo konstrukcijo, pri premostitvenih objektih pa med podporno in prekladno konstrukcijo, Slika 6.



Slika 6: Običajne lokacije potresne izolacije pri zgradbah in mostovih

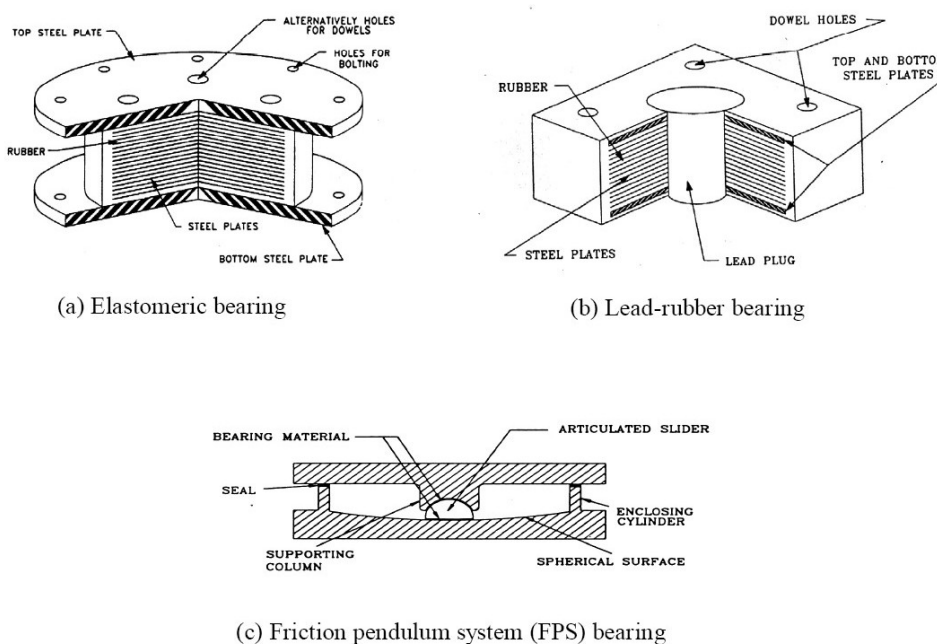
Fig. 6: Typical locations for seismic isolation systems in buildings and bridges

Osnovne komponente sistema s potresno izolacijo shematično prikazuje Slika 7.



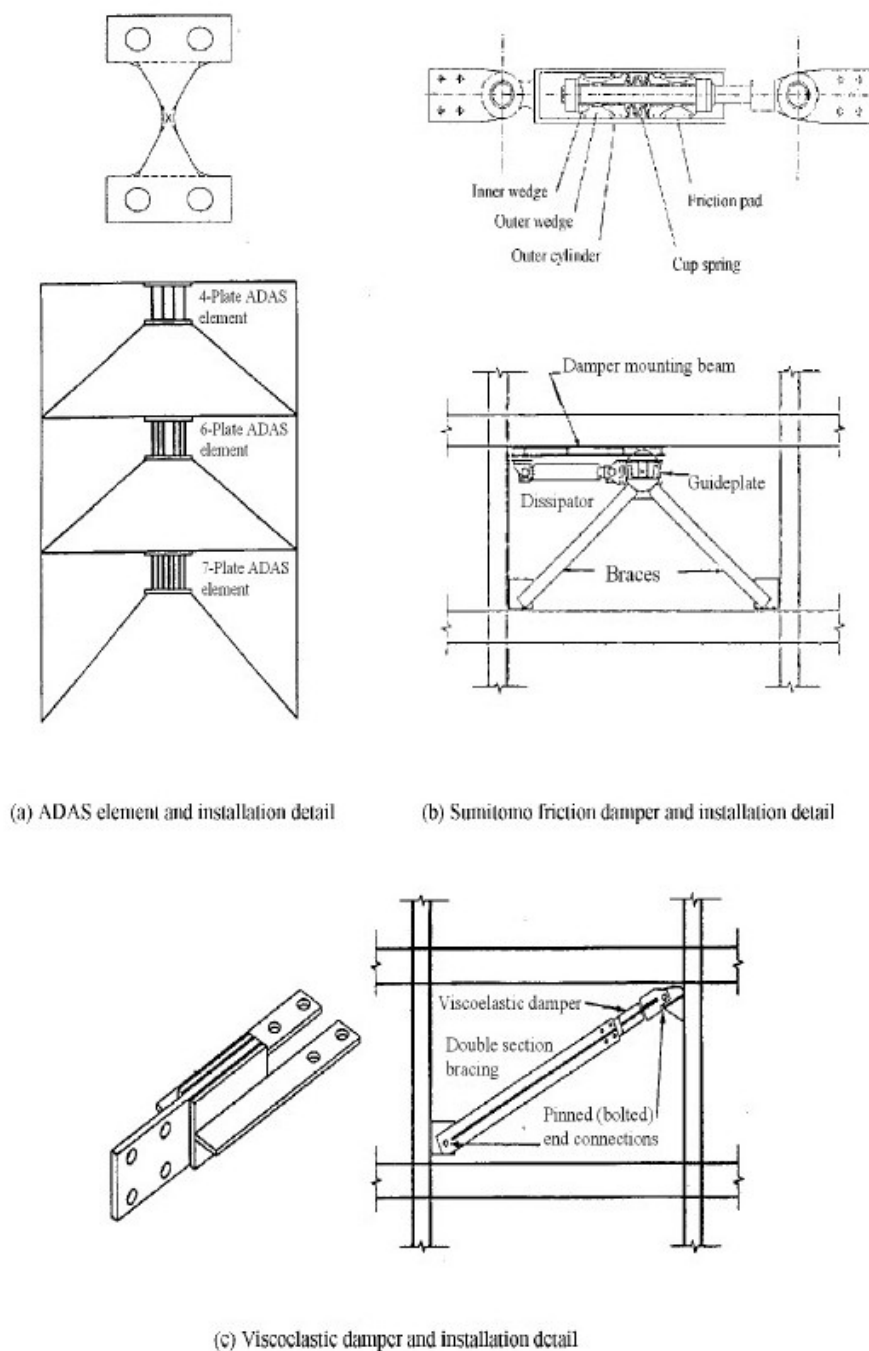
Slika 7: Osnovni elementi sistema s potresno izolacijo
Fig. 7: Basic components of a seismic isolation system

Kot elementi potresne izolacije se najpogosteje uporabljajo elastomerna ležišča, gumena ležišča s svinčnim jedrom ter razni drsni sistemi, Slika 8.



Slika 8: Različni sistemi potresne izolacije (Chaidez, 2003)
Fig. 8: Different types of isolators (Chaidez, 2003)

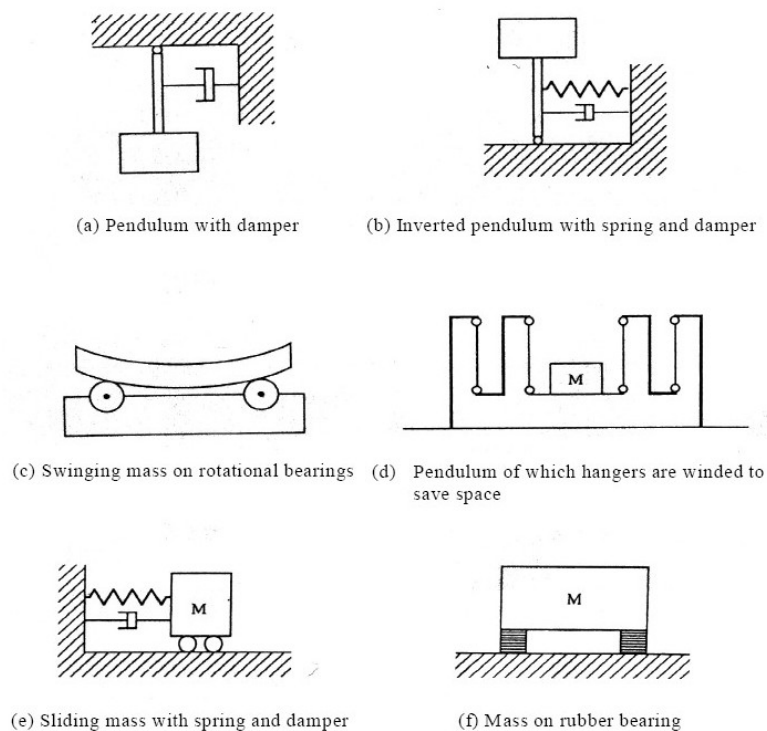
Naprave za disipacijo energije se namestijo v konstrukcijo z namenom prevzemanja (absorbiranja) ali odvajanja dela vhodne potresne energije. V osnovi ločimo tri vrste disipatorjev energije: kovinske dušilke (angl. metallic dampers), trenjske dušilke (angl. friction dampers) ter visko in viskoelastične dušilke (angl. visco, visco-elastic dampers), Slika 9.



Slika 9: Različne vrste disipatorjev energije (Chaidez, 2003)

Fig. 9: Various energy dissipation devices (Chaidez, 2003)

Masne dušilke so sestavljene iz (masivni) elementov, ki so elastično povezani z osnovno konstrukcijo, pri čemer ta povezava omogoča relativne pomike med masno dušilko in konstrukcijo, tako da na konstrukcijo delujejo reducirane vhodne potresne sile, Slika 10. S tem namenom mora biti lastni nihajni čas dodane mase približno enak osnovnemu nihajnemu času konstrukcije. Z vgraditvijo na vrh konstrukcije, je uporaba masnih dušilk pogosto zelo učinkovita pri redukciji vodoravnih vibracij visokih in/ali vitkih konstrukcij. V primeru večetažnih konstrukcij se seveda lahko vgradi več tovrstnih elementov na različnih nivojih.



Slika 10: Različne vrste masnih dušilk (Chaidez, 2003)

Fig. 10: Different types of mass dampers (Chaidez, 2003)

Primerjalni pregled osnovnih lastnosti sistemov pasivne kontrole je podan v Preglednici 1.

Preglednica 1: Primerjava sistemov pasivne kontrole (Chaidez, 2003)

Table 1: A Comparison of Various Passive Seismic Control Systems (Chaidez, 2003)

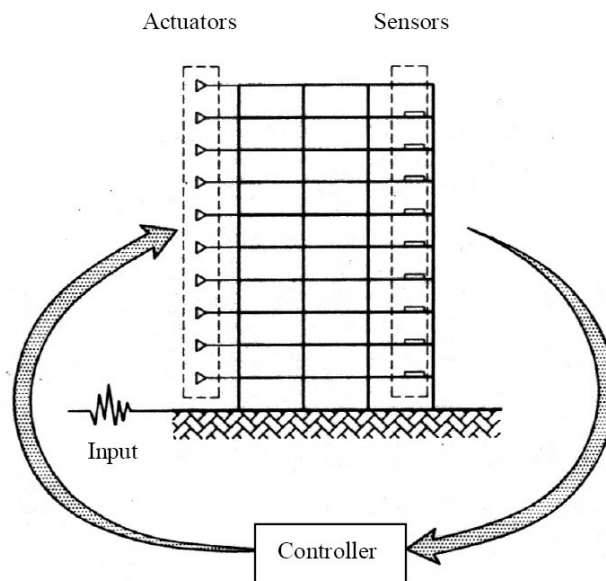
Primerna lastnost	Potresna izolacija	Disipatorji energije	Masne dušilke
Majhen začetni strošek		•	
Učinkovitost pri odpornosti na vetrne sile		•	•
Zanesljivost	•	•	
Dolgotrajnost	•	•	•
Majhen strošek vzdrževanja		•	
Majhen strošek zamenjave		•	
Učinkovitost med rušilnimi potresi	•	•	
Učinkovitost pri podajnih konstrukcijah ali slabo nosilnih temeljnih tleh		•	

Med pasivno in aktivno kontrolo obstaja nekaj pomembnih razlik:

- Za razliko od pasivnega sistema, aktivni uporablja aktivne naprave (vzbujevalnike), ki se napajajo z električno energijo in so sposobne povzročiti odziv konstrukcije, ki je nasproten

od odziva zaradi potresne (zunanje) obremenitve (t.i. nevtralizacija odziva zaradi zunanje obremenitve).

- Na konstrukcijo se pri sistemih aktivne kontrole vgradijo senzorji, ki zaznavajo odzivno stanje konstrukcije v realnem času.
- Postopek poteka preko računalniškega regulatorja (nadzornika), ki regulira vzbujevalnike, da povzročajo ustrezen odziv konstrukcije z namenom zmanjšanja njenega celotnega odziva (odziv zaradi potresne obremenitve in odziv zaradi obremenitve vzbujevalnika), Slika 11.

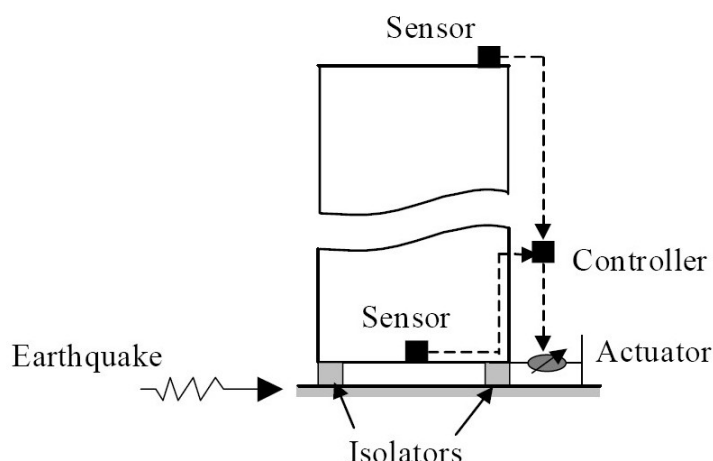


Slika 11: Shematičen prikaz sistema aktivne kontrole (Chaidez, 2003)

Fig. 11: Concept of an active seismic control system (Chaidez, 2003)

Osnovna razlika med aktivnim in delno-aktivnim sistemom je v tem, da se slednji obnaša kot aktivni sistem vendar ima sposobnost le nadziranja odziva konstrukcije ne pa tudi njenega vzbujanja (drugače povedano: delno-aktivni sistem ima sposobnost absorbiranja ne pa tudi oddajanja energije).

Hibridne sisteme sestavljajo vzporedne ali zaporedne kombinacije aktivnih (ali delno-aktivnih) in pasivnih sistemov z namenom izkoriščanja prednosti obeh uporabljenih sistemov: pasivni sistemi lahko zagotovijo večjo redukcijo odziva, aktivni sistemi pa zagotavljajo končno reguliranje odziva, npr. minimiziranje pomikov in pospeškov za zagotavljanje zaščite občutljive opreme, ki se nahaja v zgradbi, Slika 12.

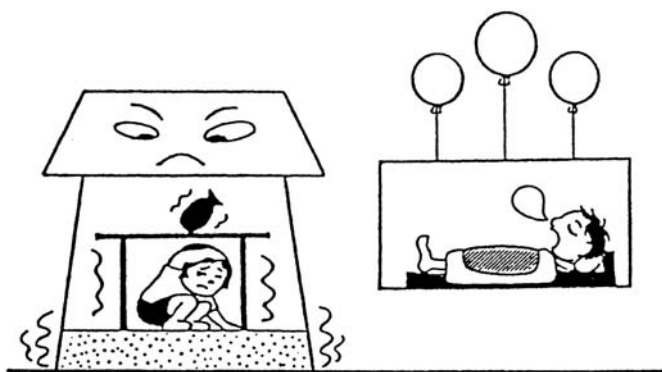


Slika 12: Kombinirana uporaba aktivnih (ali delno-aktivnih) sistemov kontrole s potresno izolacijo: hibridni sistem (Chaidez, 2003)

Fig. 12: Hybrid system – a combination of an active (or semi-active) control system and a base isolation system (Chaidez, 2003)

1.2 Splošno o potresni izolaciji

Pri potresni izolaciji vgradimo med spodnjo in zgornjo konstrukcijo posebne elemente - izolatorje, ki omogočajo disipacijo potresne energije na tem mestu. S tem ločimo zgornji in spodnji del konstrukcije in tako preprečimo neposreden prenos potresnih sil na konstrukcijo oziroma omejimo (zmanjšamo) količino vhodne potresne energije, ki se prenese na konstrukcijo. Na ta način se zmanjša tudi togost oziroma podaljša nihajna doba celotnega sistema in s tem praviloma zmanjša tudi potresna obremenitev na samo konstrukcijo.



Slika 13: "Perfect base isolation system (floating in the air)" (Izumi, 1988)

Fig. 13: "Perfect base isolation system (floating in the air)" (Izumi, 1988)

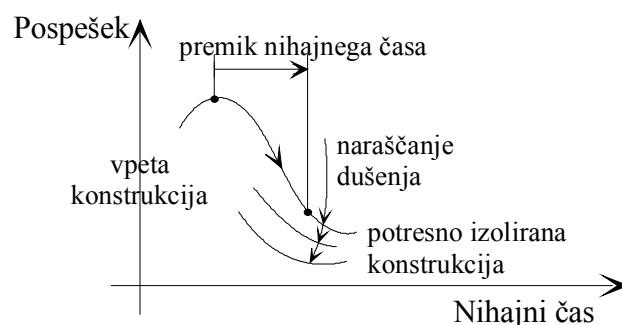
Najpomembnejša sprememba lastnosti konstrukcije z vgrajeno potresno izolacijo je povečana deformabilnost sistema in zmanjšani pospeški konstrukcije. Zelo deformabilna konstrukcija ima zelo majhne pospeške a velike relativne pomike, na drugi strani pa ima toga konstrukcija zelo majhne relativne pomike, pospeški pa so praktično enaki pospeškom temeljnih tal. Potresna izolacija izkorišča

prednosti obeh navedenih mejnih primerov: medetažne deformacije konstrukcije so zmanjšane saj je sama konstrukcija bistveno bolj toga glede na vgrajeno potresno izolacijo, podaljšanje nihajnega časa sistema pa zmanjša pospeške konstrukcije. Dodatna prednost potresne izolacije je povezana z disipacijo energije na mestu vgrajene izolacije. Pri običajni potresnovarni gradnji, mehanizem disipacije energije temelji na plastičnih deformacijah "izbranih" mest v konstrukciji. Pri potresno izolirani konstrukciji pa je disipacija energije locirana na mestu vgrajene izolacije s čimer je poenostavljeno projektiranje ter večji nadzor nad ustreznim obnašanjem konstrukcije.

1.2.1 Osnovni elementi

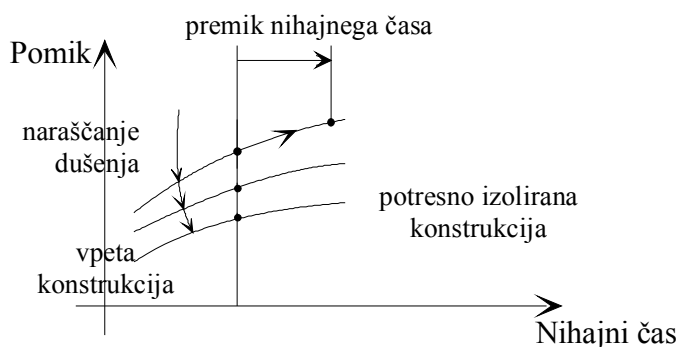
V splošnem vsak sistem potresne izolacije vsebuje tri osnovne komponente

- Podajno zvezo med konstrukcijo in temeljnimi tlemi, ki podaljša lastni nihajni čas sistema (Slika 14), oz. ga premakne izven področja prevladujočih period potresa in s tem bistveno zmanjša potresne obremenitve na konstrukcijo. S povečano podajnostjo se povečajo relativni pomiki na mestu vgrajene potresne izolacije, Slika 15.
- Disipatorje potresne energije na nivoju vgrajene potresne izolacije, ki povečujejo dušenje sistema in posledično zmanjšujejo relativne pomike med konstrukcijo in temeljnimi tlemi, Slika 15.
- Sistem, ki zagotavlja ustrezno togost in preprečuje večje pomike konstrukcije pri manjših vodoravnih obremenitvah (veter, šibkejši potresi ipd.).



Slika 14: Idealiziran spekter pospeškov: zmanjševanje pospeškov s premikom nihajnega časa in povečevanjem dušenja

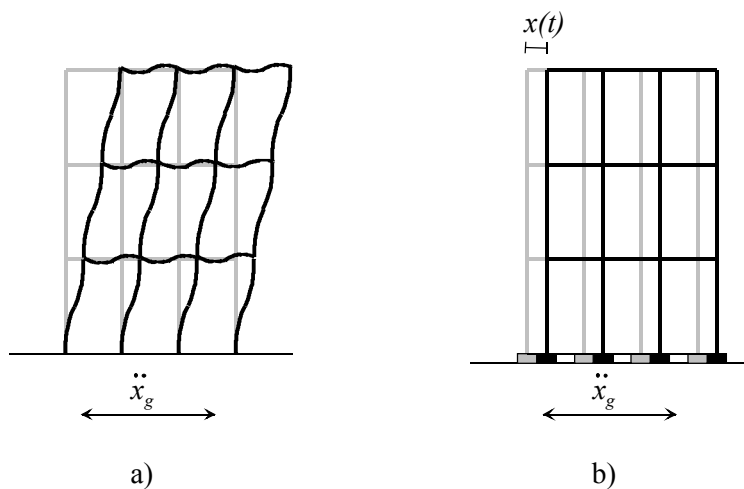
Fig. 14: Idealized acceleration response spectrum: reduced accelerations due to a period shift and increased damping



Slika 15: Idealiziran spekter pomikov: povečanje pomikov s premikom nihajnega časa in zmanjševanje pomikov s povečevanjem dušenja

Fig. 15: Idealized displacement response spectrum: response displacements increase due to period shift, but decrease at higher damping level

V obeh primerih bodo deformacije in potresne sile tem manjše, čim večje bo dušenje, Slika 14 in Slika 15. Medetažni pomiki, ki povzročajo poškodbe konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementov ter opreme, ki povezuje etaže, se z uporabo potresne izolacije zmanjšajo, saj je konstrukcija bistveno bolj toga od vgrajene potresne izolacije (večji del pomikov se realizira na mestu vgrajene izolacije). Tudi pospeški etaž, ki pa povzročajo poškodbe opreme konstrukcije, kar lahko v primeru jedrskih elektrarn povzroči katastrofo večjih razsežnosti, se z uporabo potresne izolacije zmanjšajo, Slika 16.



Slika 16: Idealizirani deformacijski obliki klasične (vpete) in potresno izolirane konstrukcije med potresno obremenitvijo

Fig. 16: Idealized deformed shape of a conventional and a base isolated building during an earthquake excitation

1.2.2 Primernost uporabe potresne izolacije

Potresna izolacija je primerna za večino konstrukcij, pri čemer pa ni splošno uporabna ampak je potrebno vsak primer posamično obravnavati ter odgovoriti na nekatera osnovna vprašanja.

Ali obstaja potreba po uporabi/vgradnji potresne izolacije?

Potreba po uporabi/vgradnji potresne izolacije se pojavi v primerih ko:

- se (bo) konstrukcija nahajala na visoko seizmičnem področju,
- se zahteva določena (povečana) potresna odpornost konstrukcije ter določena stopnja popotresne funkcionalnosti,
- se zahteva gradnja takšne konstrukcije na potresnem območju, kjer potresno neizolirana konstrukcija ni zmožna prenesti pričakovane potresne obremenitve brez resnejših poškodb.

Uporaba potresne izolacije je zagotovo najprimernejša na visoko seizmičnih področjih, narekujejo pa jo predvsem pomembnost konstrukcije, potreba po njeni popotresni funkcionalnosti in nenazadnje tudi materialna vrednost opreme v konstrukciji.

Ali je konstrukcija z nameravano uporabo/vgradnjo potresne izolacije tehnično primerna?

Konstrukcija je primerna za uporabo/vgradnjo potresne izolacije ob izpolnjevanju naslednjih pogojev:

- toga ali skoraj toga temeljna tla (dobra temeljna tla),
- dvo ali večetažna konstrukcija razen v primerih, ko je konstrukcija zelo težka,
- izključena (minimizirana) možnost pojava potresnega gibanjs tal s prevladujočimi dolgimi periodami (kot npr. potres v Mexico Cityju), saj bi v takem primeru potresna izolacija povečala (in ne zmanjšala) potresne obremenitve na konstrukcijo,
- čimbolj toga konstrukcija, da se z uporabo potresne izolacije doseže večji učinek in večje potencialno zmanjšanje potresne obremenitve,
- omogočeni morajo biti horizontalni pomiki,
- velikost obtežbe zaradi vetra in drugih horizontalnih obtežb, ne sme presežati velikostnega reda 10% teže same konstrukcije,
- izvedljivost vgradnje potresne izolacije.

Kakšni so pričakovani stroški in koristi uporabe/vgradnje potresne izolacije?

Ekonomski vidik uporabe potresne izolacije je podrobneje opisan v razdelku 1.4. V osnovi so začetni stroški pri uporabi sistema potresne izolacije nekoliko večji (zelo odvisni od vrste konstrukcije) in so, glede na literaturo, velikostnega reda 3-10% glede na strošek izvedbe celotne konstrukcije. Z uporabo potresne izolacije se zmanjšajo ali celo izključijo potresne poškodbe s čimer lahko konstrukcija služi svojemu namenu tudi po potresu in nenazadnje, v primeru potresa je zmanjšana tudi možnost človeških žrtev.

1.2.3 Dodatni faktorji, ki omogočajo uporabo potresne izolacije

Pri samem razvoju potresnega inženirstva se pojavlja vse več elementov, ki spodbujajo nadaljnji pospešen razvoj in praktično uporabo potresne izolacije:

- Vse pogosteje se pojavljajo zahteve za ustrezno potresno obnašanje konstrukciji in predvsem zahteva za njihovo popotresno funkcionalnost kar presega elemente klasičnega projektiranja. Te zahteve so posebej bistvene za objekte v katerih se nahaja zelo pomembna, občutljiva oz. draga oprema.
- Razvoj računalniške tehnologije in sodobnih numerično-analitičnih metod omogoča razvoj ustrezne programske opreme za izvajanje numeričnih simulacij dinamičnega odziva konstrukcij.

- Izvajanje eksperimentalnih preiskav na potresnih mizah s simulacijo dejanskih potresnih vzbujanj, omogoča vrednotenje eksperimentalnega obnašanja sistemov s potresno izolacijo in daje temeljni podatek o obnašanju izoliranega sistema, ki ga končno verificiramo z ustreznimi numeričnimi modeli.
- Razvoj, proizvodnja in številne raziskave s področja materialov, ki se uporabljajo za potresno izolacijo, omogočajo ustrezno uporabo tovrstnih materialov za potresno izolacijo. Razvoj naprav, ki disipirajo energijo in omogočajo vrnitev potresno izolirane konstrukcije v prvotno (izhodiščno) lego, v izogib trajnim pomikom, prav tako pospešujejo razvoj in dopolnjujejo koncept potresne izolacije.

1.2.4 Omejitve pri uporabi potresne izolacije

Kljub temu, da je potresna izolacija primerna za povečanje potresne odpornosti konstrukcij, pa ni v splošnem primerna za vse vrste konstrukcij in tudi na vseh območjih. Osnovno omejitev pri praktični uporabi potresne izolacije predstavljajo veliki relativni pomiki med izoliranim oz. zgornjim in neizoliranim oz. spodnjim delom sistema, ki morajo biti omogočeni tekom celotne življenjske dobe objekta. Seveda se lahko ti pomiki zmanjšajo z ustreznimi disipatorji energije, ki delujejo na principu plastične deformacije jekla ali svinca, s čimer je omogočena tudi vrnitev konstrukcije v prvotno lego, kar je bistvena pomanjkljivost nekaterih sistemov potresne izolacije. Dodatno omejitev predstavlja potencialno dvigovanje elementov potresne izolacije, saj lahko med močnejšimi potresi vodoravne potresne sile in rezultirajoči momenti povzročijo osne sile, ki so večje od težnostnih sil. V takih primerih so lahko elementi potresne izolacije natezno obremenjeni na kar pa običajno niso projektirani. Verjetnost tega pojava je večja pri višjih konstrukcijah (oz. pri večjem razmerju višina-širina konstrukcije), zato je tudi uporaba potresne izolacije pri tovrstnih konstrukcijah manj primerna. Prav tako je lahko potresna izolacija zelo podajnih konstrukcij manj učinkovita, saj so lastni nihajni časi teh konstrukcij pogosto že izven potresno nevarnega območja. Dodatno pa so višje in podajnejše konstrukcije bolj občutljive na obremenitve vetra kot pa na potresne obremenitve.

Že v fazi preliminarne projektiranja je potrebno izvesti analizo izvedljivosti ter primernosti uporabe potresne izolacije, ki mora temeljiti na elementih od katerih so bistveni podani v nadaljevanju.

Karakteristike zgornje konstrukcije

Kot je že navedeno je potresna izolacija primerna za konstrukcije, ki imajo lastne nihajne čase v področju dominantnih potresnih period (npr. nizke do srednje visoke zgradbe višine 10 do 12 etaž). Ostale lastnosti konstrukcije kot so višina, širina, dimenzijsko razmerje in togost so v neposredni povezavi z uporabnostjo in učinkovitostjo potresne izolacije in so pri večini konstrukcij ustrezne, za uporabo potresne izolacije.

Potresna ogroženost in lastnosti temeljnih tal

Upoštevati je potrebno potresno ogroženost določenega področja z namenom določitve upravičenosti in smiselnosti uporabe potresne izolacije. Karakteristike temeljnih tal (nihajni čas) in pričakovane prevladujoče frekvence potresov v določenem področju so bistveni elementi, ki jih je potrebno upoštevati: v splošnem bolj toga temeljna tla povečujejo učinkovitost potresne izolacije. Kjer karakteristike temeljnih tal (mehka tla) in podatki o predhodnih potresih nakazujejo nizke prevladujoče frekvence, se je potrebno izogibati uporabi potresne izolacije.

Bližnje konstrukcije

Oddaljenost sosednjih konstrukcij je potrebno upoštevati predvsem glede ocene možnih največjih deformacij (pomikov) potresno izolirane konstrukcije. Tekom celotne življenjske dobe potresno izoliranega objekta morajo biti omogočeni pomiki določenega (projektiranega) reda, ki zagotavljajo

neovirane relativne pomike med izoliranim in neizoliranim delom konstrukcije. V gosto pozidanih območjih je potrebno posebno pozornost posvetiti tudi morebitnemu trku potresno izolirane konstrukcije s sosednjimi konstrukcijami.

Manjše vodoravne obremenitve

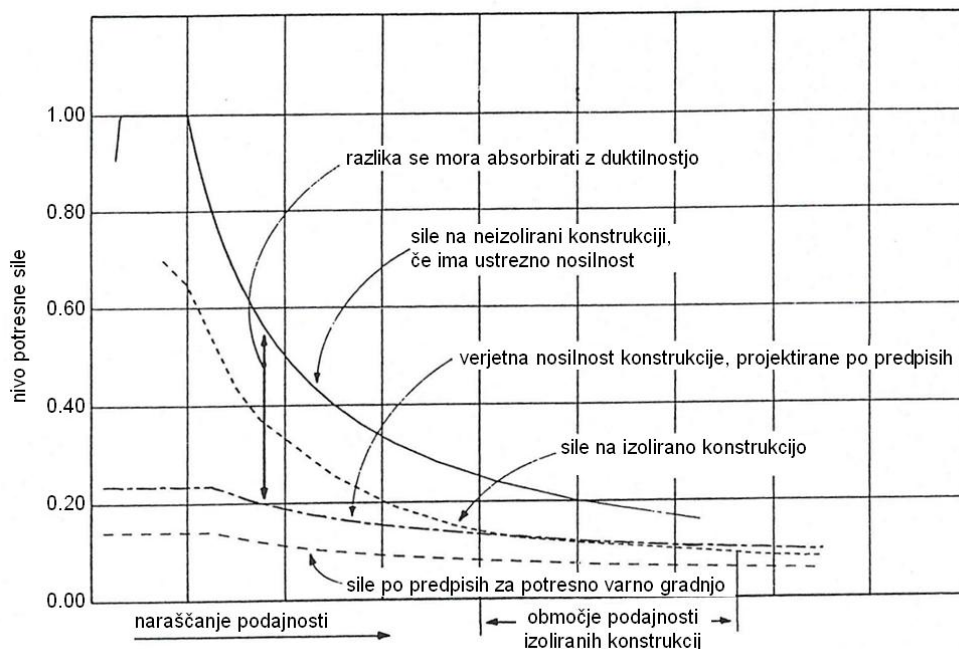
Zagotoviti je potrebno, da se potresno izolirane konstrukcije ustrezno obnašajo ob manjših vodoravnih obremenitvah.

Določitev potresne obtežbe

Upoštevati je potrebno nezanesljivost določitve potresne obtežbe oz. skladnosti dejanskega projektnege spektra s predpostavljenim.

1.2.5 Projektiranje konstrukcij z vgrajeno potresno izolacijo

Princip projektiranja konstrukcij s potresno izolacijo prikazuje Slika 17.



Slika 17: Potresne sile

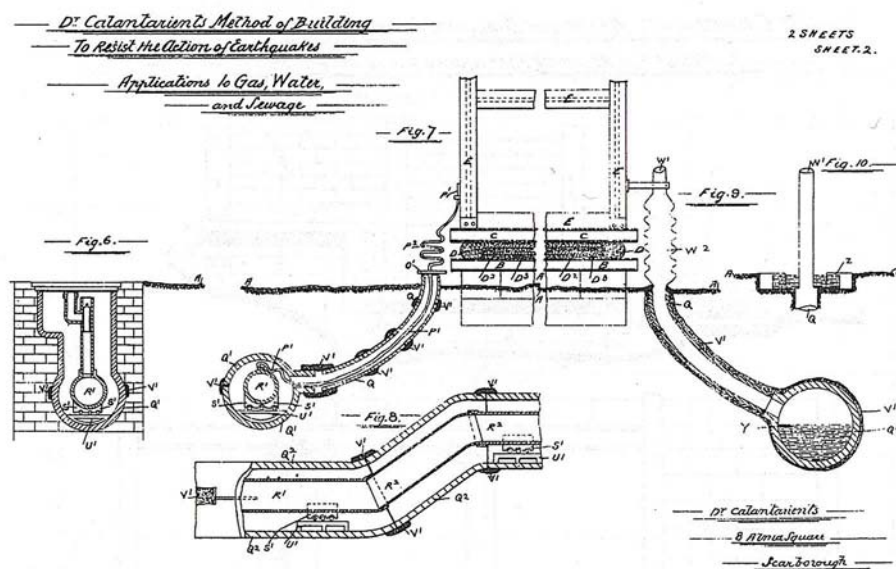
Fig. 17: Earthquake forces

Zgornja krivulja predstavlja potresne sile, ki se pojavijo v neizolirani konstrukciji v primeru, da bi bila konstrukcija primerno ojačana za prevzem teh sil v elastičnem področju. Najnižjo krivuljo predstavljajo potresne sile, ki jih predpisujejo predpisi o potresno varni gradnji. Nad spodnjo krivuljo je krivulja verjetne obremenitve, ki bi jo konstrukcija, projektirana po predpisih, lahko prenesla v elastičnem področju. Razlika med obema spodnjima krivuljama je približno za faktor 1.5 in nastane predvsem zaradi običajno kvalitetnejšega vgrajenega materiala od deklariranega, pogostih minimalnih zahtev za armaturo ipd. Razliko do zgornje krivulje naj bi konstrukcija prevzela z duktilnostjo kar pa povzroči poškodbe same konstrukcije (ter tudi opreme). Če je konstrukcija izolirana, se največje elastične potresne sile zmanjšajo zaradi disipacije energije in podaljšanja nihajnega časa – druga najvišja krivulja. Konstrukcija, ki je projektirana po predpisih, v območju nihajnih časov potresno izoliranih konstrukcij, predvidoma prenese vso obremenitev brez nelinearnih deformacij.

1.2.6 Praktična uporaba potresne izolacije

Pri predvideni uporabi potresne izolacije bodisi pri novih konstrukcijah ali pa pri vgradnji potresne izolacije v obstoječe objekte, je potrebno upoštevati tehnično izvedljivost sistema za določeno vrsto potresne izolacije.

Delu konstrukcije nad nivojem potresne izolacije morajo biti omogočeni neovirani horizontalni pomiki, kar zahteva izvedljivost in enostavnost posebnih detajlov kot npr. vhodov, dostopov in stopnic. Posebno pozornost je potrebno posvetiti tudi vodenju inštalacij, še posebej na nivoju vgrajene potresne izolacije, kjer lahko pride do večjih pomikov. V ta namen se uporabljajo raztegljive zanke ali fleksibilne cevi, ki se pri večjih deformacijah ne poškodujejo. Nadalje mora biti omogočena dostopnost do elementov potresne izolacije, zaradi njihovih periodičnih pregledov, vzdrževanja in potencialne zamenjave, pri čemer je potrebno upoštevati tudi morebitni dvig konstrukcije. V primeru močnejšega potresa je zahtevan varovalni sistem, ki prepreči izpad konstrukcije iz temeljnega dela.



Slika 18: Povezave inštalaciji pri potresni izolaciji, kot jo je leta 1909 predlagal Calantarients (Naeim et al., 1999)

Fig. 18: Utility connection proposed for the Calantarients scheme (Naeim et al., 1999)

1.3 Drsna potresna izolacija zidanih stavb

Najbolj enostaven sistem potresne izolacije je t.i. drsna potresna izolacija, pri kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom drsi po spodnjem delu tako, da se del vhodne potresne energije disipira na mestu drsenja. Zgornji del konstrukcije prosto stoji na spodnjemu delu, edina sila, ki se upira gibanju zgornjega dela konstrukcije med horizontalnim gibanjem tal, je sila trenja med ločenima deloma konstrukcije. Izbira ustreznih materialov s primernim koeficientom trenja je torej bistven parameter s katerim se določa obnašanje konstrukcije med potresom.

Sistem drsne potresne izolacije je eden prvih predlaganih sistemov, saj je že leta 1909 angleški zdravnik Johannes Avetican Calantarients, predlagal ločitev spodnje (temeljne) in zgornje konstrukcije ter položitev plasti zmletega lojevca, pri čemer lahko zgornja konstrukcija drsi po spodnji (Naeim et

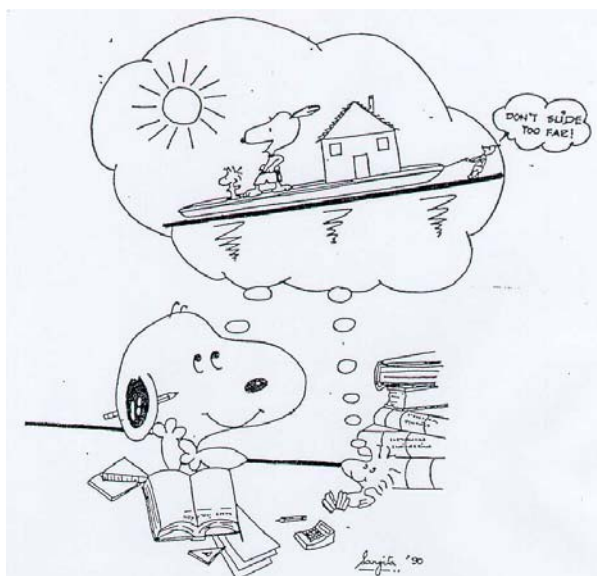
al., 1999). Osnovni princip je ta, da se med drsenjem zgornjega dela konstrukcije izkoriščajo trenjske sile za disipacijo potresne energije.

Po rušilnih potresih v Indiji (Dhubai 1930 in Bihar 1934) je bilo na podlagi opazovanj ugotovljeno, da so nekatere manjše zidane stavbe brez večjih poškodb prestale potres, nekatere zelo podobne pa so se popolnoma porušile. Pri stavbah, brez večjih potresnih poškodb, se je najverjetneje v začetni fazi potresa v spodnjem delu pojavila razpoka (in s tem virtualna potresna izolacija) po kateri je zgornji del med potresom drsel. Na podlagi tega je bil predlagan sistem drsne potresne izolacije za zidane stavbe ter kasneje izvedene tudi eksperimentalne preiskave, ki so potrdile njegovo učinkovitost (Arya et al., 1982), (Qamarrudin, 1978). Podoben pojav so opazili tudi po rušilnem potresu Tangshan leta 1976 na Kitajskem, ko je zidana stavba ostala nepoškodovana, pri čemer je imela vodoravno razpoko v spodnjem delu, kar je omogočilo zdrs približno 6 cm zgornjega dela konstrukcije. Po dodatnih teoretičnih študijah so bile izvedene tudi eksperimentalne preiskave na potresni mizi (Li, 1984).



Slika 19: Zdrs konstrukcije med potresom (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>)
Fig. 19: Sliding movement of a house atop the foundation during an earthquake (<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/>)

Tudi pri izgradnji ljubljanskega Nebotičnika, je bila uporabljena drsna potresna izolacija saj so temelji, ločeni od zgornje konstrukcije s pločevinama iz cinka ali železa, med katere je položena svinčena pločevina (Fajfar, 1995).



Slika 20: "Why not let the houses to slide?" (Nikolić-Brzev, 1993)

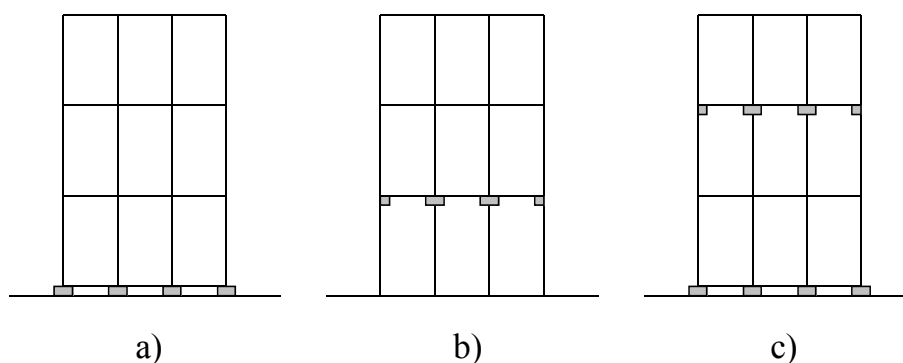
Fig. 20: "Why not let the houses to slide?" (Nikolić-Brzev, 1993)

Mehanizem obnašanja drsne potresne izolacije je sestavljen iz dveh faz:

- Dokler ni presežena trenjska odpornost se zgornji del konstrukcije giblje skupaj s spodnjim, celoten sistem pa se obnaša kot klasična (vpeta, neizolirana) konstrukcija.
- Ko pospešek vhodnega vzbujanja, v odvisnosti od koeficienta trenja, lastnosti konstrukcije in potresnega vzbujanja, doseže določeno vrednost, začne zgornji del konstrukcije drseti po spodnjem.

Dršno potresno izolacijo lahko razdelimo glede na (Nikolić-Brzev, 1993):

- Lego (lokacijo) elementov izolacije: na nivoju temeljev, na nivoju etaž, na več nivojih itd., Slika 21.
- Obliko drsne površine: zvezni sistem, diskretni sistem, Slika 22.

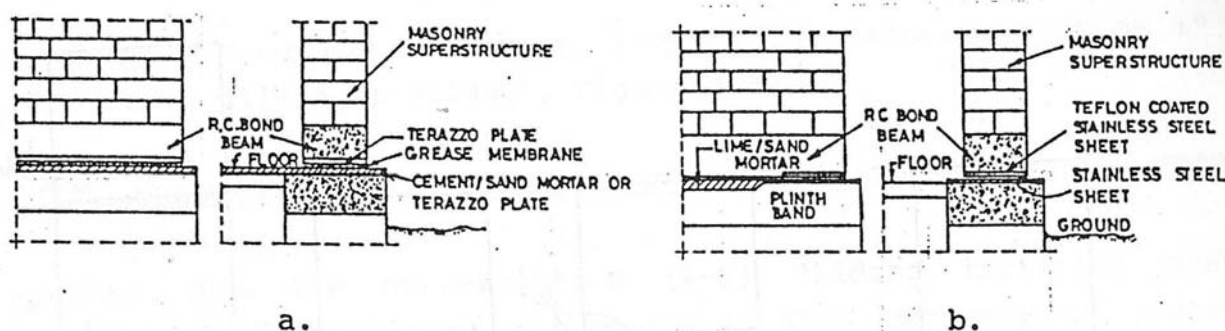


Slika 21: Različne lokacije elementov drsne potresne izolacije: a) izolacija na nivoju temeljev, b) izolacija na nivoju prve etaže, c) izolacija na več nivojih

Fig. 21: Different locations of sliding isolation systems: a) base isolation, b) first floor isolation, c) multi-level isolation

Pri izbiri lege elementov izolacije, je potrebno upoštevati predvsem naslednje: učinkovitost izolacije na določeni lokaciji, zagotovljen dostop do elementov izolacije (pregled, vzdrževanje ipd.), zagotovljen maksimalni pomik (zdrs), na nivoju izolacije je potrebna posebna izvedba prehodnih elementov med etažami (stopnišča, dvigala) ter inštalacij.

Zvezni sistem drsne potresne izolacije poteka zvezno (kontinuirno) po celotnem nivoju etaže in se običajno uporablja v povezavi s peskom ali grafitnim prahom kot materialom za drsno potresno izolacijo, Slika 22a. Diskretni sistem pa sestoji iz posameznih drsnih elementov (ležišč) na določenih mestih konstrukcije (običajno na stičišču zidov ali v vogalih). Pri tem sistemu se uporabljajo kompaktni materiali kot npr. drsni sistem Teflon/jeklo, Slika 22b.



Slika 22: Konstruktivski detajli drsnih sistemov potresne izolacije: a) zvezni, b) diskretni (Nikolić-Brzev, 1993)

Fig. 22: Construction detail of the sliding isolation system: a) continuous sliding interface, b) discrete sliding pads (Nikolić-Brzev, 1993)

Izvedene eksperimentalne in teoretične študije potrjujejo prednost in dobre strani drsne potresne izolacije v primerjavi z ostalimi sistemi (Nikolić-Brzev, 1993):

- Gre za najenostavnejši sistem potresne izolacije.
- Posebej pri togih konstrukcijah, kot npr. zidanih in nizkih do srednje visokih armiranobetonskih konstrukcijah, lahko drsni sistem uspešno omeji (prevzame) del potresne energije, ki se prenese na zgornjo konstrukcijo.
- Pri togih konstrukcijah je odziv drsnega sistema skoraj neodvisen od prevladujočih period potresnega vzbujanja.
- Zaradi manjših pospeškov izolirane konstrukcije, so pomiki konstrukcije omejeni in taki, da ob ustreznem koeficientu trenja, zagotavljajo le manjšo poškodovanost izolirane konstrukcije.

Na drugi strani pa ima sistem tudi določene slabosti (Nikolić-Brzev, 1993):

- Izmed elementarnih delov potresne izolacije (podajna zveza, dušenje, zagotavljanje določene togosti pri manjših obremenitvah), sistem drsne potresne izolacije vsebuje le prvi del. Slabost sistema je predvsem v tem, da nima elementov, ki bi zagotavljali vrnitev konstrukcije v osnovno lego, nadalje pa je potrebno posebno pozornost posvetiti omejitvi pomikov (zdrsov).
- Odziv izolirane konstrukcije je močno odvisen od drsnih karakteristik sistema izolacije, pri čemer je potrebno za ustrezno obnašanje izolirane konstrukcije izbrati material primernih

drsnih karakteristik. Zgornja meja koeficienta trenja mora biti določena kot meja, ki povzroči drsenje konstrukcije preden se pojavijo večje poškodbe, za določitev spodnje meje pa je potrebno zagotoviti ustrezno togost sistema pri obtežbi vetra ali šibkejših potresih (neaktiviranje sistema v teh primerih). Vrednosti spodnje in zgornje meje je potrebno določiti za vsak posamezen primer, pri čemer so, glede na literaturo s tega področja, optimalne vrednosti koeficienta trenja med 0.05 in 0.20.

- Z uporabo splošnih gradbenih materialov je težko doseči ustrezno (nizko) vrednost koeficienta trenja, iz česar sledi, da je potrebno uporabiti druge materiale (ki mogoče niso na voljo na lokalnem tržišču, imajo višji cenovni nivo, njihova vgradnja je zahtevnejša itd.).
- Poleg zelenih trenjskih karakteristik, je potrebno pri izbiri materialov za drsno izolacijo, upoštevati tudi druge lastnosti kot so: trajnost, odpornost na zunanje vplive, ustrezno odpornost glede obrabe itd.

1.4 Ekonomski vidik uporabe potresne izolacije

Poleg tehničnega vidika je potrebno, pri uporabi oz. projektiranju potresno izoliranih konstrukcij, že v začetni fazi upoštevati tudi ekonomski vidik s študijo upravičenosti, ki mora temeljiti na realnem vrednotenju stroškov in finančnih ugodnosti. Stroški konstrukcije povezani s potresno obremenitvijo so sestavljeni iz štirih osnovnih skupin:

- stroški izgradnje same konstrukcije (z uporabo potresne izolacije),
- stroški premije protipotresnega zavarovanja,
- stroški zaradi popravila potresnih poškodb za povrnitev predpotresne vrednosti konstrukcije,
- ostali posredni stroški povezani s poškodovanostjo konstrukcije ter opreme v njej (izpad prihodkov, izpad proizvodnje, izguba strank, odgovornost zaradi morebitnih poškodb ali izgub življenj itd.).

Dejavniki, ki vplivajo na povečanje oz. zmanjšanje stroškov pri uporabi potresne izolacije so podani v Preglednici 2.

Preglednica 2: Vplivni faktorji povečanja oz. zmanjšanja stroškov potresno izolirane konstrukcije (Mayes et al., 1990)

Table 2: Factors Influencing Construction Costs for Buildings Equipped with Seismic Isolation Systems (Mayes et al., 1990)

Povečanje stroškov	Zmanjšanje stroškov
Sistem potresne izolacije	
Arhitekturni detajli zaradi potresno izolirane konstrukcije	Prihranki pri konstrukcijskem sistemu
Posebni mehanski in električni detajli	Prihranki pri predelnih stenah (manjše zahteve glede pomikov)
Dodatni stroški pri projektiranju	Prihranki pri nekonstrukcijskih elementih

Potencialni prihranki pri samem konstrukcijskem sistemu s potresno izolacijo so funkcija dveh osnovnih elementov:

- nivoja projektne potresne sile izolirane in neizolirane konstrukcije (potresni spekter),
- lokacije oz. lege elementov potresne izolacije.

V splošnem je bilo ugotovljeno, da so pri konstrukcijah, dimenzioniranih na večje potresne sile (npr. bolnice in druge pomembne stavbe) z uporabo potresne izolacije, možni večji prihranki pri izvedbi konstrukcijskega sistema v primerjavi z dodatnimi stroški zaradi uporabe izolacije. Razpoložljivi podatki nadalje kažejo, da pri ostalih (manj pomembnih) stavbah ni bistvenih prihrankov zaradi uporabe potresne izolacije, predvsem zaradi nizkih projektних potresnih sil glede na dejanske sile, ki naj bi jim bila konstrukcija med potresom podvržena.

Protipotresna zavarovalna premija znaša v ZDA letno od 0.33 do 0.75% celotne vrednosti konstrukcije (Mayes et al., 1990), kar se ocenjuje kot sprejemljiv strošek za lastnike glede na možnosti potresnih poškodb.

Nadalje so pomemben vidik projektiranja konstrukcij tudi poškodbe nekonstruktivnih elementov in notranje opreme, kar se pogosto zanemarija, predstavlja pa dodaten strošek, ki lahko preseže tudi strošek vgradnje potresne izolacije. S tem je povezana tudi popotresna funkcionalnost izoliranega objekta kar lahko odtehta povečane začetne stroške zaradi uporabe potresne izolacije.

V Preglednici 3 so zbrani podatki (Mayes et al., 1990) nekaterih novozgrajenih potresno izoliranih konstrukcij ter s tem povazani prihranki oz. dodatni stroški.

Preglednica 3: Razlike v stroških novozgrajenih konstrukcij s potresno izolacijo (Mayes et al, 1990)

Table 3: Construction Costs for New Buildings with Seismic Isolation Systems (Mayes et al, 1990)

Objekt	Lokacija	Opis objekta	Prihranki izolirana/neizolirana konstrukcija
County Fire Command and Control Facility	Los Angeles, ZDA	2-etažna konstrukcija	6%
Union House	Auckland, Nova Zelandija	12-etažna montažna konstrukcija	3% in skrajšanje roka izvedbe za 3 mesece
Foothills Community Law and Justice Center	Rancho Cucamonga, ZDA	4-etažna konstrukcija	6% (povečani stroški zaradi preprojektiranja in naknadne vgradnje izolacije)
Evans and Sutherland Manufacturing Facility	Salt Lake City, ZDA	4-etažna okvirna konstrukcija	5% oz. 400,000 USD (zaradi naknadnega projektiranja izolirane konstrukcije); vrednost notranje opreme preko 100 mio USD

se nadaljuje...

... nadaljevanje

USC University Hospital	ZDA	8-etažna okvirna jeklena konstrukcija	Povečani stroški 2% zaradi vgradnje izolacije
Tandem Computers Manufacturing Facility	ZDA	4-etažna okvirna jeklena konstrukcija	Povečani stroški 0.75% zaradi vgradnje izolacije
VA Hospital	Loma Linda, ZDA	-	1.2%
Medical Building	Salt Lake City, ZDA	-	2% od celotne vrednosti projekta 20 mio USD

Pri izvedbi potresno izolirane zgradbe v Indoneziji (Taniwangsa, 2002 in 2002), so stroški dobave in vgradnje 16 izolatorjev znašali približno \$10,000 kar predstavlja 12.5% delež celotnega stroška konstrukcije. Randolph Langebach (Naeim et al., 1999) je ocenil, da so bili, zaradi vgradnje sistema potresne izolacije, povečani stroški gradnje lastne hiše za približno \$10,000 oz. 3% celotne vrednosti.

Postopek vgradnje potresne izolacije v obstoječe konstrukcije je zahtevnejši, predvsem zaradi upoštevanja omejitev, ki jih imajo že zgrajene konstrukcije. Z vrednotenjem vseh tehničnih in ostalih lastnosti se splošno navaja (Mayes et al., 1990), da je 1 od 8 zgrajenih konstrukcij primerna za vgradnjo potresne izolacije. Pri tem je pomembno poudariti, da je vgradnja potresne izolacije lahko učinkovita rešitev tudi za povečanje potresne odpornosti zgodovinskih zgradb brez vgrajevanja dodatnih konstrukcijskih elementov, ki bi zmanjšali arhitekturni pomen same konstrukcije.

Preglednica 4: Ocena stroškov uporabe potresne izolacije nekaterih obstoječih konstrukcij (Mayes et al., 1990)

Table 4: Construction Costs for Existing Buildings with Seismic Isolation (Mayes et al., 1990)

Objekt	Ocena stroškov
Salt Lake City and County Building, ZDA	5 mio USD za vgradnjo izolatorjev (primerljivo z ostalimi klasičnimi metodami ojačitve konstrukcije)
Masonic Hall, San Francisco, ZDA	2.3 mio USD za vgradnjo izolatorjev (primerljivo z ostalimi klasičnimi metodami ojačitve konstrukcije)
Department of Defence Essential Facilities, ZDA	7.6 mio USD (vgradnja izolatorjev); 8.8 mio USD (klasična ojačitev)

V primeru tehnične izvedljivosti in ekonomske upravičenosti je, z uporabo potresne izolacije, možno doseči bistveno zmanjšanje stroškov tekom celotne življenjske dobe konstrukcije. Stroški uporabe potresne izolacije so odvisni predvsem od projektnih potresnih sil neizolirane konstrukcije ter lokacije (lege) izolacije v sami konstrukciji. V splošnem so reda 2% za pomembnejše objekte (npr. bolnice) ter med 1 in 5% pri ostalih konstrukcijah. Dodaten strošek pa predstavlja tudi zahtevnejše in pogostejše vzdrževanje elementov potresne izolacije.

1.5 Zasnova dela

Osnovni vodili pri zasnovi dela sta bili enostavnost, preglednost in sledljivost. S tem namenom si poglavja sledijo v redosledu:

- Prvo poglavje podaja opis problema in splošne principe potresne izolacije, vključno s prednostmi in slabostmi. Podrobneje je opisan drsni sistem potresne izolacije kot ustrezen in učinkovit sistem potresnega izoliranja zidanih stavb. Opisan je tudi ekonomski vidik uporabe potresne izolacije.
- V drugem poglavju je podan pregled obstoječega stanja na obravnavanem področju in predvideni prispevki k znanosti predlaganega dela.
- Tretje poglavje predstavlja teoretično analizo zidanih stavb z drsno potresno izolacijo, v okviru katerega so sistematično izpeljani izrazi za drsenje, zibanje ter drsenje in zibanje togega telesa, sistema z eno prostostno stopnjo in sistema s več prostostnimi stopnjami. Za togo telo so izpeljani tudi izrazi za drsenje dveh togih teles, pri sistemu z več prostostnimi stopnjami pa so izpeljani izrazi za sistem z drsno potresno izolacijo na dveh različnih nivojih. Pri vseh modelih so navedeni pogoji za prehode med posameznimi stanji sistema. V tem poglavju so opisani tudi osnovni principi drsnega trenja ter nekateri modeli trenja, ki se uporabljajo pri analizi sistemov z drsno potresno izolacijo.
- V četrtem poglavju je pregled numeričnih metod za reševanje sistemov iz prejšnjega poglavja. Poleg metod je podano tudi reševanje s programskim orodjem MATLAB. Primeri uporabe numeričnih metod so kot opozorilo in nakazujejo potencialne težave pri reševanju diferencialnih enačb matematičnih modelov. Na koncu četrtega poglavja je opisana tehnika reševanje diferencialnih enačb v predloženem delu s katero so izpolnjene bistvene zahteve uspešne numerične simulacije: numerična stabilnost ter enostavnost in transparentnost numerične procedure.
- V petem poglavju je opisana eksperimentalna preiskava zidanega modela z vgrajeno drsno potresno izolacijo, ki je bila izvedena na University of Roorkee v Indiji in katere rezultati so uporabljeni za primerjavo z rezultati numeričnih simulacij.
- V šestem poglavju so, z uporabo razvitih matematičnih modelov in numeričnih metod, izvedene numerične simulacije za prikaz učinkovitosti, uporabe in medsebojne primerljivosti razvitih modelov. Izvedeno so numerične simulacije modela konstrukcije, ki je bil eksperimentalno preiskan na potresni mizi ter primerjava z rezultati eksperimentalni preiskav. Numerične simulacije eksperimentalnega modela so izvedene tudi s programom SAP2000.
- V sedmem poglavju preidemo iz makro nivoja sistema na mikro nivo in podrobneje (eksperimentalno in računsko) analiziramo vpliv hitrosti obremenjevanja na strižno trdnost zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo, ki predstavlja eno izmed možnosti uporabe materiala za drsno potresno izolacijo zidanih stavb. Metode za določevanje strižne odpornosti zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo namreč temeljijo na eksperimentalnem določevanju trenjske sposobnosti stika s krmiljenjem sil, kar pa najpogosteje ne predstavlja realnega obnašanja obremenjevanja.
- Končno je v osmem poglavju podan povzetek dela z bistvenimi zaključki ter smernicami za nadaljnje delo.

1.6 Namen in cilj dela ter prispevki k znanosti

Kljub številnim teoretičnim in eksperimentalnim študijam s področja dinamičnega obnašanja (zidanih) konstrukcij z vgrajeno drsno potresno izolacijo, predvsem zaradi nelinearnega obnašanja (konstrukciji in sistemov izolacije), numerične zahtevnosti problema (predvsem v povezavi s stabilnostjo in natančnostjo reševanja) ter skupno kompleksnostjo problema (nelinearno obnašanje sistema, numerična stabilnost in transparentnost procedure reševanja ter ustreznost dobljenih rezultatov z numeričnimi simulacijami), še vedno obstajajo določena odprta vprašanja na obravnavanem področju, predvsem glede obnašanja sistema z izolacijo in izvajanja numeričnih simulacij matematičnih modelov.

Glede na podan pregled obstoječega stanja je osnovni namen disertacije dodatno analizirati in raziskati obnašanje zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi ter pojasniti oz. odgovoriti na nekatera še vedno odprta vprašanja na obravnavanem področju. Prispevek dela je v razvoju matematičnih modelov za simuliranje obnašanja konstrukcij z drsno potresno izolacijo (omogočeno je tudi zibanje) skupaj z ustrežno proceduro reševanja.

S tem namenom bodo v predloženi disertaciji izpeljani matematični modeli za analizo sistemov z drsno potresno izolacijo in sicer togega telesa, sistema z eno in z več prostostnimi stopnjami pri dinamičnem vzbujanju. Pri vseh modelih bodo upoštevani različne faze odziva in sicer vpet sistem, drseč sistem, zibajoč sistem ter istočasno drseč in zibajoč sistem (Poglavje 3).

Glede na kompleksnost numeričnega reševanja problema, bo predlagana numerična procedura za reševanje odzivov matematičnih modelov, ki odpravlja težave nestabilnosti numerične simulacije ter zagotavlja preglednost reševanja pri prehodu med različnimi fazami odzivov sistema (Poglavje 4).

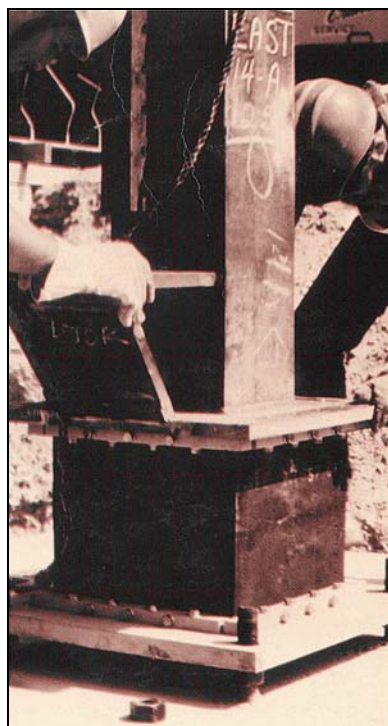
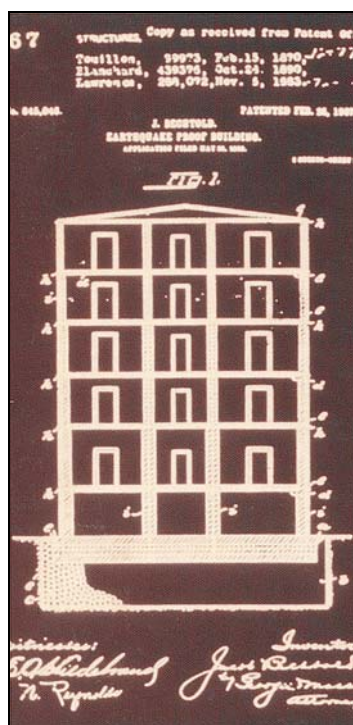
Za prikaz učinkovitost, uporabe in medsebojne primerljivosti odzivov razvitih matematičnih modelov bodo izvedene primerjalne numerične simulacije. Nadalje bomo rezultate izvedenih numeričnih simulacij primerjali z rezultati eksperimentalnih preiskav zidane stavbe z drsno potresno izolacijo na dveh nivojih. Analiziran bo vpliv različnih parametrov na odziv in učinkovitost sistema. Tudi s programom SAP2000 bo analizirana eksperimentalno preiskana zidana stavba s potresno izolacijo (Poglavji 5 in 6).

Poseben primer drsne potresne izolacije zidanih konstrukcij, predstavlja možnost uporabe vodoneprepustne zapore kot drsne potresne izolacije zidanih stavb. Z vgradnjo zapore, katere osnovna funkcija je preprečevanje širjenja vlage v zidanih konstrukcijah, se namreč ustvari možna drsna ravnina, po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom zdrsne po spodnjem. Bistven element pri zidovju z vgrajeno zaporo je strižna trdnost, ki pa je pri različnih hitrostih obremenjevanja različna. Eksperimentalno in računsko bomo analizirali vpliv hitrosti obremenjevanja na strižno trdnost zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo. Trenutno predpisi namreč predvidevajo določevanje strižne trdnosti pri konstanti hitrosti obremenjevanja, vendar pa nekatere izvedene eksperimentalne študije kažejo, da določeni materiali za vodoneprepustne zapore izkazujejo pseudoviskoznost, kar pomeni, da je strižna trdnost zidovja s takimi materiali odvisna od hitrosti drsenja (Poglavje 7).

2 PREGLED OBSTOJEČEGA STANJA

2.1 Zgodovinski pregled

Zgodovina potresne izolacije sega v 19. stoletje, saj je že leta 1870 Jules Touaillon prijavil patentnemu uradu v ZDA idejo o vstavitvi kroglic med ločen zgornji in spodnji del konstrukcije. Zgornji del konstrukcije se tako "vozi" po spodnjem, (Olariu, 1994). Po potresu Nobi (M=8.0), leta 1891 Kawai, v Journal of Architecture and Building Science, predlaga potresno izolirano zgradbo z lesenimi debli, ki so položeni na nivoju temeljev v vzdolžni in prečni smeri.

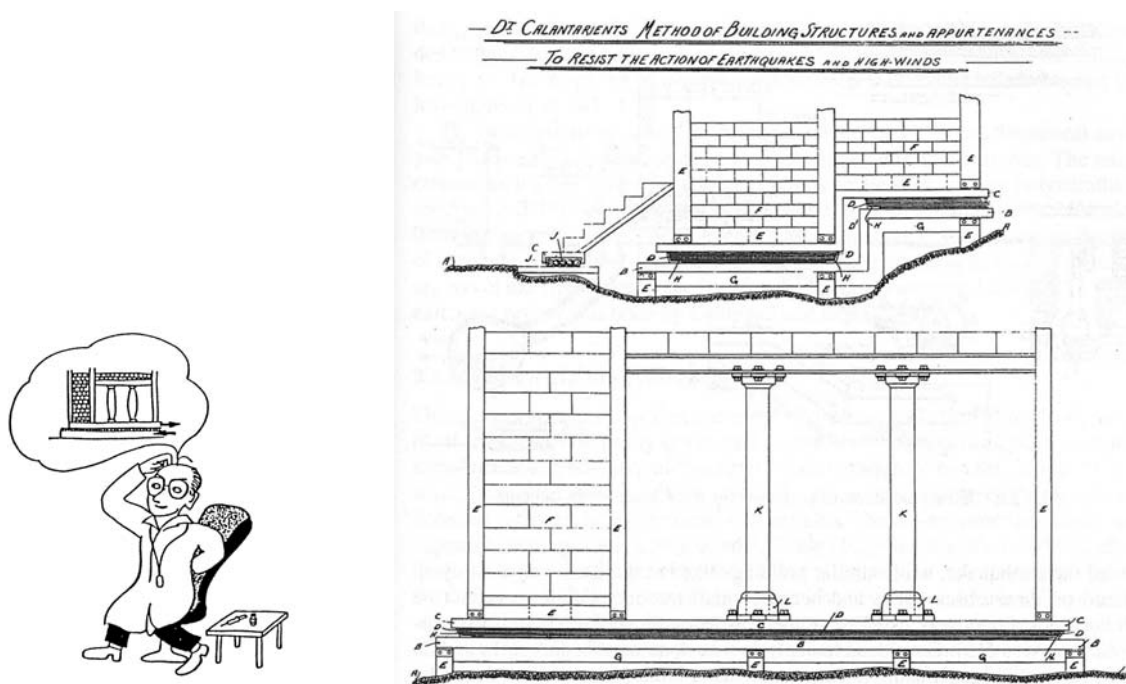


Slika 23: Levo: leta 1907 izdano potrdilo o patentu izolirane potresno odporne konstrukcije; desno: namestitvev potresnih izolatorjev v zgradbo gasilskega oddelka okrožja Los Angeles, 1989 (naslovnica Earthquake Spectra vol. 6, 2, 1990)

Fig. 23: Left: Patent issued in 1907 for an isolated »earthquake proof building«; right: Erection of a seismic isolation bearing and column section for the Los Angeles County Fire Department Fire Command, 1989 (front cover Earthquake Spectra vol. 6, 2, 1990)

Leta 1909 pa je angleški zdravnik Johannes Avetican Calantarients po potresu v San Franciscu (1906, M=7.8) predlagal položitev zmlatega lojevca med temelje in zgornjo konstrukcijo, kot način za ustrezno odpornost konstrukcije pri potresni obremenitvi, Slika 24. Navedeni načini izolacije temeljijo

na drsenju zgornjega dela konstrukcije po spodnjem, pri čemer se navaja tako primerna "oblika", kot tudi "material" za možnost zdrsa.



Slika 24: Levo: "Even a medical doctor could invent base isolation system (1909)" (Izumi, 1998); desno: Sistem potresne izolacije kot ga je predlagal Calantarients (Naeim et al., 1999), na sliki je prikazano osenčeno

Fig. 24: Left: "Even a medical doctor could invent base isolation system (1909)" (Izumi, 1998); right: Calantarients's base isolation system using a layer of talc as the isolating medium (shown grey-shaded) (Naeim et al., 1999)

V preglednem članku o potresni izolaciji Jurukovski (1994) sicer navaja, da je bila prva stavba z vgrajeno potresno izolacijo zgrajena leta 1934 (Fudo Bank Buildings v Himeji in v Shimonoseki na Japonskem), vendar je bila, že pri gradnji ljubljanskega Nebotičnika (zgrajen leta 1933), uporabljena ideja o potresni izolaciji, (Fajfar, 1995). Temelji, takrat najvišje stavbe v srednji Evropi, so ločeni od zgornje konstrukcije z dvema 2.5 mm debelima pločevinama iz cinka ali železa, med katere je položena enako debela svinčena pločevina.

Literatura o potresni izolaciji je vsako leto številčnejša, na kar kaže tudi naraščajoče število člankov na to temo na evropskih in svetovnih konferencah o potresnem inženirstvu, (Jurukovski, 1994). Kelly (1986) je avtor enega največkrat citiranih preglednih prispevkov o potresni izolaciji. Na enem mestu je zbrana bibliografija velike večine člankov o potresni izolaciji od leta 1900 do leta 1984 (skupaj več kot 200 prispevkov). Pregled obstoječega stanja na področju potresne izolacije zidanih konstrukcij podaja Qamarrudin (1998 in 1996).

V zadnjih letih so izšle tudi knjige posebej posvečene tematiki potresne izolacije:

- Skinner et al (1993): An Introduction to Seismic isolation,
- Kelly (1997): Earthquake-Resistant Design with Rubber,
- Soong et al (1997): Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering,

- Naeim et al (1999): Design of Seismic Isolated Structures,
- Komodromos (2000): Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures,
- Hanson et al (2001): Seismic Design with Supplementary Energy Dissipation Devices.

Poleg tega sta izšli posebni izdaji revij Earthquake Spectra (Vol. 6, No. 2, 1990) in Journal of Engineering Mechanics (Vol. 123, No. 9, 1997) o potresni izolaciji konstrukcij.

Primerjalne študije odzivov konstrukcij z različnimi vrstami potresne izolacije, pri dinamičnem vzbujanju so podrobneje opisane v mnogih prispevkih med katerimi so najpogosteje citirani avtorja Su et al. (1989, 1990 in 1989). V navedenih delih je z analitičnimi izrazi opisanih in primerjanih šest sistemov potresne izolacije. Primerjava rezultatov z rezultati togo vpete konstrukcije pokaže, da potresna izolacija v splošnem zelo učinkovito zmanjša maksimalni pospešek konstrukcije. Podobno tudi Jangid et al. (1995) in Barbat et al. (1997) analizirajo obnašanje sistemov z različno potresno izolacijo ter rezultate primerjajo z rezultati togo vpetih sistemov.

Mayes et al. (1990) z vidika ekonomičnosti analizira običajne in potresno izolirane konstrukcije. Zaradi različnega obnašanja konstrukciji med potresom, neposredna primerjava ni možna, v splošnem pa so potrebni dodatni začetni stroški za izdelavo in vgradnjo potresne izolacije (velikostnega reda nekaj procentov od vrednosti konstrukcije). Seveda pa se ti dodatni stroški ob morebitnih potresih večkratno povrnejo. Včasih pa je, brez uporabe potresne izolacije, tudi zelo težko zagotoviti ustrezne rešitve pri projektiranju (Fischinger et al., 2000).

2.1.1 Drsna potresna izolacija

Kot je navedeno že v prejšnjem razdelku, prve ideje o drsni potresni izolaciji segajo že v 19. stoletje. Zamisel o drsenju zgornje konstrukcije po spodnji, je bila kasneje potrjena po nekaterih rušilnih potresih v Indiji in na Kitajskem. Arya et al. (1982) poroča o opazovanju zgradb med potresoma Dhubri in Bihar v Indiji. Enoetažne zgradbe, pri katerih je bil omogočen premik (zdrs) tik nad temeljem, so bile bistveno manj poškodovane kot pa zgradbe pri katerih horizontalni zdrs ni bil možen.

Li (1984) navaja ugotovitve opazovanj zgradb po rušilnih potresih Xintai (1966, intenziteta 9), Bohai (1969, intenziteta 8.5) in Tangshan (1976, intenziteta 10) na Kitajskem. Dve, popolnoma enaki trietažni zidani stavbi temeljeni v enakih tleh, oddaljeni samo 10 metrov druga od druge, sta se zelo različno obnašali med rušilnim potresom Tangshan, ki je povzročil več kot 240,000 žrtev. Medtem, ko se je ena porušila, je druga brez večjih poškodb prestala potresno obremenitev. Vodoravna razpoka tik nad temeljem, verjetno nastala na začetku potresa, je omogočila da je zgornji del konstrukcije zdrsnil po spodnjem.

V relevantni svetovni literaturi se za opisan sistem potresne izolacije uporabljajo naslednji izrazi: "base-sliding isolation" (BSI), "sliding isolation system", "pure friction isolation system" (P-F system) ali pa "friction seismic isolation" (FSI).

2.2 Eksperimentalne študije

V doktorski disertaciji Qamaruddin (1978) opisuje eksperimentalne preiskave enoetažnih zidanih modelov z uporabljenimi različnimi materiali za drsno potresno izolacijo med zgornjo in temeljno konstrukcijo. Motiv za delo so ugotovitve pri opazovanju zgradb po indijskih potresih Dhubri leta 1930 in Bihar leta 1934. Nizke, enoetažne zidane hiše, pri katerih je bil omogočen zdrs zgornjega dela

konstrukcije po spodnjem, so utpele bistveno manjše poškodbe kot pa tiste, pri katerih do zdrsa ni prišlo. Uporabljeni materiali za drsno potresno izolacijo so imeli naslednje koeficiente trenja: grafitni prah 0.25, suh pesek 0.34 in vlažen pesek 0.41. S predhodnimi preiskavami dveh modelov, je bila potrjena učinkovitost potresno izoliranega modela glede na togo vpeto konstrukcijo z vidika zmanjšanja pospeška in potresne energije z disipiranjem le-te med drsenjem konstrukcije. Nadalje je bilo osem modelov enoetažnih hiš izdelanih v pomanjšanem merilu 1:2 in preiskanih pri udarni obtežbi, od tega sta bila dva modela z vgrajeno drsno potresno izolacijo. Vsi preiskani modeli so imeli armiranobetonske stropne plošče in vertikalno armirani ter preiskani pri udarni obtežbi v obliki polovičnega sinusnega impulza. V zaključku je potrjena učinkovitost predlaganega sistema drsne potresne izolacije, ki bistveno reducira potresne sile delujoče na konstrukcijo tako, da je le-ta manj poškodovana.

Zaradi sorazmerno velikih stroškov povezanih z vgradnjo potresne izolacije v običajne stanovanjske hiše na Kitajskem, Li (1984) predlaga zelo enostaven način potresne izolacije. Glede na ugotovitve pri opazovanju poškodb konstrukcij po rušilnem potresu Tangshan, avtor navaja uporabo presejanega peska premera od 1.0 do 1.2 mm, ki je razprostrt med terazzo ploščama približno 10 cm nad temeljem. Eksperimentalno določen dinamičen koeficient trenja presejanega peska je bil 0.20. Za potrditev predlaganega sistema je bilo na potresni mizi preiskanih pet pomanjšanih modelov enoetažnih hiš, ki so brez porušitve prestali potresno obremenitev.

Fu (1988 in 1986) analizira odziv sistema z eno prostostno stopnjo na potresni mizi pri sinusnem harmoničnem vzbujanju. Izpeljani analitični izrazi za obravnavano vzbujanje sistema se zelo dobro ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav.

Eksperimentalne preiskave aluminijastih in zidanih vzorcev z vgrajenimi tremi različnimi drsnimi materiali izvede Zongjin et al. (1990). Odziv sistema pri sinusnem vzbujanju je določen s petimi brezdimenzionalnimi parametri: koeficientom trenja, razmerjem frekvenc, dušenjem sistema, razmerjem mas ter razmerjem med statičnim in dinamičnim koeficientom trenja. Rezultati analitičnih in eksperimentalnih analiz kažejo zadovoljivo ujemanje, kar potrjuje, da se odziv obravnavanih sistemov lahko dokaj natančno opiše s predlaganim matematičnim modelom.

Eksperimentalne preiskave zidanih modelov na potresni mizi opisuje tudi Paulson et al. (1993), kjer pa so, za potresno izolacijo trietažnega modela konstrukcije (pomanjšano merilo 1:4), uporabljena štiri elastomerna ležišča z jeklenimi ploščicami. Primerjava rezultatov odziva modela s potresno izolacijo in togo vpetega modela je pokazala, da so bili horizontalni pospeški izolirane konstrukcije približno 40% pospeškov izmerjenih v togo vpeti konstrukciji. Podobno so bili vpetostni momenti, prečna sila ob vpetju in relativni vodoravni pomiki za približno polovico manjši od obravnavanih količin v togo vpeti konstrukciji.

Lou et al. (1992) opisuje eksperimentalno analizo horizontalno obremenjenih običajnih opečnatih zidov ter zidov z vgrajeno drsno plastjo, ki so bili preiskani pri različnih vertikalnih obremenitvah. Analiza rezultatov je pokazala, da je horizontalna sila približno dvakrat večja od sile v zidovih z vgrajeno drsno plastjo. Glede na preiskane materiale za drsno plast (grafitni prah, asfaltna polst, presejan prod), je grafitni prah najprimernejši predvsem zaradi ustreznega koeficienta trenja, nizke cene, zadovoljive trajnosti in ustrezne nosilnosti.

Trenutno najbolj obsežno delo, o drsni potresni izolaciji večetažnih zidanih zgradb, je doktorska disertacija Nikolić-Brzev (1993). Cilj naloge je bil izoblikovati tehnično izvedljivo rešitev za potresno izolacijo večetažnih zidanih stavb. Predlagan sistem drsne potresne izolacije je vrednoten najprej analitično, nato pa potrjen z eksperimentalno preiskavo pomanjšanega modela trietažne zidane zgradbe na potresni mizi. S podrobno analitično-eksperimentalno študijo so izbrani materiali primerni

za drsno izolacijo glede na mehanizem prenosa trenjskih sil ter velikostnega reda koeficienta trenja v odvisnosti od trajnosti in odpornosti proti obrabi, nizke cene in razpoložljivosti na lokalnem tržišču ter enostavnosti vgradnje. Prototipna zidana stavba, na osnovi katere je bil izdelan preiskani model, je tipična dvosobna, trietažna stanovanjska stavba z značilnimi dimenzijami, kot jih imajo tovrstne konstrukcije v Indiji. Model konstrukcije, izveden v v pomanjšanem merilu 1:3, ki je bil preiskan na potresni mizi, ima armiranobetonske plošče med etažami in je bil armiran skladno s indijskim standardom za potresno varno gradnjo. Drsna potresna izolacija je uporabljena na dveh nivojih in sicer, tik nad temeljem ter med drugo in tretjo etažo. Nad temeljem je uporabljen diskreten sistem drsne potresne izolacije z jeklenimi nerjavečimi ploščami med katerimi je plast Teflona s koeficientom trenja 0.10 do 0.12. Za etažno potresno izolacijo pa je uporabljen kontinuirni sistem plasti terazza (zmes cementa, vode in barvnega drobljenca), na katerega je nanesa tanka plast masti. Eksperimentalno dobljen koeficient trenja je 0.34 do 0.48. Umetno generiran akceleroگرام s postopnim povečevanjem intenzitete je bil uporabljen v skupno 13 fazah dinamičnega vzbujanja modela od tega v 5 fazah v dveh smereh (horizontalno in vertikalno). V prvih 6 fazah je bil model preiskan kot običajna konstrukcija, togo vpeta v temelje z maksimalnim pospeškom vzbujanja 0.21 g. Potresno izoliran model je bil preiskan v 7 fazah z maksimalnim pospeškom vzbujanja 0.379 g.

Bistveni zaključki disertacije so naslednji:

Maksimalna vrednost pospeška odziva izolirane konstrukcije je v povprečju manjša za 30% glede na togo vpeto konstrukcijo. Minimalna vrednost faktorja povečanja pospeška (razmerje med maksimalnim pospeškom na določenem nivoju konstrukcije in maksimalnim pospeškom tal) 1.31 je dobljena v izoliranem modelu v fazi z maksimalnim pospeškom vzbujanja 0.379 g, iz česar sledi, da se učinkovitost potresne izolacije veča z večanjem vhodnega dinamičnega vzbujanja. Prečna sila ob vpetju se, v obravnavani potresno izolirani konstrukciji, bistveno zmanjša in sicer za 40% glede na togo vpeto konstrukcijo. Primerjalna analiza vhodne energije v konstrukcijo zaradi potresnega vzbujanja je pokazala, da se pri togo vpeti konstrukciji ta količina konstantno povečuje z večanjem horizontalnega vzbujanja, medtem ko je pri izolirani konstrukciji zaznati obraten trend. Ta ugotovitev potrjuje dodatno večjo učinkovitost uporabljene potresne izolacije pri večjih stopnjah dinamičnega vzbujanja.

2.3 Teoretične študije

Odziv sistemov, ki lahko horizontalno drsijo med harmoničnim ali pa potresnim vzbujanjem je predstavljen v številnih prispevkih. Najpogosteje so analizirani sistemi z eno prostostno stopnjo bodisi kot toga ali deformabilna telesa. V večini primerov je poenostavljeno upoštevan model Coulombovega trenja z neodvisnostjo koeficienta trenja od hitrosti drsenja in vertikalnega pritiska.

Drsenje togih teles med dinamičnim vzbujanjem je zelo široka problematika, saj se pojavlja v številnih primerih, kot na primer drsenje opreme v stavbah med potresnim vzbujanjem (Yeh, 1995), (Lu et al., 1997), (Hernried et al., 1995), (Brochard et al., 1991) ali pa zdrs pregrad, ki se pri potresni obremenitvi večinoma modelirajo kot toga telesa (Kausel et al., 1979), (Danay et al., 1993), (Zadnik et al., 1992), (Chavez et al., 1995), (Fenves et al., 1996), (Mir et al., 1996), (Singhal et al., 1998), (Christopoulos et al., 2000).

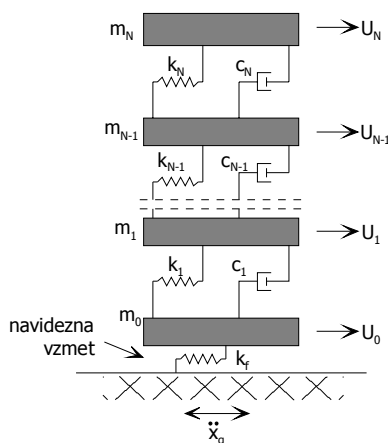
Teoretični prispevki gibanja togih teles (mirovanje, drsenje, zibanje, prevrnitev, drsenje-zibanje, prosti let) med dinamičnim vzbujanjem podlage, so številni: (Ishiyama, 1982), (Ahmadi, 1983), (Younis et al., 1984), (Constantinou et al., 1984), (Constantinou et al., 1984), (Li et al., 1989), (Noguchi, 1985), (Lin et al., 1986), (Su et al., 1988), (Andreaus, 1990), (Sinopoli, 1991), (Shenton, 1996), (Shenton et al., 1991), (Shenton et al., 1991), (Qureshi et al., 1991), (Matsui et al., 1991), (Mignolet et al., 1993), (Zadnik, 1994), (Larson et al., 1995), (Tehrani et al., 1996), (Pompei et al., 1998), (Tsai et al., 1998), (Shao et al., 1999), (Hong et al., 2000), (Weeks et al., 2002), (Psycharis, 1991). V parametričnih

študijah je običajno analiziran vpliv spreminjanja koeficienta trenja, razmerja dimenzij telesa ter razmerja med pospeškom vzbujanja in zemeljskim pospeškom.

Tehrani et al. (1996) obravnava potresni odziv običajnih enoetažnih zidanih zgradb v Iranu. Z eksperimentalno preiskavo so najprej izbrani primeri materiali, ki omogočajo drsenje zgornjega dela konstrukcije po spodnjem. Rezultati kažejo, da ima finoziinat pesek, ustrezen koeficient trenja (≈ 0.25) za drsno ravnino. V nadaljevanju prispevka je prikazana numerična analiza dinamičnega obnašanja enoetažnih zidanih zgradb, ki so modelirane kot toga telesa, saj predhodne študije prvoimenovanega avtorja potrjujejo primernost uporabe takega modela za enoetažne zidane zgradbe. Z večanjem koeficienta trenja (od 0.1 do 0.3) drsne ravnine, se maksimalne vrednosti pospeška togega telesa linearno povečujejo do maksimalne vrednosti vhodnega pospeška vzbujanja. Na drugi strani pa se, z večanjem koeficienta trenja, relativna hitrost in pomik konstrukcije zmanjšujeta. Nadalje rezultati kažejo, da 1% naklon povzroči 5% povečanje pospeška odziva, 4.8% povečanje relativne hitrosti in 20% povečanje relativnega pomika odziva sistema. Povečanje maksimalnega pospeška vzbujanja preko vrednosti $\pm\mu \times g$ ne povzroči sprememb pospeška konstrukcije, vendar pa se relativna hitrost in relativni pomik konstrukcije bistveno povečata. Analitični rezultati odziva konstrukcije za potres El Centro so primerjani s povečano vrednostjo vzbujanja za faktor 2. Primerjava pokaže, da se, ne glede na nespremenjenost maksimalne vrednosti odziva pospeška, relativna hitrost in relativni pomik povečata za 250 oziroma 50%.

Tudi drsenje sistemov z eno prostostno stopnjo je teoretično analizirano v mnogih prispevkih: (Hundal, 1979), (Arya, 1992), (Westermo et al., 1983), (Mostaghel et al., 1983), (Mostaghel et al., 1983), (Fu, 1988), (Fu, 1986), (Qamarrudin et al., 1996), (Qamarrudin et al., 1986), (Shaw, 1986), (Fuji, 1986), (Anderson et al., 1990), (Bozzo et al., 1995), (Bozzo et al., 1990), (Miranda et al., 1991), (Arya, 1992), (Iura et al., 1992), (Wang et al., 1993).

Reševanje sistemov z več prostostnimi stopnjami, ki drsijo med dinamičnim vzbujanjem predstavlja le posplošitev problema drsenja sistema z eno prostostno stopnjo. Večetažne konstrukcije z drsnimi podporami prvi analizira Yang et al. (1990).



Slika 25: Numerični model večetažne konstrukcije z navidezno vzmetjo (Yang et al., 1990)
Fig. 25: Numerical model of a multi-storey building with a fictitious spring (Yang et al., 1990)

Zaradi numeričnih težav pri reševanju diferencialnih enačb v fazi drsenja (ang. sliding phase) in v fazi, ko je konstrukcija togo vpeta (angl. non-sliding phase), avtorji na mestu drsenja vpeljejo t.i. navidezno vzmet. Enačbe za "sliding" in "non-sliding" fazo tako postanejo identične, v dveh fazah pa so

upoštevane le različne karakteristike navidezne vzmeti. Upoštevane so predpostavke o konstantnem koeficientu trenja, linearnem obnašanju konstrukcije, zibanje in prevrnitev pa nista upoštevana.

Dokler je sila trenja večja od strižne sile se N-etažna konstrukcija obnaša kot togo vpet sistem z N-prostostnimi stopnjami ("non-sliding" faza). Ko postane strižna sila nad temeljem večja od sile trenja, začne konstrukcija drseti in se obnaša kot sistem z (N+1)-prostostno stopnjo. V odvisnosti od relativne hitrosti horizontalnega gibanja temeljne plošče glede na temeljna tla in od velikosti strižne sile, bo sistem še nadalje v "sliding" fazi ali pa prešel v "non-sliding" fazo, (Westermo et al., 1983). Z vpeljavo navidezne vzmeti na mestu zdrsa zgornje konstrukcije po spodnji, postane celoten problem reševanje sistema z (N+1)-prostostno stopnjo v obeh fazah. Navidezna vzmet ima neskončno veliko togost v "non-sliding" fazi in togost nič v "sliding" fazi. Zaradi velike togosti vzmeti v "non-sliding" fazi je deformacija zanemarljiva. Statična sila trenja je v tej fazi torej enaka sili v navidezni vzmeti, $F_s = k_f \times U_{N+1}$. Ko pa ima navidezna vzmet togost nič ($k_f = 0$), je trenjska sila enaka produktu koeficienta trenja in normalne (vertikalne) sile. V numeričnem primeru je analizirana 4-etažna stavba s koeficientom trenja 0.1 med zgornjo in temeljno konstrukcijo. Zaključki po odzivu konstrukcije na El Centro potres so naslednji: manjši pospešek (faktor 2.2), pomik (faktor 3.1) in strižna sila (faktor 4.2) v izolirani konstrukciji glede na neizolirano. Pri potresno izolirani konstrukciji se samo manjši del energije prenese na zgornji del konstrukcije, kar pomeni da drsenje absorbira večji del energije, ki se sprostí med potresom.

Nikolic-Brzev (1993) dopolni zgoraj opisan model z vgrajeno drsno potresno izolacijo na več nivojih. Z enakimi predpostavkami in upoštevanjem različnih koeficientov trenja na različnih nivojih drsenja konstrukcije, je sistem lahko v fazi mirovanja ali pa v fazi drsenja, ki se lahko pojavi na dveh nivojih. Sistem začne drseti, ko je vsota vztrajnostnih sil nad obravnavanim nivojem, večja od trenjskih sil v drsni ravnini. Ko prične sistem drseti, lahko drsi na nivoju I (tik nad vpetjem), na nivoju II (etažno drsenje) ali pa tudi na obeh nivojih. Sistem preide v fazo mirovanja, ko je vsota vztrajnostnih sil nad nivojem drsenja manjša od trenjske sile na tem nivoju.

Qamaruddin et al. (1996) analitično obravnava horizontalno dinamično vzbujanje večetažnih ojačanih zidanih stavb z vgrajeno drsno potresno izolacijo. S parametrično študijo je med drugim analiziran vpliv koeficienta trenja (od 0.1 do 0.3), števila etaž (5, 11 in 17), različnih vrst vhodnega vzbujanja (potresa El Centro in Koyna), razmerja med lego (višino) etaže in etažnim pomikom. V vseh etažah je razmerje med lego (višino) etaže in etažnim pomikom praktično enako in neodvisno od koeficienta trenja, kar pa ne velja za obravnavane togo vpete konstrukcije. Maksimalni zdrs konstrukcije je majhen v obeh primerih vzbujanja (od 73 do 128 mm za tri obravnavane konstrukcije). Podobna analiza je prikazana tudi v (Qamaruddin et al., 1985) le, da so obravnavane konstrukcije eno do štirietažne.

Podobno kot Yang et al. (1990) tudi Vafai et al. (2001) za sisteme z več prostostnimi stopnjami, ki lahko drsijo med dinamičnim vzbujanjem, vpelje togo-idealno plastičen člen (angl. rigid-plastic link), s katerim je modelirana sila trenja med drsenjem zgornje konstrukcije po spodnji.

Odziv sistema z več prostostnimi stopnjami na drsni podlagi pri dinamičnem vzbujanju obravnava Vafai et al. (2000), pri čemer pa upošteva spreminjanje trenjske sile med drsenjem konstrukcije kar je posledica spreminjanja dinamičnega koeficienta trenja, ki je odvisen od relativne hitrosti drsenja in velikosti vertikalnega pritiska oziroma sile pravokotno na podlago po kateri sistem drsi. Uporabljene so še predpostavke o materialno in geometrijsko linearni konstrukciji, prevrnitev konstrukcije pa ni upoštevana. Med temeljno in zgornjo konstrukcijo je vgrajen člen s togo-idealno plastičnimi karakteristikami (angl. rigid-plastic link). Veljavnost izpeljanih analitičnih izrazov je potrjena z numeričnimi analizami glede na primerljive rezultate v literaturi. V dveh numeričnih primerih (drsenje togega telesa in drsenje sistema z eno prostostno stopnjo), so analitično izpeljani izrazi primerjani z

rezultati drsenja s Coulombovim modelom trenja. Ugotovljeno je, da rezultati s predlaganim (natančnejšim) modelom dajejo nekoliko manjši računski odziv konstrukcije (vključujoč strižno silo ob vpetju) glede na Coulombov model, ob enakem dinamičnem vzburjanju. Razlike med rezultati so večje pri bolj togih konstrukcijah.

2.4 Uporaba potresne izolacije v praksi

Ocenjuje se, da je na svetu trenutno okoli 4,000 potresno izoliranih konstrukcij, pri čemer je približno 2,500 potresno izoliranih objektov na Japonskem, 550 v Rusiji, 512 na Kitajskem, 100 v ZDA, 29 v Italiji, 19 v Armeniji in 11 na Novi Zelandiji (vir: http://www.assisi-antiseismicsystems.org/Territorial/GLIS/glisnews/GN91_Applicazioni05.pdf, 15.02.2008).

Li (1984) navaja še tri eksperimentalne zidane stavbe, zgrajene na Kitajskem med letoma 1975 in 1980, ki pa jih, po podatkih iz leta 1984, še niso prizadeli močnejši potresi. Hiše s slamnato ali pa opečno streho imajo tlorisno površino 12 oz. 16 m².

Zhou et al. (1996) navaja dodatne podatke o stavbah s potresno izolacijo na Kitajskem. Pri 450 potresno izoliranih stavbah do leta 2000, je v splošnem nivo varnosti večji za faktor 2 do 8, stroški izgradnje pa so manjši, za 3 do 15%, glede na primerljive zgradbe brez vgrajene potresne izolacije.

Sarrazin et al. (1996) in Moroni et al. (2000) poročata o potresno izoliranih eksperimentalnih konstrukcijah v Čilu, ki so opremljene s pospeškometri. 4-etažna stavba z vgrajenimi elastomernimi izolatorji in njen "dvojček" brez potresne izolacije v neposredni bližini, sta tlorisnih dimenzij 10 × 6 m. Prva etaža je armiranobetonska, ostale pa so grajene po sistemu povezanega zidovja. Skupno 14 manjših potresov se je zgodilo na lokaciji eksperimentalnih zgradb, z maksimalnim pospeškom temeljnih tal 0.65 do 58.72 cm/s² in prevladujočo frekvenco med 2 in 20 Hz. Kljub šibkejšim potresom, rezultati primerjalne analize kažejo, da so maksimalni pospeški na vrhu potresno izolirane zgradbe do 3.5-krat manjši glede "neizoliran dvojček", učinkovitost potresne izolacije pa se povečuje z večanjem intenzitete gibanja temeljnih tal.

Kot del podpore uporabe tehnologije potresne izolacije v potresno ogroženih področjih držav v razvoju je bila, v okviru projekta organizacije Združenih narodov za industrijski razvoj, v Indoneziji zgrajena potresno izolirana zgradba (Taniwangsa, 2002). Gre za 4-etažni armiranobetonski okvir z zidanimi polnili, ki je projektiran skladno z zahtevami Indonezijskega potresnega standarda, Slika 26.

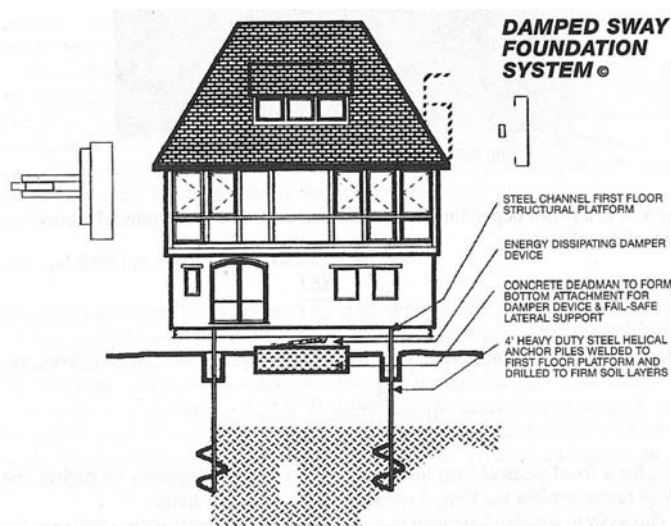


Slika 26: Potresno izolirana zgradba v Indoneziji (Taniwangsa, 2002)

Fig. 26: Base-isolated demonstration building in Indonesia (Taniwangsa, 2002)

Zgradba je tlorisnih dimenzij 7.2 in 18.0 m, višine 12.8 m (nad izolatorji). Sistem potresne izolacije sestoji iz 16 potresnih izolatorjev iz naravne gume, ki so medsebojno povezani s togo diafragmo, nameščeni pa so pod vsak steber konstrukcije. Stroški dobave in vgradnje posameznega izolatorja znašajo približno 600 oz. 10,000 USD za 16 izolatorjev, kar predstavlja 12.5% delež celotnega stroška zgradbe. Preiskave v realnem času so potrdile, da vgrajeni sistem potresne izolacije znatno zmanjšuje odzivne parametre: največji pospešek etaže, medetažni pomik in strižno silo ob vpetju.

Pri globokem temeljenju, so se v nekaterih primerih uporabili deformabilni (podajni) piloti obdani z jeklenimi cevmi. Randolph Langenbach je, v Oaklandu (ZDA) za svojo lastno hišo (Naeim et al., 1999), razvil in uporabil navedeni sistem. Ocenil je, da so bili zaradi vgradnje sistema potresne izolacije povečani stroške gradnje hiše za približno 10,000 USD kar predstavlja 3% celotne vrednosti hiše.



Slika 27: Sistem dušenega nihanja temeljne konstrukcije (Naeim et al., 1999)

Fig. 27: Damped sway foundation system (Naeim et al., 1999)

2.5 Računalniški programi za analizo konstrukcij s potresno izolacijo

Nagarajaiyah et al. (1998) podaja pregled računalniških programov, ki se uporabljajo za analizo in dimenzioniranje konstrukcij z vgrajeno potresno izolacijo. V skupni računalniških programov 3D-BASIS (1991), 3D-BASIS-M (1991), 3D-BASIS-ME (1994) in 3D-BASIS-TABS (1993, 1994), je uporabljen linearno elastičen model za zgornjo konstrukcijo (nad potresno izolacijo), s tremi prostostnimi stopnjami v vsaki etaži in predpostavko o togih stropovih. Sistem potresne izolacije je modeliran z nelinearnim odnosom sila-pomik posameznega izolatorja. Program ETABS (1975) za gradnjo modelov uporablja linearne elemente (stebre, nosilce, stene...), program SAP (1973) pa temelji na metodi končnih elementov. Med drugimi programa vsebujeta linijske, lupinske in ploskovne elemente, zadnji verziji ETABS 6.0 in SAP2000 pa tudi diskretne nelinearne elemente, s katerimi je možno modeliranje lokalne nelinearnosti konstrukcije kot so elastomerna ležišča, dušilke ipd. Zadnji v seriji računalniških programov IDARC je program IDARC-3D (1994), ki je namenjen predvsem za dinamično analizo armiranobetonskih konstrukcij. Prednost, glede na ostale računalniške programe za analizo konstrukcij z vgrajeno potresno izolacijo, je v možnosti modeliranja neelastičnega obnašanja konstrukcije nad potresno izolacijo. Računalniška programa ANSR (1975) in DRAIN (1975) sta splošna programa za dvo in tridimenzionalno analizo konstrukcij po metodi končnih elementov. V obeh programih je na voljo več neelastičnih elementov za modeliranje potresne izolacije, ki so primerni predvsem za natančno modeliranje dvoosnega obnašanja elastomernih izolatorjev. Program N-PAD (1989), podobno kot 3D-BASIS, uporablja za idealizacijo konstrukcije linearno elastičen model s tremi prostostnimi stopnjami v vsaki etaži. Neelastični elementi omogočajo modeliranje elastomernih izolatorjev. Računalniški program LPM (1992) je bil razvit za analizo zidanih konstrukcij, v zadnjem času pa se uporablja tudi za analizo konstrukcij s potresno izolacijo. V programu so vključeni številni nelinearni elementi za modeliranje nelinearnega obnašanje izolatorjev in zgornje konstrukcije.

Na naslovu <http://www.app1.fema.gov/EMI/nonlin.htm> (03.11.2007) svetovnega spleta je možen brezplačen dostop do izobraževalnega programa NONLIN, ki je namenjen za dinamično analizo sistema z eno prostostno stopnjo z vgrajeno potresno izolacijo.

2.6 Prispevki o potresni izolaciji v Sloveniji

Dolinšek (1992) v diplomski nalogi obravnava potresno izolacijo montažnega sistema, ki ga proizvaja GIP VEGRAD iz Velenja in se uporablja za gradnjo stanovanjskih in poslovnih zgradb. Dinamično je analiziran obravnavan sistem, ki je potresno izoliran z elastomernimi ležišči.

Ob 100-letnici ljubljanskega potresa Fajfar (1995), glede na del originalnega teksta gradbenega dovoljenja, opisuje uporabo potresne izolacije pri gradnji ljubljanskega Nebotičnika. Temelji, takrat najvišje stavbe v srednji Evropi, so ločeni od zgornje konstrukcije z dvema 2.5 mm debelima pločevinama iz cinka ali železa, med katere je položena enako debela svinčena pločevina. Objekt zgrajen leta 1933 je tako, po obsežnem pregledu svetovne literature s tega področja, najverjetneje prva konstrukcija pri kateri je v praksi uporabljena ideja o potresni izolaciji.

Projektiranje armiranobetonskih premostitvenih objektov z elastomernimi ležišči na potresnih območjih, je obravnavala Škraba (1996) v svoji magistrski nalogi. V diplomski nalogi Kolenc (2000) izvede dinamično analizo potresno izoliranega viadukta Blagovica.

Rezultate diplomske naloge Žibert (2000) o potresni izolaciji viaduktov, uporabi Fischinger et al. (2000), kjer je opisana uporaba potresne izolacije pri gradnji viadukta Ločica na avtocestnem odseku

Vransko-Blagovica. Z uporabo elastomernih ležišč in dušilcev je, na težavnem terenu in področju velike seizmičnosti, omogočena izgradnja konstrukcije običajnih dimenzij, ki so bile določene na podlagi redne obtežbe. Pričakuje se, da bo viadukt tudi pri zelo močnem potresu minimalno poškodovan. To je prvi premostitveni objekt v Sloveniji z vgrajeno potresno izolacijo.

V zadnjem obdobju so objavljeni trije prispevki o potresni izolaciji stavb: Kilar et al. (2007, 2007, 2007).

Poročilo večletnega raziskovalnega projekta za leto 2006 se usmerja v raziskave sodobnih tehnoloških rešitev povečanja potresne varnosti konstrukcij, s poudarkom na projektantskem poznavanju potresne izolacije in s tem povezane svobodnejše arhitekturne zasnove. Pravilno projektiranje tako sistema potresne izolacije kot tudi konstrukcije z vgrajenim tovrstnim sistemom, naj bi omogočalo zmanjšanje negativnih vplivov nesimetričnosti konstrukcije in s tem izboljšanje odziva konstrukcije.

V drugem prispevku je analizirana uporaba sistema potresne izolacije za zmanjšanje neugodnih torzijskih vplivov pri asimetričnih konstrukcijah, ki se pogosto pojavljajo v sodobni arhitekturi. Pri tem se podrobneje raziskuje, ali, kdaj in koliko lahko sistem potresne izolacije »zmanjša« negativni vpliv neregularnosti konstrukcije. V zaključku je navedeno, da je s pomočjo potresne izolacije možno znatno ublažiti neugodne vplive na konstrukcijo, saj se le-ti prenesejo na sistem izolacije v temeljih, ki pa mora biti projektiran tako, da je sposoben prenesti povečane deformacije.

V tretjem prispevku je prikazan princip delovanja potresne izolacije in glavne arhitekturne značilnosti potresno izoliranih stavb. V nadaljevanju pa je analizirana učinkovitost potresne izolacije na primeru tipične evropske večetažne armiranobetonske stavbe z elastomernimi ležišči s svinčnim jedrom. Dobljeni rezultati potrjujejo učinkovitost potresne izolacije, posebej pa je analiziran primer z dolgo prevladujočo periodo, ko lahko vgradnja potresne izolacije postane nevarna za konstrukcijo (s tem v zvezi glej tudi poglavje 1.2.4 predloženega dela).

2.7 Posebni primeri drsne potresne izolacije

Kot poseben primer drsne potresne izolacije zidanih zgradb, Jankulovski et al. (1995) analitično obravnava uporabo vodoneprepustne zapore. Vgrajena zapora namreč že predstavlja možno drsno ravnino, po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom zdrse po spodnjem. Pri analizi je uporabljen klasičen strižni model z dušilko in vzmetjo za sistem z eno prostostno stopnjo z upoštevanjem 5% dušenjem. Izvedena je parametrična študija, z upoštevanjem različnih nihajnih časov konstrukcije (od 0.04 s do 0.16 s), ki predstavljajo nihajne čase tipičnih enoetažnih nearmiranih zidanih stavb. Glede na predhodne preiskave vodoneprepustnih materialov, so upoštevani različni koeficienti trenja, in sicer od 0.1 do 0.4. Ugotovljeno je, da lahko vodoneprepustna zapora lahko deluje kot potresna izolacija zidanih stavb, saj je potresna obremenitev pri konstrukciji, ki lahko drsi po spodnjem delu bistveno manjša glede na togo vpeto konstrukcijo, kar še posebej velja za zgradbe s kratkimi nihajnimi časi.

Podobno kot Li (1984) tudi Doudoumis et al. (2002), analitično preučuje možnost uporabe določenih vrst zemljin (prod, bentonit, škrljavec ipd.), kot enostavne in poceni drsne potresne izolacije. Določeni zrnati materiali po eni strani omogočajo ustrezno trenjsko obnašanje z relativno nizko strižno odpornostjo, na drugi strani pa zagotavljajo ustrezno nosilnost z zadostno tlačno trdnostjo. Strižna odpornost je možno nadalje zmanjšati z snovmi, ki delujejo kot lubrikanti oz. maziva (npr. vlažen bentonit). Dinamični koeficienti trenja izbranih materialov, so določeni z direktno nedrenirano strižno preiskavo pri različnih vrednostih normalne napetosti. Rezultati kažejo, da je možno doseči primeren koeficient trenja in s tem učinkovito drsno potresno izolacijo z izbiro ustreznih materialov. Najnižje vrednosti koeficienta trenja (od 0.19 do 0.23) so dosežene na stiku vlažne mešanice bentonita s

kamnito ali betonsko ploščo. Eno-, dvo-, štiri- in sedem-etažne okvirne konstrukcije z vgrajeno drsno potresno izolacijo z izbranim koeficientom trenja, so analizirane pri dinamičnem vzbujanju (pet potresov v Grčiji v zadnjih 25 letih in potres El Centro) in primerjane z običajnimi togo vpetimi konstrukcijami. Vrednosti strižne sile ob vpetju so normirane na skupno težo konstrukcije. Analitična študija potrjuje učinkovitost drsne potresne izolacije v smislu zmanjšanja potresnih sil, ki učinkujejo na konstrukcijo (v prispevku do 70% glede na izbrane vhodne podatke dinamičnega vzbujanja konstrukcij). Maksimalen je velikostnega reda nekaj centimetrov.

Vzbujanje v dveh smereh

Le manjše število prispevkov obravnava drsenje konstrukcij z vzbujanjem v dveh (pravokotnih) smereh. Liauw et al. (1988) obravnava odziv konstrukcij z drsno potresno izolacijo pri vzbujanju v horizontalni in vertikalni smeri. Rezultati študije sistema z eno prostostno stopnjo kažejo, da je odziv zgornje konstrukcije in relativnega zdrsa odvisen tudi od vertikalnega vzbujanja. V vseh obravnavanih primerih pa je odziv sistema z drsno izolacijo zmanjšan glede na odziv togo vpetega sistema. Manjša trenjska sila (manjši koeficient trenja) zmanjša odziv sistema (manjši pospeški) vendar pa se pomiki povečajo.

Nagarajaiah et al. (1992) obravnava vpliv torzije pri konstrukcijah z drsno potresno izolacijo pri horizontalnem dvosmernem vzbujanju. Pri analizi je uporabljen takrat razvit računalniški program 3D-BASIS, posebej namenjen za nelinearno dinamično analizo nesimetričnih večetažnih konstrukcij z elastomernimi in/ali drsnimi izolatorji.

Jangid v svojih prispevkih (1996, 1997 in 2000) izpelje analitične izraze drsenja enoetažne konstrukcije med horizontalnim harmoničnim vzbujanjem v dveh pravokotnih smereh s predpostavkami o Coulombovem modelu trenja, ki je enak v dveh pravokotnih smereh, elastičnem obnašanju konstrukcije, simetričnem tlorisu konstrukcije in neupoštevanju zibanja in prevrnitve. Sistem ima štiri prostostne stopnje, to so relativna pomika zgornje etaže ter relativna pomika spodnje etaže konstrukcije, ki drsi po temelju v dveh pravokotnih smereh x in y . Uporabljena je Newmarkova metoda za reševanje diferencialnih enačb gibanja z upoštevanjem linearne spremembe pospeška v majhnem časovnem intervalu. Odziv sistema je izražen v normirani obliki z razmerjem med maksimalnim odzivom konstrukcije z upoštevanjem interakcije sil trenja in odzivom brez upoštevanja interakcije (dvodimenzionalna idealizacija v dveh pravokotnih smereh). Upoštevano je še, da ima konstrukcija enak nihajni čas v dveh pravokotnih smereh, enaka je tudi frekvenca harmoničnega vzbujanja. Normirane maksimalne vrednosti absolutnih pospeškov zgornjega dela konstrukcije so manj od 1.0 za vse analizirane frekvence harmoničnega vzbujanja. Normirani pomiki zdrsa pa so večji od 1.0, kar pomeni, da interakcija sil trenja povečuje pomike glede na sistem brez upoštevanja interakcije. Če torej zanemarimo interakcijo sil trenja, so pospeški zgornje konstrukcije večji, pomiki zdrsa pa manjši, kot če bi upoštevali interakcijo sil trenja v primeru horizontalnega vzbujanja v dveh pravokotnih smereh. Ugotovljeno je tudi, da je vpliv interakcije večji pri nizkih frekvencah vzbujanja.

3 RAČUNSKA ANALIZA ZIDANIH STAVB Z DRSNO POTRESNO IZOLACIJO

3.1 Osnove

Številni prispevki obravnavajo dinamični odziv togih sistemov z drsno potresno izolacijo pri harmoničnem ali potresnem vzbujanju. Poseben primer so togi sistemi, ki prosto stoječi (položeni) na podlago, predstavljajo sistem, ki lahko med potresnim vzbujanjem drsi, se ziblje ali celo leti. Področje dinamike togih teles je še posebej pomembno za objekte, ki morajo ohraniti svojo funkcionalnost tudi po močnejšem potresu (npr. jedrske elektrarne), saj se večina opreme v teh objektih lahko modelira kot toga telesa. V zadnjem času se številne dinamične analize izvajajo tudi za opremo v poslovnih stavbah, ki predstavlja v razmerju do same konstrukcije pomembnejši in tudi finančno večji del. Matematično modeliranje togih teles se uporablja tudi za dinamično analizo razstavnih eksponatov (npr. kipov, vaz) v muzejih.

Tudi dinamiko sistemov z eno prostostno stopnjo (z izjemo istočasnega drsenja in zibanja) navaja številna literatura. Predhodno je bilo obravnavano le drsenje sistemov, zibanje pa se obravnava šele v zadnjem obdobju. Glede na pretekle zahteve predpisov, potresne sile niso bile tako velike, da bi povzročile dvig in posledično zibanje konstrukcije. Kasneje so predpisi zahtevali pri projektiranju pomembnejših objektov (npr. bolnice) dimenzioniranje na večje sile, pri čemer so rezultirajoči prevrnitveni momenti lahko preseglili moment zaradi vztrajnosti. Posledično so se temelji sidrali v podlago z namenom preprečitve dvigovanja konstrukcij. Nekatere analitične (Meek, 1975) in eksperimentalne preiskave (Huckelbridge et al., 1978) nelinearnih odzivov konstrukcij pa so pokazale, da ni potrebe po sidranju konstrukciji in s tem preprečitve morebitnega dviga, saj le-ta lahko znatno reducira deformacije in sile v konstrukciji. Zibanje sistemov z eno prostostno stopnjo, z določenimi predpostavkami, obravnavajo Meek (1975) za nedušene konstrukcije in Chopra et al. (1985), ki zanemari spodnjo maso sistema. Za drsenje in zibanje sistemov z eno prostostno stopnjo Wang et al. (1993) analizira odziv konstrukcije z elastomernimi ležišči, pri čemer se, zaradi morebitnih negativnih učinkov temeljne plošče na ležišča pri zibanju sistema, teoretično analizira sistem zibanja na enem nivoju in drsenja na drugem.

Le v prispevkih Yang et al. (1990), Nikolic-Brzev (1993) in Qamaruddin et al. (1996) je analizirano numerično modeliranje drsno izoliranih večetažnih konstrukcij. Matematični model sistema z več prostostnimi stopnjami (n -etažna konstrukcija) z drsno potresno izolacijo na dveh nivojih obravnava samo Nikolic-Brzev (1993), kjer je izvedena tudi eksperimentalna analiza.

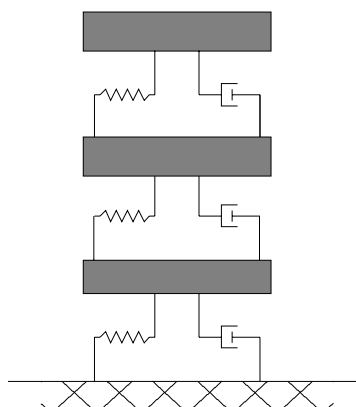
Glede na podan pregled obstoječega stanja in razpoložljivo literaturo, ni zaslediti izpeljave matematičnega modela za zibanje sistema z več prostostnimi stopnjami kot je izpeljan v predloženem delu. Enako velja za izpeljavo modela istočasnega zibanja in drsenja sistema z več prostostnimi stopnjami. Pri zibanju sistema z eno prostostno stopnjo gre za dopolnitev matematičnega modela pri katerem se lahko na istem nivoju pojavi poleg drsenja tudi zibanje (dopolnitev (Wang et al., 1993)), upoštevana je spodnja masa sistema – masa temeljne plošče (dopolnitev (Chopra et al., 1985)) ter upoštevano dušenje konstrukcije (dopolnitev (Meek, 1975)). Na teh osnovah pa je nadalje izvedena tudi posplošitev oz. razširitev problema na zibanje in drsenje sistema z več prostostnimi stopnjami.

Poleg izpeljav diferencialnih enačb matematičnih modelov, je bistvena prednost sama oblika diferencialnih enačb in tehnika reševanja, ki se razlikuje od dosedanjih in predstavlja izpopolnitev v smislu enostavnosti, preglednosti in stabilnosti celotne procedure numeričnega problema.

Za zagotavljanje čim bolj enostavnega reševanja kompleksnega problema drsenja sistema z več prostostnimi stopnjami že Yang et al. (1990) vpelje navidezno vzmet (angl. fictitious spring) na mestu drsenja oz. vgrajene drsne potresne izolacije. Na ta način dobi enako velik matematični sistem v obeh fazah (vpeta in drseča konstrukcija), pri čemer za dodatne elemente matrike sistema uporabi takšne karakteristike vzmeti, ki ustrezajo stanju v katerem se sistem nahaja: togost navidezne vzmeti je neskončno v fazi vpetosti, v fazi drsenja pa je togost navidezne vzmeti takšna, da povzroči silo trenja enako produktu koeficienta trenja in celotne mase sistema. Tudi avtor predložene disertacije je izvedel številne numerične simulacije z uporabo navidezne vzmeti, vendar pa, zaradi občutljivosti sistema diferencialnih enačbo, ki ga rešujemo, predstavlja vpeljevanje vrednosti neskončno za togost (avtor predložene disertacije uporabi $k_{\text{nesk}} = \text{običajna togost} \times 10^5$) le omejeno uporaben pristop za reševanje tovrstnih problemov. Pri nadaljnji vpeljavi novih stanj konstrukcije (zibanje ter predvsem zibanje in drsenje) se izredno poveča kompleksnost sistema, ki ga rešujemo, poveča se tudi numerična občutljivost, posledično pa je ogrožena stabilnost numerične procedure. Tudi ostali avtorji kritično ocenjujejo uporabo navidezne vzmeti, glej (Nikolic-Brzev, 1993), (Vafai et al., 2000) in razdelek 4.7 predložene disertacije.

Pri izpeljanih matematičnih modelih netogih sistemov, je predpostavljeno modeliranje konstrukcije kot strižnega nosilca zaradi prevladujočih strižnih deformacij. Predpostavka je primerna za relativno toge, (npr. zidane) nizko do srednje visoke konstrukcije (Komodromos, 2000), za katere je tudi uporaba potresne izolacije najbolj primerna in učinkovita. Tovrstni matematični model se je, tudi glede na primerjave z izvedenimi eksperimentalnimi preiskavami, izkazal kot primeren za zidane stavbe (Qamarrudin, 1978), (Nikolic-Brzev, 1993). Nadalje se enostavnost modela in s tem povezana relativno enostavna analiza, sklada tudi z enostavnimi (in relativno poceni) zidanimi (stanovanjskimi) stavbami upošteva princip: enostaven (poceni) model za enostavne (poceni) konstrukcije.

Večetažna zidana stavba je torej modelirana kot strižni nosilec z več prostostnimi stopnjami, pri čemer so mase zidov in stropnih plošč so skoncentrirane na nivojih etaž in medsebojno povezane z brezmasnimi vzmetmi in dušilkami, Slika 28. Učinek vzmeti predstavljajo zidovi, ki ležijo vzporedno s smerjo potresnega vzbujanja, medetažno dušenje pa je modelirano z dušilkami.



Slika 28: Matematični model večetažne konstrukcije modelirane kot strižni nosilec z več prostostnimi stopnjami

Fig. 28: Numerical model of a multistorey building: MDOF shear beam system

V analizi n -etažnega matematičnega modela strižnega nosilca so upoštevane naslednje predpostavke:

- Koeficient trenja med drsnima površinama je konstanten ves čas drsenja. Statični in dinamični koeficient trenja sta enaka (Coulombov model trenja).
- Material je linearno elastičen, natezne napetosti v zidani konstrukciji so manjše od pripadajoče natezne odpornosti (brez razpok).
- Zdrs na nivoju drsne potresne izolacije ni omejen. V dejanski konstrukciji je tako izračunan zdrs (pomik) eden bistvenih projektnih parametrov.
- Podlaga je toga (temeljenje v skalo).

Z določenimi spremembami je možno v analizi upoštevati tudi spremembo koeficienta trenja med drsenjem in vpliv vertikalnega vzbujanja na odziv sistema.

V okviru tega poglavja so v nadaljevanju sistematično izpeljani izrazi za drsenje, zibanje in zibanje ter drsenje togega telesa, sistema z eno prostostno stopnjo in sistema s tremi prostostnimi stopnjami, pri čemer se lahko zadnji navedeni sistem trivialno modificira in aplicira za splošen sistem z n -prostostnimi stopnjami. Za togo telo so izpeljani tudi izrazi za drsenje dveh togih teles, pri sistemu z več prostostnimi stopnjami pa so izpeljani izrazi za sistem z drsno potresno izolacijo na dveh različnih nivojih. Pri končnih izrazih (zibanje in drsenje sistema z eno in tremi prostostnimi stopnjami) so navedeni tudi izrazi za ostala stanja (vpetost, zibanje, drsenje) pri čemer je izvedena transformacija ranga sistema za kompatibilnost z največjim rangom (to je rangu sistema zibanja in drsenja). Pri vseh izpeljavah je uporabljen redosled: shematičen prikaz odziva sistema, izpeljava diferencialnih enačb matematičnega modela ter pogoji za prehode med posameznimi stanji sistema.

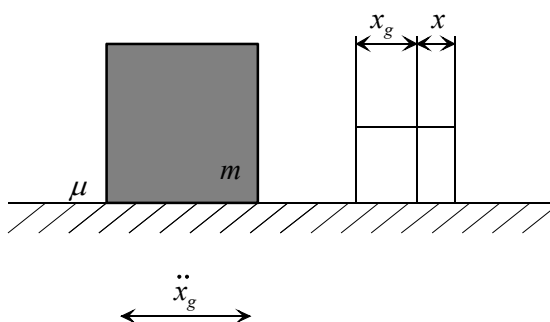
Oznake uporabljene v tem poglavju:

\ddot{x}_g	...	pospešek potresnega vzbujanja temeljnih tal
m_i	...	masa i -te etaže sistema
c_i	...	koeficient dušenja i -te medetaže sistema
k_i	...	togost i -te medetaže sistema
μ	...	koeficient trenja
μ_I	...	koeficient trenja na nivoju I
μ_{II}	...	koeficient trenja na nivoju II
g	...	težnostni pospešek
$\text{sgn}_S(\dots)$...	signum funkcija, ki pove smer drsenja sistema v odvisnosti od vrednosti funkcije v oklepaju
$\text{sgn}_R(\dots)$...	signum funkcija, ki pove smer zibanja sistema v odvisnosti od vrednosti funkcije v oklepaju
h_i	...	višina i -te etaže sistema, višina telesa
y_i	...	nova spremenljivka
x_i	...	relativni pomik i -te mase ali etaže sistema
\dot{x}_i	...	relativna hitrost i -te mase ali etaže sistema
\ddot{x}_i	...	relativni pospešek i -te mase ali etaže sistema
b	...	polovica širine sistema, telesa
θ	...	zasuk sistema
x_a	...	absolutni odziv sistema

3.2 Obnašanje togega telesa pri dinamičnem vzbujanju tal

3.2.1 Drsenje togega telesa

Togo telo z maso m leži na hrapavi podlagi s koeficientom trenja med telesom in podlago μ , Slika 29.



Slika 29: Shematičen prikaz drsenja togega telesa

Fig. 29: Sliding of a rigid body

Osnovna diferencialna enačba (DE) drsenja togega telesa po hrapavi podlagi je

$$m\ddot{x}_a = -\mu \cdot m \cdot g \cdot \text{sgn}(\dot{x}), \quad (\text{en. 1})$$

kjer so:

x_a absolutni pomik telesa,

x relativni pomik telesa in

$\text{sgn}(\dot{x})$ funkcija predznaka spremenljivke \dot{x} , ki pove v katero smer telo drsi.

Z upoštevanjem, da je absolutni odziv telesa enak vsoti absolutnega odziva temeljnih tal in relativnega odziva telesa

$$\ddot{x}_a = \ddot{x}_g + \ddot{x}, \quad (\text{en. 2})$$

dobimo DE drsenja togega telesa pri vzbujanju podlage \ddot{x}_g

$$\ddot{x} = -\ddot{x}_g - \mu \cdot g \cdot \text{sgn}(\dot{x}). \quad (\text{en. 3})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x} = y_2 \\ \dot{x} = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x} \end{aligned}, \quad (\text{en. 4})$$

prevedemo osnovno DE 2. reda na sistem dveh DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & \cdot \\ \cdot & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -m \cdot \ddot{x}_g - \mu \cdot g \cdot \text{sgn}(y_2) \cdot m \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 5})$$

Sistem nadalje pretvorimo splošno v obliko

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 6})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cdot & 1 \\ \cdot & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \cdot \\ -\ddot{x}_g - \mu \cdot g \cdot \text{sgn}(y_2) \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 7})$$

Dokler velja pogoj

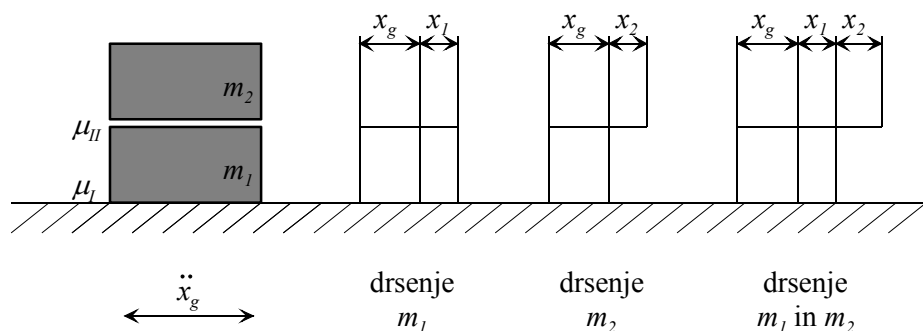
$$|\ddot{x}_g| < \mu \cdot g, \quad (\text{en. 8})$$

togo telo ne drsi po podlagi ampak se giblje s podlago (relativni pomik telesa oz. zdrs je enak nič). Pogoj za začetek drsenja:

$$|\ddot{x}_g| = \mu \cdot g. \quad (\text{en. 9})$$

3.2.2 Drsenje dveh togih teles

Enačbe drsenja dveh togih teles z masama m_1 in m_2 , ki ležita drug na drugem, Slika 30, izpeljemo po osnovnih fizikalnih principih drsenja togega telesa. Koeficient trenja med spodnjim telesom in podlago je μ_1 , med telesoma pa μ_2 .



Slika 30: Shematičen prikaz drsenja dveh togih teles
Fig. 30: Sliding of a system of two rigid bodies

Diferencialna enačba drsenja zgornjega telesa je

$$m_2 \cdot \ddot{x}_2 = -m_2 \ddot{x}_g - \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1), \quad (\text{en. 10})$$

diferencialna enačba drsenja spodnjega telesa pa je

$$m_1 \cdot \ddot{x}_1 = -m_1 \ddot{x}_g - \mu_I (m_1 + m_2) g \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) + \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1). \quad (\text{en. 11})$$

Matrični zapis osnovnih enačb

$$\begin{bmatrix} m_1 & . \\ . & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1 \ddot{x}_g \\ -m_2 \ddot{x}_g \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} -\mu_I (m_1 + m_2) g \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) + \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) \\ \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 12})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x_1 = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x}_1 = y_2, \\ \dot{x}_1 = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}_1, \\ x_2 = y_3 & \rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_2 = y_4, \\ \dot{x}_2 = y_4 & \rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_2, \end{aligned} \quad (\text{en. 13})$$

prevedemo osnovni sistem enačb dveh DE 2. reda na sistem štirih DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & . & . & . \\ . & m_1 & . & . \\ . & . & 1 & . \\ . & . & . & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -m_1 \ddot{x}_g - \mu_I (m_1 + m_2) g \operatorname{sgn}(y_2) + \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(y_4 - y_2) \\ y_4 \\ -m_2 \ddot{x}_g - \mu_{II} m_2 g \operatorname{sgn}(y_4 - y_2) \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 14})$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 15})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} . & 1 & . & . \\ . & . & . & . \\ . & . & . & 1 \\ . & . & . & . \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\ddot{x}_g - \mu_I g \operatorname{sgn}(y_2) \frac{m_1 + m_2}{m_1} + \mu_{II} g \operatorname{sgn}(y_4 - y_2) \frac{m_2}{m_1} \\ . \\ . \\ -\ddot{x}_g - \operatorname{sgn}(y_4 - y_2) \mu_{II} g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 16})$$

Tudi za ostale faze gibanja uporabimo splošno obliko zapisa, pri čemer se po posameznih fazah razlikujejo le posamezni elementi matrik A in B .

Primer 1: Telo z maso m_1 ne drsi, telo z maso m_2 ne drsi

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 17})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 18})$$

Primer 2: Telo z maso m_1 ne drsi, telo z maso m_2 pa drsi

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 1 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 19})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g - \text{sgn}(y_4 - y_2)\mu_{II}g \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 20})$$

Primer 3: Telo z maso m_1 drsi, telo z maso m_2 pa ne drsi

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & 1 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 21})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ -\ddot{x}_g - \mu_I g \text{sgn}(y_2) \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g - \mu_{II} g \text{sgn}(y_2) \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 22})$$

V Preglednica 5 so podani pogoji za začetek drsenja na posameznem nivoju v odvisnosti od tega ali sistem drsi ali ne na drugem nivoju.

Preglednica 5: Pogoji za začetek drsenja dveh togih teles
Table 5: Criteria for Transition Between the Sliding and Non-sliding Phases for a System of Two Rigid Bodies

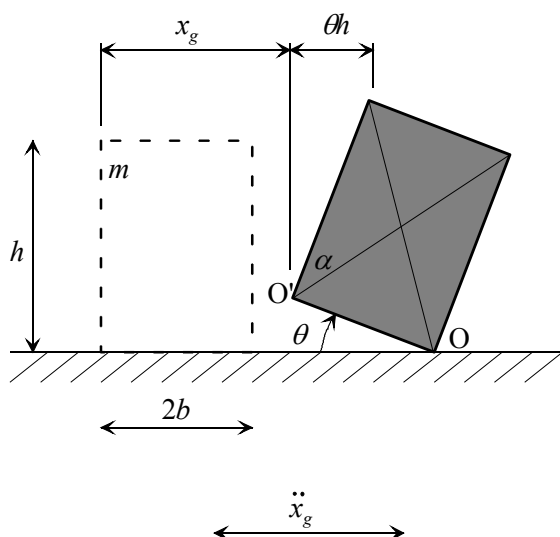
		Začetek drsenja na nivoju I	Začetek drsenja na nivoju II
Ni drsenja	Nivo I	-	$m_2 \ddot{x}_g > \mu_{II} g m_2$
	Nivo II	$(m_1 + m_2) \ddot{x}_g > \mu_I g (m_1 + m_2)$	-
Dršenje	Nivo I	-	$m_2 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1) > \mu_{II} g m_2$
	Nivo II	$(m_1 + m_2) \ddot{x}_g + \text{sgn}_{S,II} g \mu_{II} m_2 > \mu_I g (m_1 + m_2)$	-

Pogoje podane v Preglednici 5 je potrebno interpretirati na sledeč način: na primer, telo bo začelo drseti na nivoju II pri čemer že drsi na nivoju I, pri izpolnitvi sledečega pogoja

$$m_2 (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1) > \mu_{II} g m_2 . \quad (\text{en. 23})$$

3.2.3 Zibanje togega telesa

Elementarni izrazi in tudi vsi kasnejši prispevki o zibanju (angl. rocking) togega telesa, Slika 31, izhajajo iz osnov, ki jih podaja Housner (1963). Obširnejši pregled tovrstne problematike je naveden v Ishiyama (1981).



Slika 31: Shematičen prikaz zibanja togega telesa
Fig. 31: Rocking of a rigid body

Osnova enačba zibanja togega telesa je

$$I_0 \ddot{\theta} \pm mgR \sin(\alpha \mp \theta) = -mR \cos(\alpha \mp \theta) \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 24})$$

kjer je

$$R = \sqrt{b^2 + h^2}. \quad (\text{en. 25})$$

Z upoštevanjem

$$I_0 = \frac{4}{3} mR^2, \quad (\text{en. 26})$$

zapišemo osnovno enačbo v eksplicitni obliki

$$\ddot{\theta} = -\text{sgn}_R \frac{3}{4} \frac{g}{R} \sin(\alpha - \text{sgn}_R \theta) - \frac{3}{4R} \cos(\alpha - \text{sgn}_R \theta) \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 27})$$

kjer je sgn_R predznak, ki pove okoli katerega vogala se telo ziba in je enak 1 za zibanje okoli točke O ($\ddot{x}_g < 0$) oziroma -1 za zibanje okoli točke O' ($\ddot{x}_g > 0$).

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \theta = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{\theta} = y_2, \\ \dot{\theta} = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \end{aligned} \quad (\text{en. 28})$$

prevedemo osnovno enačbo 2. reda na sistem dveh DE 1. reda

$$\dot{y}_1 = y_2, \quad (\text{en. 29})$$

$$\dot{y}_2 = -\text{sgn}_R \frac{3}{4} \frac{g}{R} \sin(\alpha - \text{sgn}_R y_1) - \frac{3}{4R} \cos(\alpha - \text{sgn}_R y_1) \ddot{x}_g. \quad (\text{en. 30})$$

Pri zibanju togega telesa se telo, potem ko je doseglo največjo vrednost odmika θ , začne vračati v izhodiščno lego. Če predpostavimo, da je odboj telesa (ko θ spremeni predznak) brez poskakovanja, se zasuk nadaljuje gladko okoli druge vogalne točke. Vpliv disipacije energije med odbojem večina avtorjev določa s koeficientom odboja (angl. coefficient of resituation)

$$e = \frac{\dot{\theta}_{po}}{\dot{\theta}_{pred}}, \quad (\text{en. 31})$$

kjer sta vrednosti $\dot{\theta}$ kotni hitrosti tik pred in tik po odboju.

Večina avtorjev v prispevku (Ishiyama, 1981) se pri tem sklicuje na Housnerja (1963), ki nadalje izrazi koeficient odboja kot

$$e = 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \theta_c. \quad (\text{en. 32})$$

pri čemer se najpogosteje uporablja poenostavljena vrednost $e = 0.925$. Matematična pogoja ob odboju sta

$$\theta = 0, \quad (\text{en. 33})$$

$$\dot{\theta}_{pred} = e \cdot \dot{\theta}_{po}. \quad (\text{en. 34})$$

Pogoj za začetek zibanja togega telesa je

$$|M_{prev}| \geq M_{vztr}, \quad (\text{en. 35})$$

kjer sta

$$M_{prev} = \frac{1}{2} m \ddot{x}_g h, \quad (\text{en. 36})$$

$$M_{vztr} = mgb. \quad (\text{en. 37})$$

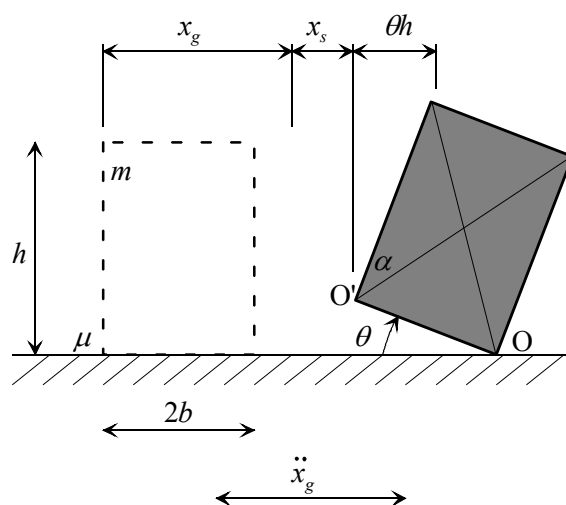
Pogoj za začetek zibanja togega telesa lahko na podlagi zgornjih enačb izrazimo tudi z razmerjem višine in širine togega telesa

$$\frac{h}{2b} \geq \frac{g}{\ddot{x}_g}. \quad (\text{en. 38})$$

V primeru, da je npr. $\ddot{x}_g = 0.2g$, pride do zibanja togega telesa ob pogoju, da je razmerje med višino in širino telesa enako 5.

3.2.4 Drsenje in zibanje togega telesa

Analitične izraze s predpostavkami za drsenje in zibanje togega telesa, Slika 32, podajajo Ishiyama (1981), Shenton (1996), Shenton et al. (1996) in Shenton et al. (1996).



Slika 32: Shematičen prikaz drsenja in zibanja togega telesa
Fig. 32: Sliding and rocking of a rigid body

Osnovni enačbi drsenja in zibanja togega telesa sta

$$\ddot{\theta} = \frac{R}{I_0} g (\text{sgn}_R \cos(\alpha + |\theta|) + \text{sgn}_S \mu \sin(\alpha + |\theta|)), \quad (\text{en. 39})$$

$$\ddot{x}_0 = \text{sgn}_S \mu g - \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 40})$$

kjer so

$$R = \sqrt{b^2 + h^2}, \quad (\text{en. 41})$$

$$I_0 = \frac{4}{3} m R^2, \quad (\text{en. 42})$$

sgn_R predznak smeri zibanja telesa,

sgn_S predznak smeri drsenja telesa.

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \theta = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{\theta} = y_2, \\ \dot{\theta} = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \\ x_0 = y_3 &\rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_0 = y_4, \\ \dot{x}_0 = y_4 &\rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_0. \end{aligned} \quad (\text{en. 43})$$

prevedemo osnovni enačbi 2. reda na sistem štirih DE 1. reda

$$\dot{y}_1 = y_2, \quad (\text{en. 44})$$

$$\dot{y}_2 = \frac{R}{I_0} g (\text{sgn}_R \cos(\alpha + |\theta|) + \text{sgn}_S \mu \sin(\alpha + |\theta|)), \quad (\text{en. 45})$$

$$\dot{y}_3 = y_4, \quad (\text{en. 46})$$

$$\dot{y}_4 = \text{sgn}_S \mu g - \ddot{x}_g. \quad (\text{en. 47})$$

Gibanje po odboju telesa je podrobneje opisano v (Ishiyama, 1981), pri čemer veljajo že navedene en. 31 do en. 34.

Pogoj za začetek zibanja in drsenja pri čemer se telo že ziba je

$$|\ddot{x}_g + \ddot{x}_0| > \mu g, \quad (\text{en. 48})$$

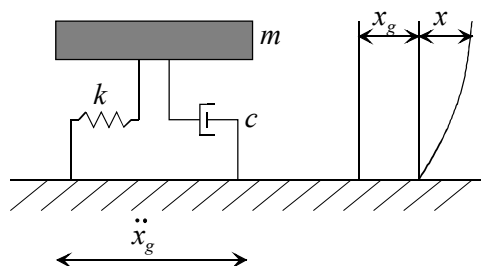
pogoj za začetek zibanja in drsenja pri čemer telo že drsi pa je

$$\mu > \frac{b}{h}. \quad (\text{en. 49})$$

3.3 Obnašanje sistema z eno prostostno stopnjo pri dinamičnem vzburjanju tal

3.3.1 Vpeta enoetažna konstrukcija

Shematičen prikaz vpete konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF) prikazuje Slika 33.



Slika 33: Shematičen prikaz vpete SDOF konstrukcije
Fig. 33: Fixed-base SDOF system

Osnova enačba sistema je

$$m\ddot{x}_a + c \cdot (\dot{x}_a - \dot{x}_g) + k \cdot (x_a - x_g) = 0, \quad (\text{en. 50})$$

kjer relativni pomik definiramo kot

$$x = x_a - x_g. \quad (\text{en. 51})$$

Osnovno enačbo zapišemo z relativnimi vrednostmi

$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{x}_g) + c\dot{x} + kx = 0, \quad (\text{en. 52})$$

in jo preuredimo v obliko

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g. \quad (\text{en. 53})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x} = y_2, \\ \dot{x} = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}, \end{aligned} \quad (\text{en. 54})$$

prevedemo osnovno enačbo 2. reda na sistem 2 DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & . \\ . & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -m\ddot{x}_g - cy_2 - ky_1 \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 55})$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

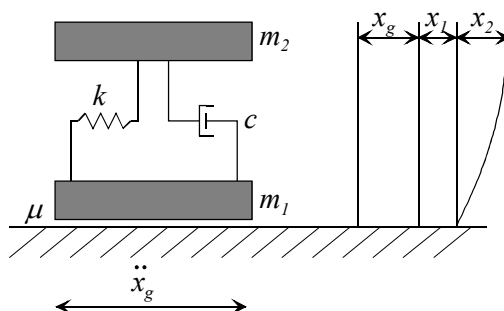
$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}. \quad (\text{en. 56})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cdot & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 57})$$

3.3.2 Drsenje enoetažne konstrukcije

Shematičen prikaz konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF), ki lahko drsi prikazuje Slika 34.



Slika 34: Shematičen prikaz drsenja SDOF konstrukcije
 Fig. 34: Sliding of a SDOF system

Osnovni enačbi SDOF sistema med drsenjem sta

$$m_1 \ddot{x}_1 + c \dot{x}_1 - c \dot{x}_2 + k x_1 - k x_2 = -m_1 \ddot{x}_g - \text{sgn}_S g \mu (m_1 + m_2), \quad (\text{en. 58})$$

$$m_2 \ddot{x}_2 - c \dot{x}_1 + c \dot{x}_2 - k x_1 + k x_2 = -m_2 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 59})$$

oziroma v matrični obliki

$$\begin{bmatrix} m_1 & \cdot \\ \cdot & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1 \ddot{x}_g \\ -m_2 \ddot{x}_g \end{Bmatrix} - \text{sgn}_S \begin{Bmatrix} F_{tr} \\ \cdot \end{Bmatrix}, \quad (\text{en. 60})$$

kjer sta

$$F_{tr} = \mu g (m_0 + m_1), \quad (\text{en. 61})$$

sgn_S pa funkcija predznaka smeri drsenja sistema.

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned}
x_1 = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x}_1 = y_2, \\
\dot{x}_1 = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}_1, \\
x_2 = y_3 &\rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_2 = y_4, \\
\dot{x}_2 = y_4 &\rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_2,
\end{aligned} \tag{en. 62}$$

prevedemo osnovni enačbi 2. reda na sistem štirih DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & . & . & . \\ . & m_1 & . & . \\ . & . & 1 & . \\ . & . & . & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_2 \\ -cy_2 + cy_4 - ky_1 + ky_3 - m_1 \ddot{x}_g - \mu g(m_1 + m_2) \operatorname{sgn}_s(y_2) \\ y_4 \\ cy_2 - cy_4 + ky_1 - ky_3 - m_2 \ddot{x}_g \end{bmatrix}. \tag{en. 63}$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \tag{en. 64}$$

oziroma:

$$\begin{bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{k} & \frac{1}{c} & \dot{k} & \dot{c} \\ \frac{1}{m_1} & \frac{1}{m_1} & \frac{1}{m_1} & \frac{1}{m_1} \\ \dot{k} & \dot{c} & \dot{k} & \frac{1}{c} \\ \frac{1}{m_2} & \frac{1}{m_2} & -\frac{1}{m_2} & -\frac{1}{m_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\ddot{x}_g - \operatorname{sgn}_s \frac{g\mu}{m_1} (m_1 + m_2) \\ . \\ . \\ -\ddot{x}_g \end{bmatrix}. \tag{en. 65}$$

Pogoj za začetek drsenja je izpolnjen, ko je presežena sila trenja

$$\left| \sum_{i=0}^N I_i \right| > F_{tr}, \tag{en. 66}$$

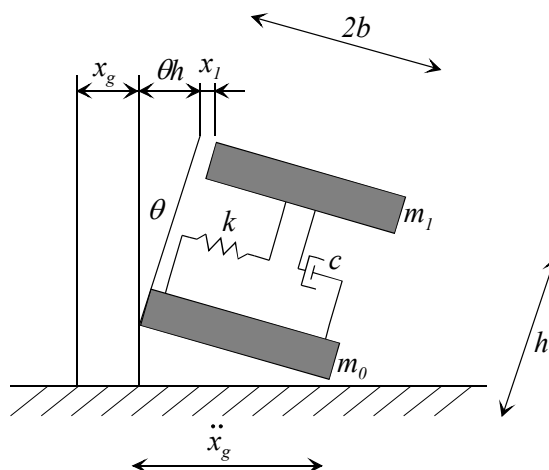
kjer sta

$$F_{tr} = \mu \cdot g \sum_{i=1}^2 m_i, \tag{en. 67}$$

$$\sum_{i=1}^2 I_i = \sum_{i=1}^2 m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_1 + \ddot{x}_2). \tag{en. 68}$$

3.3.3 Zibanje enoetažne konstrukcije

Shematičen prikaz zibanja SDOF sistema prikazuje Slika 35.



Slika 35: Zibanje SDOF sistema
 Fig. 35: Rocking of a SDOF system

V fazi vpetosti SDOF sistema ima le-ta eno prostostno stopnjo, to je pomik zgornje mase. V trenutku, ko je dinamično vzbujanje podlage tako močno, da povzroči dvig spodnje mase in s tem začetek zibanja sistema, se pojavi dodatna prostostna stopnja, to je rotacija θ . Zaradi tega se pojavi dodaten pomik zgornje mase

$$x = \theta h . \quad (\text{en. 69})$$

Predpostavimo, da sta sistem in potresno vzbujanje takšna, da so amplitude rezultirajočih pomikov in rotacij majhne

$$\sin \theta \approx \theta , \quad (\text{en. 70})$$

$$\cos \theta \approx 1 , \quad (\text{en. 71})$$

ter, da je izpolnjen pogoj (kot navaja Meek (1975) to velja za običajno toge konstrukcije)

$$\frac{mg}{kh} \ll 1 , \quad (\text{en. 72})$$

s čimer lahko zanemarimo $p - \delta$ efekt (Chopra et al., 1985).

Nadalje upoštevamo še sledeče predpostavke:

- temeljna plošča, z maso m_0 , leži neposredno na togi podlagi,

- vzbujanje je v horizontalni smeri,
- odboj je neelastičen.

Na osnovi podanih predpostavk zapišemo prvo DE sistema z ravnotežjem sil v vodoravni smeri na maso m_1

$$m_1 h \ddot{\theta} + m_1 \ddot{x}_1 + c \dot{x}_1 + k x_1 = -m_1 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 73})$$

druga DE pa predstavlja momentno ravnotežje vseh sil, ki delujejo na sistem

$$m_0 b^2 \ddot{\theta} + m_1 (b^2 + h^2) \ddot{\theta} + m_1 h \ddot{x}_1 = -m_1 h \ddot{x}_g - \text{sgn}_R g b (m_0 + m_1), \quad (\text{en. 74})$$

kjer smo s sgn_R označili predznak smeri zibanja sistema.

Osnovni enačbi zapišemo v matrični obliki

$$\begin{bmatrix} m_0 b^2 + m_1 (b^2 + h^2) & m_1 h \\ m_1 h & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{x}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{x}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot \\ \cdot & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ x_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1 h \ddot{x}_g - \text{sgn}_R g b (m_0 + m_1) \\ -m_1 \ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 75})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \theta = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{\theta} = y_2, \\ \dot{\theta} = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \\ x_1 = y_3 &\rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_1 = y_4, \\ \dot{x}_1 = y_4 &\rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_1, \end{aligned} \quad (\text{en. 76})$$

prevedemo osnovni sistem dveh DE 2. reda na sistem štirih DE 1. reda in ga zapišemo v splošni obliki

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 77})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{hk}{b^2(m_0 + m_1)} & \frac{ck}{b^2(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & -\frac{b^2 k(m_0 + m_1) + h_1^2 k m_1}{b^2 m_1 (m_0 + m_1)} & -\frac{b^2 c(m_0 + m_1) + h_1^2 c m_1}{b^2 m_1 (m_0 + m_1)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \text{sgn}_R \frac{g}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \text{sgn}_R \frac{gh}{b} \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 78})$$

Zgornja enačba se ujema z že izpeljanimi izrazi, če za zibanje upoštevamo $h_b = 0$ (Wang et al., 1993) namreč uporabi sistem v katerem je zibanje možno na višini h_b od temeljne plošče, v obravnavanem primeru pa je $h_b = 0$). Če v zgornji enačbi upoštevamo $m_0 = 0$, se enačba ujema z izrazi, ki jih je izpeljal Chopra et al. (1985), kjer ni upoštevana masa temeljne plošče.

Sistem se bo začel zibati, ko bo prevrtni moment večji od momenta težnostnih sil

$$|M_{prev}| \geq M_{vztr}, \quad (\text{en. 79})$$

oziroma

$$h(m_0 + m_1)|\ddot{x} + \ddot{x}_g| \geq (m_0 + m_1)gb. \quad (\text{en. 80})$$

Pogoj za začetek zibanja lahko, na podlagi zgornjih enačbo zapišemo tudi v obliki razmerja med višino in širino

$$\frac{h}{2b} \geq \frac{g}{2(\ddot{x} + \ddot{x}_g)}. \quad (\text{en. 81})$$

Zibanje se bo pričelo na levem robu sistema, če je pospešek $\ddot{x} + \ddot{x}_g$ pozitiven oz. na desnem robu, če je pospešek $\ddot{x} + \ddot{x}_g$ negativen.

Pri odboju sistema od podlage je predpostavljeno neelastično obnašanje kot to upoštevata Meek (1975) in Chopra et al. (1985), z drugimi besedami, med odbojem se navpična hitrost mase popolnoma disipira

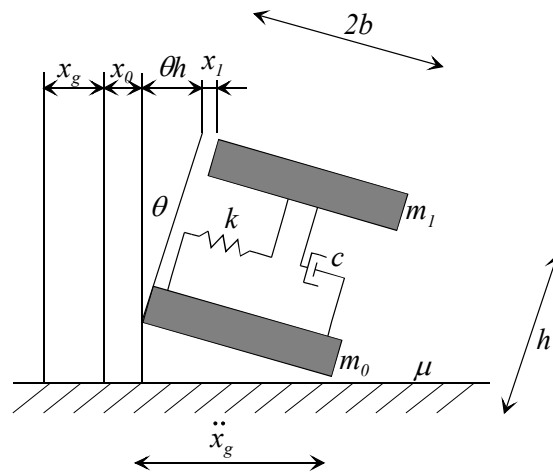
$$\theta = \dot{\theta} = 0, \quad (\text{en. 82})$$

pri čemer ohranitev momentov tik pred in tik po odboju zahteva, da je izpolnjen pogoj

$$\left(\dot{u} + h\dot{\theta}\right)_{pred} = \dot{u}|_{po}. \quad (\text{en. 83})$$

3.3.4 Drsenje in zibanje enoetažne konstrukcije

Shematičen prikaz SDOF sistema, ki drsi in se ziba po podlagi prikazuje Slika 36.



Slika 36: Shematičen prikaz drsenja in zibanja SDOF konstrukcije
Fig. 36: Sliding and rocking of a SDOF system

Uporabljene so sledeče oznake

- m_0 spodnja masa sistema,
- m_1 zgornja masa sistema,
- x_0 pomik sistema zaradi drsenja,
- $x = \theta h$ pomik sistema zaradi zibanja,
- x_1 pomik zaradi zdrsa in deformabilnosti sistema,
- h višina sistema,
- $2b$ širina sistema.

Osnovne enačbe SDOF sistema, ki drsi in se ziba so

$$(m_0 b^2 + m_1 b^2 + m_1 h^2) \ddot{\theta} + m_1 h_1 \ddot{x}_1 = -m_1 h_1 \ddot{x}_g - \text{sgn}_R(m_0 + m_1) g b, \quad (\text{en. 84})$$

$$m_0 \ddot{x}_0 + c \dot{x}_0 - c \dot{x}_1 + k x_0 - k x_1 = -m_0 \ddot{x}_g - \text{sgn}_S g \mu (m_0 + m_1), \quad (\text{en. 85})$$

$$m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_1 \ddot{x}_1 - c \dot{x}_0 + c \dot{x}_1 - k x_0 + k x_1 = -m_1 \ddot{x}_g. \quad (\text{en. 86})$$

Zapišemo jih v matrični obliki

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} (m_0 + m_1)b^2 + m_1h_1^2 & \cdot & m_1h_1 \\ \cdot & m_0 & \cdot \\ m_1h_1 & \cdot & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{x}_0 \\ \ddot{x}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & c & -c \\ \cdot & -c & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{x}_0 \\ \dot{x}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & k & -k \\ \cdot & -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ x_0 \\ x_1 \end{Bmatrix} = \\ & = \begin{Bmatrix} -m_1h_1\ddot{x}_g - \text{sgn}_R(m_0 + m_1)gb \\ -m_0\ddot{x}_g - \text{sgn}_S g\mu(m_0 + m_1) \\ -m_1\ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \end{aligned} \quad (\text{en. 87})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \theta_1 = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{\theta}_1 = y_2, \\ \dot{\theta}_1 = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \\ x_0 = y_3 & \rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_0 = y_4, \\ \dot{x}_0 = y_4 & \rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_0, \\ x_1 = y_5 & \rightarrow \dot{y}_5 = \dot{x}_1 = y_6, \\ \dot{x}_1 = y_6 & \rightarrow \dot{y}_6 = \ddot{x}_1, \end{aligned} \quad (\text{en. 88})$$

prevedemo osnovni sistem treh DE 2. reda na sistem šestih DE 1. reda in ga zapišemo v splošni obliki:

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 89})$$

kjer sta matriki A (izpisani samo neničelni elementi) in B

$$\begin{aligned} A(1,2) &= 2 \\ A(2,3) &= -\frac{h_1k}{b^2(m_0 + m_1)} & A(2,4) &= -\frac{ch_1}{b^2(m_0 + m_1)} \\ A(2,5) &= \frac{h_1k}{b^2(m_0 + m_1)} & A(2,6) &= \frac{ch_1}{b^2(m_0 + m_1)} \\ A(4,3) &= -\frac{k}{m_0} & A(4,4) &= -\frac{c}{m_0} \\ A(4,5) &= \frac{k}{m_0} & A(4,6) &= \frac{c}{m_0} \\ A(6,3) &= \frac{b^2k(m_0 + m_1) + h_1^2km_1}{b^2m_1(m_0 + m_1)} & A(6,4) &= \frac{b^2c(m_0 + m_1) + h_1^2cm_1}{b^2m_1(m_0 + m_1)} \\ A(6,5) &= -\frac{b^2k(m_0 + m_1) + h_1^2km_1}{b^2m_1(m_0 + m_1)} & A(6,6) &= -\frac{b^2c(m_0 + m_1) + h_1^2cm_1}{b^2m_1(m_0 + m_1)} \end{aligned} \quad (\text{en. 90})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \dot{} \\ -\operatorname{sgn}_R \frac{g}{b} \\ -\ddot{x}_g - \operatorname{sgn}_S \frac{\mu g(m_0 + m_1)}{m_o} \\ \dot{} \\ -\ddot{x}_g + \operatorname{sgn}_R \frac{gh_1}{b} \end{array} \right\} \quad (\text{en. 91})$$

Tudi za ostale faze gibanja uporabimo splošno obliko zapisa, pri čemer se po fazah razlikujejo le posameznih elementi matrik A in B .

Primer 1: Vpet SDOF sistem

$$A = \begin{bmatrix} \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \frac{1}{c} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & -\frac{k}{m_1} & -\frac{c}{m_1} & \dot{} \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 92})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \dot{} \\ \dot{} \\ \dot{} \\ \dot{} \\ \dot{} \\ \dot{} \\ -\ddot{x}_g \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 93})$$

Primer 2: Drsenje SDOF sistema

$$A = \begin{bmatrix} \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & -\frac{k}{m_0} & -\frac{c}{m_0} & \frac{k}{m_0} & \frac{c}{m_0} \\ \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} & \dot{} \\ \dot{} & \dot{} & \frac{k}{m_1} & \frac{c}{m_1} & -\frac{k}{m_1} & -\frac{c}{m_1} \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 94})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g - \operatorname{sgn}_S \frac{\mu g (m_0 + m_1)}{m_o} \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 95})$$

Primer 3: Zibanje SDOF sistema

$$A = \left[\begin{array}{cccc} \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & -\frac{\dot{h}_1 k}{b^2(m_0 + m_1)} & -\frac{\dot{c}h_1}{b^2(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{h}_1 k}{b^2(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{c}h_1}{b^2(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{b^2 k(m_0 + m_1) + h_1^2 k m_1}{b^2 m_1(m_0 + m_1)} & -\frac{b^2 c(m_0 + m_1) + h_1^2 c m_1}{b^2 m_1(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \frac{b^2 c(m_0 + m_1) + h_1^2 c m_1}{b^2 m_1(m_0 + m_1)} & -\frac{b^2 k(m_0 + m_1) + h_1^2 k m_1}{b^2 m_1(m_0 + m_1)} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{1}{b^2 m_1(m_0 + m_1)} \end{array} \right] \quad (\text{en. 96})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\operatorname{sgn}_R \frac{g}{b} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \operatorname{sgn}_R \frac{g h_1}{b} \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 97})$$

Pri posameznih primerih veljajo predpostavke, navedene že predhodno pri posameznih fazah.

Za začetek drsenja in zibanja morata biti izpolnjena pogoja

$$|M_{prev}| \geq M_{vztr}, \quad (\text{en. 98})$$

in

$$\left| \sum_{i=0}^N I_i \right| > F_{tr}, \quad (\text{en. 99})$$

kjer so

$$M_{prev} = m_1 h_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g), \quad (\text{en. 100})$$

$$M_{vztr} = (m_0 + m_1) g b, \quad (\text{en. 101})$$

$$F_{tr} = \mu \cdot g (m_0 + m_1), \quad (\text{en. 102})$$

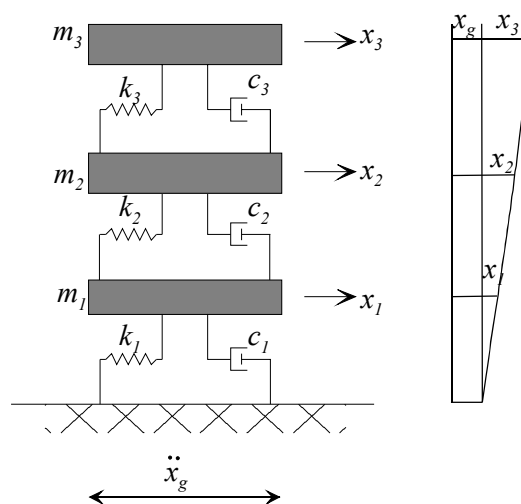
$$\sum_{i=0}^1 I_i = (m_0 + m_1) (\ddot{x}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_1). \quad (\text{en. 103})$$

3.4 Obnašanje sistema z več prostostnimi stopnjami pri dinamičnem vzbujanju tal

Pri sistemu z več prostostnimi stopnjami so vsi izpeljani izrazi in matematični modeli prirejani za sistem 3-etažne konstrukcije. Končne izraze je možno s trivialno transformacijo uporabiti za splošen sistem n -etažne konstrukcije.

3.4.1 Vpeta trietažna konstrukcija

Shematičen prikaz trietažne vpete konstrukcije prikazuje Slika 37.



Slika 37: Shematičen prikaz vpete trietažne konstrukcije
Fig. 37: Fixed-base three-storey building model

Osnovne enačbe za vpeto trietažno konstrukcijo so

$$m_1\ddot{x}_1 + (c_1 + c_2)\dot{x}_1 - c_2\dot{x}_2 + (k_1 + k_2)x_1 - k_2x_2 = -m_1\ddot{x}_g, \quad (\text{en. 104})$$

$$m_2\ddot{x}_2 - c_2\dot{x}_1 + (c_2 + c_3)\dot{x}_2 - c_3\dot{x}_3 - k_2x_1 + (k_2 + k_3)x_2 - k_3x_3 = -m_2\ddot{x}_g, \quad (\text{en. 105})$$

$$m_3\ddot{x}_3 - c_3\dot{x}_2 + c_3\dot{x}_3 - k_3x_2 + k_3x_3 = -m_3\ddot{x}_g. \quad (\text{en. 106})$$

Zapis osnovnih enačb v matrični obliki

$$\begin{bmatrix} m_1 & . & . \\ . & m_2 & . \\ . & . & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & . \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ . & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & . \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ . & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1\ddot{x}_g \\ -m_2\ddot{x}_g \\ -m_3\ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 107})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x_1 = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x}_1 = y_2, \\ \dot{x}_1 = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}_1, \\ x_2 = y_3 & \rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_2 = y_4, \\ \dot{x}_2 = y_4 & \rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_2, \\ x_3 = y_5 & \rightarrow \dot{y}_5 = \dot{x}_3 = y_6, \\ \dot{x}_3 = y_6 & \rightarrow \dot{y}_6 = \ddot{x}_3. \end{aligned} \quad (\text{en. 108})$$

prevedemo sistem treh DE 2. reda na sistem šestih DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & . & . & . & . & . \\ . & m_1 & . & . & . & . \\ . & . & 1 & . & . & . \\ . & . & . & m_2 & . & . \\ . & . & . & . & 1 & . \\ . & . & . & . & . & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -(c_1 + c_2)y_2 + c_2y_4 - (k_1 + k_2)y_1 + k_2y_3 - m_1\ddot{x}_g \\ y_4 \\ c_2y_2 - (c_2 + c_3)y_4 + c_3y_6 + k_2y_1 - (k_2 + k_3)y_3 + k_3y_5 - m_2\ddot{x}_g \\ y_6 \\ c_3y_4 - c_3y_6 + k_3y_3 - k_3y_5 - m_3\ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 109})$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

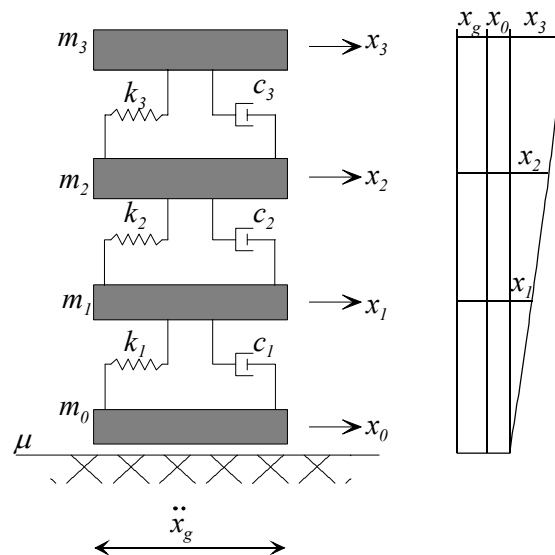
$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 110})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & -\frac{1}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \cdot & \cdot \\ \frac{\dot{k}_2}{m_2} & \frac{\dot{c}_2}{m_2} & -\frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2} & -\frac{1}{m_2} & \frac{\dot{k}_3}{m_2} & \frac{\dot{c}_3}{m_2} \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & -\frac{\dot{k}_3}{m_3} & -\frac{1}{m_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 111})$$

3.4.2 Drsenje trietažne konstrukcije na enem nivoju

Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na enem nivoju prikazuje Slika 38.



Slika 38: Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na enem nivoju

Fig. 38: Base-level sliding of a three-storey building

S principom drugega Newtonovega zakona $F = m \cdot a$ za posamezno maso, zapišemo DE dinamičnega gibanja posamezne mase. Z zapisom vseh enačb dobimo sistem DE 2. reda velikosti števila mas

$$m_0 \ddot{x}_0 + c_1 \dot{x}_0 - c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_0 - k_1 x_1 = -m_0 \ddot{x}_g - \text{sgn}_S(\dot{x}_0) \mu g \sum_{i=0}^3 m_i, \quad (\text{en. 112})$$

$$m_1 \ddot{x}_1 - c_1 \dot{x}_0 + (c_1 + c_2) \dot{x}_1 - c_2 \dot{x}_2 - k_1 x_0 + (k_1 + k_2) x_1 - k_2 x_2 = -m_1 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 113})$$

$$m_2\ddot{x}_2 - c_2\dot{x}_1 + (c_2 + c_3)\dot{x}_2 - c_3\dot{x}_3 - k_2x_1 + (k_2 + k_3)x_2 - k_3x_3 = -m_2\ddot{x}_g, \quad (\text{en. 114})$$

$$m_3\ddot{x}_3 - c_3\dot{x}_2 + c_3\dot{x}_3 - k_3x_2 + k_3x_3 = -m_3\ddot{x}_g, \quad (\text{en. 115})$$

ki ga zapišemo v matrični obliki

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_0 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & m_1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & m_2 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & \cdot & \cdot \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 & \cdot \\ \cdot & -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ \cdot & \cdot & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_0 \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix} + \\ & + \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & \cdot & \cdot \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & \cdot \\ \cdot & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ \cdot & \cdot & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_0 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_0\ddot{x}_g \\ -m_1\ddot{x}_g \\ -m_2\ddot{x}_g \\ -m_3\ddot{x}_g \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \text{sgn}_S(\dot{x}_0)\mu g \sum_{i=0}^3 m_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix}. \end{aligned} \quad (\text{en. 116})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x_0 = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x}_0 = y_2, \\ \dot{x}_0 = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}_0, \\ x_1 = y_3 & \rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_1 = y_4, \\ \dot{x}_1 = y_4 & \rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_1, \\ x_2 = y_5 & \rightarrow \dot{y}_5 = \dot{x}_2 = y_6, \\ \dot{x}_2 = y_6 & \rightarrow \dot{y}_6 = \ddot{x}_2, \\ x_3 = y_7 & \rightarrow \dot{y}_7 = \dot{x}_3 = y_8, \\ \dot{x}_3 = y_8 & \rightarrow \dot{y}_8 = \ddot{x}_3, \end{aligned} \quad (\text{en. 117})$$

prevedemo sistem štirih DE 2. reda na sistem osmih DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & m_0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & m_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & m_2 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \\ \dot{y}_7 \\ \dot{y}_8 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -c_1y_2 + c_1y_4 - k_1y_1 + k_1y_3 - m_0\ddot{x}_g - \text{sgn}_S(y_2)\mu g \sum_{i=0}^3 m_i \\ y_4 \\ c_1y_2 - (c_1 + c_2)y_4 + c_2y_6 + k_1y_1 - (k_1 + k_2)y_3 + k_2y_5 - m_1\ddot{x}_g \\ y_6 \\ c_2y_4 - (c_2 + c_3)y_6 + c_3y_8 + k_2y_3 - (k_2 + k_3)y_5 + k_3y_7 - m_2\ddot{x}_g \\ y_8 \\ c_3y_6 - c_3y_8 + k_3y_5 - k_3y_7 - m_3\ddot{x}_g \end{Bmatrix} \quad (\text{en. 118})$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 119})$$

oziroma

$$\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \\ \dot{y}_7 \\ \dot{y}_8 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\dot{k}_1}{m_0} & -\frac{\dot{c}_1}{m_0} & \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{\dot{c}_1}{m_0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \frac{\dot{k}_1}{m_1} & \frac{\dot{c}_1}{m_1} & -\frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & -\frac{\dot{c}_1 + \dot{c}_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2} & \frac{\dot{c}_2}{m_2} & -\frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2} & -\frac{\dot{c}_2 + \dot{c}_3}{m_2} & \frac{\dot{k}_3}{m_2} & \frac{\dot{c}_3}{m_2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & -\frac{\dot{k}_3}{m_3} & -\frac{\dot{c}_3}{m_3} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\ddot{x}_g - \text{sgn}(y_2) \frac{\mu g}{m_0} \sum_{i=0}^3 m_i \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{Bmatrix} \quad (\text{en. 120})$$

Pogoj za začetek drsenja sistema je

$$\left| \sum_{i=0}^N I_i \right| > F_{tr}, \quad (\text{en. 121})$$

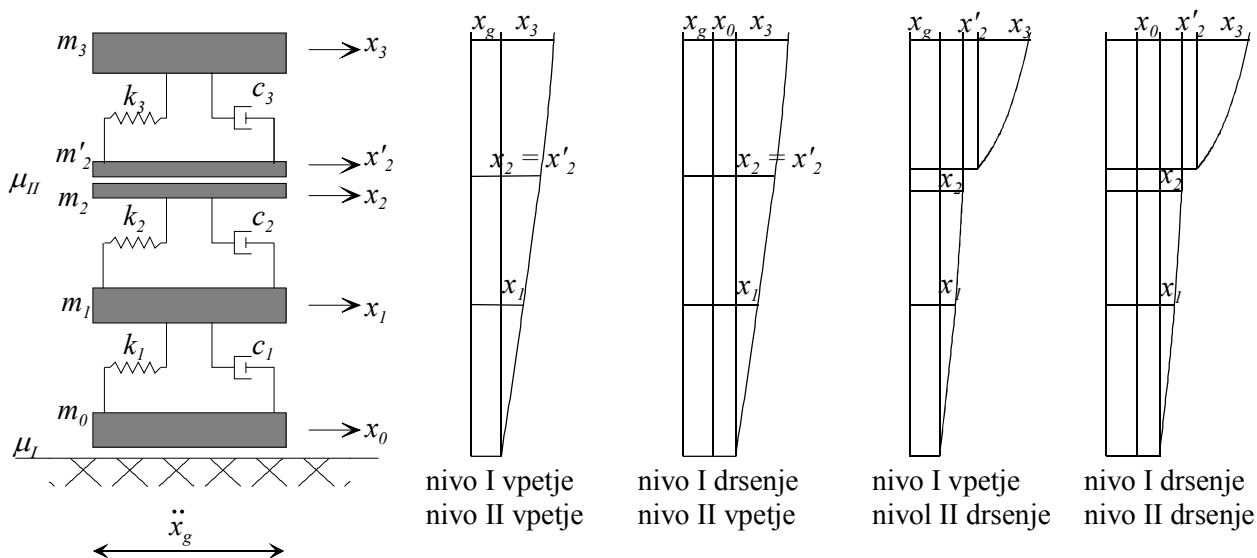
kjer sta

$$F_{tr} = \mu \cdot g \sum_{i=0}^3 m_i, \quad (\text{en. 122})$$

$$\sum_{i=0}^N I_i = \sum_{i=0}^N m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_i). \quad (\text{en. 123})$$

3.4.3 Drsenje trietažne konstrukcije na dveh nivojih

Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na dveh nivojih prikazuje Slika 39.



Slika 39: Shematičen prikaz drsenja trietažne konstrukcije na dveh nivojih
Fig. 39: Two-level sliding isolation system for a three-storey building

Osnovne enačbe drsenja trietažne konstrukcije na dveh nivojih so

$$m_0 \ddot{x}_0 + c_1 \dot{x}_0 - c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_0 - k_1 x_1 = -m_0 \ddot{x}_g + \text{sgn}_S(\dot{x}_0) \mu_I g \sum_{i=0}^3 m_i, \quad (\text{en. 124})$$

$$m_1 \ddot{x}_1 - c_1 \dot{x}_0 + (c_1 + c_2) \dot{x}_1 - c_2 \dot{x}_2 - k_1 x_0 + (k_1 + k_2) x_1 - k_2 x_2 = -m_1 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 125})$$

$$m_2 \ddot{x}_2 - c_2 \dot{x}_1 + c_2 \dot{x}_2 - k_2 x_1 + k_2 x_2 = -m_2 \ddot{x}_g + \text{sgn}_S(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) \mu_{II} g (m_2' + m_3), \quad (\text{en. 126})$$

$$m_2' \ddot{x}_2' + c_3 \dot{x}_2' - c_3 \dot{x}_3 - k_3 x_2' + k_3 x_3 = -m_2' \ddot{x}_g - \text{sgn}_S(\dot{x}_2' - \dot{x}_2) \mu_{II} g (m_2' + m_3), \quad (\text{en. 127})$$

$$m_3\ddot{x}_3 - c_3\dot{x}_2 + c_3\dot{x}_3 - k_3x_2 + k_3x_3 = -m_3\ddot{x}_g. \quad (\text{en. 128})$$

Zapišemo jih v matrični obliki

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} m_0 & . & . & . & . \\ . & m_1 & . & . & . \\ . & . & m_2 & . & . \\ . & . & . & m'_2 & . \\ . & . & . & . & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \ddot{x}_4 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & . & . & . \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 & . & . \\ . & -c_2 & c_2 & . & . \\ . & . & . & c_3 & -c_3 \\ . & . & . & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_0 \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \dot{x}_4 \end{Bmatrix} + \\ & + \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & . & . & . \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & . & . \\ . & -k_2 & k_2 & . & . \\ . & . & . & k_3 & -k_3 \\ . & . & . & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_0 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_0\ddot{x}_g \\ -m_1\ddot{x}_g \\ -m_2\ddot{x}_g \\ -m'_2\ddot{x}_g \\ -m_3\ddot{x}_g \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \text{sgn}(\dot{x}_0)\mu_I g \sum_{i=0}^3 m_i \\ . \\ -\text{sgn}(\dot{x}'_2 - \dot{x}_2)\mu_{II} g(m'_2 + m_3) \\ \text{sgn}(\dot{x}'_2 - \dot{x}_2)\mu_{II} g(m'_2 + m_3) \\ . \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 129}) \end{aligned}$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} x_0 = y_1 & \rightarrow \dot{y}_1 = \dot{x}_0 = y_2, \\ \dot{x}_0 = y_2 & \rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{x}_0, \\ x_1 = y_3 & \rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_1 = y_4, \\ \dot{x}_1 = y_4 & \rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_1, \\ x_2 = y_5 & \rightarrow \dot{y}_5 = \dot{x}_2 = y_6, \\ \dot{x}_2 = y_6 & \rightarrow \dot{y}_6 = \ddot{x}_2, \\ x'_2 = y_7 & \rightarrow \dot{y}_7 = \dot{x}'_2 = y_8, \\ \dot{x}'_2 = y_8 & \rightarrow \dot{y}_8 = \ddot{x}'_2, \\ x_3 = y_9 & \rightarrow \dot{y}_9 = \dot{x}_3 = y_{10}, \\ \dot{x}_3 = y_{10} & \rightarrow \dot{y}_{10} = \ddot{x}_3. \end{aligned} \quad (\text{en. 130})$$

prevedemo sistem petih DE 2. reda na sistem desetih DE 1. reda

$$\begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & m_0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & m_1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & m_2 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & m'_2 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & m_3 & \cdot \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \\ \dot{y}_7 \\ \dot{y}_8 \\ \dot{y}_9 \\ \dot{y}_{10} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_2 \\ -c_1 y_2 + c_1 y_4 - k_1 y_1 + k_1 y_3 - m_0 \ddot{x}_g - \text{sgn}(y_2) F_{tr}^I \\ y_4 \\ -c_1 y_2 + (c_1 + c_2) y_4 + c_2 y_6 + k_1 y_1 - (k_1 + k_2) y_3 + k_2 y_5 - m_1 \ddot{x}_g \\ y_6 \\ c_2 y_4 - c_2 y_6 + k_2 y_3 - k_2 y_5 - m_2 \ddot{x}_g + \text{sgn}(y_8 - y_6) F_{tr}^{II} \\ y_8 \\ -c_3 y_8 + c_3 y_{10} - k_3 y_7 + k_3 y_9 - m'_2 \ddot{x}_g - \text{sgn}(y_8 - y_6) F_{tr}^{II} \\ y_{10} \\ c_3 y_8 - c_3 y_{10} + k_3 y_7 - k_3 y_9 - m_3 \ddot{x}_g \end{Bmatrix} \quad (\text{en. 131})$$

kjer sta sili trenja na nivoju I in nivoju II

$$F_{tr}^I = \mu_I g (m_0 + m_1 + m_2 + m'_2 + m_3), \quad (\text{en. 132})$$

$$F_{tr}^{II} = \mu_{II} g \text{sgn}_S(\dot{x}_2' - \dot{x}_2) (m'_2 + m_3). \quad (\text{en. 133})$$

Sistem nadalje pretvorimo v splošno obliko

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}, \quad (\text{en. 134})$$

oziroma

$$\begin{aligned}
\begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \\ \dot{y}_4 \\ \dot{y}_5 \\ \dot{y}_6 \\ \dot{y}_7 \\ \dot{y}_8 \\ \dot{y}_9 \\ \dot{y}_{10} \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{\dot{k}_1}{m_0} & -\frac{\dot{c}_1}{m_0} & \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{\dot{c}_1}{m_0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \frac{\dot{k}_1}{m_1} & \frac{\dot{c}_1}{m_1} & -\frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & -\frac{\dot{c}_1 + \dot{c}_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2} & \frac{\dot{c}_2}{m_2} & -\frac{\dot{k}_2}{m_2} & -\frac{\dot{c}_2}{m_2} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{\dot{k}_3}{m_2'} & -\frac{\dot{c}_3}{m_2'} & \frac{\dot{k}_3}{m_2'} & \frac{\dot{c}_3}{m_2'} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & -\frac{\dot{k}_3}{m_3} & -\frac{\dot{c}_3}{m_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \\ y_7 \\ y_8 \\ y_9 \\ y_{10} \end{Bmatrix} + \\
&+ \begin{Bmatrix} \cdot \\ -\ddot{x}_g + \operatorname{sgn}_s(y_2)\mu_I g \frac{\sum_{i=0}^3 m_i}{m_0} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \operatorname{sgn}_s(y_8 - y_6)\mu_{II} g \frac{m_2' + m_3}{m_2} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \operatorname{sgn}_s(y_8 - y_6)\mu_{II} g \frac{m_2' + m_3}{m_2'} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{Bmatrix}
\end{aligned}$$

(en. 135)

Tudi za ostale faze gibanja uporabimo splošno obliko zapisa, pri čemer se, v različnih fazah razlikujejo le posamezni elementi matrik A in B .

Primer 1: Sistem drsi na nivoju II in je vpet na nivoju I

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \frac{\dot{k}_1}{m_1} & \frac{c_1}{m_1} & -\frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & -\frac{c_1 + c_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{\dot{k}_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{\dot{k}_3}{m_2'} & -\frac{c_3}{m_2'} & \frac{\dot{k}_3}{m_2'} & \frac{c_3}{m_2'} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{c_3}{m_3} & -\frac{\dot{k}_3}{m_3} & -\frac{c_3}{m_3} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 136})$$

$$B = \begin{bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \text{sgn}_S(y_8 - y_6)\mu_{II}g \frac{m_2' + m_3}{m_2} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + \text{sgn}_S(y_8 - y_6)\mu_{II}g \frac{m_2' + m_3}{m_2'} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{bmatrix}. \quad (\text{en. 137})$$

Primer 2: Sistem drsi na nivoju I in je vpet na nivoju II

$$A = \begin{bmatrix} \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{1}{m_0} & \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{\dot{c}_1}{m_0} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} \\ \frac{\dot{k}_1}{m_1} & \frac{\dot{c}_1}{m_1} & \frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_1 + \dot{c}_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} \\ \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \frac{\dot{k}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2 + \dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \frac{\dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_3}{m_2 + m_2'} \\ \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \frac{\dot{k}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2 + \dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \dot{\cdot} & 1 & \frac{\dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_3}{m_2 + m_2'} \\ \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{1}{m_3} \\ \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} & \dot{\cdot} \end{bmatrix} \cdot$$

(en. 138)

$$B = \left\{ \begin{array}{c} \dot{\cdot} \\ -\ddot{x}_g - \text{sgn}_s(y_2) \mu_I g \frac{\sum_{i=0}^3 m_i}{m_0} \\ \dot{\cdot} \\ -\ddot{x}_g \\ \dot{\cdot} \\ -\ddot{x}_g \\ \dot{\cdot} \\ -\ddot{x}_g \\ \dot{\cdot} \\ -\ddot{x}_g \end{array} \right\} \cdot$$

(en. 139)

Primer 3: Sistem je vpet na nivoju I in II

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \frac{\dot{k}_1}{m_1} & \frac{\dot{c}_1}{m_1} & -\frac{\dot{k}_1 + \dot{k}_2}{m_1} & -\frac{\dot{c}_1 + \dot{c}_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2}{m_2 + m_2'} & -\frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & -\frac{\dot{c}_2 + \dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_2}{m_2 + m_2'} & -\frac{\dot{k}_2 + \dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & -\frac{\dot{c}_2 + \dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \cdot & 1 & \frac{\dot{k}_3}{m_2 + m_2'} & \frac{\dot{c}_3}{m_2 + m_2'} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & -\frac{\dot{k}_3}{m_3} & -\frac{\dot{c}_3}{m_3} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$

(en. 140)

$$B = \left\{ \begin{bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{bmatrix} \right\}$$

(en. 141)

Pogoje za začetek drsenja po posameznih fazah in za posamezen nivo (z besedami: vsota sil zaradi potresnega vzbujanja in odziva sistema nad obravnavanim nivojem mora biti večja od sile trenja na obravnavanem nivoju) podaja Preglednica 6.

Preglednica 6: Pogoji za začetek drsenja sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih
Table 6: Criteria for Transition Between the Sliding and Non-sliding Phases for a Two-Level Sliding System

		Začetek drsenja na nivoju I	Začetek drsenja na nivoju II
Ni drsenja	Nivo I	-	$\left \sum_{i=2'}^3 I_i \right > F_{tr}^{II}$
	Nivo II	$\left \sum_{i=0}^3 I_i \right > F_{tr}^I$	-
Dršenje	Nivo I	-	$\left \sum_{i=2'}^3 I_{i,s} \right > F_{tr}^{II}$
	Nivo II	$\left \sum_{i=0}^3 I_i + F_{tr}^{II} \right > F_{tr}^I$	-

Pogoje podane v Preglednica 6, je potrebno interpretirati na sledeč način: na primer, sistem bo začel drseti na nivoju II, pri čemer že drsi na nivoju I, pri izpolnitvi sledečega pogoja

$$\left| \sum_{i=2'}^3 I_{i,s} \right| > F_{tr}^{II}. \quad (\text{en. 142})$$

Oznake pomenijo

$$\sum_{i=0}^3 I_i = \sum_{i=0}^3 m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_0) + \sum_{i=1}^3 m_i \ddot{x}_i, \quad (\text{en. 143})$$

kar predstavlja vsoto sil nad nivojem I,

$$\sum_{i=2'}^3 I_i = \sum_{i=2'}^3 m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}'_2 + \ddot{x}_i) + \sum_{i=2+1}^3 m_i \ddot{x}_i, \quad (\text{en. 144})$$

je vsota sil nad nivojem II,

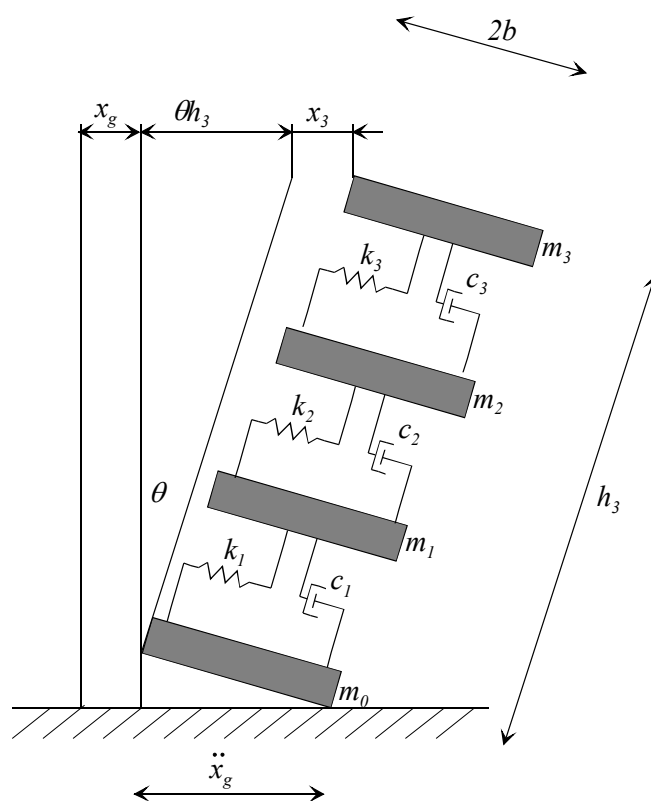
$$\sum_{i=2'}^3 I_{i,s} = \sum_{i=2'}^3 m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}'_2 + \ddot{x}_i) + \sum_{i=2+1}^3 m_i \ddot{x}_i, \quad (\text{en. 145})$$

je vsota sil nad nivojem II, ko sistem že drsi na nivoju I.

Vse zgoraj navedene enačbe in izrazi so splošno uporabni za sistem z n -etažami in drsno izolacijo tik nad temeljem in na nivoju m' (v prikazanem primeru $n = 3$ in $m' = 2$).

3.4.4 Zibanje trietažne konstrukcije

Shematičen prikaz zibanja trietažne konstrukcije prikazuje Slika 40.



Slika 40: Shematičen prikaz zibanja trietažne konstrukcije

Fig. 40: Rocking of a three-storey building

Osnovne enačbe zibanja trietažne konstrukcije zapišemo z ravnotežjem sistema kot celote in ravnotežjem posameznih mas

$$\begin{aligned} & \ddot{\theta}(m_0 b^2 + m_1(b^2 + h_1^2) + m_2(b^2 + h_2^2) + m_3(b^2 + h_3^2)) + m_1 h_1 \ddot{x}_1 + m_2 h_2 \ddot{x}_2 + m_3 h_3 \ddot{x}_3 = \\ & = -\ddot{x}_g(m_1 h_1 + m_2 h_2 + m_3 h_3) - (m_0 + m_1 + m_2 + m_3)gb \end{aligned} \quad (\text{en. 146})$$

$$m_1 h_1 \ddot{\theta} + m_1 \ddot{x}_1 + (c_1 + c_2)\dot{x}_1 - c_2 \dot{x}_2 + (k_1 + k_2)x_1 - k_2 x_2 = -m_1 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 147})$$

$$m_2 h_2 \ddot{\theta} + m_2 \ddot{x}_2 - c_2 \dot{x}_1 + (c_2 + c_3)\dot{x}_2 - c_3 \dot{x}_3 - k_2 x_1 + (k_2 + k_3)x_2 - k_3 x_3 = -m_2 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 148})$$

$$m_3 h_3 \ddot{\theta} + m_3 \ddot{x}_3 - c_3 \dot{x}_2 + c_3 \dot{x}_3 - k_3 x_2 + k_3 x_3 = -m_3 \ddot{x}_g, \quad (\text{en. 149})$$

znak \mp definiramo kot

$$\text{sgn}_R = -\text{predznak}(\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g). \quad (\text{en. 150})$$

Matrični zapis osnovnih enačb

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=0}^3 m_i (b^2 + h_i^2) & m_1 h_1 & m_2 h_2 & m_3 h_3 \\ m_1 h_1 & m_1 & . & . \\ m_2 h_2 & . & m_2 & . \\ m_3 h_3 & . & . & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} . & . & . & . \\ . & c_1 + c_2 & -c_2 & . \\ . & -c_2 & c_2 + c_3 & -c_2 \\ . & . & -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} . & . & . & . \\ . & k_1 + k_2 & -k_2 & . \\ . & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_2 \\ . & . & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sum_{i=1}^3 m_i h_i & . & . & . \\ . & -m_1 & . & . \\ . & . & -m_2 & . \\ . & . & . & -m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_g \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \text{sgn}_R \sum_{i=0}^3 m_i g b \\ . \\ . \\ . \end{Bmatrix}. \quad (\text{en. 151})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \theta = y_1 &\rightarrow \dot{y}_1 = \dot{\theta} = y_2, \\ \dot{\theta} = y_2 &\rightarrow \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \\ x_1 = y_3 &\rightarrow \dot{y}_3 = \dot{x}_1 = y_4, \\ \dot{x}_1 = y_4 &\rightarrow \dot{y}_4 = \ddot{x}_1, \\ x_2 = y_5 &\rightarrow \dot{y}_5 = \dot{x}_2 = y_6, \\ \dot{x}_2 = y_6 &\rightarrow \dot{y}_6 = \ddot{x}_2, \\ x_3 = y_7 &\rightarrow \dot{y}_7 = \dot{x}_3 = y_8, \\ \dot{x}_3 = y_8 &\rightarrow \dot{y}_8 = \ddot{x}_3, \end{aligned} \quad (\text{en. 152})$$

prevedemo osnovni sistem štirih DE 2. reda na sistem osmih DE 1. reda in ga zapišemo v splošni obliki

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}. \quad (\text{en. 153})$$

Zaradi velikosti in preglednosti, so v nadaljevanju podani samo neničelni elementi matrike A

$$A(1,2) = 1$$

$$A(3,4) = 1$$

$$A(5,6) = 1$$

$$A(7,8) = 1$$

$$A(2,3) = \frac{-h_2 k_2 + h_1(k_1 + k_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(2,4) = \frac{-h_2 c_2 + h_1(c_1 + c_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(2,5) = \frac{-h_1 k_2 + h_2 k_2 + h_2 k_3 - h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(2,6) = \frac{-h_1 c_2 + h_2 c_2 + h_2 c_3 - h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(2,7) = \frac{-h_2 k_3 + h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(2,8) = \frac{-h_2 c_3 + h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,3) = \frac{h_1 h_2 k_2 m_1 - h_1^2(k_1 + k_2)m_1 - b^2(k_1 + k_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,4) = \frac{h_1 h_2 c_2 m_1 - h_1^2(c_1 + c_2)m_1 - b^2(c_1 + c_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,5) = \frac{h_1^2 k_2 m_1 - h_1 h_2 k_2 m_1 - h_1 h_2 k_3 m_1 + h_1 h_3 k_3 m_1 + b^2 k_2 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,6) = \frac{h_1^2 c_2 m_1 - h_1 h_2 c_2 m_1 - h_1 h_2 c_3 m_1 + h_1 h_3 c_3 m_1 + b^2 c_2 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,7) = \frac{h_1 h_2 k_3 m_1 - h_1 h_3 k_3 m_1}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(4,8) = \frac{h_1 h_2 c_3 m_1 - h_1 h_3 c_3 m_1}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,3) = \frac{k_2}{m_2} + \frac{h_2^2 k_2 - h_1 h_2(k_1 + k_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,4) = \frac{c_2}{m_2} + \frac{h_2^2 c_2 - h_1 h_2(c_1 + c_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,5) = \frac{-k_2 - k_3}{m_2} + \frac{h_1 h_2 k_2 - h_2^2 k_2 - h_2^2 k_3 + h_2 h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,6) = \frac{-c_2 - c_3}{m_2} + \frac{h_1 h_2 c_2 - h_2^2 c_2 - h_2^2 c_3 + h_2 h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,7) = \frac{k_3}{m_2} + \frac{h_2^2 k_3 - h_2 h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,8) = \frac{c_3}{m_2} + \frac{h_2^2 c_3 - h_2 h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$\begin{aligned}
A(8,3) &= \frac{h_2 h_3 k_2 m_3 - h_1 h_3 (k_1 + k_2) m_3}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(8,4) &= \frac{h_2 h_3 c_2 m_3 - h_1 h_3 (c_1 + c_2) m_3}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(8,5) &= \frac{h_1 h_3 k_2 m_3 - h_2 h_3 k_2 m_3 - h_2 h_3 k_3 m_3 + h_3^2 k_3 m_3 + b^2 k_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(8,6) &= \frac{h_1 h_3 c_2 m_3 - h_2 h_3 c_2 m_3 - h_2 h_3 c_3 m_3 + h_3^2 c_3 m_3 + b^2 c_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(8,7) &= \frac{h_2 h_3 k_3 m_3 - h_3^2 k_3 m_3 - b^2 k_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(8,8) &= \frac{h_2 h_3 c_3 m_3 - h_3^2 c_3 m_3 - b^2 c_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i}
\end{aligned}$$

(en. 154)

Stolpec B ima obliko

$$B = \begin{Bmatrix} \dot{g} \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + g h_1 \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + g h_2 \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + g h_3 \frac{\text{sgn}_R}{b} \end{Bmatrix}.$$

(en. 155)

Pogoj za začetek zibanja je

$$|M_{prev}| \geq M_{vztr},$$

(en. 156)

pri čemer sta momenta izražena z enačbama

$$M_{prev} = m_1 h_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + m_2 h_2 (\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + m_3 h_3 (\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g),$$

(en. 157)

$$M_{vztr} = \sum_{i=0}^3 m_i g b, \quad (\text{en. 158})$$

oziroma

$$\left| m_1 h_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + m_2 h_2 (\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + m_3 h_3 (\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g) \right| \geq \sum_{i=0}^3 m_i g b. \quad (\text{en. 159})$$

Podobno kot pri togem telesu in sistemu z eno prostostno stopnjo, lahko tudi v tem primeru zapišemo pogoj za začetek zibanja z razmerjem med višino in širino. Pri tem predpostavimo, da ima sistem enake medetažne višine, to je $h_1 = \frac{h_3}{3}$ in $h_2 = \frac{2h_3}{3}$ ter da so mase posameznih etaž enake, to je $m_0 = m_1 = m_2 = m_3 = m$. Ob upoštevanju navedenega, lahko pogoj za začetek zibanja zapišemo v obliki

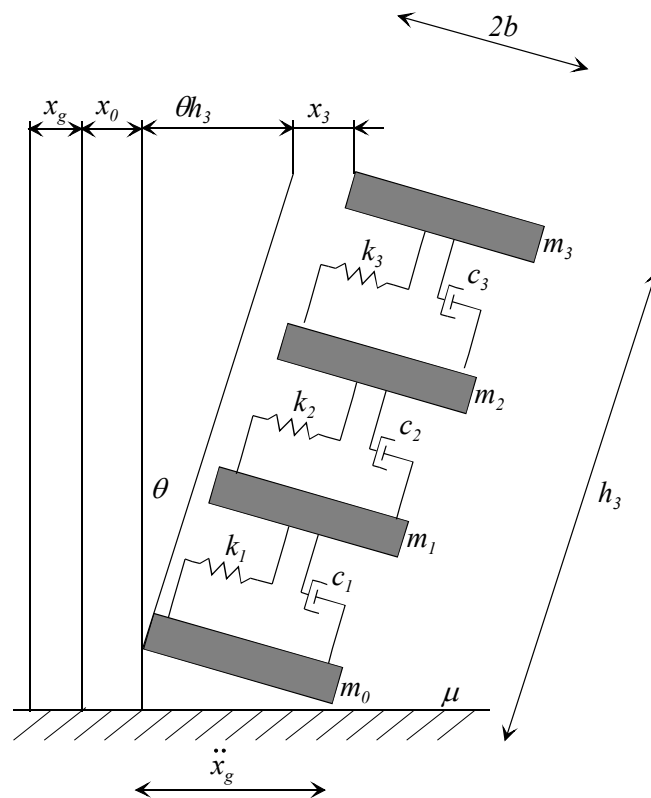
$$\frac{h_3}{2b} \geq \frac{6g}{(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + 2(\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + 3(\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g)}. \quad (\text{en. 160})$$

Če dodatno predpostavimo, da je oblika odziva sistema linearna po višini, to je $\ddot{x}_1 = \frac{\ddot{x}_3}{3}$ in $\ddot{x}_2 = \frac{2\ddot{x}_3}{3}$, zgornja enačba preide v obliko

$$\frac{h_3}{2b} \geq \frac{9g}{7\ddot{x}_3 + 9\ddot{x}_g}. \quad (\text{en. 161})$$

3.4.5 Drsenje in zibanje trietažne konstrukcije

Shematičen prikaz drsenja in zibanja trietažne konstrukcije prikazuje Slika 41.



Slika 41: Shematičen prikaz drsenja in zibanja trietažne konstrukcije
Fig. 41: Sliding and rocking of a three-storey building

Osnovne enačbe zapisane v matrični obliki so

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=0}^3 m_i \cdot (b^2 + h_i^2) & m_1 h_1 & m_1 h_1 & m_2 h_2 & m_3 h_3 \\ m_1 h_1 & \sum_{i=0}^3 m_i & m_1 & m_2 & m_3 \\ m_1 h_1 & m_1 & m_1 & \cdot & \cdot \\ m_2 h_2 & m_2 & \cdot & m_1 & \cdot \\ m_3 h_3 & m_3 & \cdot & \cdot & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\theta} \\ \ddot{x}_0 \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & c_1 + c_2 & -c_2 & \cdot \\ \cdot & \cdot & -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ \cdot & \cdot & \cdot & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta} \\ \dot{x}_0 \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & k_1 + k_2 & -k_2 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ \cdot & \cdot & \cdot & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ x_0 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^3 m_i h_i \\ \sum_{i=0}^3 m_i \\ m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix} \left\{ \ddot{x}_g \right\} - \begin{bmatrix} \operatorname{sgn}_R g b \sum_{i=0}^3 m_i \\ \operatorname{sgn}_S g \mu \sum_{i=0}^3 m_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{bmatrix}$$

(en. 162)

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned}
 \theta &= y_1 & \rightarrow & \dot{y}_1 = \dot{\theta} = y_2, \\
 \dot{\theta} &= y_2 & \rightarrow & \dot{y}_2 = \ddot{\theta}, \\
 x_0 &= y_3 & \rightarrow & \dot{y}_3 = \dot{x}_0 = y_4, \\
 \dot{x}_0 &= y_4 & \rightarrow & \dot{y}_4 = \dot{x}_0, \\
 x_1 &= y_5 & \rightarrow & \dot{y}_5 = \dot{x}_1 = y_6, \\
 \dot{x}_1 &= y_6 & \rightarrow & \dot{y}_6 = \ddot{x}_1, \\
 x_2 &= y_7 & \rightarrow & \dot{y}_7 = \dot{x}_2 = y_8, \\
 \dot{x}_2 &= y_8 & \rightarrow & \dot{y}_8 = \ddot{x}_2, \\
 x_3 &= y_9 & \rightarrow & \dot{y}_9 = \dot{x}_3 = y_{10}, \\
 \dot{x}_3 &= y_{10} & \rightarrow & \dot{y}_{10} = \ddot{x}_3,
 \end{aligned} \tag{en. 163}$$

prevedemo osnovni sistem petih DE 2. reda na sistem desetih DE 1. reda in ga zapišemo v splošni obliki

$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}. \tag{en. 164}$$

Zaradi velikosti in preglednosti, so v nadaljevanju podani samo neničelni elementi matrike A

$$\begin{aligned}
 A(1,2) &= 1 & A(3,4) &= 1 & A(5,6) &= 1 & A(7,8) &= 1 & A(9,10) &= 1 \\
 A(2,5) &= \frac{k_2(h_1 - h_2)m_0 + k_1(h_1m_0 + h_2m_2 + h_3m_3)}{b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2m_2 + h_3m_3)^2} \\
 A(2,6) &= \frac{c_2(h_1 - h_2)m_0 + c_1(h_1m_0 + h_2m_2 + h_3m_3)}{b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2m_2 + h_3m_3)^2} \\
 A(2,7) &= \frac{k_2(h_1 - h_2) + k_3(-h_2 + h_3)}{-b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2m_2 + h_3m_3)^2} \\
 A(2,8) &= \frac{c_2(h_1 - h_2) + c_3(-h_2 + h_3)}{-b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2m_2 + h_3m_3)^2} \\
 A(2,9) &= \frac{k_3(h_2 - h_3)m_0}{-b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2m_2 + h_3m_3)^2} \\
 A(2,10) &= \frac{k_3(h_2 - h_3)m_0}{-b^2m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2m_2 + h_3m_3)^2}
 \end{aligned}$$

$$A(4,5) = \frac{b^2 k_1 \sum_{i=0}^3 m_i + ((k_1 + k_2)h_1 - k_2 h_2)(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(4,6) = \frac{b^2 c_1 \sum_{i=0}^3 m_i + ((c_1 + c_2)h_1 - c_2 h_2)(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(4,7) = \frac{(k_2(h_1 - h_2) + k_3(-h_2 + h_3))(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(4,8) = \frac{(c_2(h_1 - h_2) + c_3(-h_2 + h_3))(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(4,9) = \frac{k_3(h_2 - h_3)(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(4,10) = \frac{c_3(h_2 - h_3)(h_2 m_2 + h_3 m_3)}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(6,5) = \frac{- \left(\left(b^2(k_2 m_0 + k_1(m_0 + m_1)) \sum_{i=0}^3 m_i + k_1(h_1^2 m_0 m_1 + 2h_1 m_1(h_2 m_2 + h_3 m_3) - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2) + \right. \right. \\ \left. \left. + k_2(h_1^2 m_0 m_1 + h_1 m_1(h_2(-m_0 + m_2) + h_3 m_3) - (h_2 m_2 - h_3 m_3)(h_2(m_1 + m_2) + h_3 m_3)) \right) \right)}{m_1 \left(b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(6,6) = \frac{- \left(\left(b^2(c_2 m_0 + c_1(m_0 + m_1)) \sum_{i=0}^3 m_i + c_1(h_1^2 m_0 m_1 + 2h_1 m_1(h_2 m_2 + h_3 m_3) - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2) + \right. \right. \\ \left. \left. + c_2(h_1^2 m_0 m_1 + h_1 m_1(h_2(-m_0 + m_2) + h_3 m_3) - (h_2 m_2 - h_3 m_3)(h_2(m_1 + m_2) + h_3 m_3)) \right) \right)}{m_1 \left(b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(6,7) = \frac{\left(b^2 k_2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - k_3(h_2 - h_3)m_1(h_1 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3) + \right. \\ \left. k_2(h_1^2 m_0 m_1 + h_1 m_1(-h_2 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3) - (h_2 m_2 + h_3 m_3)(h_2(m_1 + m_2) + h_3 m_3)) \right)}{m_1 \left(b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(6,8) = \frac{\left(b^2 c_2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - c_3 (h_2 - h_3) m_1 (h_1 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3) + \right. \\ \left. c_2 (h_1^2 m_0 m_1 + h_1 m_1 (-h_2 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3)) - (h_2 m_2 + h_3 m_3) (h_2 (m_1 + m_2) + h_3 m_3) \right)}{m_1 \left(b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(6,9) = \frac{k_3 (h_2 - h_3) (h_1 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(6,10) = \frac{c_3 (h_2 - h_3) (h_1 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(8,5) = \frac{h_2 m_2 (k_1 h_1 m_0 + k_1 (h_1 + h_2) m_2 + k_2 (-h_2 m_0 + h_1 (m_0 + m_2))) + (k_1 + k_2) (h_1 + h_2) h_3 m_2 m_3}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} +$$

$$+ \frac{k_2 h_3^2 m_3^2 - b^2 (k_2 m_0 - k_1 m_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(8,6) = \frac{h_2 m_2 (c_1 h_1 m_0 + c_1 (h_1 + h_2) m_2 + c_2 (-h_2 m_0 + h_1 (m_0 + m_2))) + (c_1 + c_2) (h_1 + h_2) h_3 m_2 m_3}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} +$$

$$+ \frac{c_2 h_3^2 m_3^2 - b^2 (c_2 m_0 - c_1 m_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(8,7) = \frac{-h_2 m_2 (k_2 (-h_2 m_0 + h_1 (m_0 + m_2)) + k_3 (-h_2 m_0 + h_3 (m_0 + m_2)))}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} -$$

$$\frac{h_3 (k_2 (h_1 + h_2) + k_3 (h_2 + h_3)) m_2 m_3 - (k_2 + k_3) h_3^2 + m_3^2 + b^2 (k_2 + k_3) m_0 \sum_{i=0}^3 m_i}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(8,8) = \frac{-h_2 m_2 (c_2 (-h_2 m_0 + h_1 (m_0 + m_2)) + c_3 (-h_2 m_0 + h_3 (m_0 + m_2)))}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$\frac{h_3 (c_2 (h_1 + h_2) + c_3 (h_2 + h_3)) m_2 m_3 - (c_2 + c_3) h_3^2 + m_3^2 + b^2 (c_2 + c_3) m_0 \sum_{i=0}^3 m_i}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(8,9) = \frac{k_3 \left(-h_2^2 m_0 m_2 + h_3^2 m_3 (m_2 + m_3) + h_2 h_3 m_2 (m_0 + m_2 + m_3) - b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i \right)}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(8,10) = \frac{c_3 \left(-h_2^2 m_0 m_2 + h_3^2 m_3 (m_2 + m_3) + h_2 h_3 m_2 (m_0 + m_2 + m_3) - b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i \right)}{m_2 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$A(10,5) = \frac{b^2 k_1 \sum_{i=0}^3 m_i + k_1 (h_1 h_3 m_0 + h_1 h_2 m_2 + h_2 h_3 m_2 + h_3 (h_1 + h_3) m_3) + k_2 (h_1 - h_2) (h_2 m_2 + h_3 (m_0 + m_3))}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(10,6) = \frac{b^2 c_1 \sum_{i=0}^3 m_i + c_1 (h_1 h_3 m_0 + h_1 h_2 m_2 + h_2 h_3 m_2 + h_3 (h_1 + h_3) m_3) + c_2 (h_1 - h_2) (h_2 m_2 + h_3 (m_0 + m_3))}{-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}$$

$$A(10,7) = \frac{b^2 k_3 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + k_2 (h_1 - h_2) m_3 (h_2 m_2 + h_3 (m_0 + m_3))}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$\frac{k_3 (-h_3^2 m_0 m_3 + h_2^2 m_2 (m_2 + m_3) + h_2 h_3 m_3 (m_0 + m_2 + m_3))}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}$$

$$\begin{aligned}
 A(10,8) &= - \frac{b^2 c_3 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + c_2 (h_1 - h_2) m_3 (h_2 m_2 + h_3 (m_0 + m_3))}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} - \\
 & \frac{c_3 \left(-h_3^2 m_0 m_3 + h_2^2 m_2 (m_2 + m_3) + h_2 h_3 m_3 (m_0 + m_2 + m_3) \right)}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} \\
 A(10,9) &= \frac{k_3 \left(h_3^2 m_0 m_3 - h_2^2 m_2 (m_2 + m_3) - h_2 h_3 m_3 (m_0 + m_2 + m_3) + b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i \right)}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)} \\
 A(10,10) &= \frac{c_3 \left(h_3^2 m_0 m_3 - h_2^2 m_2 (m_2 + m_3) - h_2 h_3 m_3 (m_0 + m_2 + m_3) + b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i \right)}{m_3 \left(-b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i + (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2 \right)}, \quad (\text{en. 165})
 \end{aligned}$$

Tudi za vektor B izpišemo samo neničelne elemente

$$\begin{aligned}
 B(2,1) &= - \left(b g m_0 \sum_{i=0}^3 m_i \operatorname{sgn}_R + (h_2 m_2 + h_3 m_3) \frac{g \sum_{i=0}^3 m_i \mu \operatorname{sgn}_S + m_0 \ddot{x}_g}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} \right) \\
 B(4,1) &= - \left(b \sum_{i=0}^3 m_i \frac{g (h_2 m_2 + h_3 m_3) \operatorname{sgn}_R + b g \sum_{i=0}^3 m_i \mu \operatorname{sgn}_S + b m_0 \ddot{x}_g}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} \right) \\
 B(6,1) &= \frac{g \sum_{i=0}^3 m_i \left(b (h_1 m_0 h_2 m_2 + h_3 m_3) \operatorname{sgn}_R + b^2 \sum_{i=0}^3 m_i \mu \operatorname{sgn}_S + h_1 (h_2 m_2 + h_3 m_3) \mu \operatorname{sgn}_S \right)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} + \\
 & + \frac{(h_2 m_2 + h_3 m_3) (h_1 m_0 + h_2 m_2 + h_3 m_3) \ddot{x}_g}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B(8,1) &= \frac{g \sum_{i=0}^3 m_i \left(b(h_2(m_0 + m_2) + h_3 m_3) \operatorname{sgn}_R + b^2 \sum_{i=0}^3 m_i \mu \operatorname{sgn}_S + h_2(h_2 m_2 + h_3 m_3) \mu \operatorname{sgn}_S \right)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} + \\
&+ \frac{(h_2 m_2 + h_3 m_3)(h_2(m_0 + m_2) + h_3 m_3) \ddot{x}_g}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} \\
B(10,1) &= \frac{g \sum_{i=0}^3 m_i \left(b(h_2 m_2 + h_3(m_0 + m_3)) \operatorname{sgn}_R + b^2 \sum_{i=0}^3 m_i \mu \operatorname{sgn}_S + h_2(h_2 m_2 + h_3 m_3) \mu \operatorname{sgn}_S \right)}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2} + \\
&+ \frac{(h_2 m_2 + h_3 m_3)(h_2 m_2 + h_3(m_0 + m_3)) \ddot{x}_g}{b^2 m_0 \sum_{i=0}^3 m_i - (h_2 m_2 + h_3 m_3)^2}.
\end{aligned} \tag{en. 166}$$

Za začetek drsenja in zibanja morata biti izpolnjena dva pogoja

$$|M_{prev}| \geq M_{vztr}, \tag{en. 167}$$

in hkrati

$$\left| \sum_{i=0}^N I_i \right| > F_{tr}, \tag{en. 168}$$

kjer so

$$M_{prev} = m_1 h_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + m_2 h_2 (\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + m_3 h_3 (\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g), \tag{en. 169}$$

$$M_{vztr} = \sum_{i=0}^3 m_i g b, \tag{en. 170}$$

$$F_{tr} = \mu \cdot g \sum_{i=0}^3 m_i, \tag{en. 171}$$

$$\sum_{i=0}^N I_i = \sum_{i=0}^N m_i (\ddot{x}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_i). \quad (\text{en. 172})$$

Tudi za ostale faze gibanja uporabimo splošno obliko zapisa, pri čemer se za različne faze razlikujejo le posamezni elementi matrik A in B .

Primer 1: Trietažna vpeta konstrukcija

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & -\frac{k_1+k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{\dot{c}_2}{m_1} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_2}{m_2} & \frac{\dot{c}_2}{m_2} & -\frac{k_2+k_3}{m_2} & -\frac{c_2+c_3}{m_2} & \frac{\dot{k}_3}{m_2} & \frac{\dot{c}_3}{m_2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{\dot{c}_3}{m_3} & -\frac{k_3}{m_3} & -\frac{c_3}{m_3} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 173})$$

$$B = \left. \begin{matrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g \end{matrix} \right\}. \quad (\text{en. 174})$$

Primer 2: Drsenje trietažne konstrukcije

$$A = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{c_1}{m_0} & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{k_2 m_0 + \dot{k}_1(m_0 + m_1)}{m_0 m_1} & \frac{c_2 m_0 + c_1(m_0 + m_1)}{m_0 m_1} & \frac{\dot{k}_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{k_2 m_0 - \dot{k}_1 m_2}{m_0 m_2} & \frac{c_2 m_0 - c_1 m_2}{m_0 m_2} & \frac{-k_2 m_0 - k_3 m_0}{m_0 m_2} & \frac{-c_2 m_0 - c_3 m_0}{m_0 m_2} & \frac{\dot{k}_3}{m_2} & \frac{c_3}{m_2} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\dot{k}_1}{m_0} & \frac{c_1}{m_0} & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{c_3}{m_3} & \frac{\dot{k}_3}{m_3} & \frac{c_3}{m_3} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} \quad (\text{en. 175})$$

$$B = \left\{ \begin{array}{l} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\text{sgn}_S \frac{\mu}{m_0} \sum_{i=0}^3 m_i - \ddot{x}_g \\ \cdot \\ \text{sgn}_S \frac{\mu}{m_0} \sum_{i=0}^3 m_i \\ \cdot \\ \text{sgn}_S \frac{\mu}{m_0} \sum_{i=0}^3 m_i \\ \cdot \\ \text{sgn}_S \frac{\mu}{m_0} \sum_{i=0}^3 m_i \end{array} \right\}. \quad (\text{en. 176})$$

Primer 3: Zibanje trietažne konstrukcije

Neničelni elementi matrike A

$$\begin{aligned} A(1,2) &= 1 & A(5,6) &= 1 & A(7,8) &= 1 & A(9,10) &= 1 \\ A(2,5) &= \frac{-h_2 k_2 + h_1(k_1 + k_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(2,6) &= \frac{-h_2 c_2 + h_1(c_1 + c_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} \\ A(2,7) &= \frac{-h_1 k_2 + h_2 k_2 + h_2 k_3 - h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(2,8) &= \frac{-h_1 c_2 + h_2 c_2 + h_2 c_3 - h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} \end{aligned}$$

$$A(2,9) = \frac{-h_2 k_3 + h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} \qquad A(2,10) = \frac{-h_2 c_3 + h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,5) = \frac{h_1 h_2 k_2 m_1 - h_1^2 (k_1 + k_2) m_1 - b^2 (k_1 + k_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,6) = \frac{h_1 h_2 c_2 m_1 - h_1^2 (c_1 + c_2) m_1 - b^2 (c_1 + c_2) \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,7) = \frac{h_1^2 k_2 m_1 - h_1 h_2 k_2 m_1 - h_1 h_2 k_3 m_1 + h_1 h_3 k_3 m_1 + b^2 k_2 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,8) = \frac{h_1^2 c_2 m_1 - h_1 h_2 c_2 m_1 - h_1 h_2 c_3 m_1 + h_1 h_3 c_3 m_1 + b^2 c_2 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(6,9) = \frac{h_1 h_2 k_3 m_1 - h_1 h_3 k_3 m_1}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i} \qquad A(6,10) = \frac{h_1 h_2 c_3 m_1 - h_1 h_3 c_3 m_1}{b^2 m_1 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(8,5) = \frac{k_2}{m_2} + \frac{h_2^2 k_2 - h_1 h_2 (k_1 + k_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} \qquad A(8,6) = \frac{c_2}{m_2} + \frac{h_2^2 c_2 - h_1 h_2 (c_1 + c_2)}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(8,7) = \frac{-k_2 - k_3}{m_2} + \frac{h_1 h_2 k_2 - h_2^2 k_2 - h_2^2 k_3 + h_2 h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(8,8) = \frac{-c_2 - c_3}{m_2} + \frac{h_1 h_2 c_2 - h_2^2 c_2 - h_2^2 c_3 + h_2 h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$A(8,9) = \frac{k_3}{m_2} + \frac{h_2^2 k_3 - h_2 h_3 k_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i} \qquad A(8,10) = \frac{c_3}{m_2} + \frac{h_2^2 c_3 - h_2 h_3 c_3}{b^2 \sum_{i=0}^3 m_i}$$

$$\begin{aligned}
A(10,5) &= \frac{h_2 h_3 k_2 m_3 - h_1 h_3 (k_1 + k_2) m_3}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(10,6) &= \frac{h_2 h_3 c_2 m_3 - h_1 h_3 (c_1 + c_2) m_3}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(10,7) &= \frac{h_1 h_3 k_2 m_3 - h_2 h_3 k_2 m_3 - h_2 h_3 k_3 m_3 + h_3^2 k_3 m_3 + b^2 k_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(10,8) &= \frac{h_1 h_3 c_2 m_3 - h_2 h_3 c_2 m_3 - h_2 h_3 c_3 m_3 + h_3^2 c_3 m_3 + b^2 c_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} \\
A(10,9) &= \frac{h_2 h_3 k_3 m_3 - h_3^2 k_3 m_3 - b^2 k_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i} & A(10,10) &= \frac{h_2 h_3 c_3 m_3 - h_3^2 c_3 m_3 - b^2 c_3 \sum_{i=0}^3 m_i}{b^2 m_3 \sum_{i=0}^3 m_i}
\end{aligned}$$

(en. 177)

Matrika B ima obliko

$$B = \begin{Bmatrix} \cdot \\ g \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + gh_1 \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + gh_2 \frac{\text{sgn}_R}{b} \\ \cdot \\ -\ddot{x}_g + gh_3 \frac{\text{sgn}_R}{b} \end{Bmatrix} \cdot \quad (\text{en. 178})$$

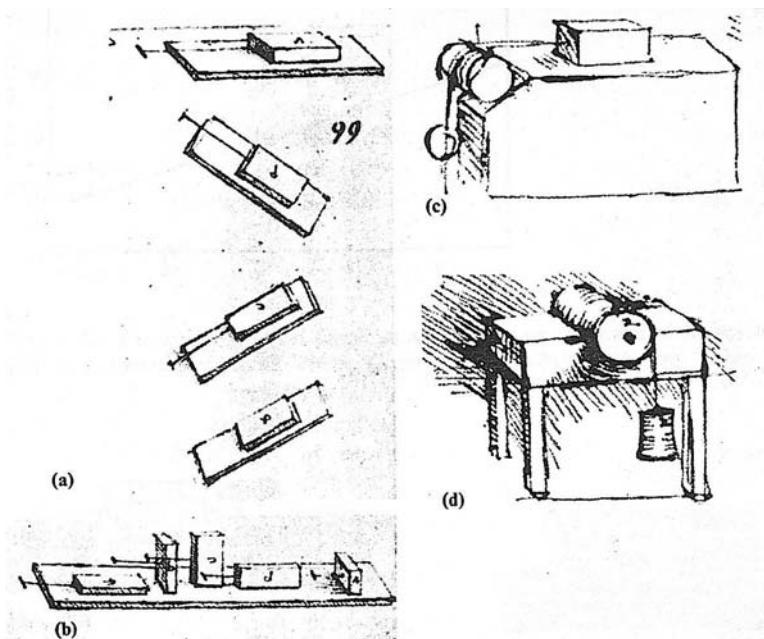
3.5 Osnovni principi drsnega trenja

Na telo, ki leži oziroma se giblje po podlagi, poleg drugih sil deluje tudi sila podlage, ki omogoča da telo, na podlagi miruje, pri premikanju telesa na podlagi pa nasprotuje gibanju. Površina trdnega telesa ni nikoli povsem gladka (Whitehouse et al. 1970):

»All surface are rough. This is the starting point from which current ideas about friction, wear, and other aspects of surfaces in contact have evolved.«

Dotikajoči telesi se zaradi hrapavosti njunih površin stikata le na nekaterih mestih. Čim večja je skupna stična površina obeh teles, tem močnejše učinkujejo sile med atomi, ki telesi povežejo. V primeru povečanja sile na telo v smeri pravokotno na podlago, se telo in podlaga na stičnih mestih deformirata, s čimer se poveča tudi stična površina. Za premik (zdrs) telesa po podlagi je potrebna sila, ki povzroči pretrg nastalih vezi med telesom in podlago.

Znanstveni prispevki o trenju segajo daleč nazaj v zgodovino med dela Da Vincija, Amontonsa in Coulomba (Parsons, 1968), (Heyman, 1972), Slika 42.



Slika 42: Študije trenja, ki jih je izvedel Leonardo da Vinci: a) sila trenja med vodoravno in nagnjeno površino, b) vpliv velikosti stične površine na silo trenja, c) sila trenja na vodoravni ravnini s pomočjo škripca, d) trenje valja (Persson, 2000)

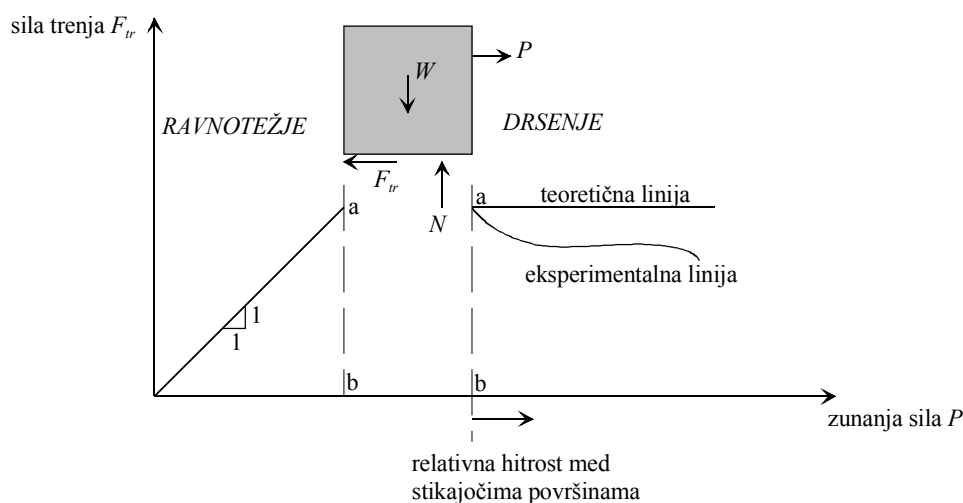
Fig. 42: Leonardo da Vinci's studies of friction showing experiments to determine: a) the friction force developed between the horizontal and inclined planes, b) the influence on the apparent contact area upon the friction force, c) the friction developed on a horizontal plane by means of a pulley, d) the frictional torque on a roller and half bearing (Persson, 2000)

Osnovni princip temelji na hipotezah katerih podlaga so bile eksperimentalne preiskave drsenja pravokotnih blokov:

- Dokler je normalna sila konstantna je največja dosežena sila trenja neodvisna od dejanske kontaktne površine.

- Če je pritisk na stikajočo površino dveh drsni teles enakomerno razporejen, je največja dosežena sila trenja premosorazmerna skupni normalni sili, ki deluje na površino.
- Največja statična sila trenja je večja od dinamične sile trenja.
- Za majhne hitrosti drsenja je sila trenja neodvisna od hitrosti drsenja.

Uporaba fizikalnega pojava trenja je področje potresne izolacije dopolnila z razvojem drsne potresne izolacije ter elementi (disipatorji) drsne potresne izolacije, ki učinkovito izkoriščajo trenjsko silo za disipacijo vhodne energije zaradi potresnega ali drugega dinamičnega vzbujanja. Slika 43 prikazuje sile, ki delujejo med drsenjem (trenjem) telesa po »ravnici« podlagi.



Slika 43: Sile med drsenjem telesa po "ravnici" hrapavi podlagi

Fig. 43: Relationship between the friction force and the applied horizontal force

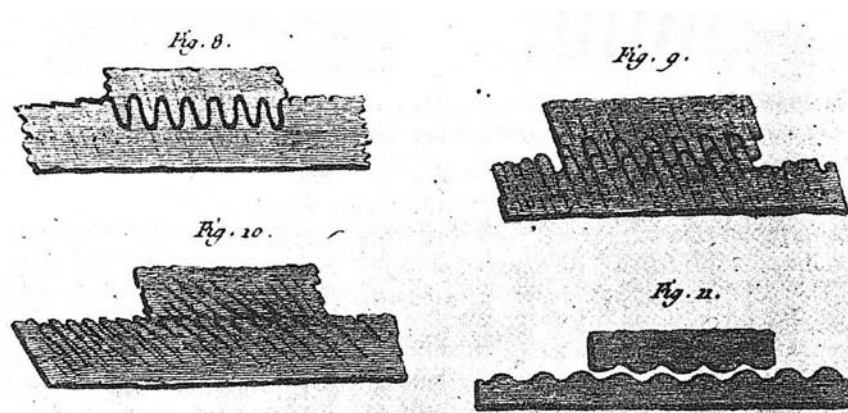
F_{tr} je sila trenja med telesom teže W in drsno površino, N je normalna sila podlage in P je zunanja sila, ki deluje na telo. Sila trenja F_{tr} ima vedno nasprotno smer od drsenja oz. relativnega gibanja med dvema telesoma. Statična sila trenja narašča z naraščanjem sile P in je vedno tista minimalna sila potrebna za vzdrževanje ravnotežja ali preprečitev relativnega zdrsa med dotikajočima se telesoma. Po začetku drsenje je dinamična sila trenja F_{tr} približno konstantna. S spreminjanjem relativne hitrosti med drsečima telesoma, se dinamična sila trenja spreminja, Slika 43. V nadaljevanju je podan najprej osnovni princip Coulombovega modela trenja, nato pa tudi ostali modeli, ki jih literatura navaja v povezavi z drsno potresno izolacijo.

3.5.1 Coulombov model trenja

Koeficient trenja označen z μ , je definiran kot razmerje med absolutno vrednostjo sile trenja F_{\max} in velikostjo normalne sile N med dvema površinama oz. v matematični obliki

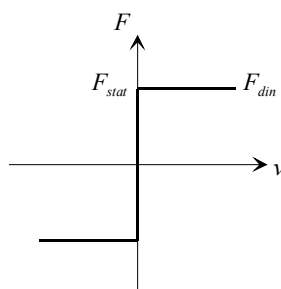
$$\mu = \frac{|F_{\max}|}{N}, \quad (\text{en. 179})$$

kar predstavlja osnovni Coulombov zakon trenja, ki se najpogosteje uporablja pri modeliranju trenja drsnih sistemov potresne izolacije.



Slika 44: Coulombove analize neravnih površin, 1785 (Persson, 2000)
Fig. 44: Coulomb's analyses of rough surfaces, 1785 (Persson, 2000)

Predpostavljeno je, da je sorazmernostni faktor (koeficient trenja) konstanten, Slika 45.



Slika 45: Coulombov model trenja
Fig. 45: Coulomb's friction model

Sila trenja je torej izražena kot

$$F_d = \mu \cdot F_N \operatorname{sgn}(v), \quad (\text{en. 180})$$

kjer je F_N normalna sila na drsno površino, F_d je sila trenja med drsenjem, μ je enoten koeficient trenja za fazo mirovanja in drsenja, v je relativna hitrost drsenja in $\operatorname{sgn}(v)$ funkcija predznaka smeri drsenja, ki je enaka +1 za pozitivno relativno hitrost drsenja in -1 za negativno relativno hitrost drsenja.

Koncept Coulombovega trenja predstavlja najpogostejšo idealizacijo dejanskega trenja pri drsenju. Vrednost koeficienta trenja pa je odvisna od mnogih faktorjev in v določenem trenutku funkcija ne le materialov stikajočih teles ampak tudi trenutnega stanja površine po kateri telesi drsita. Ker pa je stikajoča površina pogosto podvržena raznim fizikalnim in kemijskim procesom (spremembam), se koeficient trenja lahko spreminja s časom ne glede na to ali telesi drsita ali pa ne.

Upoštevanje spreminjanja koeficienta trenja lahko zajamemo z natančnimi eksperimentalnimi preiskavami, ki upoštevajo dejansko stanje ali pa s statistično analizo in upoštevanjem koeficienta trenja kot slučajne spremenljivke z določeno vrsto porazdelitve. Kot rezultat mnogih analiz (eksperimentalnih in teoretičnih) na tem področju so dodane naslednje modifikacije in dopolnitve osnovnih principov trenja (Persson, 2000), (Buckey, 1981), (Loudema, 1996), (Soong et al. 1997), (Ibrahim, 1994), (Armstrong-Helouvy et al., 1994), (Olsson et al., 1998), (Oden et al., 1985) in (Feeny et al., 1998):

- Pri zelo majhnem pritisku in pri pritisku, ki je dovolj velik, da povzroči prekomerne deformacije, se koeficient trenja nekoliko poveča.
- Pri zelo majhnih relativnih hitrostih drsenja dinamični koeficient trenja narašča in postane praktično enak koeficientu statičnega trenja brez kakršnihkoli matematičnih nezveznosti.
- Pri zelo velikih relativnih hitrostih drsenja se dinamični koeficient trenja znatno zmanjša.
- Običajne spremembe temperature ne vplivajo na vrednost koeficienta trenja.

Pri tem se posebna pozornost posveča identifikaciji dejanske kontaktne površine, mehanizmu medploskovnih vezi in lokalnim neelastičnim deformacijam, ki se pojavijo na kontaktnem področju. Pri podrobnejših preiskavah je bilo ugotovljeno, da površina telesa na mikro nivoju ni gladka ampak neravna kar definiramo kot valovitost in hrapavost, posledično se dejanski kontakt med dvema telesoma pojavi samo na posameznih stičnih točkah dveh površin, kar je bistvena razlika od navidezne površine, ki jo računsko upoštevamo. Dodatne raziskave so potrdile, da različni modeli neravnosti površin (stožčasti, piramidalni, hemisferični), ki so izpostavljeni elastičnim ali plastičnim deformacijam, ustvarijo dejansko kontaktno površino, ki je približno premosorazmerna z normalno silo kar se v splošnem ujema s Coulombovo teorijo. Pri neposrednem stiku med elementi pogosto adhezijske vezi tudi povzročijo, da je koeficient trenja $\mu > 1$. Nadalje se na stičnih točkah drsnih površin pojavljajo lokalni deformacijski procesi (elastični, elastoplastični, viskoplastični), pri neelastičnih deformacijah pa so prisotni tudi toplotni procesi.

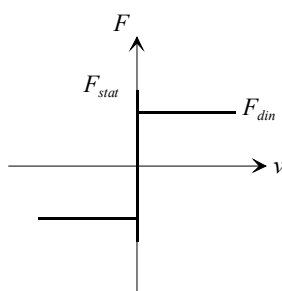
Kljub navedenih neznankam in nejasnostim pri opisu dejanskega trenja na stiku drsečih površin, imajo številne druge neznanke, pri obravnavanju več etažnih konstrukcij z drsno potresno izolacijo (predvsem materialne karakteristike same konstrukcije, karakteristike potresnega vzbujanja ipd.), kakor tudi zanesljivost določevanja trenjskih lastnosti drsnih materialov, bistveno večji vplivni faktor na odziv sistema. V nadaljevanju so podani tudi drugi modeli trenja, v okviru numeričnih simulacij predloženega dela pa sta upoštevana Coulombov model trenja in Coulombov model trenja z lepenjem.

3.5.2 Drugi modeli trenja

Za večino sistemov drsne potresne izolacije je uporabljen Coulombov model trenja z upoštevanjem proporcionalnost sile trenja in normalne sile. Faktor proporcionalnosti (ali koeficient trenja) je predpostavljen kot konstanta. Kot je bilo že navedeno v prejšnjem razdelku, številne eksperimentalne in teoretične analize potrjujejo, da je koeficient trenja v fazi mirovanja (tik pred zdrsom) večji kot koeficient trenja med drsenjem. Na področju drsne potresne izolacije se, poleg navedenega klasičnega Coulombovega zakona, uporabljata tudi:

- Coulombov model trenja z lepenjem,
- Coulomb-Stribeckov model trenja.

Coulombov model trenja z lepenjem, je modifikacija klasičnega Coulombovega modela z upoštevanjem različnih koeficientov trenja v fazi mirovanja in v fazi drsenja, Slika 46.



Slika 46: Coulombov model trenja z lepenjem
 Fig. 46: Coulomb's friction model with stick-slip effect

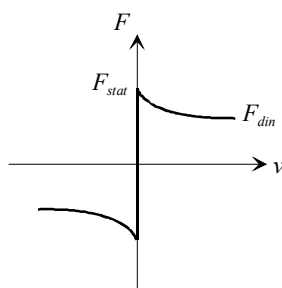
Zaradi fizikalnega pojava, da je koeficient trenja večji tik pred pričetkom drsenja kot med drsenjem, sta ločeno definirana statični μ_s in dinamični koeficient trenja μ_d . V obeh primerih sila trenja deluje tangencialno na drsno površino v nasprotni smeri gibanja, pri čemer sta sili trenja med drsenjem F_d in med mirovanjem F_s , definirani z enačbama

$$F_d = \mu_d \cdot F_N \cdot \text{sgn}(v), \quad (\text{en. 181})$$

$$F_s = \mu_s \cdot F_N, \quad (\text{en. 182})$$

kjer sta μ_s in μ_d statični in dinamični koeficient trenja (velja $\mu_s > \mu_d$). Vpliv različnih koeficientov trenja na odziv konstrukcije pa je izražen kot učinek lepenja.

Nadalje upoštevamo, da dejansko sila trenja ne upade hipoma s pričetkom drsenja, ampak eksponentno kot je to definirano v Coulomb-Stribeckovem modelu, Slika 47. Stopnja upadanja sile trenja je funkcija hitrosti drsenja.



Slika 47: Coulomb-Stribeckov model trenja
 Fig. 47: Coulomb's friction model with Stribeck effect

Sila trenja med drsenjem F je v tem primeru definirana z naslednjo eksponentno zvezo

$$F = \left(F_d + (F_s - F_d) \exp\left(-\left|\frac{v}{v_s}\right|^{\delta_s}\right) \right) \cdot \text{sgn}(v), \quad (\text{en. 183})$$

$$F_d = \mu_d \cdot F_N, \quad (\text{en. 184})$$

$$F_s = \mu_s \cdot F_N, \quad (\text{en. 185})$$

kjer sta v_s in δ_s empirična parametra. Parameter v_s je Stribeckova hitrost, katere vrednost zavisi od zgodovine odziva, materialnih lastnosti in površine drsne podlage, predstavlja pa stopnjo upadanja dinamičnega koeficienta trenja s hitrostjo drsenja. Iz en. 177 je razvidno, da je F_d spodnja meja drsne trenjske odpornosti in F_s zgornja meja. Dejanske vrednosti koeficientov trenja in empiričnih parametrov so odvisne od stanja drsnih površin in so v splošnem določljive eksperimentalno z istočasnimi meritvami sile trenja in hitrosti drsenja.

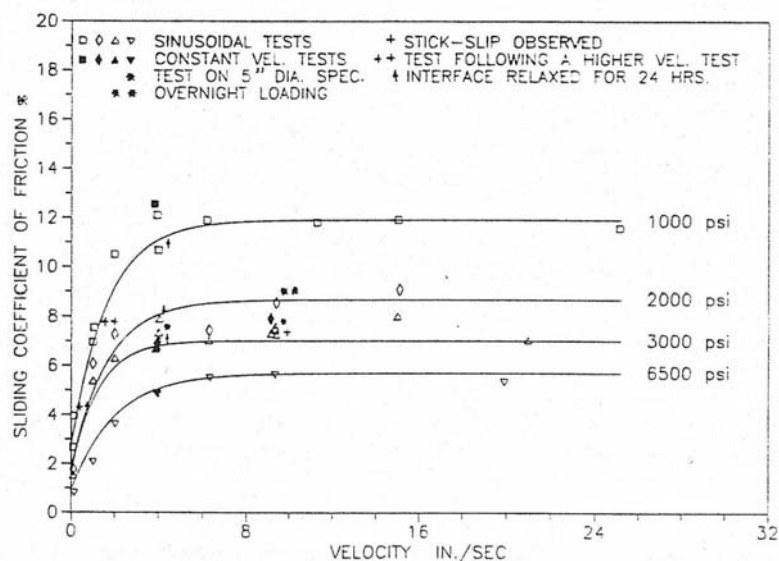
Vsi trije navedeni modeli imajo nezveznost pri hitrosti drsenja nič. Pri Coulombovem modelu z lepenjem, je koeficient statičnega trenja večji od koeficienta dinamičnega trenja, prehod iz mirovanja v drsenje pa se zgodi takoj na začetku zdrsa. Nenadna sprememba koeficienta trenja pri hitrosti drsenja enaki nič povzroči nezveznost učinka mirovanje-zdrs na odziv sistema. Pri Coulomb-Stribeckovem modelu, se koeficient trenja spreminja eksponentno od zgornje meje (statična vrednost) proti spodnji (dinamična vrednost). Pri prvih dveh modelih je odziv sistema med drsenjem linearen, eksponentna funkcija v Coulomb-Stribeckovem modelu pa povzroči nelinearnost odziva (drsenja) sistema.

3.5.3 Izvedene eksperimentalne preiskave

Glede na pregledano literaturo, prispevka o eksperimentalnih preiskavah teflonskih ležišč (Mokha et al., 1990) in (Constantinou et al., 1990), ki sta podprta tudi s kompleksnimi teoretičnimi analizami ter razvitim in potrjenim matematičnim modelom trenja (Mokha et al., 1993), najbolj celovito obravnavata trenjske lastnosti določene vrste materiala. Članka sta citirana ne le na področju mostnih ležišč, ampak tudi v povezavi z vgrajeno drsno izolacijo pri potresno izoliranih konstrukcijah (Wang et al., 1993) in (Vafai et al., 2000). Teflonska drsna ležišča so v uporabi pri mostnih konstrukcijah z namenom omogočanja deformaciji zaradi toplotnih učinkov, učinkov prednapenjanja, lezenja in krčenja betona. Kelly (1986) pa predlaga uporabo tovrstnega materiala tudi za element potresne izolacije. Osnovni namen eksperimentalnih preiskav (Mokha et al., 1990) in (Constantinou et al., 1990) je bil:

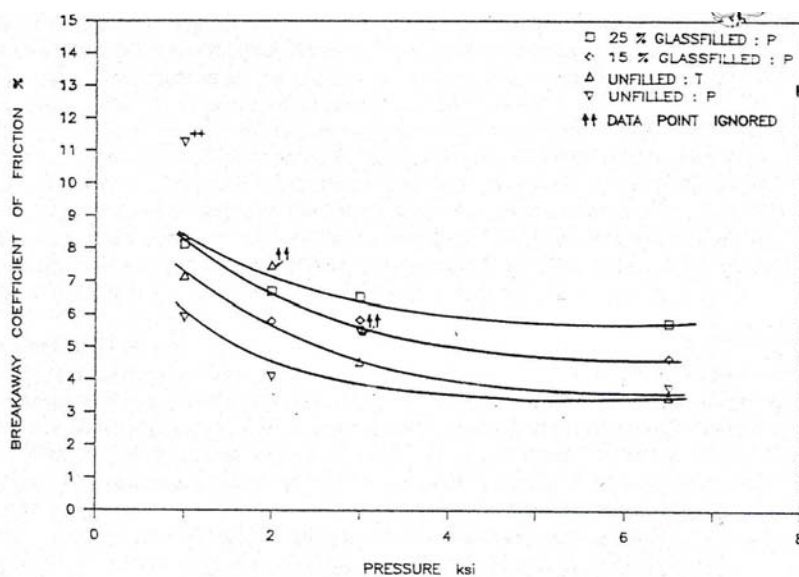
- ustvariti ustrezno bazo podatkov o trenjskih lastnostih Teflonskih drsnih ležišč kot elementov drsne potresne izolacije mostnih in ostalih konstrukcij,
- razviti in kalibrirati matematični model trenjskega obnašanja tovrstnih ležišč.

Tipična grafa odvisnosti dinamičnega koeficienta trenja od hitrosti drsenja in odvisnost vertikalne obremenitve od statičnega koeficienta trenja prikazujeta Slika 48 in Slika 49.



Slika 48: Odvisnost dinamičnega koeficienta trenja od hitrosti drsenja med eksperimentalnimi preiskavami Teflonskih ležišč (Mokha et al., 1990)

Fig. 48: Variation of friction coefficient at different velocity and contact pressure levels during the experimental tests of Teflon bearings (Mokha et al., 1990)



Slika 49: Odvisnost statičnega koeficienta trenja od vertikalne obremenitve med eksperimentalnimi preiskavami Teflonskih ležišč (Mokha et al., 1990)

Fig. 49: Effect of bearing pressure on breakaway coefficient of friction during the experimental tests of Teflon bearings (Mokha et al., 1990)

V okviru citirane študije je bilo izvedenih preko 160 preiskav drsnega stika Teflon-jeklo pri različnih stopnjah vertikalne obremenitve, različnih hitrostih drsenja in različnih vrstah Teflona pri drsenju po nerjavečem jeklu določene stopnje gladkosti, pri čemer so nekatere bistvene ugotovitve sledeče:

- Vrsta vhodnega vzburjanja (sinusno in s konstantno hitrostjo) ne vpliva bistveno na statični in dinamični koeficient trenja.

- Hitrost drsenja bistveno vpliva na velikost dinamičnega koeficienta trenja. Velikost sile trenja hitro narašča z večanjem hitrosti drsenja do določene vrednosti hitrosti (v navedenem primeru med 10 in 20 cm/s), od tu dalje pa sila trenja ostaja konstantna, ne glede na povečevanje hitrosti drsenja.
- Sila trenja se zmanjšuje z naraščanjem vertikalne obremenitve, stopnja oz. hitrost zmanjševanja je močno odvisna od hitrosti drsenja in je največja pri veliki hitrosti drsenja.
- Sila trenja je pri različnih vrstah Teflona različna za različne vertikalne obremenitve, pri čemer je pri določeni stopnji vertikalne obremenitve sila trenja enaka za preiskane vrste Teflona.
- Koeficient statičnega trenja je bistveno večji od dinamičnega koeficienta trenja takoj po pričetku drsenja. Pri določeni vrsti Teflona in pri določeni hitrosti je bilo razmerje med statičnim in dinamičnim koeficientom trenja od 2 do 4.5.
- V primeru trenutne zaustavitve drsenja po začetnem zdrsu je vrednost sile trenja praktično enaka sili trenja pri drsenju. Površine po katerih se je predhodno že izvajalo drsenje (lahko tudi samo en cikel) izkazujejo v nadaljnjih preiskavah bistveno nižji statični koeficient trenja. Drsna ploskev je podvržena učinku statičnega koeficienta trenja samo na začetku drsenja, ne pa tudi v nadaljevanju ne glede na morebitne prekinitve drsenja.

Šesta alineja je zelo pomembna pri določevanju karakteristik drsne potresne izolacije. Potresna obremenitev se namreč pojavlja v različnih časovnih intervalih in se lahko ponovi (ali pa tudi ne). Pri daljšem neaktiviranju drsenja nekateri materiali spremenijo drsne karakteristike, pojavi se tudi adhezija med stikajočima materialom. Nekateri avtorji, npr. (Patro et al., 2004) zato navajajo: Use self lubricating sliders to avoid adhesion.

Na podlagi izvedenih eksperimentalnih preiskav, je bil za tovrstne stične površine predlagan model v katerem koeficient dinamičnega trenja pri hitrosti drsenja \dot{U} aproksimiramo z (Constantinou et al., 1990)

$$\mu_d = f_{\max} - Df \cdot \exp(-a \cdot |\dot{U}|), \quad (\text{en. 186})$$

kjer so

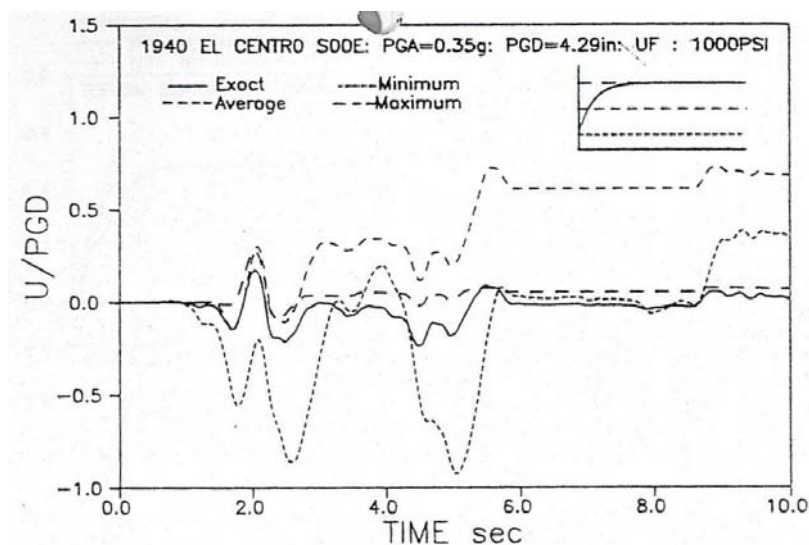
f_{\max} dinamični koeficient trenja pri veliki hitrosti drsenja,

Df razlika med f_{\max} in dinamičnim koeficientom trenja pri zelo majhni hitrosti drsenja,

a konstanta vrednost za določeno vrednost vertikalnega pritiska in stanja drsnih površin.

V (Constantinou et al., 1990) so tabelarično podane vrednosti f_{\max} , Df in a za različna stanja drsnih površin Teflon-jeklo in različne vrednosti vertikalne obremenitve.

Primerjava odziva (drsenja) togega telesa z upoštevanjem Coulombovega modela s konstantnim trenjem in predlaganega modela (Constantinou et al., 1990) prikazuje Slika 50.



Slika 50: Primerjava odziva togega telesa z eksperimentalno določenim modelom (Constantinou et al., 1990) in Coulombovim modelom (Mokha et al., 1993)

Fig. 50: Comparison of displacement response of rigid mass computed by the proposed "exact" model (Constantinou et al., 1990) and Coulomb's "constant friction" model (Mokha et al., 1993)

Polna črta predstavlja odziv sistema z uporabo matematičnega modela po en. 180, črtkane črte pa predstavljajo odziv sistema pri uporabi Coulombovega modela konstantnega trenja z minimalno vrednostjo koeficienta trenja (pri hitrosti drsenja enaki nič), z maksimalno vrednostjo koeficienta trenja (pri veliki hitrosti drsenja) in pri povprečni vrednosti. Odziv z maksimalno vrednostjo koeficienta trenja pri Coulombovem modelu se dobro ujema s točnim odzivom, pri čemer je pri Coulombovem modelu nekaj več lepenja.

4 NUMERIČNE METODE ZA REŠEVANJE DIFERENCIALNIH ENAČB

Iz svetovnega spleta o numerični integraciji:

Exact integration of approximate solutions may not produce the most realistic results.

4.1 Splošno

V splošnem numerično reševanje navadnih diferencialnih enačb (NDE) razdelimo v reševanje (sistema) diferencialnih enačb pri danem začetnem pogoju, reševanje (sistema) diferencialnih enačb pri predpisanih robnih pogojih, ki zajemajo več kot eno točko, tipično levo in desno krajišče intervala in reševanje problema lastnih vrednosti. V zadnjem primeru je potrebno neznan parameter λ , ki ga vsebuje običajno homogen linearen sistem diferencialnih enačb, določiti tako, da ima sistem netrivialno rešitev. V nadaljevanju se osredotočimo na reševanje začetnega problema.

Rešujemo NDE n -tega reda

$$y^{(n)} = f(x, y, y', \dots, y^{(n-1)}), \quad (\text{en. 187})$$

z znanimi začetnimi pogoji

$$\begin{aligned} y(x_0) &= \alpha_0 \\ \dot{y}(x_0) &= \alpha_1 \\ &\dots \\ y^{(n-1)}(x_0) &= \alpha_{n-1} \end{aligned} \quad (\text{en. 188})$$

Uvedemo nove spremenljivke z oznakami

$$\begin{aligned} y_1 &= y \\ y_2 &= \dot{y} \\ y_3 &= \ddot{y} \\ &\dots \\ y_n &= y^{(n-1)} \end{aligned} \quad (\text{en. 189})$$

Pri čemer so prvi odvodi novih spremenljivk

$$\begin{aligned} \dot{y}_1 &= y_2 \\ \dot{y}_2 &= y_3 \\ \dot{y}_3 &= y_4 \quad , \\ &\dots \\ \dot{y}_n &= f(x, y_1, y_2, \dots, y_n) \end{aligned} \quad (\text{en. 190})$$

in začetni pogoji

$$\begin{aligned} y_1(x_0) &= \alpha_0 \\ y_2(x_0) &= \alpha_1 \\ y_3(x_0) &= \alpha_2 \quad . \\ &\dots \\ y_n(x_0) &= \alpha_{n-1} \end{aligned} \quad (\text{en. 191})$$

Če pišemo

$$y = \begin{bmatrix} y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix}, \quad (\text{en. 192})$$

dobimo enačbo za sistem prvega reda v obliki

$$\dot{y} = F(x, y). \quad (\text{en. 193})$$

Vse metode za reševanje NDE prvega reda lahko torej s trivialnimi spremembami uporabimo tudi za sisteme diferencialnih enačb in za diferencialne enačbe višjega reda.

Primer diferencialne enačbe tretjega reda

$$y''' = f(x, y, y', y'') = x^2 + 4xy - 3y' + 5y'' , \quad (\text{en. 194})$$

z začetnimi pogoji

$$\begin{aligned} y(0) &= 2 \\ y'(0) &= 4 \quad . \\ y''(0) &= 1 \end{aligned} \quad (\text{en. 195})$$

Z uvedbo novih spremenljivk

$$\begin{aligned}
 y_1 &= y \\
 y_2 &= y' = \frac{dy}{dx}, \\
 y_3 &= y'' = \frac{d^2y}{dx^2}
 \end{aligned}
 \tag{en. 196}$$

dobimo sistem treh diferencialnih enačb prvega reda

$$\begin{aligned}
 y_1' &= f_1(x, y_1, y_2, y_3) = y_2 \\
 y_2' &= f_2(x, y_1, y_2, y_3) = y_3 \\
 y_3' &= f_3(x, y_1, y_2, y_3) = x^2 + 4xy_1 - 3y_2 + 5y_3
 \end{aligned}
 \tag{en. 197}$$

oziroma v vektorskem zapisu

$$y' = f(x, y), \tag{en. 198}$$

z začetnimi pogoji

$$\begin{aligned}
 y_1(0) &= 2 \\
 y_2(0) &= 4 \\
 y_3(0) &= 1
 \end{aligned}
 \tag{en. 199}$$

Za diferencialno enačbo n -tega reda

$$\frac{d^n u}{dt^n} = f(t, u) \tag{en. 200}$$

je torej transformacija

definiramo y_i	NDE za y_i
$y_1 = u$	$\frac{dy_1}{dt} = y_2$
$y_2 = \frac{du}{dt}$	$\frac{dy_2}{dt} = y_3$
$y_3 = \frac{d^2u}{dt^2}$	$\frac{dy_3}{dt} = y_4$
\vdots	\vdots
$y_n = \frac{d^{n-1}u}{dt^{n-1}}$	$\frac{dy_n}{dt} = f(t, u)$

V najbolj splošnem primeru reševanja n diferencialnih enačb reda m : sistem pretvorimo v sistem $n \times m$ diferencialnih enačb prvega reda.

4.2 Algoritmi za numerično integracijo navadnih diferencialnih enačb

Za nekatere diferencialne enačbe obstajajo analitične rešitve, ki jih zapišemo v zaključeni obliki znanih funkcij kot so npr. trigonometrične, hiperbolične, eliptične in druge funkcije.

Primer diferencialne enačbe

$$\frac{dy}{dt} = -y, \quad (\text{en. 201})$$

z začetnim pogojem

$$y(0) = y_0, \quad (\text{en. 202})$$

ki jo lahko direktno integriramo in tako dobimo analitično rešitev

$$\begin{aligned} \frac{dy}{y} &= -dt \\ \ln y &= -t + C \\ \ln y - \ln C_2 &= -t \\ \ln \frac{y}{C_2} &= -t \\ y &= C_2 e^{-t} \\ y &= y_0 e^{-t} \end{aligned} \quad (\text{en. 203})$$

Za večino dinamičnih problemov pa ni možno dobiti analitičnih rešitev, zato je potrebno rešitev $x(t)$, z upoštevanjem podanega niza začetnih pogojev, poiskati numerično z uporabo algoritmov numerične integracije. Z numeričnimi metodami rešujemo začetni problem NDE v obliki

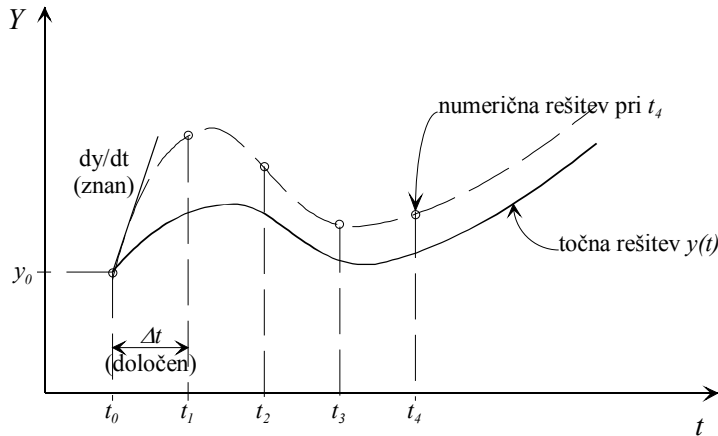
$$\frac{dy}{dt} = f(t, y) \quad y(0) = y_0, \quad (\text{en. 204})$$

pri čemer približne rešitve iščemo v diskretnih točkah spremenljivke t

$$t_j = t_0 + jh, \quad (\text{en. 205})$$

kjer je h korak računa (algoritma).

Osnovna ideja pri numeričnem reševanju NDE je torej ta, da postopoma računamo $y(t_1)$, $y(t_2)$, ..., kjer točke t_0, t_1, t_2, \dots , tvorijo monotono zaporedje, Slika 51.



Slika 51: Osnovni princip numerične integracije

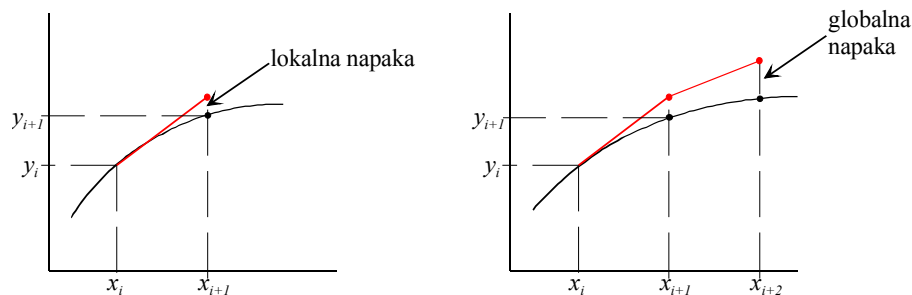
Fig. 51: Numerical integration – fundamental concept

Oznake:

$y(t)$	točna rešitev,
$y(t_j)$... točna rešitev iz vrednotena pri t_j ,
y_j	... izračunana (približna, aproksimativna) rešitev iz vrednotena pri t_j ,
$f(t_j, y_j)$... izračunana (približna, aproksimativna) vrednost desne strani pri t_j .

Pri numeričnem reševanju diferencialnih enačb se pojavljata dva bistvena izraza in sicer: natančnost in stabilnost numerične metode. Izraz natančnost ima jasen pomen, da je numerična rešitev dovolj natančna in blizu natančni rešitvi. Stabilnost se nanaša na največji korak integriranja, ki ga je možno uporabiti, da ne bi bila pri tem rešitev nekontrolirana zaradi akumuliranja napak. Metode integriranja, ki so brezpogojno stabilne so najbolj primerne za uporabo. V splošnem se pri numeričnem reševanju diferencialnih enačb pojavljata dve skupini napak in sicer, Slika 52:

- globalne napake (so skupek več netočnosti predhodnih korakov),
- lokalne napake (so posledica nenatančnosti metode pri posameznem koraku).



Slika 52: Lokalna in globalna napaka pri numerični integraciji

Fig. 52: Local and global errors associated with the numerical integration

Pri numeričnem reševanju diferencialnih enačb naletimo na več vrst nestabilnosti, ki lahko povzročijo, da je globalna napaka mnogo večja od lokalne. Numerična metoda je stabilna, če se napake, ki se pojavljajo v enem koraku računa ne povečujejo pri nadaljnjih korakih. V splošnem je stabilnost numerične metode odvisna od velikosti koraka integriranja pri čemer večji koraki računanja običajno vodijo k nestabilnim rešitvam. Pri uporabi vsake metode za reševanje NDE je potrebno paziti, da (lokalna) napaka ni prevelika.

Najenostavnejša uporabna metoda (algoritem) za reševanje NDE je Eulerjeva metoda, nekoliko bolj kompleksna (vendar daje v splošnem boljše rezultate) je Runge-Kutta metoda. Tudi ostali algoritmi višjega reda (bolj natančni a tudi računsko bolj zahtevni) so široko uporabni in se jih običajno uporablja pri reševanju. V večini primerov metoda zahteva znan začetni in končni čas (t_0 , ki je običajno 0 in t_f), znane začetne pogoje (x_0) in način reševanja desne strani enačbe oz. naklona $f(x, t)$ za določene vrednosti x in t .

Razširjeni sistemi za interaktivno matematično modeliranje kot npr. MATLAB, Maple, Mathematica imajo vgrajenih vrsto funkcij za numerično reševanje začetnih problemov (sistema) NDE prvega reda. V nadaljevanju so podrobneje opisane nekatere metode uporabljene pri reševanju matematičnih problemov v predloženem delu ter funkcije sistema MATLAB za numerično reševanje NDE.

4.3 Metode Runge-Kutta

Za funkcijo $y(x)$ zapišemo Taylorjevo vrsto v okolici točke x_0

$$y(x) = y(x_0) + (x - x_0) \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x_0} + \frac{(x - x_0)^2}{2} \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x_0} + \frac{(x - x_0)^3}{6} \left. \frac{d^3 y}{dx^3} \right|_{x_0} + \dots + \frac{(x - x_0)^n}{n!} \left. \frac{d^n y}{dx^n} \right|_{x_0}. \quad (\text{en. 206})$$

Odvide diferencialne enačbe prvega reda izračunamo približno

$$k_1 = h \cdot f(x_n, y_n), \quad (\text{en. 207})$$

$$k_i = h \cdot f\left(x_n + \alpha_i h, y_n + \sum_{j=1}^{i-1} \beta_{ij} k_j\right), \quad i = 2, \dots, m, \quad (\text{en. 208})$$

$$y_{n+1} = y_n + \sum_{i=1}^m \gamma_i k_i, \quad (\text{en. 209})$$

pri čemer konstante α_i , β_{ij} in γ_i določimo tako, da se y_{n+1} , če ga razvijemo v Taylorjevo vrsto, čim dlje ujema s pravo Taylorjevo vrsto. Takim metodam pravimo metode Runge-Kutta in ker obstaja več vrst metod jih skupno označimo za metode družine Runge-Kutta. Metoda je reda k , če se Taylorjevi vrsti ujemata do vseh členov reda h^k vključno.

Nekatere standardne metode družine Runge-Kutta so:

- metoda 1. reda Eulerjeva metoda
- metodi 2. reda Heunova (ali Euler-Cauchy-jeva) metoda
modificirana Eulerjeva metoda (ali metoda srednje točke)
- metodi 4. reda klasična Runge-Kutta metoda
Runge-Kutta metoda s prilagodljivim korakom
- metoda 5. reda Runge-Kutta Fehlbergova metoda

Runge-Kutta metoda 4. reda: klasična Runge-Kutta metoda

Pri tej metodi posplošimo ideje Runge-Kutta metod 2. reda in uporabimo obtežena povprečja naklonov

$$y_{i+1} = y_i + h \sum \gamma_m k_m, \quad (\text{en. 210})$$

kjer so γ_m koeficienti uteži in k_m nakloni iz vrednoteni v točkah intervala $x_i \leq x \leq x_{i+1}$. V splošnem je $\sum \gamma_m = 1$. Naklon izračunamo na štirih mestih v vsakem koraku

$$k_1 = h \cdot f(x_i, y_i), \quad (\text{en. 211})$$

$$k_2 = h \cdot f\left(x_i + \frac{h}{2}, y_i + \frac{h}{2} k_1\right), \quad (\text{en. 212})$$

$$k_3 = h \cdot f\left(x_i + \frac{h}{2}, y_i + \frac{h}{2} k_2\right), \quad (\text{en. 213})$$

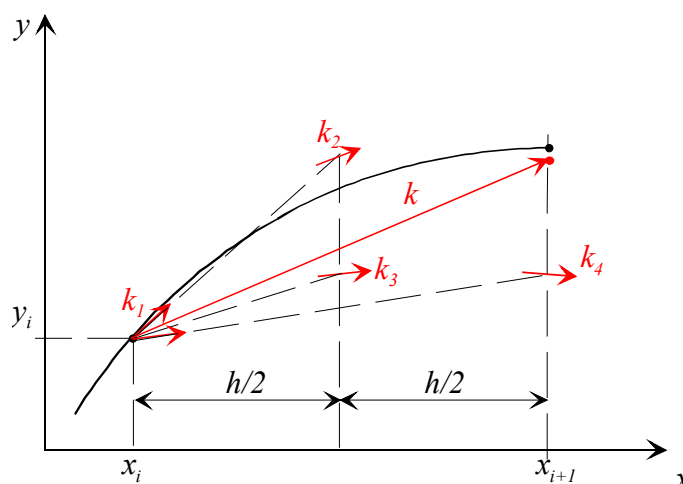
$$k_4 = h \cdot f(x_i + h, y_i + h k_3), \quad (\text{en. 214})$$

kjer je $h = x_{i+1} - x_i$ velikost koraka.

Za integriranje od x_i do x_{i+1} uporabimo obtežena povprečja naklonov

$$y_{j+1} = y_j + \frac{1}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) + O(h^5). \quad (\text{en. 215})$$

Drugi člen vsote v zgornji enačbi predstavlja naklon (odvod) s katerim aproksimiramo funkcijo od točke i do $i+1$.



Slika 53: Runge-Kutta metoda 4. reda: klasična Runge-Kutta metoda
 Fig. 53: Fourth order Runge-Kutta method

Runge-Kutta metoda 4. reda: Runge-Kutta metoda s prilagodljivim korakom

Smiselnost uporabe različnega koraka integriranja dokazujejo primeri, kjer se funkcija, ki jo integriramo lokalno zelo hitro spreminja. Vrednost y_{i+1} z adaptivno metodo v vsakem koraku izračunamo dvakrat, prvič kot y_1 direktno s korakom h in drugič kot y_2 neodvisno s polovičnim korakom $h/2$.

Izraz za en celoten korak h

$$y(x+h) = y_1 + \alpha h^5 + O(h^6), \tag{en. 216}$$

in še za dva dvojna koraka velikosti $h/2$

$$y(x+h) = y_1 + 2\alpha \left(\frac{h}{2}\right)^5 + O(h^6). \tag{en. 217}$$

Primerna ocena za lokalno napako točnejše vrednosti y_2 je

$$\Delta = \frac{y_2 - y_1}{15}. \tag{en. 218}$$

Da dobimo to točnejšo vrednost skupaj z oceno napake Δ , potrebujemo 11 funkcijskih vrednosti.

R-K metoda 5. reda: Runge-Kutta Fehlbergova metoda

Fehlberg je odkril metodo petega reda, ki terja samo 6 funkcijskih vrednosti. Koeficiente k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 in k_6 , ki so za Runge-Kutta metodi 4. in 5. reda identični, sta odkrila Cash in Karp (Press et al., 1997)

$$k_1 = f(x_i, y_i), \quad (\text{en. 219})$$

$$k_2 = f\left(x_i + \frac{1}{5}h, y_i + \frac{1}{5}k_1h\right), \quad (\text{en. 220})$$

$$k_3 = f\left(x_i + \frac{3}{10}h, y_i + \frac{3}{40}k_1h + \frac{9}{40}k_2h\right), \quad (\text{en. 221})$$

$$k_4 = f\left(x_i + \frac{3}{5}h, y_i + \frac{3}{10}k_1h - \frac{9}{10}k_2h + \frac{6}{5}k_3h\right), \quad (\text{en. 222})$$

$$k_5 = f\left(x_i + h, y_i - \frac{11}{54}k_1h + \frac{5}{2}k_2h - \frac{70}{27}k_3h + \frac{35}{27}k_4h\right), \quad (\text{en. 223})$$

$$k_6 = f\left(x_i + \frac{7}{8}h, y_i + \frac{1631}{55296}k_1h + \frac{175}{512}k_2h + \frac{575}{13824}k_3h - \frac{44275}{110592}k_4h + \frac{253}{4096}k_5h\right). \quad (\text{en. 224})$$

Za izračun y_{i+1} za metodo 4. reda uporabimo

$$y_{i+1} = y_i + \left(\frac{37}{378}k_1 + \frac{250}{621}k_3 + \frac{125}{594}k_4 + \frac{512}{1771}k_6\right)h, \quad (\text{en. 225})$$

in za metodo 5. reda

$$y_{i+1} = y_i + \left(\frac{2825}{27648}k_1 + \frac{18575}{48384}k_3 + \frac{13525}{55296}k_4 + \frac{277}{14336}k_5 + \frac{1}{4}k_6\right)h. \quad (\text{en. 226})$$

Za oceno lokalne napake uporabimo dve Runge-Kutta metodi različnega reda. Najprej izračunamo y_{i+1} z uporabo Runge-Kutta metode 4. reda, nato y_{i+1} z uporabo Runge-Kutta metode 5. reda. Razlika obeh izračunanih vrednosti je ocena napake na podlagi katere prilagodimo velikost koraka. Korak povečamo, če je napaka premajhna oz. ga zmanjšamo, če je napaka prevelika

$$h_{nov} = h_{trenuten} \left| \frac{\Delta_{nov}}{\Delta_{trenuten}} \right|^\alpha, \quad (\text{en. 227})$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.20 \dots \Delta_{trenuten} \leq \Delta_{nov} \\ 0.25 \dots \Delta_{trenuten} > \Delta_{nov} \end{cases}. \quad (\text{en. 228})$$

Primerjavo metod družine Runge-Kutta, glede na velikostni red lokalne napake, prikazuje Preglednica 7. Glede na to, da je $h < 1$ je napaka reda $O(h^4)$ bistveno manjša od napake reda $O(h)$.

Preglednica 7: Družine metode Runge-Kutta za numerično integriranje diferencialnih enačb: primerjava lokalnih napak

Table 7: Runge-Kutta Numerical Integration Methods: A Comparison of Local Errors

Metoda	Red metode	Red lokalne napake
Eulerjeva metoda	1. reda	$O(h^2)$
Heunova (ali Euler-Cauchy-jeva) metoda	2. reda	$O(h^3)$
modificirana Eulerjeva metoda (ali metoda srednje točke)	2. reda	$O(h^3)$
klasična Runge-Kutta metoda	4. reda	$O(h^5)$
metoda Runge-Kutta s prilagodljivim korakom	4. reda	$O(h^5)$
Runge-Kutta Fehlbergova metoda	5. reda	$O(h^6)$

Navedeni algoritmi, so sicer zapisani za reševanje diferencialnih enačb 1. reda, vendar jih lahko posplošimo tudi za diferencialne enačbe višjega reda: upoštevati moramo le, da so koeficienti naklona k_i v splošnem stolpci (skalarji pa le v posebnem primeri, ko integriramo diferencialno enačbo prvega reda).

V izračunanih primerih predloženega dela, se pojavljajo problemi sistemov diferencialnih enačb 2. reda, ki jih moramo transformirati na sistem diferencialnih enačb prvega reda. V splošnem lahko zapišemo:

- rešujemo sistem n diferencialnih enačb 2. reda,
- sistem transformiramo na sistem $2 \times n$ diferencialnih enačb 1. reda,
- koeficienti naklona k_i (konkretnije v primeru uporabe klasične Runge-Kutta metode gre za koeficiente k_1, k_2, k_3, k_4), ki jih računamo so stolpci z $2 \times n$ vrsticami,
- rešitev y_{i+1} je sedaj stolpec $2 \times n$ vrstic.

4.4 Newmarkova metoda

Newmarkova metoda za reševanje diferencialnih enačb uporablja standardno predpostavko, da so v trenutku t_i pomiki, hitrosti in pospeški znani. V nadaljevanju je na konkretnem primeru reševanja diferencialne enačbe prikazan algoritem Newmarkove metode.

Rešujemo diferencialno enačbo (lahko tudi sistem) oblike

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = F(t), \quad (\text{en. 229})$$

z začetnima pogoje

$$\begin{aligned} y(0) &= y_0 \\ \dot{y}(0) &= \dot{y}_0 \end{aligned} \quad (\text{en. 230})$$

Splošen algoritem za sistem z eno prostostno stopnjo je:

i.) Znani vhodni podatki:

1. Podatki o sistemu $m, k, c, F(t), y_0$, in \dot{y}_0
2. Določitev parametrov $\gamma, \beta, \Delta t$

ii.) Začetni izračun:

3. Izračun začetnega pospeška \ddot{y}_0 $m\ddot{y}_0 = F_0 - c\dot{y}_0 - ky_0$
4. Izračun konstant

$$a_1 = \frac{1}{\beta\Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c$$

$$a_2 = \frac{1}{2\beta} m + c\Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right)$$

$$a_3 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}$$

$$a_4 = \frac{\gamma}{\beta}$$

$$a_5 = \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right)$$

5. Izračun: $\hat{k} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c + k$

6. Nastavitev števca: $i = 0$

iii.) Glavna zanka:

7. Izračun $\Delta\hat{F}_i = \Delta F_i + a_1\dot{y}_i + a_2\ddot{y}_i$

8. Reševanje linearnega sistema enačb za Δy_i $\hat{k}\Delta y_i = \Delta\hat{F}_i$

9. Izračun $\Delta\dot{y}_i = a_3\Delta y_i - a_4\dot{y}_i + a_5\ddot{y}_i$

10. Izračun $y_{i+1} = \Delta y_i + y_i$ in $\dot{y}_{i+1} = \Delta\dot{y}_i + \dot{y}_i$

11. Reševanje linearnega sistema enačb za \ddot{y}_{i+1} $m\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - c\dot{y}_{i+1} - ky_{i+1}$

Zapis diferencialne enačbe kot niz diferencialnih enačb 1. reda

Za navadne diferencialne enačbe reda ≥ 2 , ta korak vključuje uvedbo novih spremenljivk in transformacijo osnovne enačbe v sistem diferencialnih enačb. V osnovi je potrebno zapisati enačbo v vektorski obliki $\dot{x} = f(x, t)$, kjer je $x = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_n]^T$. V razviti obliki je to zapis

$$\begin{cases} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_n \end{cases} = \begin{cases} f_1(x_1, x_2, \dots, x_n, t) \\ f_2(x_1, x_2, \dots, x_n, t) \\ \vdots \\ f_n(x_1, x_2, \dots, x_n, t) \end{cases} \quad (\text{en. 231})$$

Zapis funkcije, ki izračuna odvode

Odvod \dot{x} je vektor odvodov $\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_n$. Potrebno je zapisati funkcijo, ki izračuna f_1, f_2, \dots, f_n , z vhodnimi podatki (x, t) , kjer je $x = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_n]^T$. Zapisana funkcija mora vrniti stolpcični vektor odvoda \dot{x} .

Uporaba vgrajenih funkcij ode23 ali ode45 za reševanje enačb

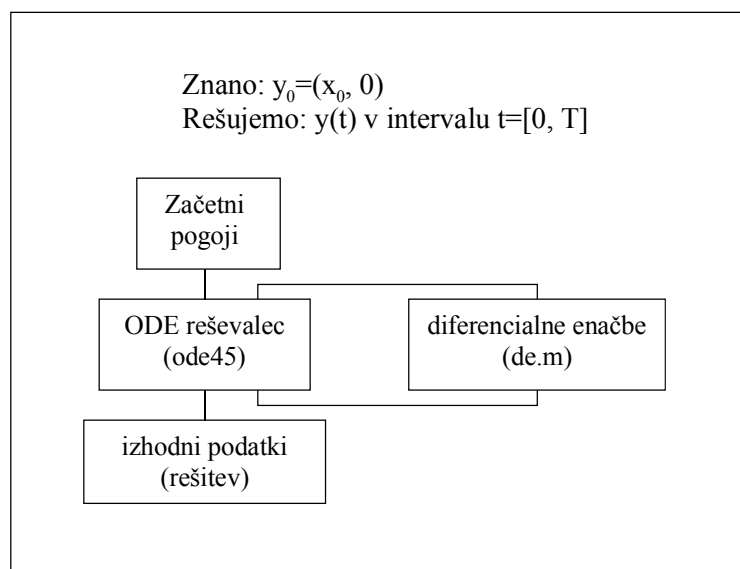
Funkcija zapisana v koraku 2 se uporabi kot vhodni zapis za ode23 ali ode45 s sintakso

[cas, resitev] = metoda ('funkcija', tinterval, y0, options),

metoda	je ena izmed navedenih metod (npr. ode45),
funkcija	ime funkcije MATLAB datoteke v kateri so zapisane navadne diferencialne enačbe, ki jih rešujemo,
tinterval	vektor neodvisne spremenljivke z dvema elementoma, ki definira območje integriranja $[t_{zac} \ t_{kon}]$,
y0	vektor začetnih pogojev odvisnih spremenljivk; število začetnih pogojev mora biti enako številu odvisnih spremenljivk,
options	strukturna spremenljivka v MATLAB, ki omogoča nadzor nad posameznimi elementi integriranja; gre za opcijski argument, v primeru da se ne navede metoda uporabi privzete vrednosti,
cas	stolpec časovnih vrednosti v katerih se računa matrika rešitev,
resitev	matrika rešitev problema, vsak stolpec matrike rešitev je različna odvisna spremenljivka; dimenzija matrike je enaka dimenziji časovnega stolpca rešitev in dimenziji vektorja začetnih vrednosti.

Izpis zelenih spremenljivk in interpretacija rezultatov

Kot rezultat dobimo vektor-stolpec časovnih točk *cas* in matriko vrednosti rešitve *resitev*. V vsakem stolpcu so vrednost ene komponente, v vsaki vrstici pa vrednosti vseh komponent ob času, ki je zapisan v istoležni komponenti vektorja *cas*.



Slika 55: Algoritem dinamične simulacije v MATLABu
Fig. 55: Dynamic simulation algorithm in MATLAB

V MATLAB je vgrajena tudi funkcija **odeset**, ki je namenjena za sestavljanje (in definiranje) strukture **options**, ki jo uporabljajo vse metode v nekoliko neelementarnih situacijah. V tej strukturi so shranjene lastnosti metod (v smislu objektnega programiranja), ki jih definiramo z naslednjim ukazom:

```
options = odeset ('ime1',vrednost1, 'ime2',vrednost2, ...),
```

ki nam vrne strukturo **options**, napolnjeno s predpisanimi lastnostmi. **ime** se nanaša na ime opcijskega argumenta, ki mu želimo predpisati lastnost in **vrednost** na pripadajočo vrednost (lastnost) argumenta. Seznam lastnosti, ki jih lahko določimo s funkcijo **odeset** med drugimi vsebuje relativno toleranco, absolutno toleranco, statistiko o poteku reševanj itd. Lastnosti **RelTol** in **AbsTol** določata relativno in absolutno napako tolerance pri reševanju diferencialnih enačb. Glede na velikost definiranih toleranc MATLAB določa velikost koraka v funkciji npr. **ode45** z adaptivno metodo koraka. Privzeti vrednosti v vseh metodah sta $1e-3$ (0.1% natančnost) za **RelTol** in $1e-6$ za **AbsTol**. Vse metode se odločajo o tem, ali je korak prevelik ali premajhen, tako da ocenijo lokalno napako $\mathbf{e}(\mathbf{i})$ komponente $\mathbf{y}(\mathbf{i})$. Ocenjena napaka je v vsakem koraku integriranja manjša ali enaka od $\max(\text{RelTol} \cdot \text{abs}(\mathbf{y}(\mathbf{i})), \text{AbsTol}(\mathbf{i}))$.

Lastnost **event** omogoča določevanje predhodno definirane dogodka v fazi reševanja diferencialne enačbe. Ko odvisne spremenljivke dosežejo predhodno definirano določeno vrednost, se je zgodil dogodek (**event**), potrebno pa je še locirati npr. kdaj (časovno) se je dogodek zgodil (**event location**). Problem lociranja dogodka se v MATLAB-u rešuje z zasledovanjem rešitve, dokler rešitev ne doseže dogodka. Algoritem se nato vrne korak tik pred dogodkom in se, s primerno majhnim korakom, približuje dogodku dokler ni z določeno natančnostjo dogodek definiran. Ko je dogodek lociran, nam MATLAB omogoča odločitev glede nadaljnega reševanja: reševanje lahko ustavimo ali pa nadaljujemo z ali brez sprememb nekaterih spremenljivk. Prvi korak pri uporabi lastnosti **event** je namena za uporabo te lastnosti. To storimo z definiranjem lastnosti **event** znotraj ukaza **options** za funkcijo **odeset**:

```
options = odeset ('events', @dogodek);
```


@dogodek je funkcija, ki vrne tri vrednosti: definiran iskani dogodek, odločitev ali se konča ali pa nadaljuje z integracijo, ter dodaten podatek, ki pove kateri dogodki se iščejo glede na smeri prečkanja iskane vrednosti (lahko se iščejo vsi dogodki, ali pa samo dogodki, pri katerih rešitvena funkcija raste ali pa pada).

Trije vektorji, ki jih vrne funkcija **@dogodek** so

[value, isterminal, direction] = dogodek(t,y)

Za i -ti dogodek je **value(i)** vrednost funkcije za katero iščemo dogodek (zapis mora biti eksplicitna funkcija), **isterminal(i)** z vrednostjo 1 konča z integracijo z vrednostjo 0 pa nadaljuje z integracijo pri dogodku i , **direction(i)** za dogodek i z vrednostjo 0 se išče vse dogodke, s +1 se iščejo samo dogodki, kjer dogodkovna funkcija narašča, z -1 pa samo dogodki pri katerih dogodkovna funkcija pada.

Reševalec NDE npr. **ode45** ima sedaj obliko

[t,y,te,ye,ie] = ode45('funkcija', tinterval, y0, options)

in poleg standardnega paketa rešitev vrne še podatke o dogodku

te vrednosti neodvisne spremenljivke pri katerih so se zgodili dogodki (npr. časi v katerih so se dogodki zgodili); vektor dimenzije $n \times 1$,
ye rešitve (vrednosti) spremenljivke pri vrednostih te ; matrika dimenzij $n \times m$,
ie indeks, ki pove kateri izmed definiranih dogodkov (po vrstnem redu) se je zgodil pri vrednostih te (če je definiran več dogodkov, je ie zaporedni indeks dogodka); vektor dimenzije $n \times 1$,

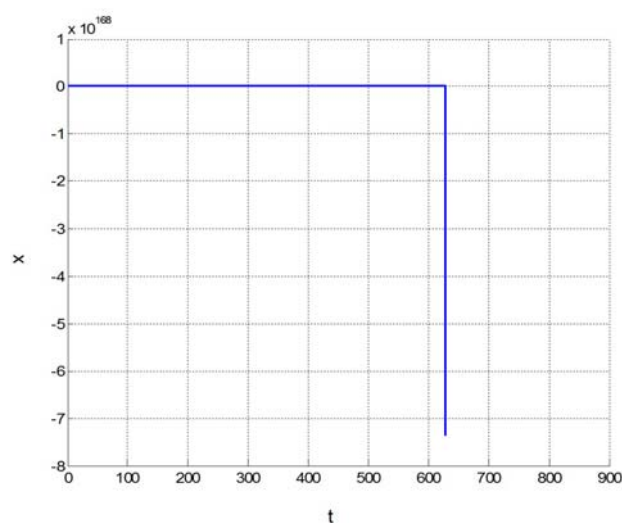
pri čemer je n število dogodkov, ki se je zgodilo, m pa dimenzija sistema NDE, ki ga rešujemo.

4.6 Primeri in splošen komentar

4.6.1 Primeri reševanja diferencialnih enačb z numeričnimi metodami

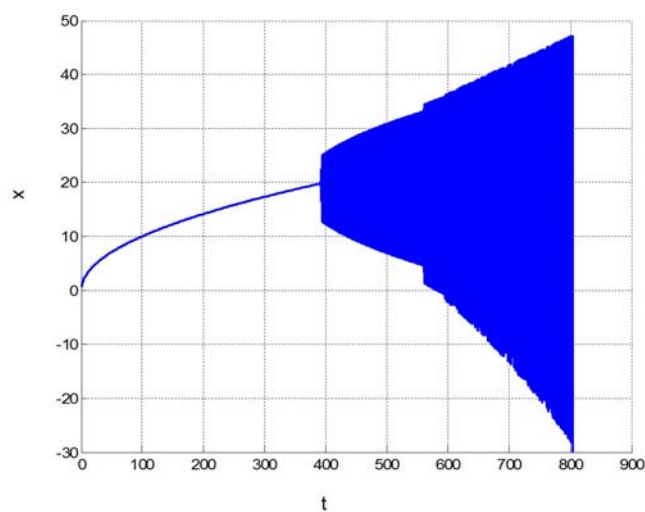
Primer 1 – nestabilnost numerične simulacije

Kot primer obravnavamo reševanje DE 1. reda s problemom začetne vrednosti $\dot{x} = t - x^2$, z začetnim pogojem $x = 1$ pri $t = 0$, za katerega ne obstaja natančna rešitev v obliki elementarnih funkcij. Uporabimo Eulerjevo metodo z n koraki za oceno vrednosti x pri $t = 900$.



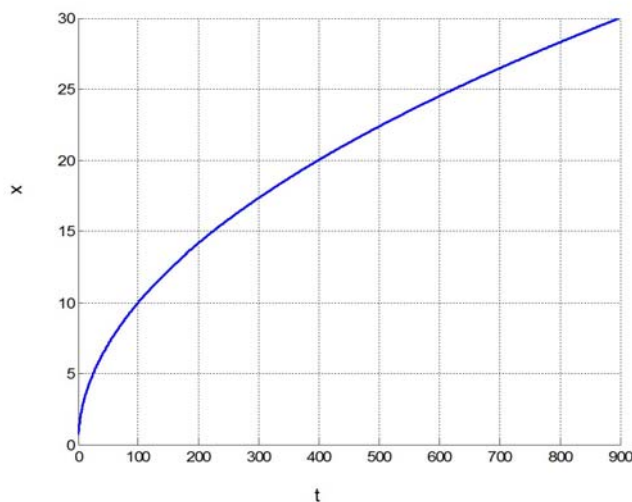
Slika 56: Primer 1 - Numerično reševanje DE za $n=15,000$ korakov ($t=0.006$ s)
Fig. 56: Example 1 - Numerical integration of differential equation for $n=15,000$ steps ($t=0.006$ s)

Za $n=17,000$ korakov ($t=0.0529$) sistem izkazuje nestabilno (kaotično) obnašanje:



Slika 57: Primer 1 - Numerično reševanje DE za $n=17,000$ korakov
Fig. 57: Example 1 - Numerical integration of differential equation for $n=17,000$ steps

Z $n=30,000$ koraki ($t=0.03$) pa dobimo smiselno rešitev:



Slika 58: Primer 1 - Numerično reševanje DE za $n=30,000$ korakov

Fig. 58: Example 1 - Numerical integration of differential equation for $n=30,000$ steps

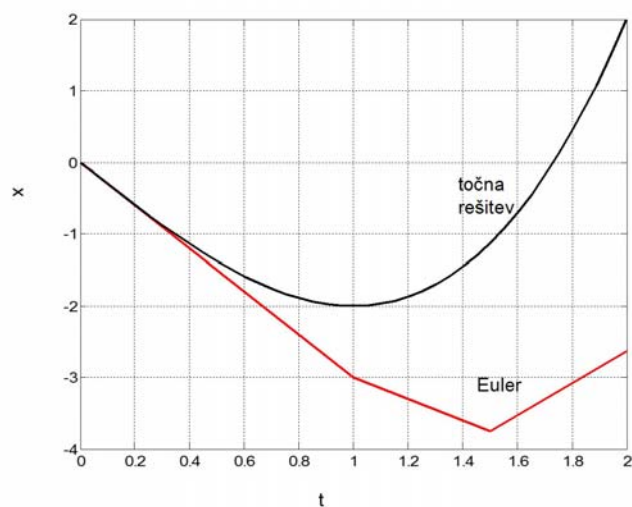
Primer 2 – velikost koraka numerične simulacije in natančnost rešitev

Obravnavamo problem začetne vrednosti $\ddot{x} = t\dot{x} - 3x$, pri $t = 0$ je $x = 0, \dot{x} = -3$. Z uvedbo spremenljivke $y = \dot{x}$ zapišemo osnovno enačbo kot ekvivalenten sistem dveh enačb 1. reda

$$\begin{aligned}\dot{x} &= y, \\ \dot{y} &= -3x + ty,\end{aligned}$$

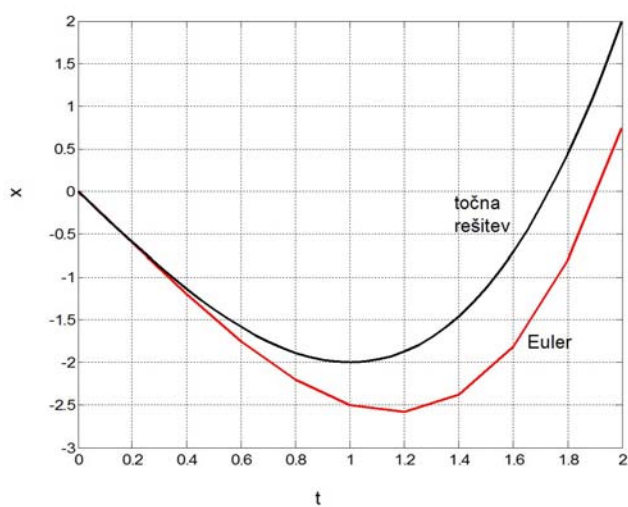
pri $t = 0$ je $x = 0, y = -3$. Točna (analitična) rešitev je $x = t^3 - 3t$.

Uporabimo Eulerjevo metodo za približno rešitev v območju $0 \leq t \leq 2$. S 4 koraki, $h = 0.5$, dobimo približno rešitev



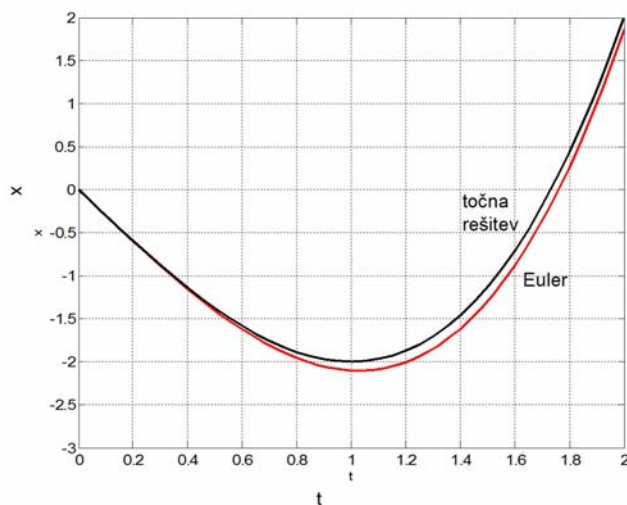
Slika 59: Primer 2 - Numerično reševanje DE za $n=4$ korake
Fig. 59: Example 2 - Numerical integration of differential equation for $n=4$ steps

Z 10 koraki grafična primerjava točne in približne rešitve izgleda tako



Slika 60: Primer 2 - Numerično reševanje DE za $n=10$ korakov
Fig. 60: Example 2 - Numerical integration of differential equation for $n=10$ steps

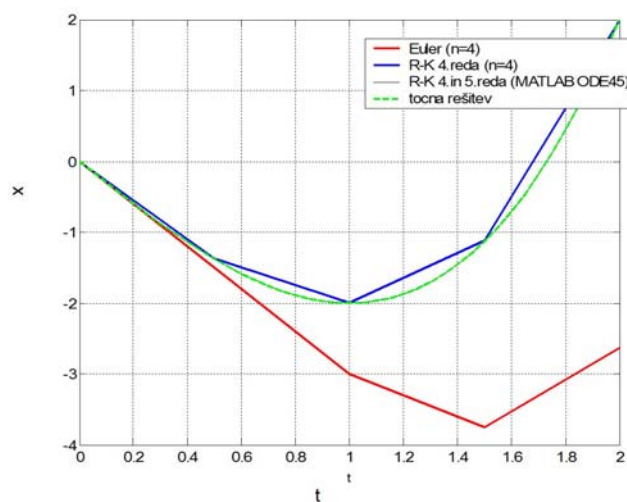
In s 50 koraki



Slika 61: Primer 2 - Numerično reševanje DE za $n=50$ korakov

Fig. 61: Example 2 - Numerical integration of differential equation for $n=50$ steps

Na spodnji sliki je prikazan primer reševanja obravnavanega primera z Eulerjevo metodo (4 koraki), Runge-Kutta metodo 4. reda (4 koraki), MATLAB funkcijo `ode45`, ki uporablja adaptivno metodo Runge-Kutta temelječo na 4. in 5. redu ter točno rešitev.



Slika 62: Primer 2 - Numerično reševanje DE z različnimi metodami

Fig. 62: Example 2 - Numerical integration of differential equation using different numerical methods

Iz zgornje slike vidimo, da je rešitev s klasično Runge-Kutta metodo 4. reda v izračunanih točkah zadovoljivo natančna, samo zaradi večje gladkosti rešitvene funkcije pa je potrebno povečati število korakov. Kot primerjavo naj povemo, da je `ode45` na zgornji sliki izračunan v 60 korakih.

Preglednica 8: Primerjava numeričnih rešitev pri različnih metodah z različnim številom korakov

Table 8: Comparison of Numerical Solutions Using Different Methods and Different Number of Integration Steps

	Eulerjeva metoda	klasična Runge-Kutta metoda 4. reda	adaptivna Runge-Kutta 4. in 5. reda (ode45 funkcija v MATLAB-u)
n=10	0.742538	1.999605	2.000011
n=100	1.939791	2.000000	2.000011
n=1,000	1.994645	2.000000	2.000011
n=10,000	1.999471	2.000000	2.000011
točna vrednost	2.000000		

Iz navedenega primera vidimo, da je klasična Runge-Kutta metoda 4. reda dovolj natančna in stabilna že pri majhnem številu korakov (to potrjuje tudi številna literatura in ne le ta primer). Za večjo gladkost rešitve pa je potrebno vzeti le ustrezno (dovolj) število korakov. Adaptivna Runge-Kutta metoda, ki je uporabljena v MATLAB funkciji **ode45**, da neodvisno od števila korakov vedno enako rešitev.

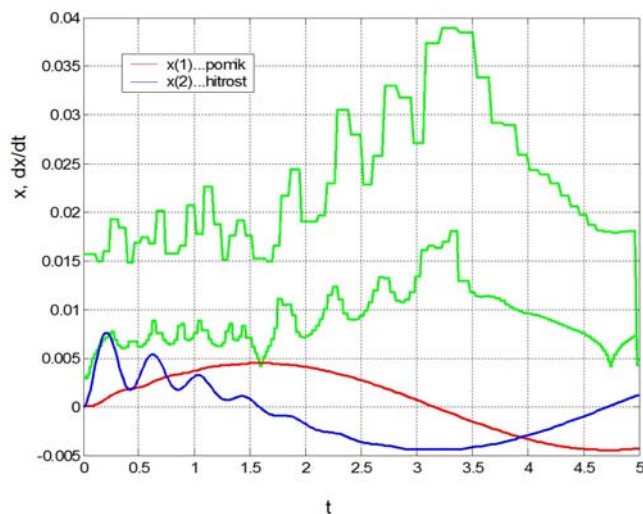
Primer 3 – metoda adaptivnega koraka ODE45

Rešujemo problem $\ddot{x} + c\dot{x} + \omega^2 x = g(t)$. Uvedemo novi spremenljivki $y_1 = x$ in $y_2 = \dot{x}$, pri čemer sta prva odvoda novih spremenljivk

$$\dot{y}_1 = \dot{x} = y_2$$

$$\dot{y}_2 = \ddot{x} = \sin(t) - 2 \cdot 0.01 \cdot 15 \cdot \dot{x} - 225x = \sin(t) - cy_2 - \omega^2 y_1$$

Začetna pogoja pri $t = 0$ sta $x = 0$ in $\dot{x} = 0$.



Slika 63: Primer 3 - Numerično reševanje DE metoda adaptivnega koraka ODE45 v MATLAB

Fig. 63: Example 3 – Numerical integration of differential equation using MATLAB's ODE45 with adaptive step size control

Modra in rdeča krivulja na grafu prikazujeta rešitev DE dobljeno z **ode45** funkcijo, zeleni krivulji pa prikazujeta velikost korakov med potekom numerične simulacije (zgornja pri privzeti vrednosti absolutne tolerance $1e-6$ in relativne tolerance $1e-3$, spodnja pa pri spremenjeni vrednosti absolutne tolerance $1e-10$ in relativne tolerance $1e-5$). Glede na velikost tolerance napake funkcija **ode45** spreminja velikost koraka: pri večji toleranci je funkcija uporabila 237 korakov, pri manjši pa 617 korakov integriranja med numerično simulacijo.

Primer 4 – različne velikosti koraka numerične simulacije z Newmarkovo metodo

Rešujemo sistem dveh DE 2. reda

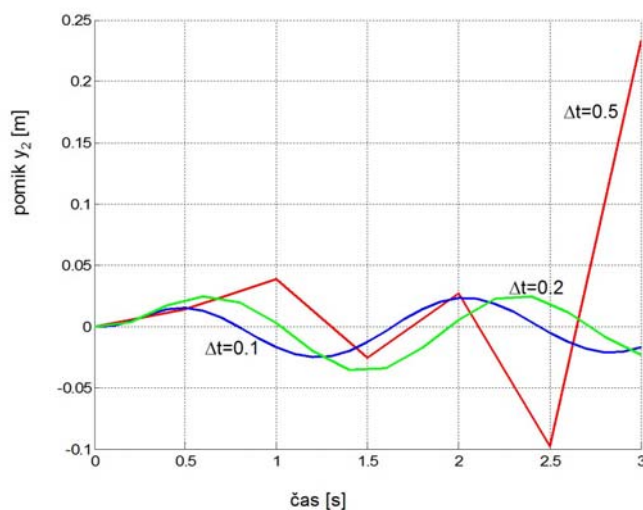
$$\begin{bmatrix} m_1 & . \\ . & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F(t) \\ . \end{Bmatrix},$$

z začetnimi pogoji

$$y_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ in } \dot{y}_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}.$$

Fizikalno gre za sistem dveh mas medsebojno povezanih z vzmetjo in dušilko ter na drugi strani povezanih z vzmetjo na podlago. Sila $F(t)$ deluje na prvo maso, sistem pa se giblje samo v vodoravni smeri.

Z uporabo Newmarkove metode z linearnim pospeškom izvedemo numerično simulacijo za izračun odziva sistema pri čemer spreminjamo velikost koraka integracije, Slika 64.



Slika 64: Primer 4 – Primerjava rezultatov numeričnih simulaciji z Newmarkovo metodo z linearnim pospeškom za različne vrednosti koraka integracije Δt
 Fig. 64: Example 4 – Comparison of solution obtained using the Newmark's linear acceleration method with different integration step (Δt) values

Kot je prikazano, izbira koraka integracije vpliva na natančnost rešitve. V prikazanem primeru je z večjim korakom večja amplituda ter daljši nihajni čas. Pri vrednosti $\Delta t = 0.5s$ pa je rešitev nestabilna kar pomeni, da je metoda samo pogojno stabilna.

Primer 5 – uporaba vgrajenih MATLAB funkcij ode45 in event

Pri reševanju DE 2. reda $\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \omega^2x = F$, s problemom začetne vrednosti $x(0) = 0$ in $\dot{x}(0) = 0$, prevedemo z uvedbo novih spremenljivk $x_1 = x$ in $x_2 = \dot{x}$, na sistem dveh DE 1. reda

$$\begin{aligned} \dot{x}_1 &= x_2, \\ \dot{x}_2 &= -2\xi\omega x_2 - \omega^2 x_1 + F, \end{aligned}$$

z začetnima pogojeva $x_1(0) = 0$, $x_2(0) = 0$.

Z MATLAB funkcijo **event** iščemo dva dogodka in sicer, ko je $x_2 = x_1$ (hitrost enaka pomiku) ter ko je $x_2 = 0$ (hitrost enaka nič). Dodatni pogoj za prvi dogodek je, da funkcija raste, za drugi dogodek pa, da funkcija pada. V obeh primerih se po dogodku nadaljuje z integracijo.

Podrobnosti datoteke dogodek.m prikazuje Slika 65.


```

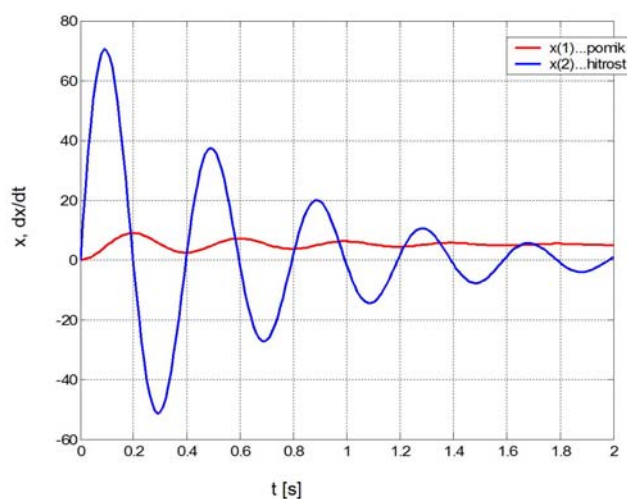
1
2 %event funkcija dogodek.m
3 function [value, isterminal, direction]=dogodek(t,x,F,ksi,omega)
4
5 value=[x(2)-x(1);x(2)];      %iskani vrednosti x(2)-x(1)=0 ali x(2)=0
6
7 isterminal=[0;0];           % 1 ... koncaj integracijo
8                               % 0 ... nadaljaj z integracijo
9
10 direction=[1;-1];          % -1 ... iscejo se dogodki, ko fukcija pada
11                               % 0 ... iscejo se vsi dogodki funkcije
12                               % +1 ... iscejo se dogodki, ko fukcija raste
13
14 |

```

Slika 65: Primer 5 – Definiranje dogodka pri uporabi event funkcije

Fig. 65: Example 5 – Defining the event function in MATLAB

Rešitev DE grafično prikazuje Slika 66.



Slika 66: Primer 5 – Rešitev DE 2. reda

Fig. 66: Example 5 – Numerical solution of 2nd order differential equation

Izpis dogodkov je podan v nadaljevanju

Dogodki =

0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
0.1986	8.8914	-0.0000	2.0000
0.4006	2.4134	2.4134	1.0000
0.5957	7.1347	-0.0000	2.0000
0.8045	3.7090	3.7090	1.0000
0.9928	6.2010	-0.0000	2.0000
1.2154	4.4251	4.4251	1.0000
1.3898	5.7048	-0.0000	2.0000
1.6497	4.9008	4.9008	1.0000
1.7869	5.4411	-0.0000	2.0000

V prvem stolpcu je vrednost neodvisne spremenljivke pri dogodku, v drugem in tretjem sta vrednosti odvisnih spremenljivk pri dogodku (x_1 oz. pomik in x_2 oz. hitrost), v zadnjem stolpcu pa vrednost 1 pomeni, da se je zgodil prvi dogodek (hitrost enaka pomiku), 2 pa da se je zgodil drugi dogodek (hitrost enaka nič). V obravnavanem primeru, se je v intervalu od 0 do 2 zgodilo torej 10 dogodkov.

4.6.2 Splošen komentar o uporabi numeričnih metod oz. odgovor na vprašanje ali je dobljena rešitev pravilna

Ena izmed največjih težav pri uporabi numeričnih metod za reševanje diferencialnih enačb je ta, da je običajno potrebno malo časa da dobimo (izračunamo) rešitev, veliko več časa pa porabimo, da ocenimo ali je rešitev prava. Ko rešujemo fizikalne probleme, je običajno prva preverba ali se sistem obnaša fizikalno korektno v skladu s predvidenimi fizikalnimi zakonitostmi. Preden začnemo z numeričnimi simulacijami je potrebno razumeti fizikalna vprašanja glede obnašanja sistema: bo odziv sistema naraščal ali padal, ali pa mogoče nihal. V določenih primerih bo odziv sistema omejen, npr. pri prostem nihanju telesa na vrvici je logično pričakovanje, da se bo odmik od ravnovesne lege z večanjem števila nihajev zmanjševal. S spreminjanjem velikosti koraka numerične integracije lahko v določenih primerih ugotovljamo skladnost rešitev s fizikalnimi zakonitostmi.

Nadalje je enostaven test numerične metode sprememba koraka simulacije in analiza odziva. V primeru pravilne uporabe primerne metode mora rešitev z manjšanjem korakov konvergirati. Če poznamo velikost aproksimacije, potem poznamo tudi primeren velikostni red koraka simulacije oz. hitrost zmanjševanja korakov. Če ima uporabljena metoda napako sorazmerno s korakom Δt , potem se s polovičnim korakom polovično zmanjša tudi napaka. Izvedene številne numerične simulacije, katerih manjši del je prikazan v predloženem delu, kažejo, da je potrebno VEDNO preverjati velikost korakov numerične simulacije ter ugotovljati konvergiranje rešitve, kar pa tudi ni vedno zadosten pogoj za pravilnost rešitve.

Orodje MATLAB vključuje rutine, ki uporabljajo metode z adaptivnim korakom reševanja za kontrolo napake. Pri teh algoritmih navajamo toleranco napake na podlagi tega pa algoritem prilagaja velikost koraka z ohranjanjem konstantne velikosti napake med numerično simulacijo, seveda manjše od navedene tolerance. V splošnem ti algoritmi delujejo na principu primerjave razlik korakov z dvema metodama, ki imata različen red (npr. metoda srednje vrednosti (Δt^2) in Runge-Kutta metoda (Δt^4)). Razlika je indikator napake in posledično se korak prilagodi (poveča ali zmanjša) ob ohranjanju konstantne napake. V primerih uporabe metod z adaptivnim korakom reševanja, je potrebno VEDNO preveriti konvergenco rešitve s spreminjanjem tolerance napake.

4.7 Reševanje diferencialnih enačb v predloženem delu

Kot je že navedeno v okviru pregleda obstoječega stanja na področju drsne potresne izolacije, le maloštevilni prispevki analizirajo reševanje sistemov z več prostostnimi stopnjami, ki drsijo med dinamičnim vzbujanjem. Gre za kompleksno reševanje tovrstnih numeričnih problemov, pri čemer sta bistvena elementa stabilnost in natančnost izvedene simulacije.

Zaradi numeričnih težav pri reševanju diferencialnih enačb, v fazi drsenja in v fazi vpetosti konstrukcije, Yang et al. (1990) na mestu drsenja vpelje t.i. navidezno vzmet. Z vpeljavo navidezne vzmeti postane celoten problem reševanje identičnega sistema z (N+1)-prostostno stopnjo v obeh fazah (drsenje, vpetost), pri čemer so upoštevane le različne karakteristike navidezne vzmeti v vsaki fazi.

Podobno tudi Vafai et al. (2000), za sisteme z več prostostnimi stopnjami, ki lahko drsijo med dinamičnim vzbujanjem, vpelje tog-idealno plastičen člen, s katerim je modelirana sila trenja med drsenjem konstrukcije. Pri primerjavi dobljenih rezultatov z rezultati Yang et al. (1990) je ugotovljeno, da postane odziv sistema s togim-idealno plastičnim členom pri harmoničnem vzbujanju po določenem času ponavljajoč, kar se sklada s splošnimi zaključki v Matsui et al. (1991) in Westermo et al. (1983). Takšen odziv pa ni viden v prispevku Yanga et al. (1990), kar bi se lahko pripisalo določenim numeričnim napakam v primerih, ko časi prehodov med posameznimi fazami niso določeni z ustrezno natančnostjo (Dimova et al., 1995). V disertaciji Nikolic-Brzev (1993) so izvedene številne numerične simulacije drsečih sistemov z več prostostnimi stopnjami s harmoničnim in potresnim vzbujanjem ter v zaključku navedeno, da je obnašanje tovrstnih sistemov močno odvisno od natančnosti določevanja trenutkov prehoda med fazami in lahko povzroči nestabilnost numeričnega postopka.

Algoritem reševanja

V izogib težavam z numerično nestabilnostjo procedure in s ciljem zagotavljanja enostavnosti in transparentnosti izvajanja kompleksne numerične simulacije s prehodi med različnimi fazami (vpeta konstrukcija, drsenje na enem nivoju, drsenje na drugem nivoju, drsenje na obeh nivojih, zibanje, zibanje in drsenje sistema), je v predloženem delu podan izpopolnjen algoritem izvajanja numerične simulacije glede na postopke iz pregledane literature. Algoritem uporablja enotno matriko diferencialnih enačb (identičen rang) za simuliranje gibanja v vseh fazah, kar je razlika, predvsem pa prednost glede na ostale tehnike reševanja. Podrobnejši algoritem oz. tehnika reševanja je podan v nadaljevanju.

1. Osnovni matrični zapis sistema velikostnega reda $n \times n$

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \text{desna stran} \quad (\text{en. 232})$$

2. Eksplicitni izpis vseh enačb sistema

prva enačba
 druga enačba
 ...
 n-ta enačba

3. **Preureditev izpisanih enačb** tako, da so eksplicitno izraženi $\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_n$ in, da so izraženi $\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_n$ ter x_1, x_2, \dots, x_n (orodje MATHEMATICA - ukaz 'Solve')

$$\begin{aligned}\ddot{x}_1 &= (\dots) \cdot x_1 + \dots + (\dots) \cdot x_n + (\dots) \cdot \dot{x}_1 + \dots + (\dots) \cdot \dot{x}_n \\ \ddot{x}_2 &= (\dots) \cdot x_1 + \dots + (\dots) \cdot x_n + (\dots) \cdot \dot{x}_1 + \dots + (\dots) \cdot \dot{x}_n \\ &\dots \\ \ddot{x}_n &= (\dots) \cdot x_1 + \dots + (\dots) \cdot x_n + (\dots) \cdot \dot{x}_1 + \dots + (\dots) \cdot \dot{x}_n\end{aligned}\quad (\text{en. 233})$$

4. **Uvedba novih spremenljivk** z oznakami y_1 do y_m

$$\begin{aligned}y_1 &= x_1 \\ y_2 &= \dot{x}_1 \\ y_3 &= x_2 \\ y_4 &= \dot{x}_2 \quad , \\ &\dots \\ y_{m-1} &= x_n \\ y_m &= \dot{x}_n\end{aligned}\quad (\text{en. 234})$$

pri čemer so prvi odvodi novih spremenljivk

$$\begin{aligned}\dot{y}_1 &= \dot{x}_1 = y_2 \\ \dot{y}_2 &= \ddot{x}_1 \\ \dot{y}_3 &= \dot{x}_2 = y_4 \\ \dot{y}_4 &= \ddot{x}_2 \quad , \\ &\dots \\ \dot{y}_{m-1} &= \dot{x}_n = y_m \\ \dot{y}_m &= \ddot{x}_n\end{aligned}\quad (\text{en. 235})$$

5. **Zapis enačb v tč. 3 z novimi spremenljivkami** (orodje MATHEMATICA – ukaza 'ReplaceAll' in 'Collect')

$$\begin{aligned}
 \dot{y}_1 &= y_2 \\
 \dot{y}_2 &= \dots \\
 \dot{y}_3 &= y_4 \\
 \dot{y}_4 &= \dots \quad . \\
 &\dots \\
 \dot{y}_{n-1} &= y_m \\
 \dot{y}_n &= \dots
 \end{aligned} \tag{en. 236}$$

6. **Končni matrični zapis enačb v tč. 5**

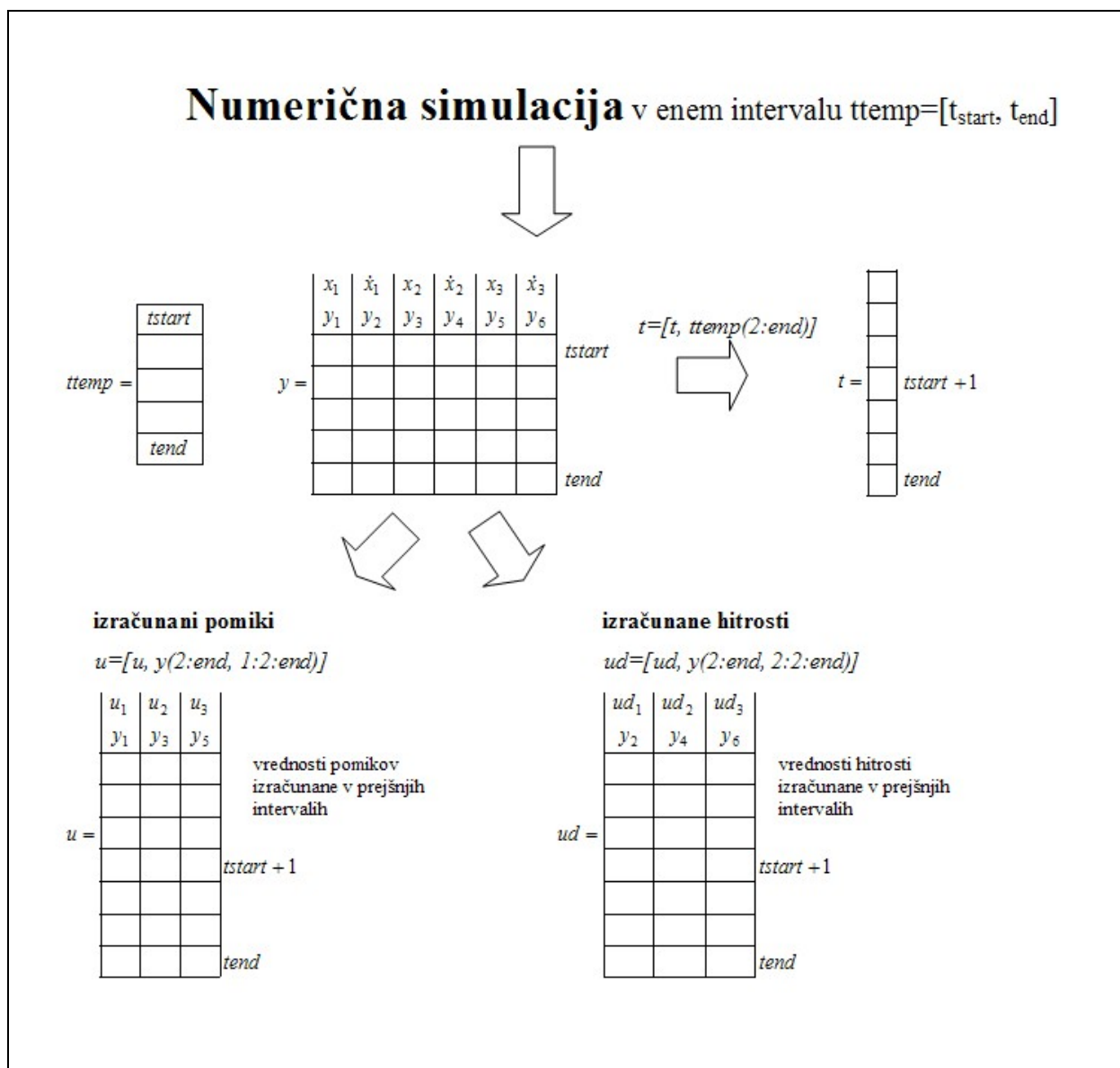
$$\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}. \tag{en. 237}$$

7. **Rezultat numerične simulacije** je matrika oblike

$$Y = \begin{bmatrix} \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{matrix} t = 0 \\ \\ \\ \vdots \\ \\ t = t_{end} \end{matrix}, \tag{en. 238}$$

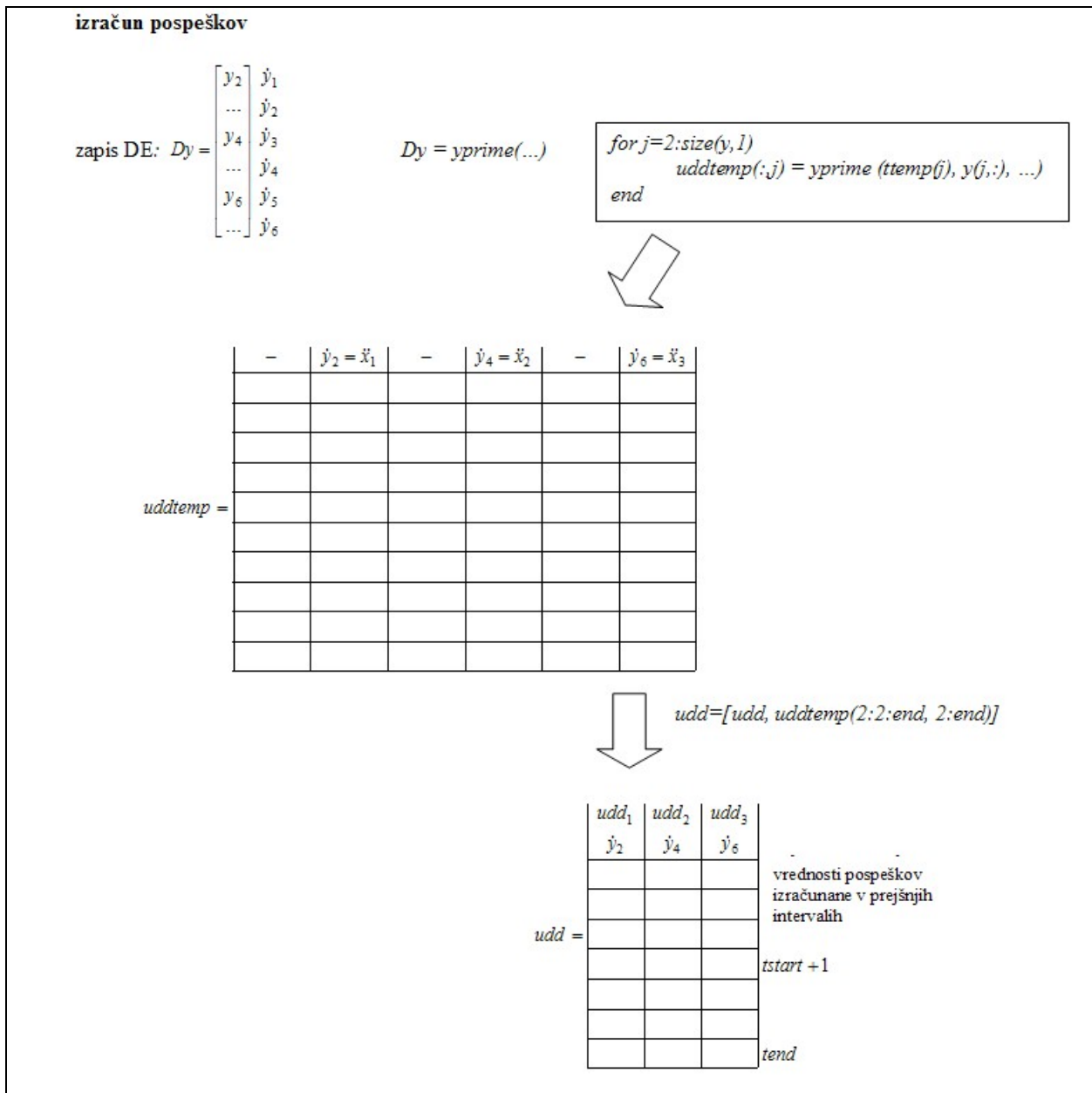
pri čemer so rešitve y_1 oz. x_1 , y_2 oz. $\dot{x}_1, \dots, y_{n-1}$ oz. x_m , y_n oz. \dot{x}_m podane v stolpcih od 1 do m matrike Y .

V nadaljevanju je shematično prikazana procedura uporabljena v okolju MATLAB (bodisi s katerokoli vgrajeno funkcijo **ode** ali pa lastno programiranim algoritmom na osnovi primerne numerične metode) pri reševanju diferencialnih enačb v enem časovnem intervalu. V shematičnem prikazu je kot primer podano reševanje sistema treh NDE 2. reda, ki je preveden na sistem šestih NDE 1. reda, pri čemer se, v prikazanem primeru, v intervalu $ttemp=[tstart, tend]$ rešitev računa v 5 točkah (vključno za začetno in končno).

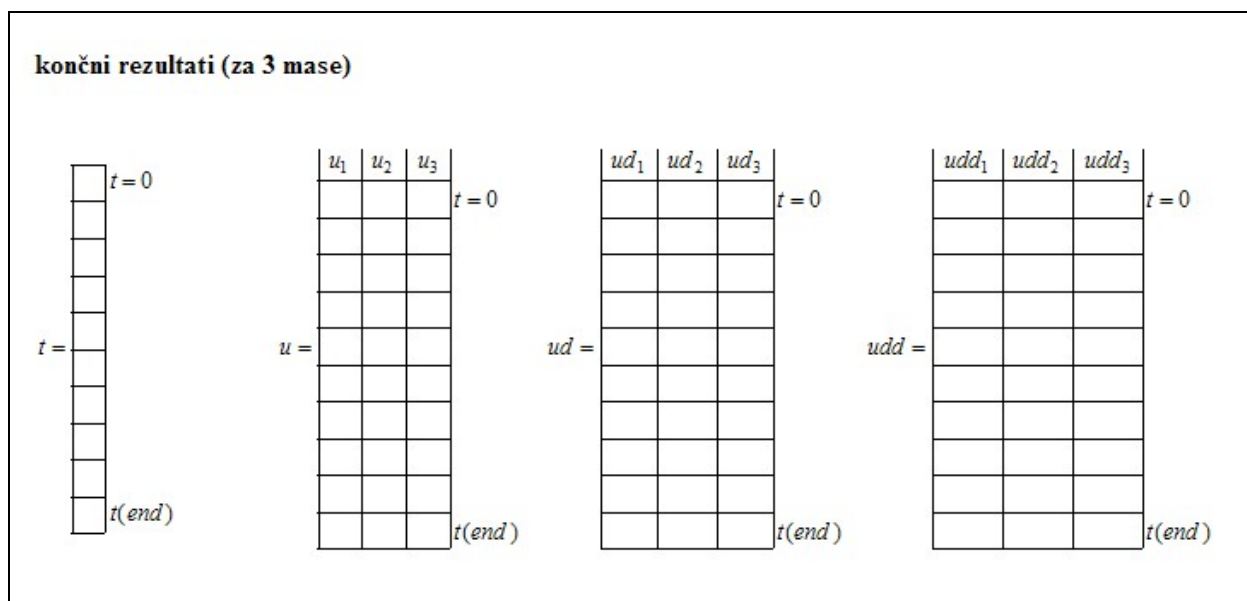


Slika 67: Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB v enem intervalu: izračun pomikov in hitrosti

Fig. 67: MATLAB's numerical simulation procedure in one time step: displacements and velocities



Slika 68: Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB v enem intervalu: izračun pospeškov
 Fig. 68: MATLAB's numerical simulation procedure in one time step: accelerations



Slika 69: Procedura za numerične simulacije v okolju MATLAB: končne oblike zapisov izračunov

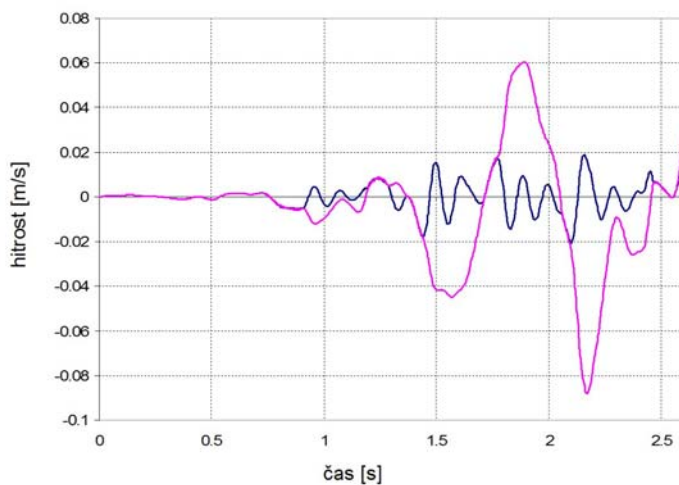
Fig. 69: MATLAB's numerical simulation procedure: results

V vsakem časovnem intervalu se preverja v kateri fazi gibanja je sistem, pri čemer so vrednosti odziva na koncu intervala, začetne vrednosti naslednjega intervala. Pri numeričnih simulacijah je narejena poenostavitev postopka s tem, da je funkcija predznaka, ki določa smer drsenja oz. zibanja sistema, izločena iz diferencialne enačbe in jo določamo na začetku vsakega intervala iz podatkov predhodnega intervala.

V večini predhodnih študij dinamičnih odzivov sistemov z drsno potresno izolacijo (ali podobni numerični problemi z različnimi fazami gibanja) sta za numerično integracijo uporabljeni bodisi Newmarkova metoda s konstantnim ali linearnim pospeškom (Chopra et al., 1985), (Vafai et al., 2000), (Nikolic-Brzev, 1993), (Patro et al., 2004), bodisi klasična Runge-Kutta metoda 4. reda (Yim et al., 1980), (Wang et al., 1993), (Qamarrudin et al., 1986). V predloženem delu je numerična integracija izvedena z obema metodama.

Reševanje sistema diferencialnih enačb

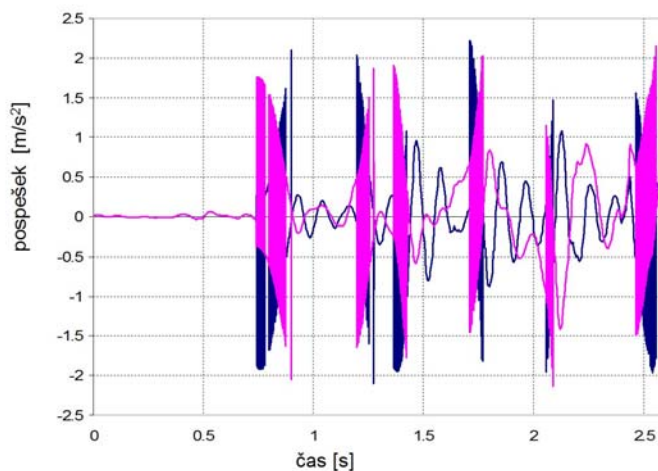
Kljub temu, da MATLAB funkciji **ode45** in **event** na podlagi teoretičnih osnov predstavljata zelo natančno metodo za reševanja problemov večfaznih dinamičnih sistemov, se v primerih obravnavanih v okviru disertacije, nista izkazali za praktično uporabni, kar potrjuje v nadaljevanju podani primer. V prikazanem primeru, smo z navedenima funkcijama reševali sistem večetažne konstrukcije z drsno izolacijo samo na nivoju prve etaže. Slika 70 prikazuje časovna poteka odzivov (hitrosti) drsečih sistemov potresne izolacije.



Slika 70: Časovni potek odzivov (hitrosti) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije

Fig. 70: Time history response (velocities) for two sliding levels in a multi-storey building

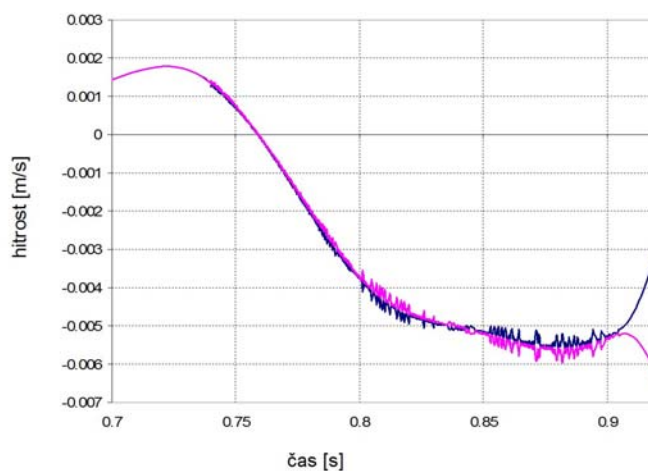
Obe masi prve etaže, ki skupaj predstavljata sistem drsne potresne izolacije, se nekako do 0.9 s gibljeta z enako hitrostjo (torej se sistem izolacije ni aktiviral, relativni pomik (zdrs) med obema masama je enak nič), sledi gibanje z različnimi hitrostmi (aktiviranje sistema drsne izolacije) itd. Na prvi pogled se zdijo rezultati primerni, vendar se že pri izrisu časovnega poteka pospeškov pokaže, da temu ni tako. Po začetnem skupnem odzivu se v nadaljevanju v območjih stikovanja (po predhodnem drsenju) elementov (faza neizoliranega sistema) pri numeričnem reševanju pojavijo nerealni (pretirani) pospeški, Slika 71.



Slika 71: Časovni potek odzivov (pospeškov) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije

Fig. 71: Time-history response (accelerations) for two sliding levels in a multi-storey building

Podrobnejši izris časovnega poteka hitrosti v intervalu 0.70 do 0.92 s pokaže, da se stikovanje (enaka hitrost) obeh mas, pojavlja le v posamičnih (diskretnih) točkah, Slika 72.



Slika 72: Časovni potek odzivov (hitrosti) dveh elementov drsnega sistema večetažne konstrukcije v časovnem intervalu 0.70 do 0.92s

Fig. 72: Time-history response (velocities) for two sliding levels in a multi-storey building from 0.70sec to 0.92sec

Obraunavani časovni interval funkcija **ode** razdeli na več kot 450 delov (povprečna velikost koraka je potemtakem manj kot 0.00005 s) ter v vsakem koraku računa odziv. Navedeno pomeni daljši potrebiti čas za račun odziva, s čimer pa bi še lahko shajali. Razlog nerealnih računov pospeškov in ekstremnih vrednosti je funkcija **event**. S pomočjo te funkcije smo v obraunavanim primeru (poskušali) iskali dogodke, ko je poleg ostalega (primerjava trenjskih sil in sil zaradi potresnega vzbujanja), hitrost zgornjega elementa drsne izolacije enaka hitrosti spodnjega elementa (to je obe hitrosti enaki, prekinitvev drsenja in zaustavitev aktiviranja sistema drsne potresne izolacije). Nadaljnji odziv sistema je odvisen od funkcije predznaka, ki je nadalje funkcija hitrosti obeh delov drsnega sistema izolacije, to je $\text{sgn}(\dot{x}'_1 - \dot{x}_1)$, če z \dot{x}'_1 in \dot{x}_1 označimo odziva (hitrosti) obeh delov sistema. Ker pa je dogodek $\dot{x}'_1 - \dot{x}_1$ vedno definiran z vrednostjo različno od nič (v konkretnih primerih 10^{-12} do 10^{-16}), je na podlagi tega določena tudi sgn funkcija, kar pri prehodih med fazami povzroči spremembo sgn funkcije in s tem tudi velik naklon pri poteku hitrosti ter posledično ekstremne (nerealne) vrednosti pospeškov. V številnih podobnih primerih in kljub osebni intenzivni komunikaciji s kolegi (Ma in Patro), ki se s podobnimi problemi ukvarjajo, avtorju predloženega dela ni uspelo obraunavni problem rešiti s pomočjo MATLAB funkciji ampak je uporabil lastni algoritem za klasično metodo Runge-Kutta 4. reda z definirano natančnostjo določanja prehodov med fazami.

Natančnost reševanja

V dinamični analizi nelinearnih sistemov, kjer je odziv občutljiv na velikost uporabljenega koraka Δt , je potrebno zagotoviti ustrezno stopnjo natančnosti numerične simulacije. Na podlagi relevantne literature, ki obraunava podobne probleme z različnimi fazami gibanja, ter številnih simulacij izvedenih v okviru predloženega dela, je ugotovljeno, da je obnašanje takega sistema izjemno občutljivo in odvisno od uporabljenega časovnega koraka računa ter natančnosti določevanja časovnih trenutkov prehodov med posameznimi fazami gibanja saj pogoji na koncu ene faze predstavljajo začetne pogoje za naslednjo fazo.

Chopra et al. (1985) predlaga, če ima najvišja nihajna oblika z znatnim prispevkom k odzivu, nihajni čas $T_j (j < N)$, Δt lahko izberemo kot

$$\Delta t < \frac{T_j}{10}. \quad (\text{en. 239})$$

Wartburton (1990) v okviru določevanja napak Newmarkove metode (predpostavka harmonično vzbujanje), predlaga izbiro Δt kot

$$\Delta t < \min\left(\frac{T_n}{20\pi}, \frac{T_E}{20\pi}\right), \quad (\text{en. 240})$$

kjer je T_n nihajni čas sistema in T_E predominanten nihajni čas vzbujanja tal.

V analitični študiji odzivov drsečih sistemov z eno prostostno stopnjo Iura et al. (1992) predlaga sledeč kriterij za določevanje časovnega koraka Δt

$$\Delta t < \min\left(\frac{T_n}{20\pi}, \frac{T_E}{20\pi}, 0.02s\right), \quad (\text{en. 241})$$

kjer imata T_n in T_E enako definicijo kot zgoraj. Za toge sisteme (kratke periode značilne za nizke zidane stavbe), da naveden izraz izredno majhne vrednosti Δt . Iura et al. (1992) in Wartburton (1990) posebej navajata, da je odziv sistema zelo občutljiv na časovni trenutek prehoda.

V numerični študiji Hamidi et al. (2003) pokaže, da je v primerih modeliranja trenja s togim – idealno plastičnim členom, odziv sistema v vsaki fazi manj občutljiv glede na vrednosti Δt . Če zabeleženi časovni korak potresa označimo z δt , je pri natančnosti $\Delta t < \frac{\delta t}{4}$, odziv ustrezen. Ker je običajno $\delta t = 0.02$ s, je potemtakem primeren časovni korak $\Delta t = 0.005$ s.

Pri analizi matematičnega modela z dvema masama ter mehanizmom drsenja in zibanja (Wang et al., 1993) je uporabljen časovni korak med 0.005 in 0.01 s.

Nikolic-Brzev (1993) uporabi začetni korak pri numeričnih simulacijah med 0.01 in 0.001s in poudari, da pri harmoničnem vzbujanju ni potrebna (zahtevana) tako velika natančnost kot pri potresnem vzbujanju. Z $\Delta t = 0.0025$ s dobimo zadovoljive rezultate v primeru harmoničnega ali pa potresnega vzbujanja.

Pri ugotavljanju vpliva različnih modelov trenja na odziv sistema z drsno potresno izolacijo (Patro et al., 2004) je bilo ponovno poudarjeno, da je odziv zelo (extremely) občutljiv glede na natančnost določevanja začetnih pogojev vsake faze. Med numeričnimi simulacijami so prehodi med fazami določani z natančnostjo 10^{-10} s.

Na podlagi navedene literature in številnih numeričnih simulacij za toge sisteme z drsno izolacijo v okviru predloženega dela, je ugotovljeno, da dobimo zadovoljive rezultate pri potresnem vzbujanju z začetnim korakom $\Delta t = 0.001$ s.

Zaključki

Ker je sistem, ki ga rešujemo v predloženem delu izredno kompleksen in numerično občutljiv, je bilo potrebno najti kompromis in uporabiti tisto numerično metodo in proceduro, ki ob primerni (ustrezni) natančnosti zagotavljata na eni strani numerično stabilnost rezultatov in na drugi strani obvladljivost sistema pri reševanju. Na podlagi številnih numeričnih simulacij z uporabo MATLAB rutin za numerično integracijo (funkcije **ode**), izvedenih primerjav rezultatov teh rutin in rezultatov simulacij z lastno programiranimi algoritmi na podlagi Runge-Kutta metod, je bilo zaključeno, da je smiselna uporaba klasične Runge-Kutte metode 4. reda. Tudi uporaba MATLAB funkcije **event** se ni izkazala za primerno, ampak so se prehodi med fazami določali na podlagi predhodno določene natančnosti. Uporaba vgrajenih MATLAB rutin namreč, vsled zgoščevanja korakov numerične integracije z namenom doseganja predpisane natančnosti, ne daje zadovoljivih rezultatov (glej razdelek 4.6.2 o kritični oceni dobljenih rezultatov). Tudi nekatera literatura (npr. G. J. Borse: Numerical methods with MATLAB str. 428) navaja, da sicer **ode45** v večini primerov daje ustrezne rezultate, v primeru reševanja kompleksnejših sistemov pa je mogoče smiselno uporabiti drugo metodo

Z navedenim algoritmom predlaganim v tem razdelku, kot nadgradnjo in izboljšavo dosedanjih postopkov reševanja istovrstnih problemov, so izpolnjene bistvene zahteve uspešne numerične simulacije:

- **numerična stabilnost** je zagotovljena z uporabo stabilne metode reševanja, pri čemer je sistem vedno istega ranga, uporabljen je primeren korak izvajanja simulacije in določevanja prehodov med fazami,
- **enostavnost in transparentnost procedure** je zagotovljena s tem, da v vseh fazah rešujemo le en sistem diferencialnih enačb, ki ima splošno obliko $\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}$, v različnih fazah so različni le posamezni elementi matrik A in B, pri čemer pa elementi odziva sistema v vseh matrikah splošne enačbe ležijo vedno na istih mestih.

5 EKSPERIMENTALNA ANALIZA KONSTRUKCIJE Z VGRAJENO DRSNO POTRESNO IZOLACIJO

5.1 Namen in cilji preiskav

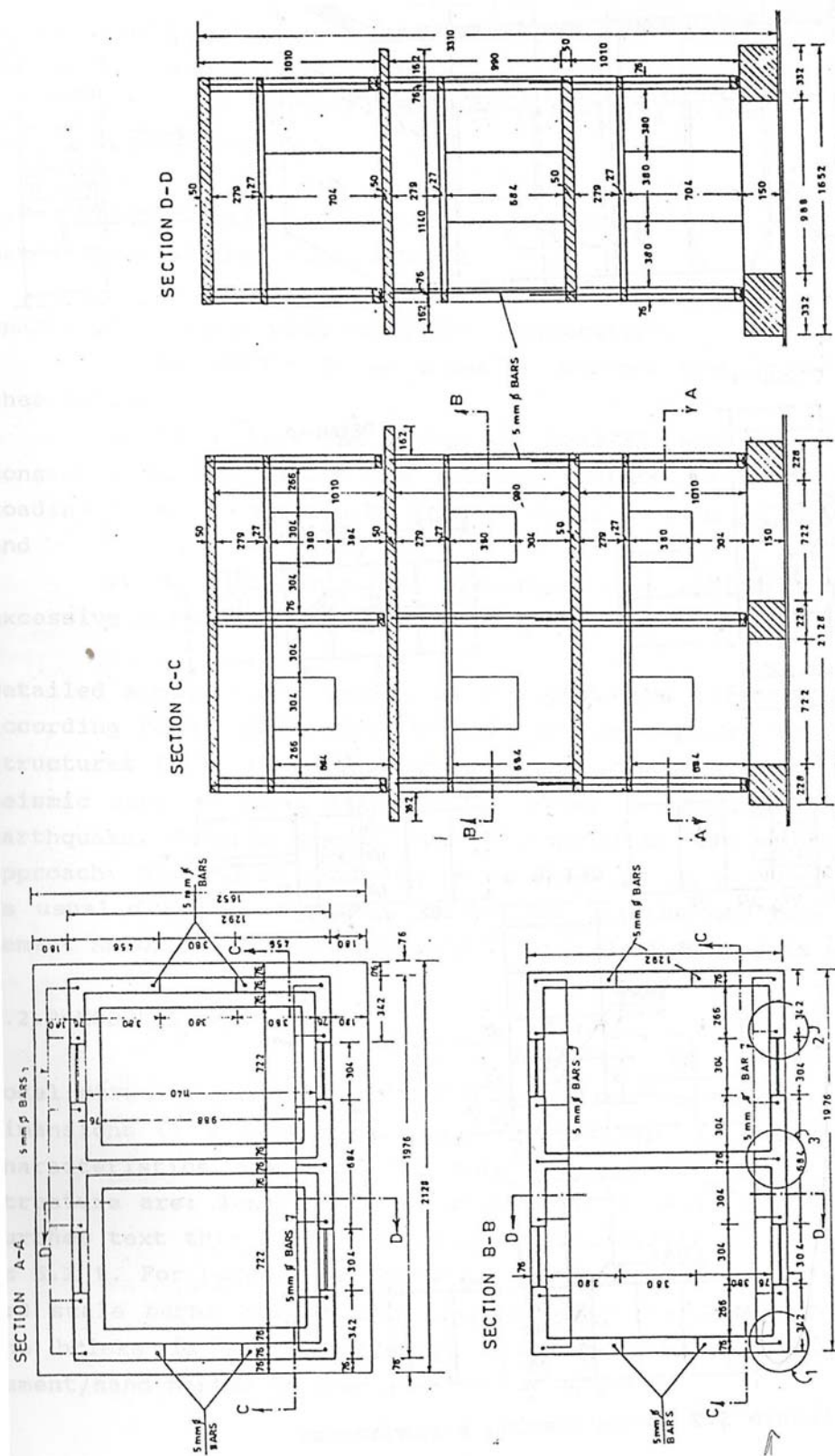
Na Univerzi Roorkee v Indiji so bile, na potresni mizi izvedene eksperimentalne preiskave zidanega modela z vgrajeno drsno potresno izolacijo (Nikolic-Brzev, 1993). V okviru predhodnih raziskav je bila narejena tudi obsežna študija primernosti in učinkovitosti materialov za uporabo pri potresni izolaciji in razvit računski model za analizo ojačane zidane stavbe z dvojnimi sistemom drsne potresne izolacije.

Osnovni namen eksperimentalnega dela preiskav je bil potrditev učinkovitosti predlaganega sistema potresne izolacije v smislu redukcije potresnega odziva in primerljivosti z odzivom klasične (neizolirane) konstrukcije.

5.2 Opis eksperimentalnega modela

Za potrditev učinkovitosti potresne izolacije z redukcijo odziva in s tem manjše poškodovanosti objekta, sta bila na potresni mizi preiskana modela klasične (neizolirane, vpete) in potresno izolirane konstrukcije. Prototipna konstrukcija, na osnovi katere je zasnovan eksperimentalni model je tipična indijska dvosobna, trietažna stanovanjska stavba ojačana skladno s standardom IS 4326-1976: Code of Practice for Earthquake Resistant Design and Construction of Buildings. Ojačitve so izvedene z vertikalno armaturo na vogalih in stičiščih zidov ter v bližini vratnih in okenskih odprtih, nad odprtinami so izvedene prekladne vezi, horizontalna ojačitev pa je izvedena z nosilci in vezmi na nivoju temeljev in na nivoju druge etaže. Podrobna analiza in projektiranje prototipne stavbe je izvedeno skladno s standardom IS 1893-1984: Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures. Predpostavljeno je, da se objekt nahaja na visoko potresno ogroženem področju v Indiji, v bližini potencialnega epicentra potresa.

Modelna konstrukcija je izvedena kot dimenzijsko pomanjšana prototipna konstrukcija v merilu 1:3, Slika 73, pri čemer so vsi materiali in njihove karakteristike ostali nespremenjeni glede na prototipno konstrukcijo. Enostavna modelna podobnost, uporabljena pri preiskavah, omogoča, da za izdelavo modela uporabimo kar prototipni material. Ker je na prototipu in modelu avtomatično izpolnjen pogoj enakosti gradienta napetosti, se bo model vedno obnašal kot prototip. To omogoča, da na osnovi modelne preiskave z veliko zanesljivostjo sklepamo na obnašanje prototipa vse do porušitve.



Slika 73: Tloris in prečna prereza eksperimentalnega modela; vse dimenzije v mm (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 73: Experimental model, all dimensions in mm (Nikolic-Brzev, 1993)

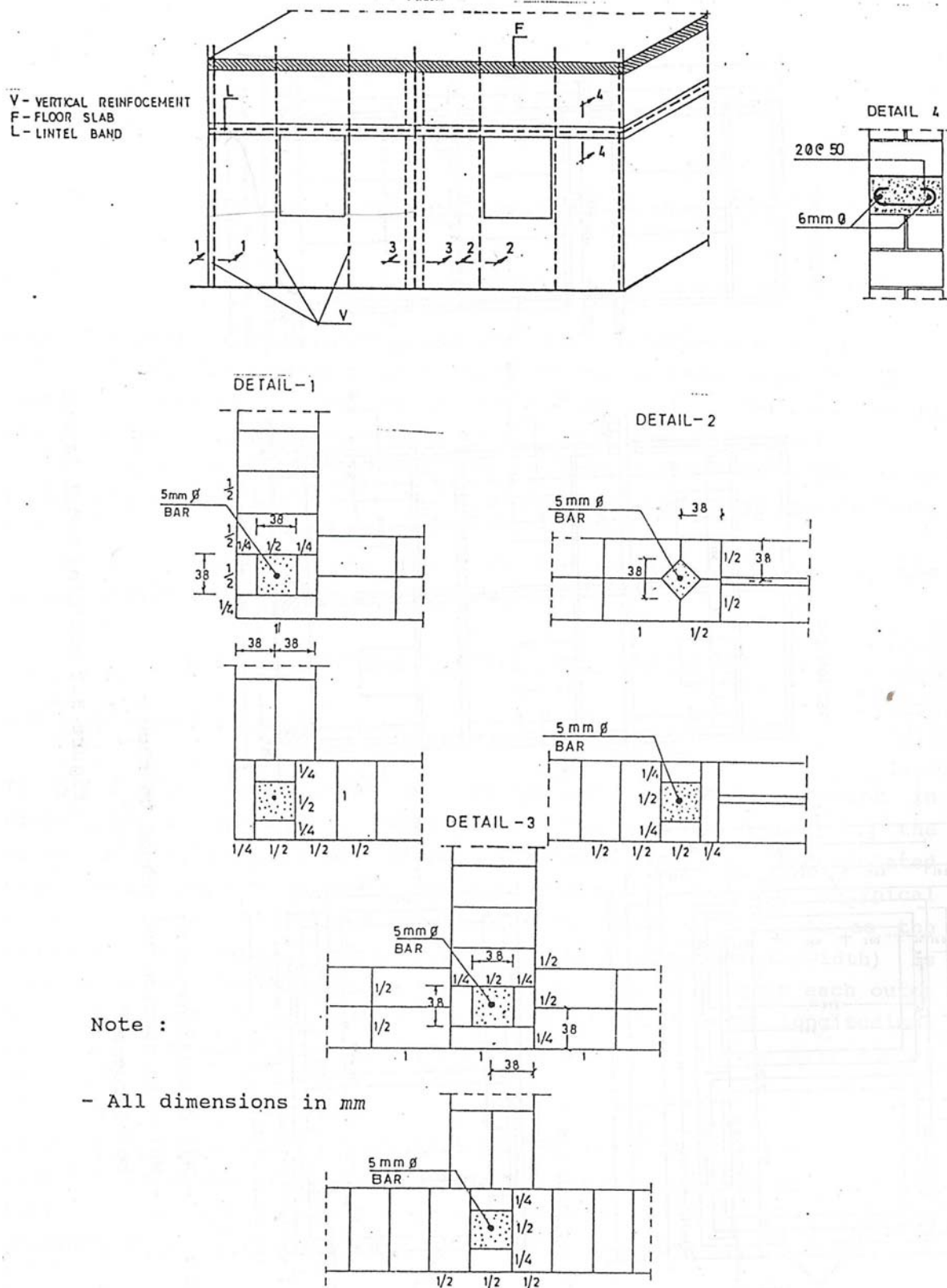
Model ima zunanje dimenzije: dolžina/širina/višina 213/165/331 cm in skupno težo 5.3 t. Za izgradnjo modela so uporabljeni posebni, v pomanjšanem merilu 1:3 narejeni, zidaki ($80 \times 40 \times 25$ mm) tlačne trdnosti 25 N/mm^2 . Za zidovje je uporabljena malta z razmerjem cement:pesek 1:6.



Slika 74: Model konstrukcije pred preiskavo (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 74: Model structure ready for the experiment (Nikolic-Brzev, 1993)

Ojačitev modela je izvedena z enako razporeditvijo armature kot na prototipni konstrukciji, Slika 75. Model je povezan z vertikalno armaturo premera 5 mm in mejo tečenja $f_y=250 \text{ N/mm}^2$. Za zapolnitev prostora v zidovju med armaturo je uporabljen malta z razmerjem cement:pesek 1:3. Nad vratnimi in okenskimi odprtini so izvedene prekladne vezi višine 30 mm in širine enake debelini zidu (80 mm). Na nivoju tik nad potresno izolacijo je izvedena posebna armiranobetonska vez (obroč). Armiranobetonske stropne plošče so debeline 50 mm, armirane z mrežasto armaturo, tlačna trdnost betona je 150 N/mm^2 . Med izdelavo modela, so bili odvzeti vzorci vgrajenih materialov za določanje materialnih karakteristik: tlačne trdnosti zidakov, vodovpojnosti zidakov, tlačne, strižne in natezno-upogibne trdnosti zidanih vzorcev, modula elastičnosti zidovja, koeficienta viskoznega dušenja, tlačne trdnosti malte, pretočnosti malte, tlačne trdnost betona ter natezne trdnosti armature.



Slika 75: Ojačitev eksperimentalnega modela (Nikolic-Brzev, 1993)
 Fig. 75: Reinforcement details (Nikolic-Brzev, 1993)

5.2.1 Sistem potresne izolacije

Za izbiro primernih materialov predlaganega drsnega sistema potresne izolacije, je bila izvedena podrobnejša in obsežnejša teoretična in eksperimentalna študija primernosti in izvedljivosti posameznih vrst materialov kot možnih elementov sistema drsne potresne izolacije. Pri izbiri materialov so analizirani in primerjani parametri, ki določajo mehanizem trenjskega obnašanja, vplivajo na trenjske karakteristike drsnih površin ter velikosti koeficientov trenja materialov. Nadalje so bile upoštevane zahteve glede trajnosti, enostavne in nezahtevne vgradnje, ustrezne obrabne odpornosti, primerno nizke cene, razpoložljivosti na lokalnem trgu ter odpornosti proti zunanjim vplivom.

Preiskane pa so bile naslednje vrste materialov: plastični materiali (npr. Teflon, polietilen), lubrikanti s karbonsko osnovo, lubrikanti na podlagi molibdenovega-disulfata, trdni lubrikanti, tekoči lubrikanti, masti, kovinski materiali, gume, cementitni materiali.

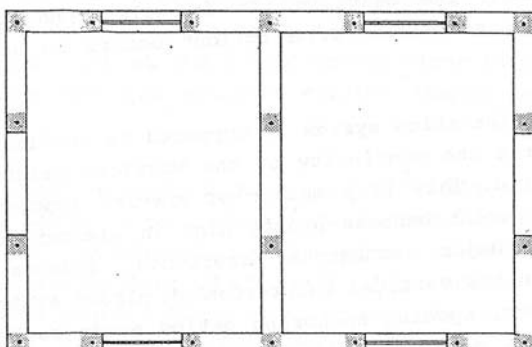
Glede na navedene zahteve, so bili izbrani materiali elementov potresne izolacije na nivoju temeljev in na nivoju druge etaže. Za nivo temeljev je izbran sistem diskretnih drsnikov Teflon/nerjavno jeklo, kot najprimernejša rešitev glede postavljenih zahtev. Eksperimentalno dobljen koeficient trenja je v območju med 0.1 in 0.12 (odvisno od kontaktnega pritiska). Vplivni parametri na trenjsko obnašanje in ustrezni koeficienti trenja so prikazani v Preglednici 9.

Preglednica 9: Vplivni faktorji koeficienta trenja za drsni sklop Teflon/jeklo
Table 9: Factors Influencing Frictional Coefficient Values for Teflon/Steel Sliding Couples

Vplivni parameter	Hitrost drsenja	Kontaktni pritisk	Površinska obdelava	Frekvenca	Temperatura
Stopnja vpliva *	3	3	2	1	1
Odvisnost od koeficienta trenja z naraščanjem vrednosti parametra	↑	↓	↓	↑	↓
Območje koeficienta trenja	$\mu_{din} = 0.01$ do 0.03 (pri $v=0.25$ cm/sec) $\mu_{din} = 0.06$ do 0.14 (pri $v=10-20$ cm/sec)	$\mu = 0.01$ do 0.04 (pri $v=0.25$ cm/sec in $p=34.475$ N/mm ²) $\mu = 0.06$ do 0.14 ($v=10-20$ cm/sec in $p=44.82$ N/mm ²)	Stopnja obdelave jeklene površine nekaj μm Razlika v koef. trenja do 15% Pri večjem kontaktnem pritisku se razlika zmanjšuje.	V določenih primerih se zazna t.i. pojav zlepljenj-zdrs.	$\mu = 0.1$ do 0.2 (pri $v=16.167$ cm/sec; $p=6.2$ N/mm ² ; $T=23$ do $70^{\circ}C$)
Obrabljenost	↑	↓	↓	-	-

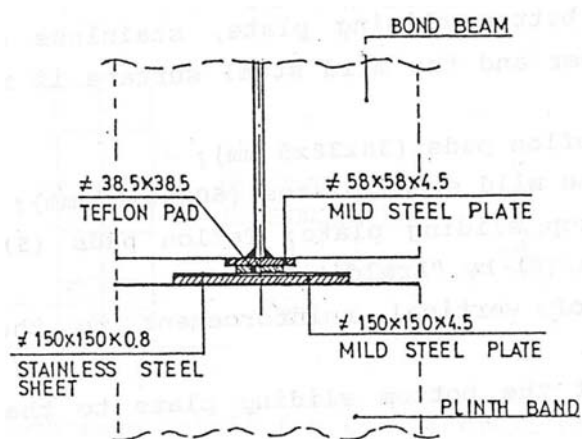
* 3...zelo močan vpliv, 2...močan vpliv, 1... zmeren vpliv, 0... brez vpliva

Skupno je vgrajenih 18 drsnih ležišč sklopa Teflon/jeklo, Slika 76 in Slika 77.



Slika 76: Lokacija drsnih ležišč nad temeljem (Nikolic-Brzev, 1993)

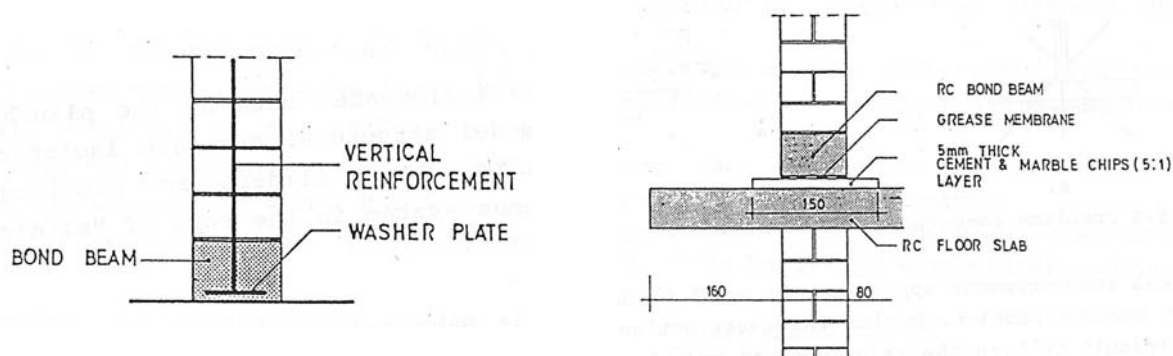
Fig. 76: Layout of the discrete sliding pads at the base level (Nikolic-Brzev, 1993)



Slika 77: Detajl izvedbe diskretnega sistema drsne potresne izolacije nad temeljem (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 77: Details of the typical Teflon/Steel sliding pad at the base level (Nikolic-Brzev, 1993)

Za izvedbo potresne izolacije na nivoju druge etaže pa je uporabljen kontinuirni sistem potresne izolacije teraca v kombinaciji s plastjo maziva, Slika 78. Teraco je posebna zmes betona, vode in barvnega drobljenca (agregata). Eksperimentalno dobljen koeficient trenja tega sklopa je med 0.34 in 0.48. Primernost tega sklopa, kot elementa potresne izolacije, se kaže predvsem v dobri obrabni odpornosti in ustrezni gladkosti končno obdelane površine.



Slika 78: Detajl izvedbe kontinuirnega sistema drsne potresne izolacije na nivoju druge etaže (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 78: Construction detail of the second storey continuous sliding system (Nikolic-Brzev, 1993)

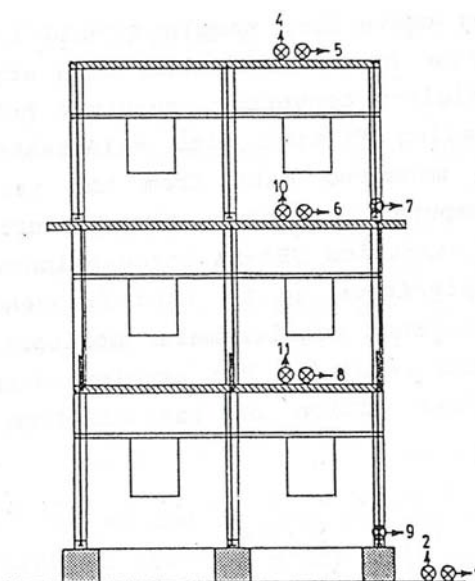
Vezni nosilci tik nad sistemom potresne izolacije (v obravnavanem primeru tik nad temeljem ter nad drugo etažo) so dodatni elementi, ki povečujejo togost, in so potrebni pri uporabi drsnega sistema potresne izolacije.

Isti model je bil preiskuvan v vseh fazah vzbujanja (tako v fazi klasične-neizolirane konstrukcije, kot v fazi izolirane konstrukcije). Za izvedbo primerjalne analize odziva klasične (neizolirane) in potresno izolirane konstrukcije, je na preiskuvanem modelu konstrukcije izveden sistem s posebnimi jeklenimi povezavami. Na ta način je možno dobiti tri različne vpetostne pogoje modela konstrukcije:

- S povezavo med temeljem in spodnjo etažo ter delom nad in pod drugo etažo, se model obnaša kot klasična trietažna vpeta (neizolirana) zidana konstrukcija.
- Z odstranitvijo povezave na nivoju temeljev se model obnaša kot potresno izolirana konstrukcija nad temelji (angl. base isolation system).
- Z odstranitvijo povezav na nivoju temeljev in nad drugo etažo se model obnaša kot dvojno potresno izolirana konstrukcija (angl. two level sliding system).

5.2.2 Instrumentacija modela

Preiskuvan model je opremljen z 10 pospeškometri, s katerimi so bili registrirani časovni poteki odzivov pospeškov, Slika 79. Vse izmerjene veličine so bile registrirane v digitalni obliki in shranjene za nadaljnje analize.



Slika 79: Instrumentacija modela preiskovanega na potresni mizi (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 79: Layout of acceleration pick-ups (Nikolic-Brzev, 1993)

5.3 Potek preiskav

Na podlagi vzbujanja lastnega nihanja sta bili določeni lastna frekvenca 9.44 Hz (lastni nihajni čas 0.1059 s) in z logaritmčno dekrementno metodo koeficient viskoznega dušenja 2.365%.

Osnovo za potresno vzbujanje predstavlja umetno generiran potres katerega ciljni spekter odziva predstavlja ovojnico povprečnega spektra za skalnata temeljna tla. Skupaj je bilo izvedenih 13 faz potresnih vzbujanj, in sicer 6 na vpetem (neizoliranem) modelu, 7 pa na izoliranem modelu, Preglednica 10.

Preglednica 10: Potek preiskav na potresni mizi

Table 10: Experimental Program – Summary of Test Runs

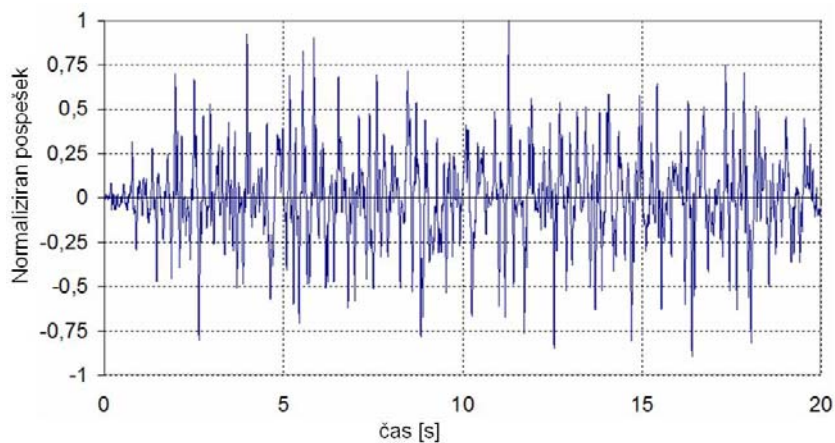
Faza	Smer vzbujanja	Konstrukcijski sistem	Absolutno največji pospešek vzbujanja (g)
run1	vodoravno	vpet (neizoliran) model	0.125
run2	vodoravno	vpet (neizoliran) model	0.16
run3	vodoravno	vpet (neizoliran) model	0.207
run4	vodoravno+navpično	vpet (neizoliran) model	0.121
run5	vodoravno+navpično	vpet (neizoliran) model	0.21

se nadaljuje ...

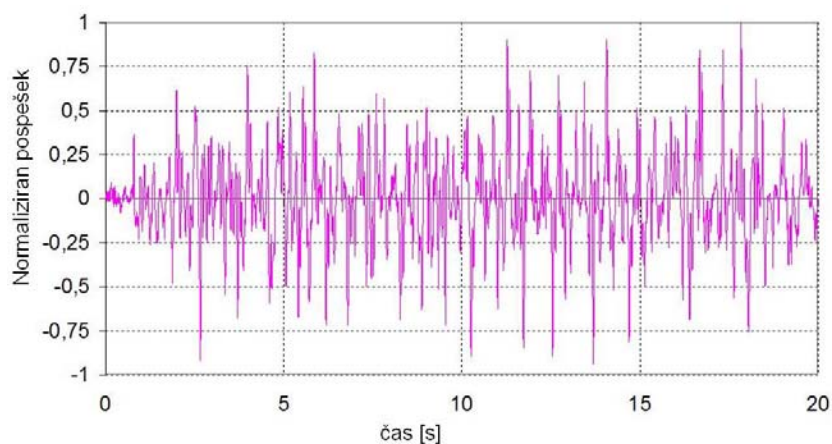
... nadaljevanje

run6	vodoravno	vpet (neizoliran) model	0.139
run7	vodoravno	potresno izoliran model	0.201
run8	vodoravno	potresno izoliran model	0.25
run9	vodoravno	potresno izoliran model	0.267
run10	vodoravno+navpično	potresno izoliran model	0.208
run11	vodoravno+navpično	potresno izoliran model	0.229
run12	vodoravno+navpično	potresno izoliran model	0.22
run13	vodoravno+navpično	Potresno izoliran model	0.379

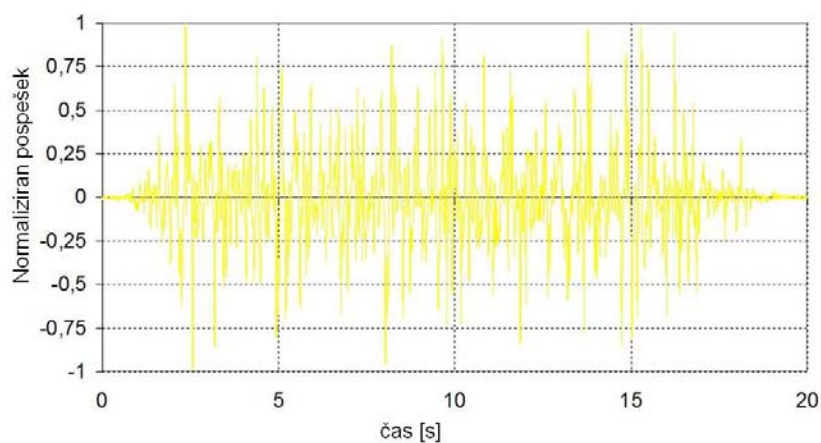
Tipične časovne poteke potresnega vzbujanja normalizirane na absolutno največjo vrednost pospeška prikazujejo Slika 80, Slika 81, Slika 82 in Slika 83. Spektre odzivov pri posamezni fazi vzbujanja, ki so izračunani z upoštevanjem enakega koeficienta viskoznega dušenja kot pri modelu, pa Slika 84, Slika 85 in Slika 86.



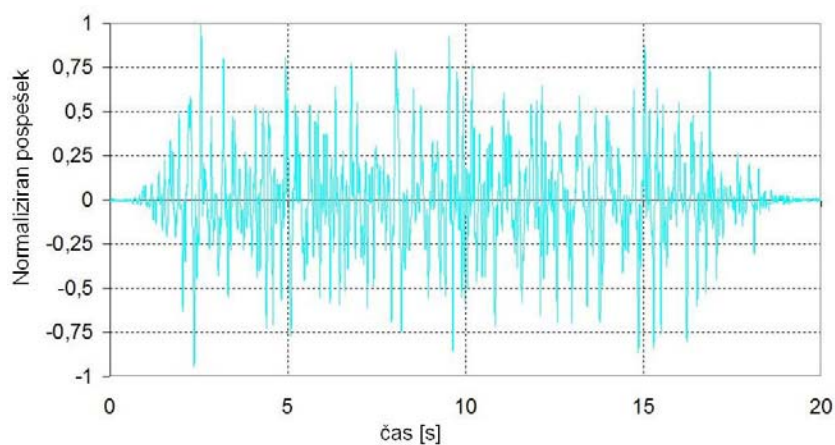
Slika 80: Časovni potek normaliziranega potresnega vzbujanja – faza run2
Fig. 80: Time history of the normalized input excitation – run2



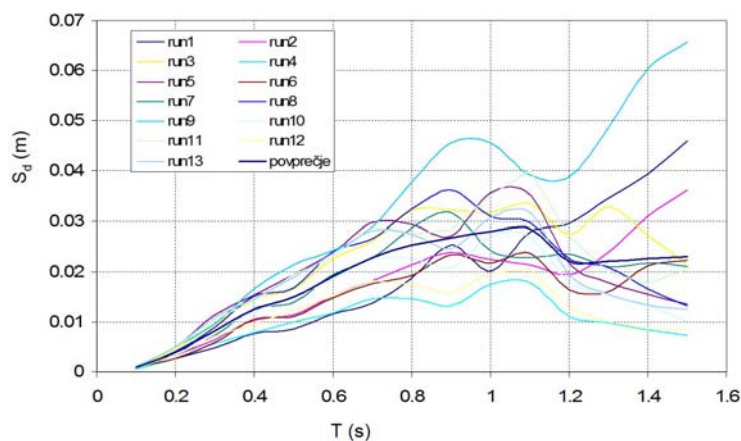
Slika 81: Časovni potek normaliziranega potresnega vzburjanja – faza run6
Fig. 81: Time history of the normalized input excitation – run6



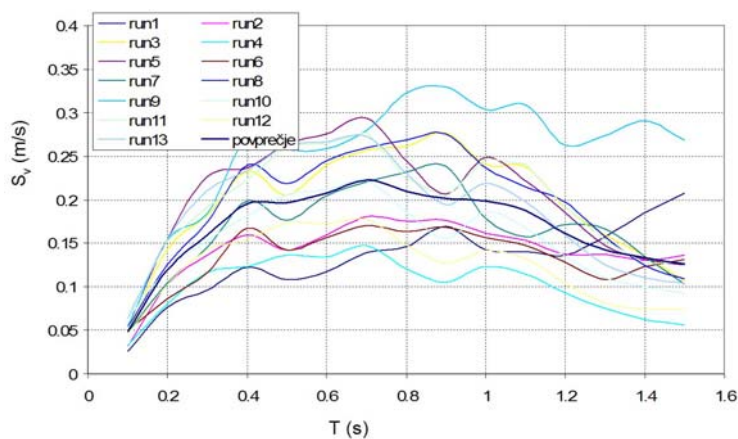
Slika 82: Časovni potek normaliziranega potresnega vzburjanja – faza run12
Fig. 82: Time history of the normalized input excitation – run12



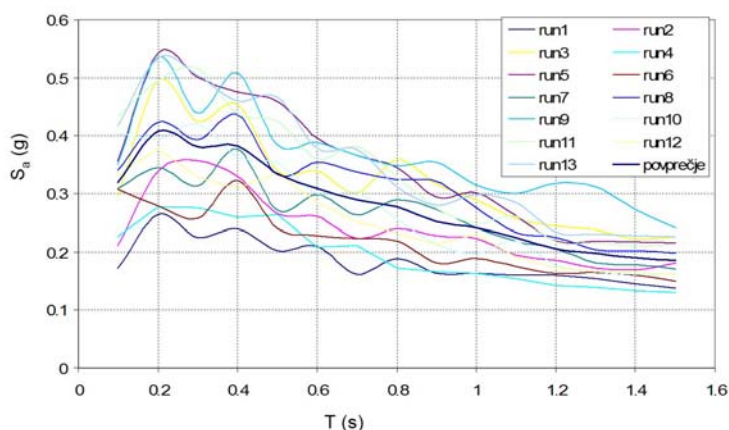
Slika 83: Časovni potek normaliziranega potresnega vzburjanja – faza run13
Fig. 83: Time history of the normalized input excitation – run13



Slika 84: *Spekter pomikov pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom*
Fig. 84: *Displacement response spectra during each phase of the experimental excitation*



Slika 85: *Spekter hitrosti pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom*
Fig. 85: *Velocity response spectra during each phase of the experimental excitation*



Slika 86: Spekter pospeškov pri posameznih fazah vzbujanja med eksperimentom

Fig. 86: Acceleration response spectra during each phase of the experimental excitation

5.4 Rezultati eksperimentalnih preiskav na potresni mizi

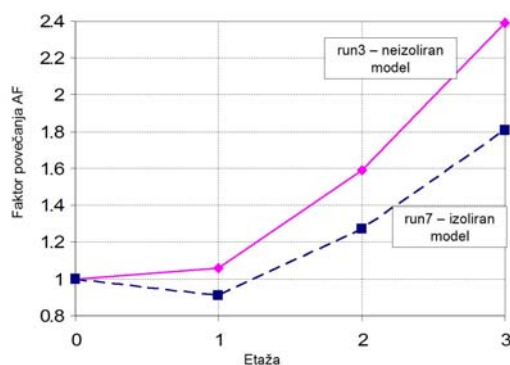
Največji pospešek potresnega vzbujanja je zabeležen v fazi run13 (0.379 g), maksimalni pospešek odziva pa v fazi run5 (0.527 g). Registrirane največje vrednosti odzivov v vseh fazah po posameznih etažah so podane v Preglednici 11.

Preglednica 11: Maksimalni pospeški v (g) odziva modela med vzbujanjem na potresni mizi

Table 11: Recorded Peak Storey Accelerations in (g) for all Test Runs

etaža	Konstrukcijski sistem / Faza vzbujanja												
	Vpet (neizoliran) model						Potresno izoliran model						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3	0.195	0.282	0.494	0.280	0.527	0.284	0.363	0.432	0.507	0.388	0.491	0.325	0.295
2	0.225	0.195	0.329	0.243	0.369	0.221	0.256	0.244	0.254	0.265	0.262	0.193	0.266
1	0.129	0.162	0.220	0.130	0.231	0.174	0.182	0.194	0.209	0.187	0.262	0.206	0.244
0	0.125	0.160	0.207	0.121	0.210	0.139	0.201	0.250	0.267	0.208	0.229	0.220	0.379
AF	1.56	1.76	2.39	2.31	2.51	2.04	1.81	1.73	1.90	1.87	2.14	1.48	1.31

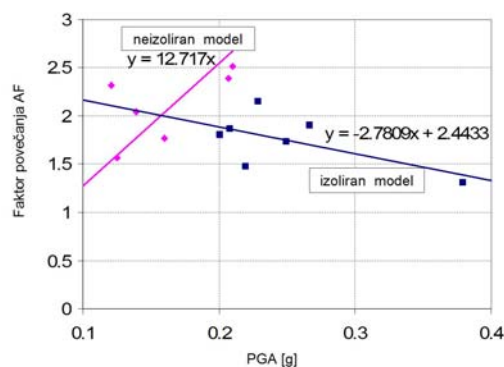
AF je faktor povečanja (amplifikacije) in predstavlja razmerje med odzivom zgornje etaže ter vhodnim vzbujanjem potresne mize posamezne veličine. Največja vrednost AF za pospeške je zabeležena pri vpetem modelu v fazi run5 (AF=2.51), najmanjša pa v fazi run13 (AF=1.31). Iz Slike 86 je razvidno, da je faktor povečanja pospeška bistveno večji v primeru neizoliranega modela (faza run3) kot pa pri izoliranem modelu (faza run7).



Slika 87: Faktor povečanja pospeška po posameznih etažah (run3 – neizoliran model, run7 – izoliran model) (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 87: Acceleration amplification ratios at each storey level (run3 – fixed model, run7 – isolated model) (Nikolic-Brzev, 1993)

Povprečna vrednost faktorja povečanja pospeška za vpet model je 2.10, za izoliran model pa 1.75. Za določitev funkcijske odvisnosti faktorja povečanja pospeška od največje vrednosti potresnega vzbujanja, je bila izvedena linearna regresijska analiza. Iz Slike 87 je razvidno, da faktor povečanja pri vpetem (neizoliranem) modelu narašča z naraščanjem potresnega vzbujanja, pri izoliranem modelu pa se faktor povečanja z večanjem vhodnega vzbujanja zmanjšuje. Ugotovimo lahko torej, da se v obravnavanem primeru učinkovitost sistema potresne izolacije povečuje z večanjem vhodnega pospeška vzbujanja.



Slika 88: Faktor povečanja pospeška v odvisnosti od največjega pospeška vhodnega vzbujanja (Nikolic-Brzev, 1993)

Fig. 88: Amplification ratio vs. PGA and the linear functional dependency for the fixed-base and the sliding systems (Nikolic-Brzev, 1993)

Med potresnim vzbujanjem se sistem izolacije na nivoju druge etaže ni aktiviral oz. ni prišlo do drsenja. Najverjetneje je bil koeficient trenja drsnega sistema na tem nivoju prevelik, glede na koeficient trenja na nivoju nad temeljem. V trenutku, ko se sistem izolacije nad temeljem aktivira, je odziv višjih etaž reduciran in torej ni dovolj velik, da bi se sistem izolacije na nivoju druge etaže aktiviral.

V disertaciji Nikolic-Brzev (1993) se navaja, da na eksperimentalnem modelu, tudi po zadnji fazi ni bilo opaziti nikakršnih poškodb in sicer predvsem zaradi ustreznih ojačitev skladno z zahtevami standarda, delno pa tudi zaradi zmernega vhodnega vzbujanja (0.21 g pri vpetem modelu).

Med preiskavo izoliranega modela na potresni mizi je prišlo do premika med elementi drsnega sklopa potresne izolacije, to je med Teflonom in jeklom, kar je povzročilo neustrezno obnašanje sklopa pri aktiviranju potresne izolacije. Posledično je bil koeficient trenja večji in odziv konstrukcije tudi večji. Po fazi run11 so bila drsna ležišča ustrezno nameščena, zato sta v nadaljnji analizi upoštevani le fazi run12 in run13, ki predstavljata realno obnašanje izoliranega modela.

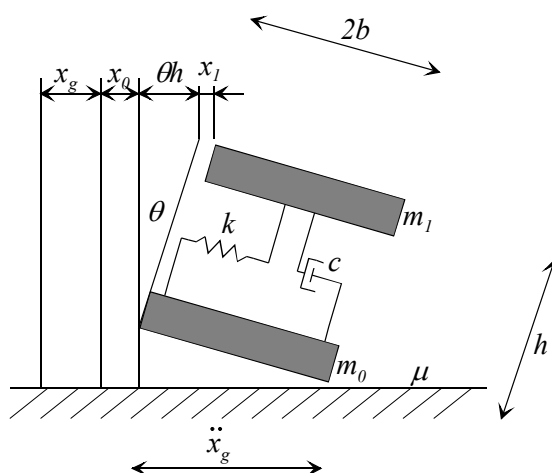
6 NUMERIČNE SIMULACIJE

6.1 Uvod

Najprej smo izvedli primerjalne numerične simulacije z uporabo razvitih različnih matematičnih modelov v Poglavju 3 in s pomočjo numeričnih metod in razvite procedure v Poglavju 4. Ugotavljana je predvsem razlika odzivov različnih sistemov ter korelacije med posameznimi fazami sistema z drsenjem in zibanjem. Nato smo izvedli numerične simulacije modela konstrukcije, ki je bil eksperimentalno preiskan na potresni mizi in je podrobneje opisan v Poglavju 5 oz. v disertaciji Nikolic-Brzev (1993) ter izvedli primerjavo z rezultati eksperimentalni preiskav. Numerične simulacije so izvedene z upoštevanjem različnih parametrov numerične procedure (različne numerične metode), matematičnega modela (upoštevana drsna potresna izolacija na več nivojih), preiskanega zidanega modela (vpliv različnega razporeda mas in togosti), potresnega vzbujanja (različna intenziteta potresa) ter trenja (različni modeli trenja). Numerične simulacije eksperimentalnega modela so izvedene tudi s programom SAP2000 in rezultati primerjani z eksperimentom. S programom SAP2000 je nadalje izvedena parametrična analiza v okviru katere smo spreminjali karakteristike elementov modela (stopnja armiranja) in pri tem ugotavljali vplive na odziv modela. Izvedli smo tudi primerjavo odzivov istega modela z uporabo različnih sistemov potresne izolacije.

6.2 Numerične simulacije

Za praktičen prikaz učinkovitosti, uporabe in medsebojne primerljivosti različnih matematičnih modelov iz Poglavja 3, so v nadaljevanju izvedene numerične simulacije odzivov vpetega sistema, drsečega sistema, sistema z zibanjem ter sistema z možnostjo istočasnega zibanja in drsenja. Grafično so prikazani časovni poteki odzivov z ustrezno fizikalno razlago.



Slika 89: Shematičen prikaz drsenja in zibanja SDOF konstrukcije
Fig. 89: Sliding and rocking of a SDOF system

Celoten odziv deformabilnega sistema, kot ga shematično prikazuje Slika 89, je sestavljen iz deležev odzivov zaradi:

- potresnega vzbujanja, x_g ,
- drsenja sistema, x_0 ,
- zibanja sistema, $x = \theta \cdot h$,
- deformacije sistema, x_1 .

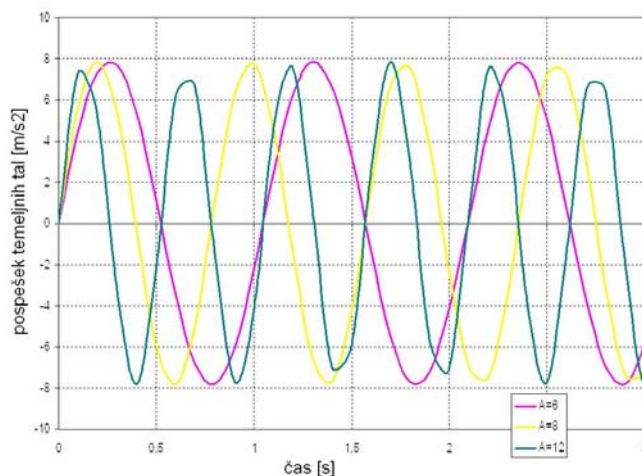
Delež zaradi potresnega vzbujanja predstavlja le razliko med absolutnim in relativnim odzivom sistema. V prikazanem sistemu je bistven odziv deformacija tovrstnega sistema, ostala dva deleža odzivov (zaradi drsenja in zibanja) pa lahko smatramo kot aktivno delovanje potresne izolacije.

Najprej je izvedena analiza odzivov togih in deformabilnih sistemov pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja. V nadaljevanju pa primerjalne numerične simulacije razvitih matematičnih modelov in sicer vpetega, drsečega in zibajočega sistema ter sistema z omogočenim istočasnim zibanjem in drsenjem.

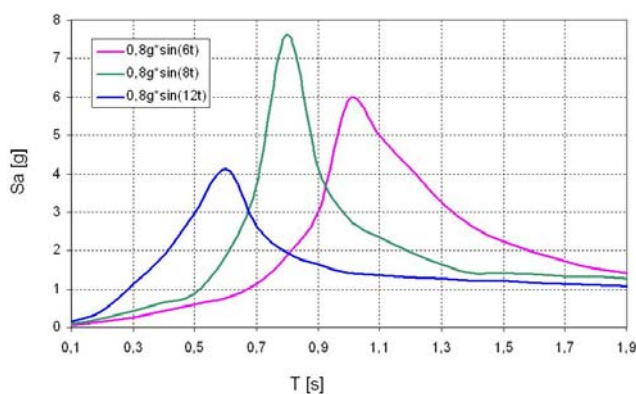
6.2.1 Odziv sistemov pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Karakteristike obravnavanega deformabilnega SDOF sistema so $\xi = 0.05$, $\mu = 0.1$, $\frac{b}{h} = 0.05$. V različnih simulacijah je upoštevana različna togost (nihajni čas) sistema, kar je pri posameznih primerih tudi navedeno. Predpostavljena je enakost mas m_0 in m_1 . Za vhodno vzbujanje je upoštevano harmonično vzbujanje $\ddot{x}_g = 0.8g \cdot \sin(At)$. Za različne vrednosti frekvence je upoštevana različna vrednost A in sicer 6, 8 in 12.

Časovne poteke in spektre vhodnih pospeškov tal prikazujeta Slika 90 in Slika 91. Pripadajoči časovni poteki odzivov so prikazani v časovnem intervalu 10 s, za nazornejši prikaz fizikalne razlage celotnega dogajanja pa so poteki prikazani tudi na krajših časovnih intervalih oz. bolj podrobno.



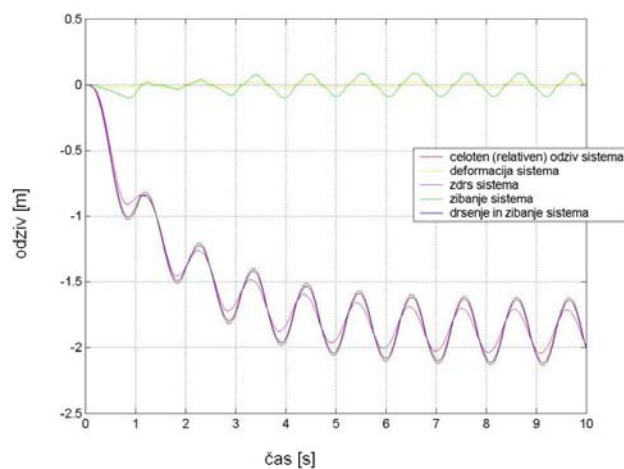
Slika 90: Časovni potek harmoničnega vhodnega vzbujanja tal
Fig. 90: Time-history of the harmonic ground excitation



Slika 91: Spekter pospeškov
Fig. 91: Acceleration response spectrum

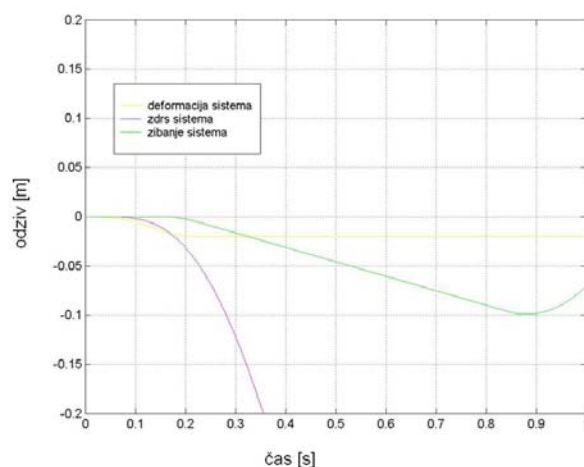
Odziv SDOF sistema pri harmoničnem vzbujanju

Slika 92 prikazuje časovni potek odziva deformabilnega sistema pri harmoničnem vzbujanju z vrednostjo frekvence $A=6$, in sicer zaradi drsenja, zaradi zibanja in zaradi deformacije sistema. Iz velikostnih redov potekov odzivov je razvidno, da se največ vhodne energije absorbira z drsenjem, bistveno manj z zibanjem, najmanj pa z deformacijo sistema. Nadalje lahko v prikazanem primeru tudi ugotovimo, da je odziv sistema po določenem času tudi harmoničen in z določenim zamikom sledi harmoničnemu vzbujanju.



Slika 92: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije
Fig. 92: Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation

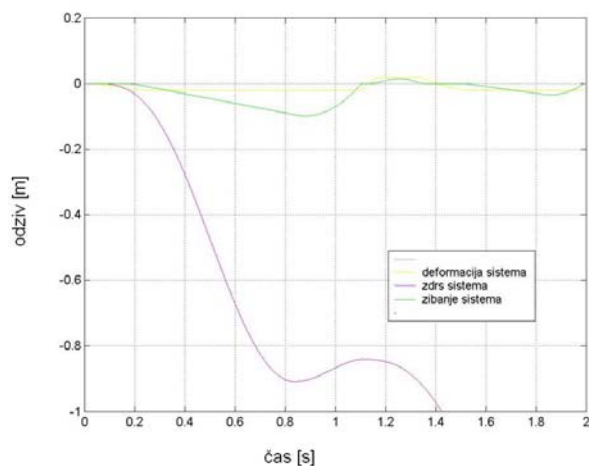
Slika 93 prikazuje začetek časovnega poteka odziva. Razvidno je, da se sistem najprej deformira, v nadaljnji fazi pride do drsenja in še kasneje do zibanja.



Slika 93: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije
(časovni interval 0-1 s)
Fig. 93: Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation
(time interval 0-1 sec)

Enak redosled odziva je razviden tudi s primerjavo odzivov vpetega, drsečega, zibajočega sistema in sistema s hkratnim zibanjem in drsenjem, kar je prikazano v nadaljnjih simulacijah. Vsi navedeni sistemi se v začetni fazi obnašajo kot vpet sistem (pojavi se le deformacija sistema). Pri določenem nivoju vhodnega vzbujanja, ko je izpolnjen pogoj za začetek drsenja, se pojavi drsenje, ob izpolnjenem pogoju za začetek zibanja pa še zibanje.

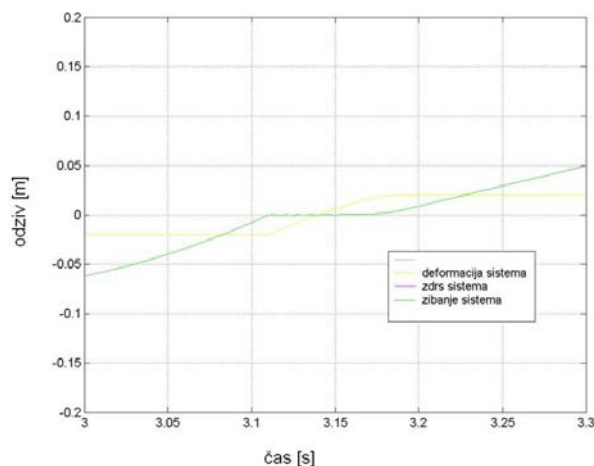
Smer drsenja je nasprotna smeri vhodnega vzbujanja, enako velja za smer deformacije in smer zibanja sistema. Ob tem, ko se začne zibanje, se hitrost deformiranja sistema zmanjšuje. V nadaljnji fazi zibanja pa je deformacija sistema praktično konstanta.



Slika 94: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije (časovni interval 0-2 s)

Fig. 94: Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation (time interval 0-2 sec)

Potem, ko se začne amplituda vhodnega vzbujanja zmanjševati, se zmanjšuje drsenje, prav tako pa tudi zibanje. Ob zmanjševanju hitrosti drsenja, se zmanjšuje tudi odziv sistema zaradi zibanja, ki se zmanjšuje, do prehoda skozi ravnovesno lego. Prehod skozi ravnovesno lego prikazuje Slika 95.

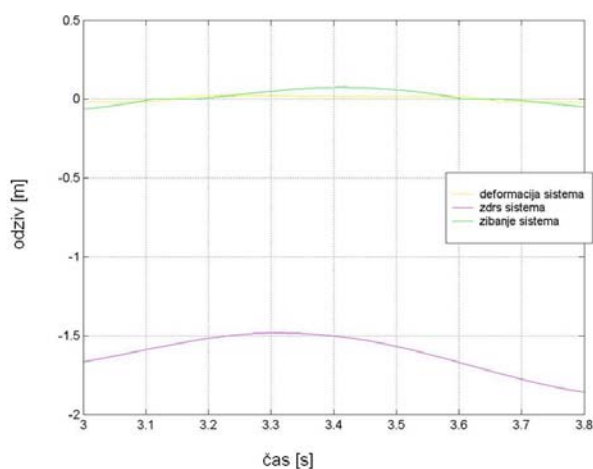


Slika 95: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego)

Fig. 95: Time history response of SDOF system due to rocking and deformation (impact phase)

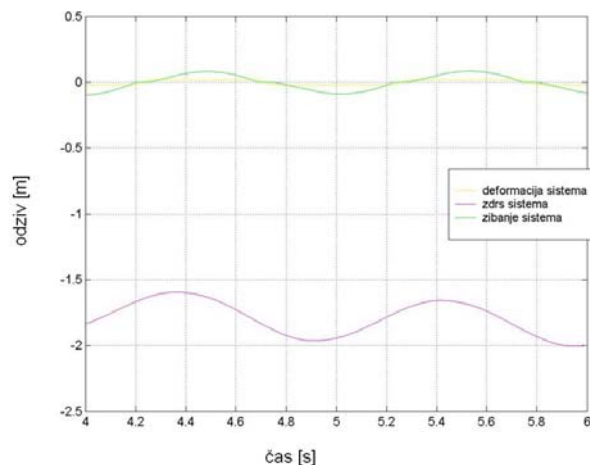
Kot je že navedeno, je v fazi zibanja deformacija sistema praktično konstantna. Sistem se približuje prehodu skozi ravnovesno lego zibanja, v trenutku, ko pa doseže ravnovesno lego, se začne deformacija sistema zmanjševati. Pri spremembi smeri deformacije sistema se pri določeni deformaciji oz. pri pogoju za začetek zibanja le-to tudi začne in sicer v drugo smer. Iz poteka odzivov zaradi zibanja in deformacije sistema je razvidno, da je odmik iz ravnovesne lege veliko bolj gladek, kot pa »prihod« v ravnovesno lego.

Slika 96 in Slika 97 prikazujeta interval prehoda skozi ravnovesno lego in sicer poleg odziva zaradi zibanja in deformacije še odziv zaradi drsenja.



Slika 96: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja, drsenja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego)

Fig. 96: Time history response of SDOF system due to rocking, sliding and deformation (impact phase)



Slika 97: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja, drsenja in deformacije (prehod skozi ravnovesno lego)

Fig. 97: Time history response of SDOF system due to rocking, sliding and deformation (impact phase)

V trenutku, ko sistem doseže ravnovesno lego, se začne hitrost drsenja zmanjševati. Pri prehodu skozi ravnovesno lego, se deformacija sistema povečuje do trenutka, ko so pojavi zibanje. Deformacija sistema, je v fazi zibanja ponovno praktično konstantna. Ob tem se seveda tudi povečuje odziv sistema zaradi drsenja in sicer v nasprotno smer.

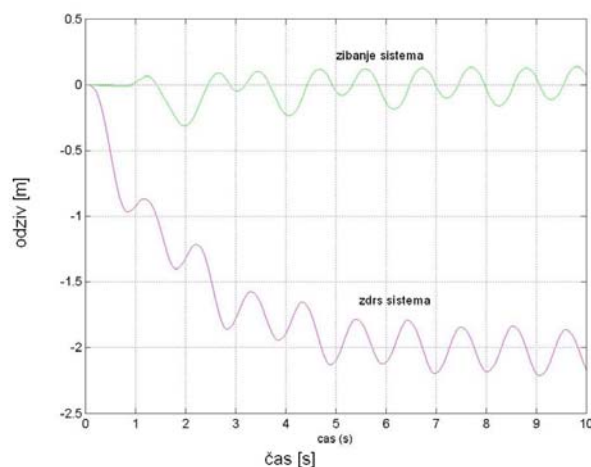
V trenutku največje hitrosti drsenja v enem ciklu se sistem ziba isto smer kot drsi. Ob tem, ko sistem doseže ravnovesno lego, se začne hitrost drsenja zmanjševati. Zibanje se nato nadaljuje v drugo smer, hitrost drsenja se zmanjšuje, v trenutku, ko je hitrost drsenja enaka nič, se sistem še ziba v isto smer. Zibanje tako ves čas z določenim časovnim zamikom sledi odzivu drsenja.

Celotno opisano fizikalno dogajanje se odvija v izjemno kratkih časovnih intervalih, prav tako se zelo hitro izmenjujejo tudi prehodi med posameznimi fazami. Velikostni red časovnega intervala, pri prehodu sistema skozi ravnovesno lego, ko ni drsenja in zibanja, ampak se sistem le deformira iz ene lege v drugo je npr. velikostnega reda manj kot 0.1 s.

V nadaljnjih ciklih odziva (v prikazanem primeru od približno 7 sekunde dalje), postane odziv sistema v celoti harmoničen in se periodično ponavlja: sistem drsi iz ene lege v drugo, ob tem se pojavlja tudi zibanje, v teh fazah pa je deformacija sistema praktično konstantna, dokler sistem ne preide ravnovesno lego, se deformira iz ene lege v drugo, zibanje se ponovno začne v drugo smer. Razlika od začetnih ciklov odzivov je v tem, da v fazi prehoda skozi ravnovesno lego hitrost drsenja ni enaka nič.

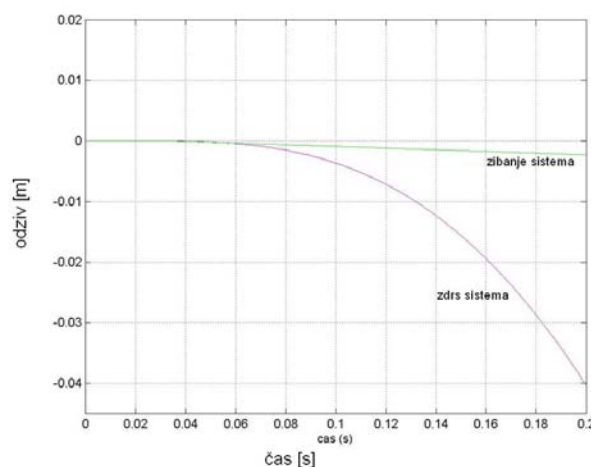
Odziv togega telesa pri harmoničnem vzburjanju

Slika 98 prikazuje časovni potek odziva togega sistema pri harmoničnem vzburjanju z vrednostjo frekvence $A=6$, in sicer zaradi drsenja in zaradi zibanja. Veljajo podobne začetne ugotovitve kot pri deformabilnem sistemu, le da je odziv zaradi deformacije sistema enak nič. Iz velikostnih redov potekov odzivov je razvidno, da se največ vhodne energije absorbira z drsenjem, bistveno manj pa z zibanjem. Nadalje lahko v prikazanem primeru tudi ugotovimo, da je odziv sistema po določenem času tudi harmoničen in z določenim zamikom sledi harmoničnemu vzburjanju.



Slika 98: Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema
Fig. 98: Time history response of rigid system due to rocking and sliding

Slika 99 prikazuje začetek časovnega poteka odziva iz katerega je razvidno, da najprej pride do drsenja, kasneje pa do zibanja.

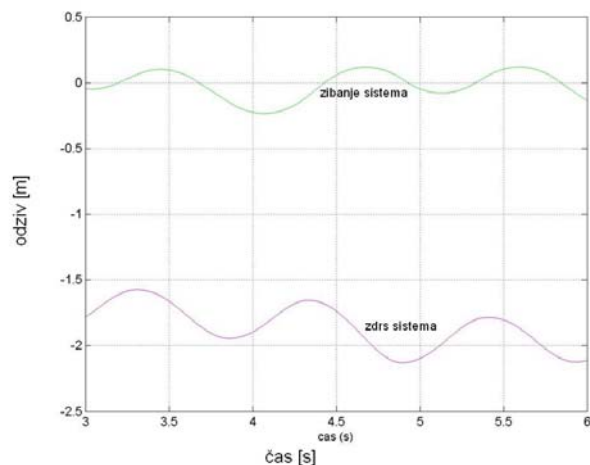


Slika 99: Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema
Fig. 99: Time history response of rigid system due to rocking and sliding

Ob izpolnjenem pogoju za začetek drsenja se torej prične drsenje togega sistema, nadalje ob izpolnitvi pogoja za začetek zibanja, pa se začne sistem še zibati. Smer zibanja je enaka smeri drsenja sistema, razlika je le časovni zamik, ki je opisan tudi že pri deformabilnem sistemu.

Bistvena razlika glede na obnašanje deformabilnega sistema je vidna iz prehodov skozi ravnovesno lego. Pri togem sistemu je prehod skozi ravnovesno lego gladek kar smo tudi predpostavili (glej npr. str. 44): pri deformabilnem telesu se sistem v fazi prehoda skozi ravnovesno lego deformira iz ene lege v drugo oz. spremeni predznak.

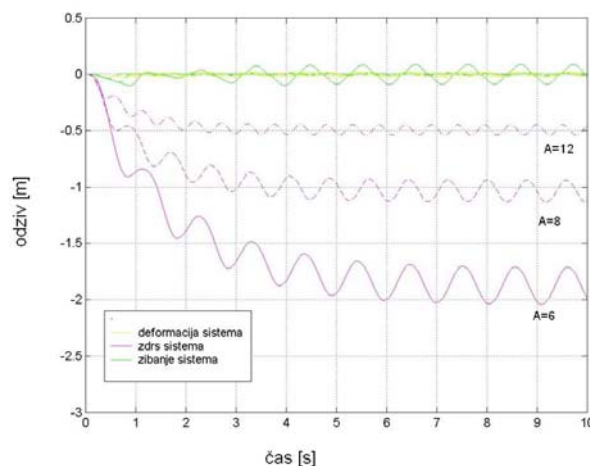
Enako kot pri deformabilnem telesu, pa tudi v tem primeru postane odziv sistema po določenem času harmoničen: sistem harmonično drsi iz ene lege v drugo, ves čas pa se tudi ziba. Nihajni časi odziva zaradi drsenja so približno enaki nihajnemu času vhodnega vzbujanja. Odziv sistema zaradi zibanja z določenim zamikom sledi odzivu sistem zaradi drsenja.



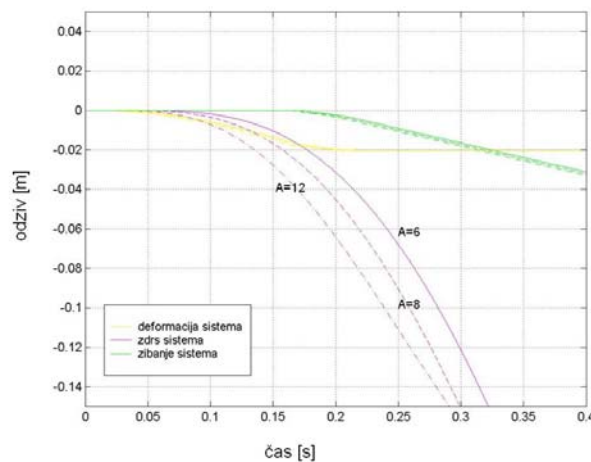
Slika 100: Časovni potek odziva togega sistema zaradi zibanja in drsenja sistema
Fig. 100: Time history response of rigid system due to rocking and sliding

Odziv SDOF sistema pri harmoničnem vzbujanju z različnimi vhodnimi frekvencami

Slika 101 prikazuje odzive istega deformabilnega sistema pri različnih frekvencah harmoničnega vzbujanja. Slika 102 pa začetni interval časovnega poteka odziva.



Slika 101: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja
Fig. 101: Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation during different frequencies of the harmonic excitation



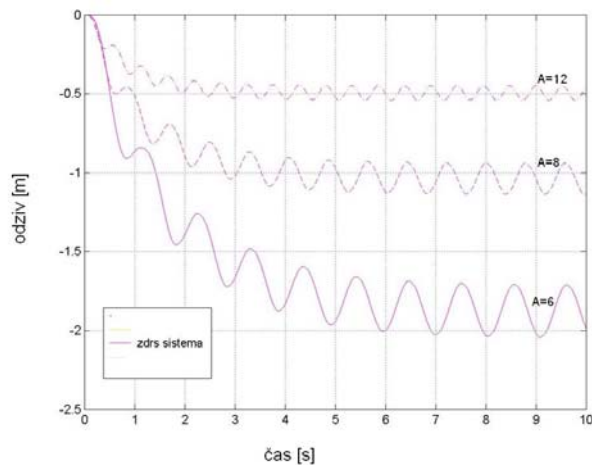
Slika 102: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja, zibanja in deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 102: Time history response of SDOF system due to sliding, rocking and deformation during different frequencies of the harmonic excitation

Podrobnejša fizikalna razlaga celotnega dogajanja je opisana v nadaljevanju. Sistem se najprej deformira pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enak redosled odzivov velja za pojav drsenja in zibanja. Kljub temu, da se zdrs sistema pri najmanjši obravnavani vhodni frekvenci pojavi najkasneje, pa je v primerjavi z odzivi pri drugih vhodnih frekvencah največji. Enako velja tudi za velikostni red odziva zaradi zibanja.

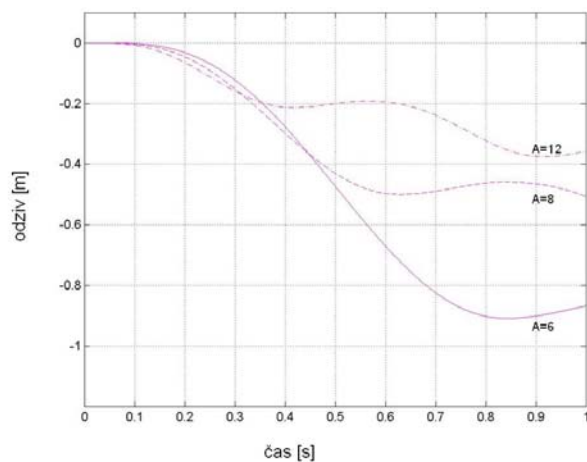
Omenjeni pojav, da je pri manjši vhodni frekvenci odziv zaradi zdrsa in zibanja večji v primerjavi z odzivi pri večji vhodni frekvenci, si lahko razlagamo na sledeč način. Prvi faktor je velika amplituda, ki je taka izbrana zato, da pride do pojava zibanja. Drugi pomemben faktor pa je ta, da sistem z odzivom nekako sledi vhodnemu harmoničnemu vzbujanju.

Slika 103 prikazuje samo odziv zaradi drsenja, Slika 104 pa isti odziv na krajšem časovnem intervalu.



Slika 103: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 103: Time history response of SDOF system due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation

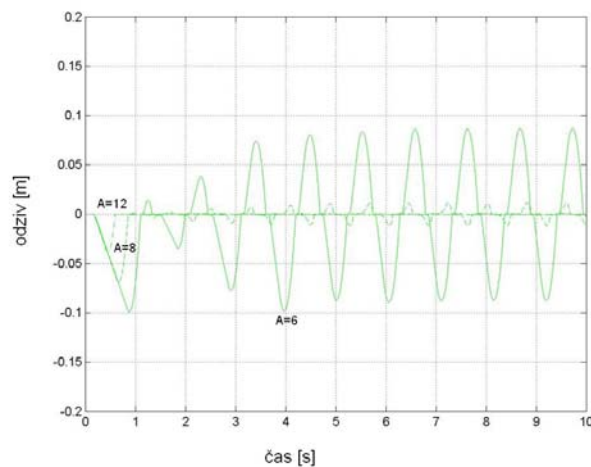


Slika 104: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 104: Time history response of SDOF system due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation

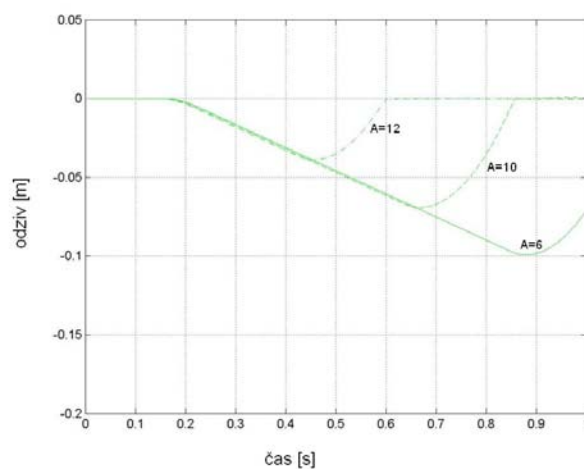
Pri veliki vhodni frekvenci zato sistem v kratkih časovnih intervalih drsi iz ene lege v drugo. Pri majhni vhodni frekvenci pa se sistem v daljših časovnih intervalih drsi iz ene lege v drugo in tako sledi vhodnemu vzbujanju. V slednjem primeru so tudi amplitude pri drsenju iz ene skrajne lege v drugo večje. Pojav, da odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po določenem času postane periodičen, pa se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših.

Slika 105 prikazuje samo odziv zaradi zibanja, Slika 106 pa isti odziv na krajšem časovnem intervalu.



Slika 105: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 105: Time history response of SDOF system due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation

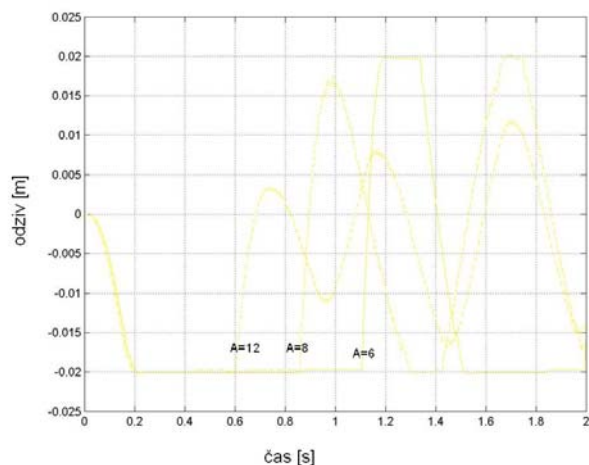


Slika 106: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 106: Time history response of SDOF system due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation

Podoben pojav, kot je opisan pri drsenju v obravnavanem primeru zasledimo tudi pri zibanju. Faza zibanja se najprej pojavi pri vzbujanju z največjo vhodno frekvenco, nato pri manjši in še kasneje pri vzbujanju z najmanjšo frekvenco. V nadaljevanju pa se izrazito zibanje pojavi le pri majhni frekvenci vhodnega vzbujanja, pri večji frekvenci vhodnega vzbujanja pa, zaradi hitre izmenjave smeri vzbujanja, do tega pojava ne pride.

Slika 107 prikazuje samo odziv zaradi deformacije sistema.



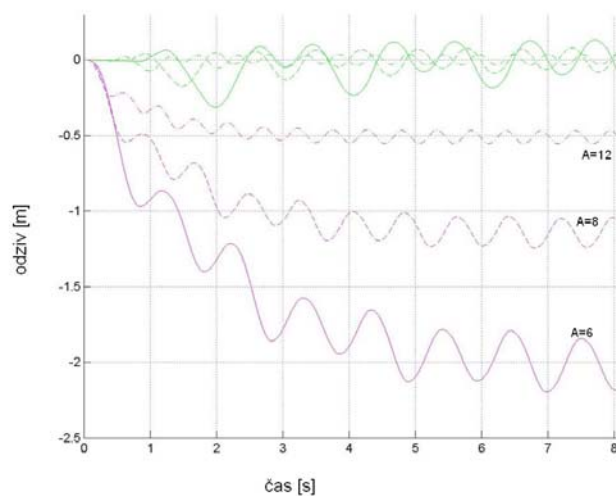
Slika 107: Časovni potek odziva SDOF sistema zaradi deformacije pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzburjanja

Fig. 107: Time history response of SDOF system due to deformation during different frequencies of the harmonic excitation

Glede deformacij sistema, je v začetni fazi odziv (pri prvem odmiku iz ravnovesne lege) pri vseh vhodnih frekvencah približno enakega velikostnega reda. V nadaljevanju pa je pri največji frekvenci vhodnega vzburjanja, odziv nekoliko manjši v primerjavi z odzivom pri srednji in manjši frekvenci. Razlaga tega pojava je podobna kot pri zibanju: zaradi velike frekvence vhodnega vzburjanja sistem z deformacijo le v manjši meri sledi vzburjanju.

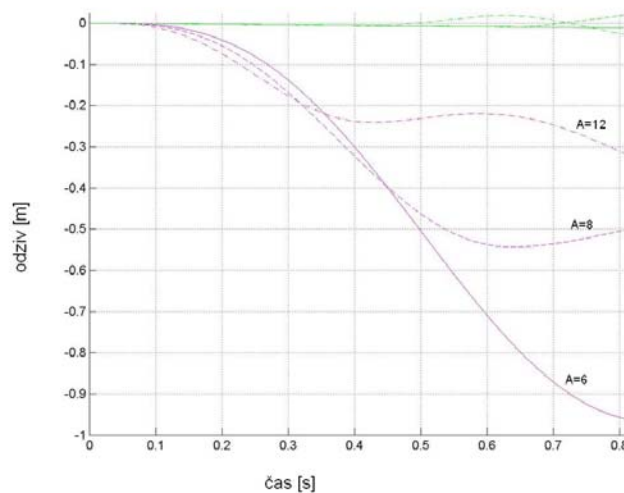
Odziv togega telesa pri harmoničnem vzburjanju z različnimi vhodnimi frekvencami

Slika 108 prikazuje odzive istega togega sistema pri različnih frekvencah harmoničnega vzburjanja. Slika 109 pa začetni interval časovnega poteka odziva.



Slika 108: Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja in drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 108: Time history response of rigid body due to rocking and sliding during different frequencies of the harmonic excitation



Slika 109: Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja in drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

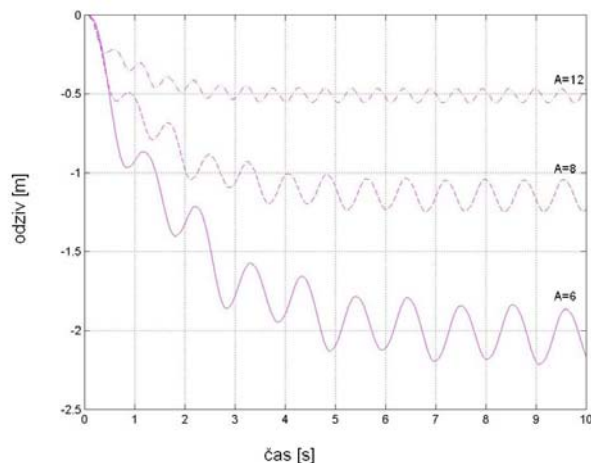
Fig. 109: Time history response of rigid body due to rocking and sliding during different frequencies of the harmonic excitation

Odziv togega sistema pri različnih vhodnih frekvencah harmoničnega vzbujanja, je v splošnem podoben odzivu deformabilnega sistema: drsenje se najprej pojavi pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enako velja za zibanje. Tudi v tem primeru, se odziv (drsenje, zibanje) sistema pri najmanjši vhodni frekvenci pojavi najkasneje, velikost tega odziva pa je največja.

Fizikalna razlaga dogajanja je podobna kot pri deformabilnem sistemu: v vseh primerih odziv sistema sledi vhodnemu vzbujanju. Pri velikih frekvencah sistem v kratkih časovnih intervalih sledi vzbujanju, zato so amplitude odziva manjše in obratno. Pojav, da odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po

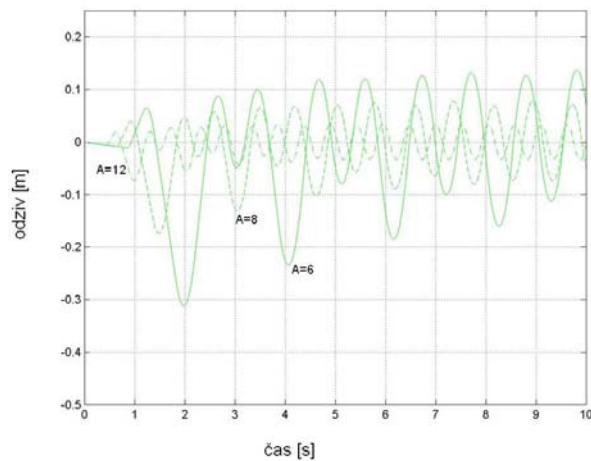
določenem času postane periodičen, se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših.

Slika 110 prikazuje samo odziv zaradi drsenja, Slika 111 pa samo odziv zaradi zibanja.



Slika 110: Časovni potek odziva togega telesa zaradi drsenja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 110: Time history response of rigid body due to sliding during different frequencies of the harmonic excitation

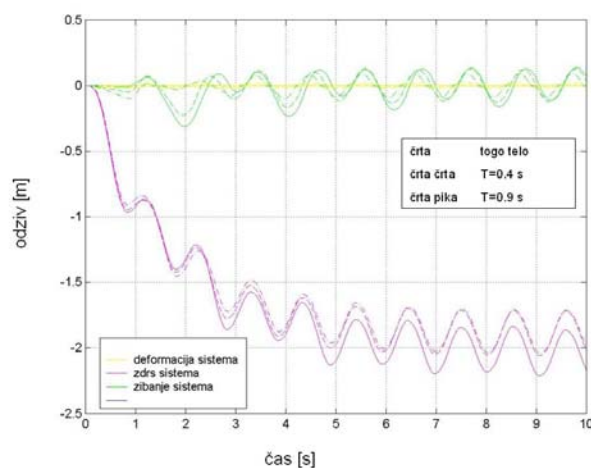


Slika 111: Časovni potek odziva togega telesa zaradi zibanja pri različnih frekvencah vhodnega harmoničnega vzbujanja

Fig. 111: Time history response of rigid body due to rocking during different frequencies of the harmonic excitation

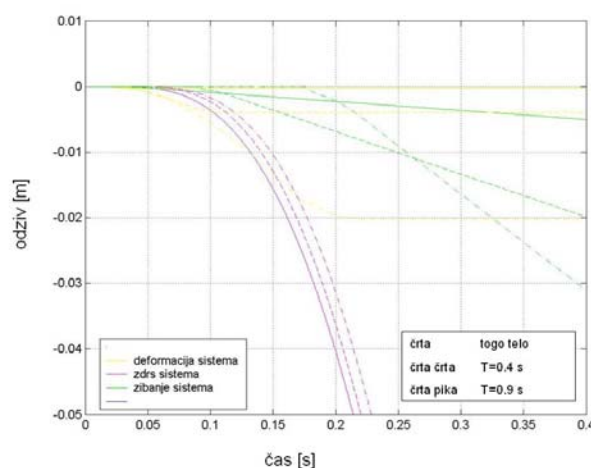
Odziv različno togih sistemov pri harmoničnem vzburjanju

Slika 112 prikazuje časovne poteke odzivov treh različno togih sistemov (z nihajnim časom $T=0.9$ s, $T=0.4$ s in tog sistem) pri istem vhodnem harmoničnem vzburjanju. Slika 113 pa isti odziv na krajšem časovnem intervalu.



Slika 112: Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi drsenja, zibanja in deformacije

Fig. 112: Time history response of the systems with different stiffness due to sliding, rocking and deformation



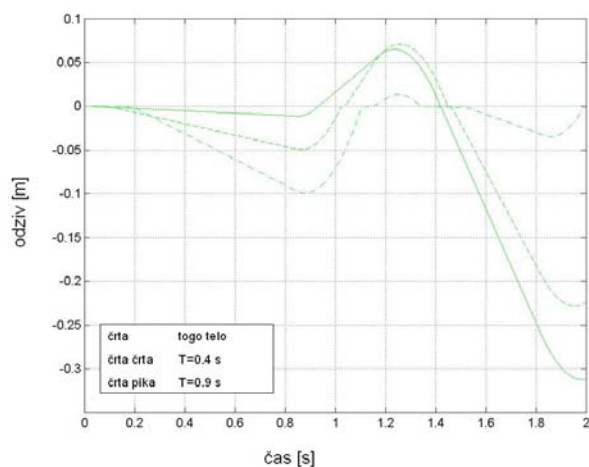
Slika 113: Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi drsenja, zibanja in deformacije

Fig. 113: Time history response of the systems with different stiffness due to sliding, rocking and deformation

Glede na podajnost sistemov, se odziv zaradi drsenja in zibanja najprej pojavi pri togem sistemu, nato pri manj deformabilnem in na koncu še pri najbolj deformabilnem sistemu. Enako je velikostni red odzivov (zaradi drsenja in zibanja) največji pri najbolj togem sistemu. Glede velikostnega reda deformacij, pa so seveda največje pri najbolj podajnem sistemu.

Pri primerjavi odzivov togega in deformabilnega sistema lahko, v prikazanem primeru ugotovimo, da sta odziva (zaradi drsenja in zibanja) togega sistema večja kot pa pri deformabilnem sistemu, saj se pri slednjem del vhodnega vzbujanja disipira tudi z deformacijo sistema.

Slika 114 prikazuje začetni interval časovnega poteka odziva samo zaradi zibanja.



Slika 114: Časovni potek odziva različno togih sistemov zaradi zibanja

Fig. 114: Time history response of the systems with different stiffness due to rocking

Pri primerjavi odzivov različno togih sistemov je vidna razlika pri prehodu skozi ravnovesno lego. Fizikalna razlaga je bila podana že predhodno, na tem mestu poudarimo le različne dolžine časovnih intervalov, ko so deformabilni sistemi v ravnotežni legi. Bolj podajni sistemi so dlje časa v ravnotežni legi, saj se v tem času sistem (poleg tega da se spremeni smer zibanja) tudi deformira iz ene lege v drugo.

Povzetek numeričnih simulacij odzivov sistemov pri različnih frekvencah vhodnega vzbujanja

Iz velikostnih redov potekov odzivov SDOF sistema pri harmoničnem vzbujanju je razvidno, da se največ vhodne energije disipira z drsenjem, bistveno manj z zibanjem, najmanj pa z deformacijo sistema, pri čemer se najprej pojavi defromacija sistema, nato drsenje in še kasneje zibanje. Vsi obravnavani sistemi se namreč v začetni fazi obnašajo kot vpet sistem (pojavi se le deformacija sistema), pri izponitvi pogoj za drsenje in zibanje pa kot »potresno izoliran sistem«. Po določenem času postane odziv sistema v celoti harmoničen in se periodično ponavlja.

Tudi pri togem telesu se največ vhodne energije absorbira z drsenjem, bistveno manj pa z zibanjem. Enako kot pri deformabilnem telesu, pa tudi v tem primeru postane odziv sistema po določenem času harmoničen: sistem harmonično drsi iz ene lege v drugo, ves čas pa se tudi ziba. Nihajni časi odziva zaradi drsenja so približno enaki nihajnemu času vhodnega vzbujanja. Odziv sistema zaradi zibanja z

določenim zamikom sledi odzivu sistem zaradi drsenja. Ob izpolnjenem pogoju za začetek drsenja se torej prične drsenje togega sistema, nadalje ob izpolnitvi pogoja za začetek zibanja, pa se začne sistem še zibati. Smer zibanja je enaka smeri drsenja sistema, razlika je le časovni zamik, ki je opisan tudi že pri deformabilnem sistemu.

SDOF sistem se pri harmoničnem vzbujanju najprej deformira pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enak redosled odzivov velja za pojav drsenja in zibanja. Kljub temu, da se pri najmanjši vhodni frekvenci omenjena odziva pojavita najkasneje, sta največjega velikostnega reda pri najmanjši vhodni frekvenci. Sistem namreč z odzivom nekako sledi vhodnemu harmoničnemu vzbujanju. Pojav, da odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po določenem času postane periodičen, pa se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših. Podobno kot pri drsenju in zibanju je glede deformacij sistema pri največji frekvenci vhodnega vzbujanja, odziv nekoliko manjši v primerjavi z odzivom pri srednji in manjši frekvenci. Razlaga tega pojava je podobna kot pri zibanju: zaradi velike frekvence vhodnega vzbujanja sistem z deformacijo le v manjši meri sledi vzbujanju.

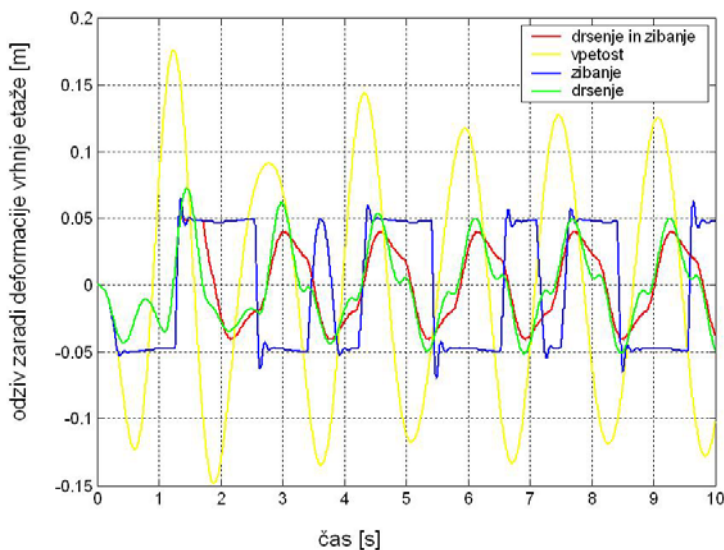
Odziv togega sistema pri različnih vhodnih frekvencah harmoničnega vzbujanja, je v splošnem podoben odzivu deformabilnega sistema: drsenje se najprej pojavi pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enako velja za zibanje. Tudi v tem primeru, se odziv (drsenje, zibanje) sistema pri najmanjši vhodni frekvenci pojavi najkasneje, velikost tega odziva pa je največja. Pri velikih frekvencah sistem v kratkih časovnih intervalih sledi vzbujanju, zato so amplitude odziva manjše in obratno. Pojav, da odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po določenem času postane periodičen, se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših.

Pri primerjavi odzivov različno togih sistemov, se odziv zaradi drsenja in zibanja najprej pojavi pri togem sistemu, nato pri manj deformabilnem in na koncu še pri najbolj deformabilnem sistemu. Enako je velikostni red odzivov (zaradi drsenja in zibanja) največji pri najbolj togem sistemu, saj se pri deformabilnem sistemu del vhodnega vzbujanja disipira z deformacijo sistema. Glede velikostnega reda deformacij, pa so seveda največje pri najbolj podajnem sistemu. Pri primerjavi odzivov različno togih sistemov je vidna tudi razlika pri prehodu skozi ravnovesno lego: bolj podajni sistemi so dlje časa v ravnotežni legi, saj se v tem času sistem (poleg tega da se spremeni smer zibanja) tudi deformira iz ene lege v drugo.

6.2.2 Primerljivost odzivov različnih sistemov

Za vhodno vzbujanje je upoštevano harmonično vzbujanje $\ddot{x}_g = 0.3g \cdot \sin(4t)$. Karakteristike obravnavanega sistema so $T = 0.1s$, $\xi = 0.05$, $\mu = 0.1$. Slika 115 prikazuje pomik vrhnje etaže različnih sistemov zaradi deformacije sistema.

Časovni poteki odzivov različnih sistemov

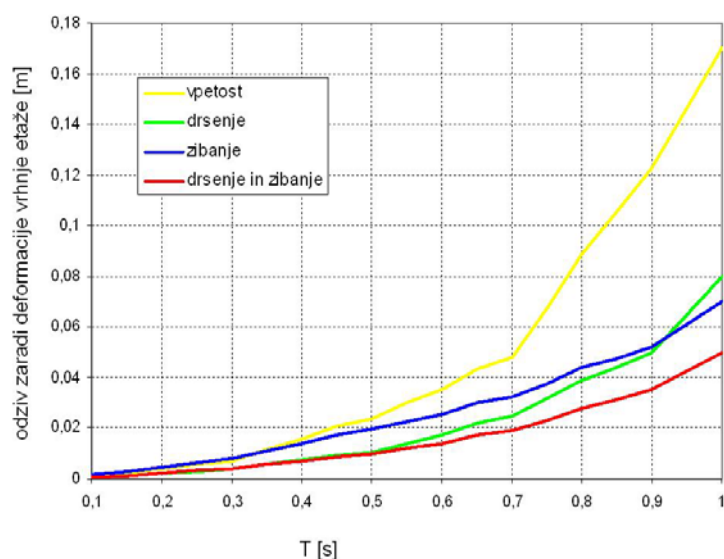


Slika 115: Primerjava časovnih potekov pomikov vrhnje etaže različnih sistemov: vpet sistem, drsenje sistema, zibanje sistema, drsenje in zibanje sistema

Fig. 115: Comparison of the time history response top displacements of different systems: fixed model, sliding, rocking, combined rocking and sliding

Razvidno je, da je največji odziv vpetega sistema (sistem brez potresne izolacije). V primerih sistemov z drsenjem, zibanjem ter drsenjem in zibanjem (sistemi s »potresno izolacijo«), je odziv bistveno manjši. Za sistem z zibanjem je ob aktiviranju zibanja (dvigu sistema) značilno visokofrekvenčno nihanje z močnim dušenjem. Maksimalni odziv se pojavi že v zgodnji fazi v nadaljevanju pa se odziv zmanjša na plato. Preskok med platoji predstavlja prehod sistema skozi ravnovesno lego (ni dviga sistema) ter začetek zibanja, ki je viden s konico na začetku platoja. Odziv je v prikazanem primeru pretežno ponavljajoč. Odziv drseče-zibajočega sistema je popolnoma drugačen: bistveno manjši in bolj gladek, brez ostrih konic odzivov ter brez visokofrekvenčnih komponent nihanja.

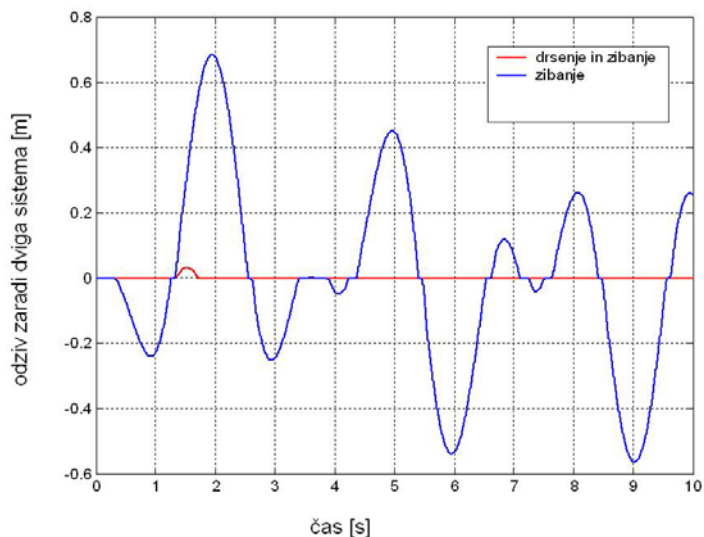
Slika 116 prikazuje spekter pomikov vrhnje etaže različnih sistemov. Vidno je, da je razlika spektrov odzivov bistveno manjša pri bolj togih kot pri manj togih sistemih.



Slika 116: Spekter pomikov vrhne etaže – primerjava vpeta konstrukcija, zibanje, drsenje, drsenje in zibanje

Fig. 116: Top displacement spectrum – comparison of the fixed, rocking, sliding, and combined rocking and sliding

Ugodni učinki na odziv sistema z drsenjem in zibanjem so še bolj vidni pri primerjavi časovnih potekov odzivov zaradi dviga sistema, Slika 117. Odziv zaradi dviga sistema je pri sistemu z drsenjem in zibanjem praktično zanemarljiv glede na odziv sistema samo z zibanjem.

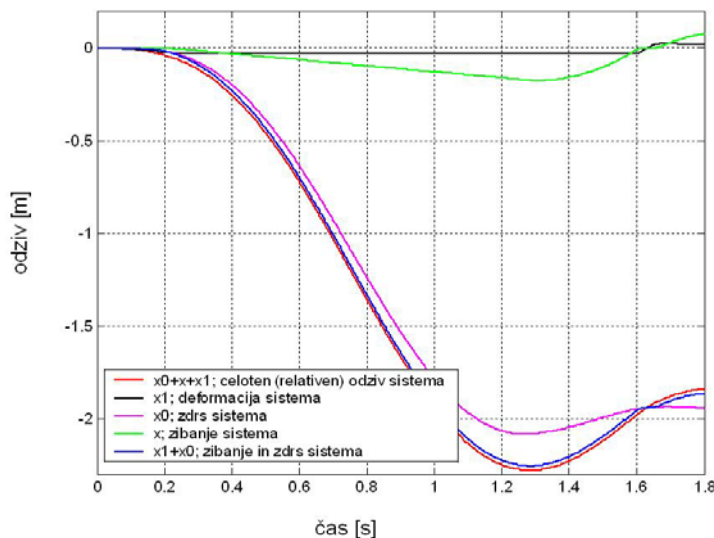


Slika 117: Primerjava časovnih potekov odzivov različnih sistemov zaradi zibanja (dviga) – zibanje, drsenje in zibanje

Fig. 117: Comparison of the time history response displacements of different systems due to rocking: rocking, combined rocking and sliding

Za dodatno analizo ter opis odziva sistema z drsenjem in zibanjem, je v nadaljevanju podan časovni potek odziva na krajšem časovnem intervalu, ločeno za posamezne komponente. Na ta način je razviden »prispevek« posameznih odzivov k skupnemu odzivu ter medsebojna korelacija. Slika 118

prikazuje odzive sistema z drsenjem in zibanjem zaradi deformacije sistema, zdrsa, zibanja ter skupen odziv zaradi drsenja in zibanja.



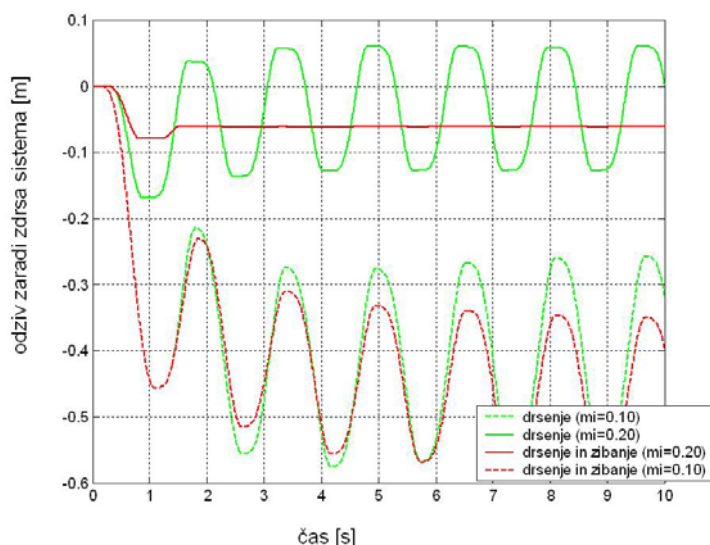
Slika 118: Primerjava časovnih potekov odzivov sistema z drsenjem in zibanjem

Fig. 118: Comparison of the time history response displacements of the combined rocking and sliding system

Na začetku vzbujanja pride najprej do deformacije sistema, nekoliko kasneje pa do zdrsa in še kasneje do zibanja. Primerjava odzivov zaradi deformacije in zaradi zibanja pokaže, da je med zibanjem deformacija sistema konstantna vse do trenutka, ko sistem preide ravnovesno lego (izhodiščna lega v kateri ni dviga sistema) in se začne zibati v nasprotni smeri (okrog druge vogalne točke). V trenutku, ko je sistem v ravnovesni legi, se sistem deformira iz ene v drugo smer in ponovno se, po aktiviranju zibanja, deformacija sistema ne spreminja. Odziva zaradi drsenja in zibanja sta enake smeri, torej sistem drsi v tisto smer v katero se tudi ziba. Ko se sistem približuje skrajni legi zibanja (največji dvig sistema), se hitrost drsenja zmanjšuje do trenutka, ko je sistem v skrajni legi zibanja in je hitrost zaradi drsenja enaka nič. Pri vračanju sistema v ravnovesno lego, se hitrost drsenja ponovno povečuje.

Vpliv koeficienta trenja na drsenje sistema

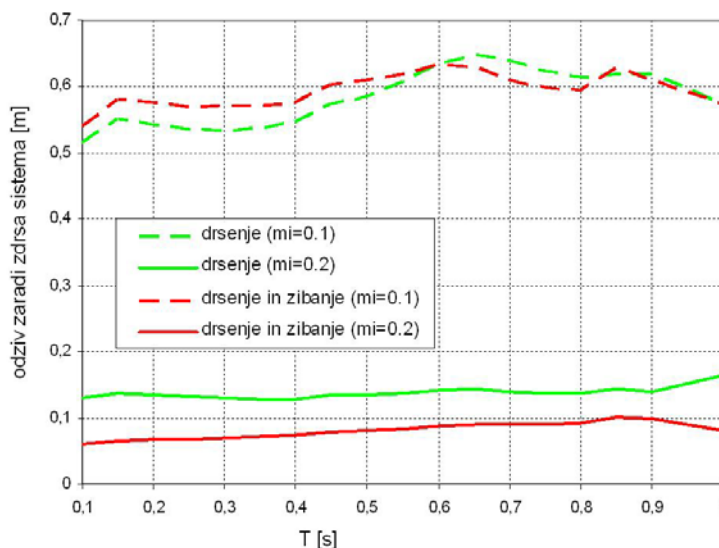
Pri sistemu z drsenjem in zibanjem je eden bistvenih parametrov trenje. Vpliv koeficienta trenja na drsenje sistema primerjalno prikazuje Slika 119, kjer so prikazani časovni poteki odzivov dveh različnih sistemov: sistema z drsenjem ter sistema z drsenjem in zibanjem (oboje z različnimi koeficienti trenja).



Slika 119: Primerjava časovnih potekov zdrsov drsečega ter zibajočega in drsečega sistema pri različnih koeficientih trenja

Fig. 119: Comparison of the time history sliding displacements for the sliding and combined rocking and sliding system at different coefficients of friction

Največ drsenja se aktivira pri drsečih ter pri zibajočih in drsečih sistemih z določenim (majhnim) koeficientom trenja. Vhodna energija vzbujanja se pri prvem sistemu delno disipira tudi z zibanjem na račun manjšega drsenja, zato enak koeficient trenja povzroči manjši zdrs sistema z drsenjem in zibanjem v primerjavi s sistemom z drsenjem. Slika 120 prikazuje spekter pomikov drsenja.



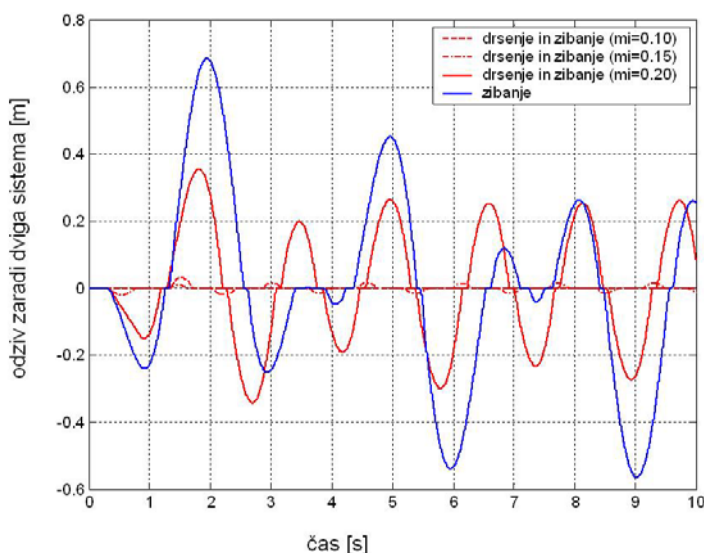
Slika 120: Spekter pomikov drsenja – drsenje, drsenje in zibanje (vpliv različnih koeficientov trenja)

Fig. 120: Sliding displacements spectrum – sliding system and combined sliding and rocking system (influence of the different coefficients of friction)

Zdrs z majhnim koeficientom trenja (v prikazanem primeru 0.1) sistema z zibanjem in drsenjem je podobnega velikostnega reda kot odziv sistema samo z drsenjem.

Vpliv koeficienta trenja na odziv zaradi dviga sistema

V nadaljevanju je analiziran tudi vpliv koeficienta trenja na odziv zaradi dviga sistema. Vpliv koeficienta trenja na dvig sistema primerjalno prikazuje Slika 121, kjer so prikazani časovni poteki odzivov dveh različnih sistemov: sistema z zibanjem ter sistema z drsenjem in zibanjem.

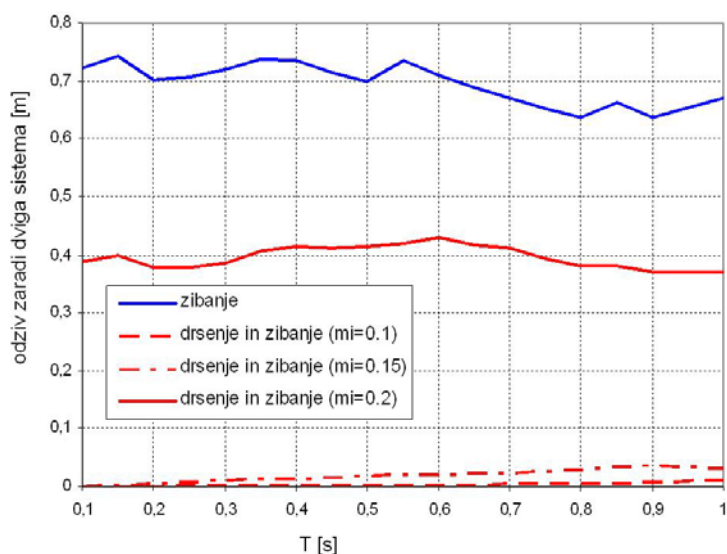


Slika 121: Primerjava časovnih potekov dviga zibajočega in drsečega sistema pri različnih koeficientih trenja

Fig. 121: Comparison of the time history responses of the uplift displacements for the rocking and sliding system at different coefficients of friction

Dvig sistema zaradi zibanja je tudi pri večjih koeficientih trenja ($\mu = 0.2$) manjši od odziva sistema z zibanjem. Pri nekoliko manjših koeficientih trenja je odziv manjši, pri še manjših vrednostih koeficienta trenja ($\mu = 0.1$) pa je v prikazanem primeru odziv (dvig) zelo majhen in praktično neodvisen od togosti sistema. Razlog je v tem, da se v slednjem primeru pri tako majhnem koeficientu trenja aktivira bistveno več drsenja.

Slika 122 prikazuje spekter pomikov zaradi dviga.



Slika 122: Spekter dviga konstrukcije – zibanje konstrukcije, drsenje in zibanje konstrukcije (vpliv različnih koeficientov trenja)

Fig. 122: Uplift spectrum – rocking system and the sliding and rocking system (influence of the different coefficients of friction)

Odziv sistema z drsenjem in zibanjem je pri večjih koeficientih trenja (v prikazanem primeru 0.2) praktično konstanten in posledično skoraj neodvisen od togosti sistema. Pri sistemih samo z zibanjem se, z večanjem nihajnega časa (bolj deformabilni sistemi), odziv zaradi dviga rahlo zmanjšuje. Navedeno si lahko razlagamo s tem, da se pri bolj togih sistemih zibanje aktivira v večji meri kot pri manj togih sistemih.

Povzetek numeričnih simulacij primerljivosti odzivov različnih sistemov

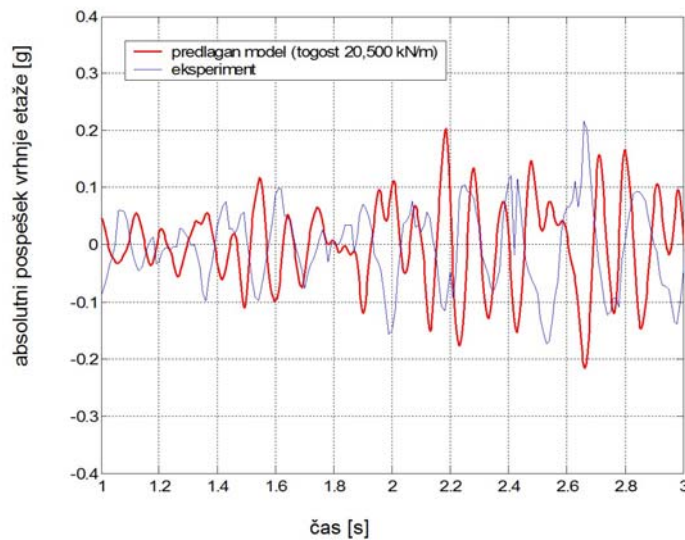
Iz časovnih potekov odzivov so vidni ugodni učinki sistema z zibanjem in drsenjem (ob ustreznih drsniških karakteristikah podlage) v primerjavi z ostalimi sistemi. Na podrobnejšem nivoju (Slika 118) je vidno, da se energija vzbujanja, ko je sistem v fazi zibanja in drsenja (aktiviranje potresne izolacije) dissipira v celoti z zibanjem in drsenjem. Skupni pomik zaradi vpliva drsenja in zaradi zibanja (modra črta) je praktično enak celotnemu relativnemu pomiku (zaradi deformacije, zibanja in drsenja), kar pomeni majhen prispevek deformacije sistema k celotnemu odzivu. Na bolj globalnem nivoju (Slika 115) pa je ugoden učinek zibanja in drsenja, v primerjavi z odzivi ostalih sistemov, viden v manjši deformaciji sistema, v bolj gladkem odzivu, brez ostrih konic ter brez visokofrekvenčnih komponent nihanja.

6.3 Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov

Najprej so v numeričnih simulacijah uporabljeni vhodni podatki iz disertacije (Nikolic-Brzev, 1993), pri čemer so etažne togosti določene kot togosti, ki dajejo enak lastni nihajni čas, kot ga je dejansko imel model pred preiskavo $T = 0.1059$ s: $k_1 = k_2 = k_3 = 20,500$ kN/m. Mase posameznih etaž so: $m_0 = 0.514$ t, $m_1 = 1.353$ t, $m_2 = 1.439$ t in $m_3 = 0.859$ t. Eksperimentalno določena koeficienta trenja sta $\mu_I = 0.1$ na nivoju I in $\mu_{II} = 0.4$ na nivoju II, koeficient viskoznega dušenja, dobljen pred preiskavo, je $\xi = 0.02365$.

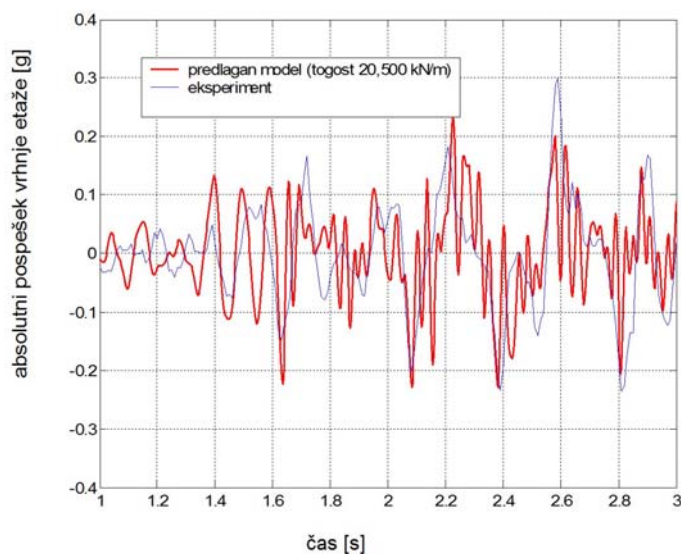
Numerične simulacije so izvedene v okolju MATLAB s klasično metodo Runge-Kutta 4. reda, v nadaljevanju pa tudi z drugimi metodami za numerično integracijo.

Kljub navedbi, da med na modelu ni bilo vidnih poškodb tudi po zadnji fazi vzbujanja, je že na podlagi nekaj numeričnih simulacij razvidno, da je nihajni čas eksperimentalnega modela daljši od nihajnega časa numeričnega modela ($T_E > T_N$), posledično je togost eksperimentalnega modela manjša od togosti numeričnega modela ($k_E < k_N$). Možna razlaga je, da je 13 faz eksperimentalne preiskave istega model povzročilo (nevidne) poškodbe modela, ki so povzročile zmanjšanje togosti. Eksperimentalne analize, predvsem zidanih konstrukcij, namreč kažejo, da se togost in posledično nihajni čas spremenita, ne glede na to da ni vidnih poškodb na konstrukciji. Na slikah časovnih potekov pospeškov so vidne očitne razlike med nihajnimi časi eksperimentalnega modela in izvedenih numeričnih simulacij (z upoštevanom začetno togostjo etaže $k_1 = k_2 = k_3 = 20,500$ kN/m), Slika 123 in Slika 124. Zaradi preglednosti, je pri primerjavi časovnih potekov odzivov v vseh primerih prikazan le skrajšan potek in sicer od 1 do 3 sekund, kljub temu, da je celotno potresno vzbuanje v vsaki fazi trajalo 20 sekund.



Slika 123: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije z upoštevanom začetno togostjo etaže (vpet model) – run2

Fig. 123: Comparison of experimental and numerical responses with initial storey stiffness (fixed model) – run2



Slika 124: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacijez upoštevano začetno togostjo etaže (model z drsno potresno izolacijo) – run12
 Fig. 124: Comparison of experimental and numerical responses with initial storey stiffness (model with sliding seismic isolation) – run12

Za izračun odziva modela v posamezni fazi smo upoštevali etažne togosti, izvednotene na podlagi analize izmerjenega odziva fizikalnega modela v predhodni fazi. Navedeno smo izvedli v MATLAB okolju s Fourierovo transformacijo, s katero lahko vsako periodično funkcijo izrazimo kot obteženo vsoto sinusnin in cosinusnih funkcij mnogokratnikov osnovne frekvence. Gre za analizo v frekvenčnem območju na podlagi katere so izrisani frekvenčni spektri, iz katerih so nato dobljene prevladujoče frekvence za posamezno fazo, Preglednica 12.

Preglednica 12: Prevladujoče frekvence nihanja (nihajni časi) in pripadajoče togosti etaže za posamezno fazo eksperimentalne preiskave

Table 12: Natural frequencies (periods) and corresponding stiffness of the storey for each run of the experiment

	Faza	Absolutno največji pospešek vzbujanja (g)	Prevladujoča frekvenca (Hz)	Nihajni čas konstrukcije (s)	Pripadajoča togost etaže (kN/m)
Vpeta konstrukcija	Free vibration test	-	9.44	0.106	20,500
	run1	0.125	6.50	0.154	9,560
	run2	0.16	5.62	0.178	7,280
	run3	0.207	4.84	0.207	5,400

se nadaljuje ...

... nadaljevanje

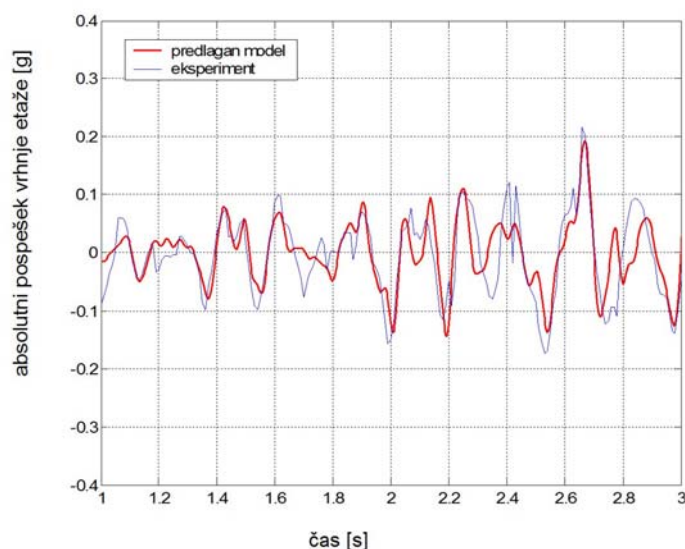
	run4	0.121	5.42	0.184	6,620
	run5	0.21	4.74	0.211	5,200
	run6	0.139	3.60	0.278	3,000
Konstrukcija z drsno potresno izolacijo	run7	0.201	2.62	0.382	
	run8	0.25	2.52	0.400	
	run9	0.267	2.51	0.399	
	run10	0.208	2.89	0.346	
	run11	0.229	2.92	0.342	
	run12	0.22	3.20	0.313	
	run13	0.379	3.07	0.325	

Pripadajoče togosti etaže so dobljene iz nihajnih časov s postopkom prevedbe sistema z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo s predpostavljeno deformacijsko obliko, ki ustreza statični obtežbi z lastno težo v vodoravni smeri, glej npr. (Fajfar, 1984, str. 412-436).

S tako dobljenimi togostmi smo izvedli numerične simulacije ter primerjali časovne poteke odzivov, pri čemer smo etažne togosti, iz vrednotene na podlagi izmerjenega odziva fizikalnega modela v predhodni fazi, uporabili za izračun odziva v obravnavani fazi. Za vse faze potresno izolirane konstrukcije je upoštevana pripadajoča togost etaže 3,000 kN/m, dobljena na podlagi zadnje faze vpete konstrukcije. Za faze potresno izolirane konstrukcije, iz vrednotene prevladujoče frekvence in posledično nihajni časi ter togosti, predstavljajo skupek togosti celotnega sistema in sicer delno zaradi togosti same konstrukcije in delno zaradi togosti sistema potresne izolacije, ki se je aktiviral.

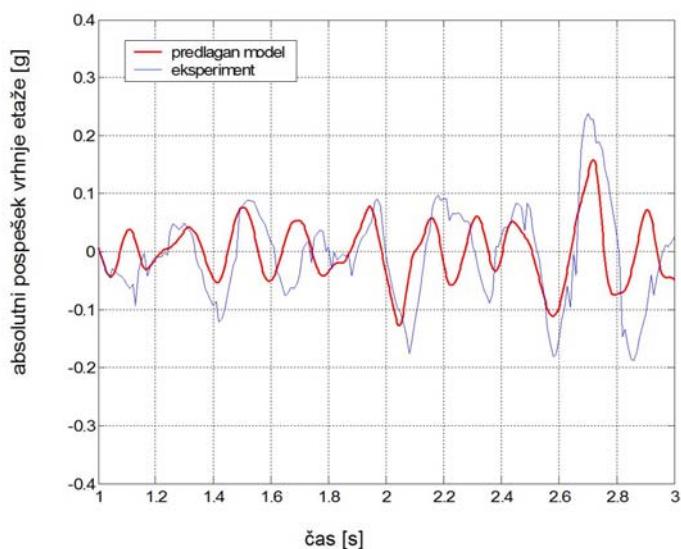
Velika razlika med izmerjenimi etažnimi togostmi pred preiskavo (free vibration test) in po prvi fazi preiskave pri vpetem modelu, je najverjetneje posledica poškodb med manipulacijo modela in njegovo namestitvijo iz položaja izgradnje na mesto preiskave.

Vpeta konstrukcija:



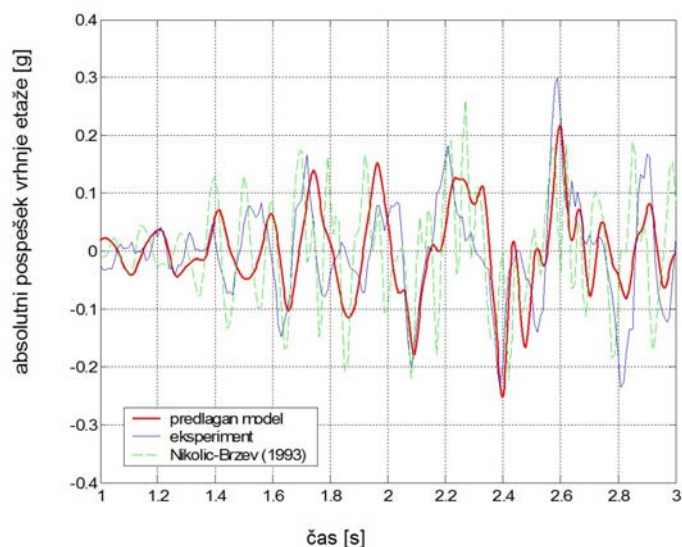
Slika 125: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije (vpeta model) – run2

Fig. 125: Comparison of experimental and numerical responses (fixed model) – run2



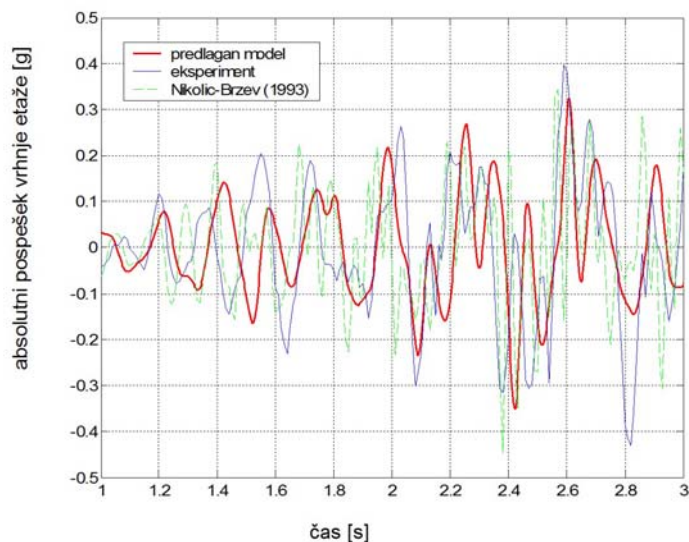
Slika 126: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numerične simulacije (vpeta model) – run6

Fig. 126: Comparison of experimental and numerical responses (fixed model) – run6

Potresno izolirana konstrukcija:

Slika 127: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in dveh numeričnih simulacij (model z drsno potresno izolacijo) – run12

Fig. 127: Comparison of experimental and numerical responses (model with sliding seismic isolation) – run12



Slika 128: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in dveh numeričnih simulacij (model z drsno potresno izolacijo) – run13 (od 1 do 3 sec)

Fig. 128: Comparison of experimental and two numerical responses (model with sliding seismic isolation) – run12 (1 to 3 sec)

Preglednica 13 podaja primerjavo ekstremnih vrednostni pospeškov modela med eksperimentalnimi preiskavami in rezultati numeričnih simulacij z metodo Runge-Kutta 4. reda. Relativna razlika (v %)

predstavlja razliko med absolutnimi vrednostmi maksimalnih odzivov eksperimentalne in numerične analize in je kot

$$\text{razlika} = \frac{\max|E| - \max|N|}{\max|E|} \cdot 100. \quad (\text{en. 242})$$

Preglednica 13: Primerjava ekstremnih pospeškov (g) eksperimentalnega modela med preiskavo na potresni mizi in primerjava z rezultati numeričnih simulacij

Table 13: Comparison of Peak Response Accelerations (g) of the Experimental Model and the Numerical Simulations

	Faza	Min/Max	Eksploiment (E)	Numerična simulacija (N)	Razmerje E/N	Razlika (%)
Vpeta konstrukcija	run1	min	-0.190	-0.210	0.93	-10.5
		max	0.195	0.197		
	run2	min	-0.263	-0.273	1.03	-3.8
		max	0.282	0.263		
	run3	min	-0.494	-0.473	0.93	4.3
		max	0.485	0.530		
	run4	min	-0.245	-0.262	1.07	-6.9
		max	0.280	0.259		
	run5	min	-0.513	-0.490	1.01	4.5
		max	0.527	0.522		
	run6	min	-0.284	-0.291	0.98	-2.5
		max	0.244	0.226		
Konstrukcija z drsno potresno izolacijo	run7	min	-0.363	-0.284	1.28	21.8
		max	0.276	0.275		
	run8	min	-0.432	-0.346	1.25	19.9
		max	0.330	0.341		
	run9	min	-0.507	-0.356	1.40	29.8
		max	0.377	0.361		
	run10	min	-0.381	-0.329	1.17	13.6
		max	0.388	0.331		

nadaljuje se ...

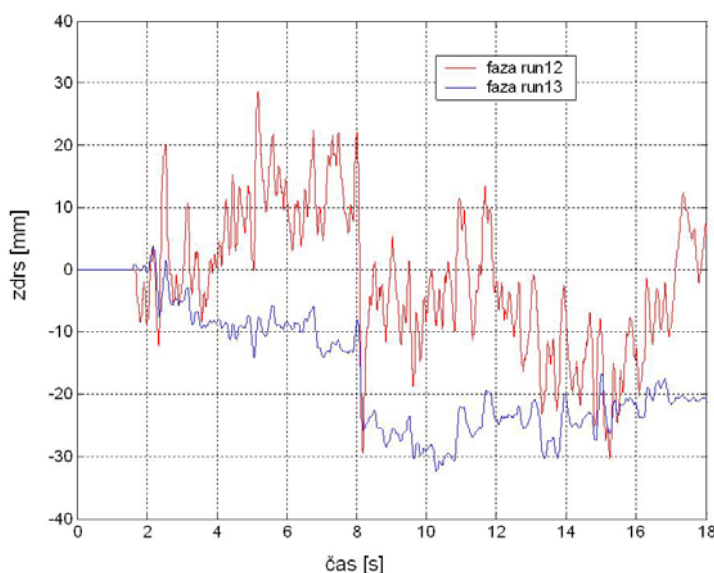
... nadaljevanje

Konstrukcija z drsno potresno izolacijo	run11	min	-0.491	-0.341	1.24	30.5
		max	0.306	0.395		
	run12	min	-0.325	-0.319	1.02	1.8
		max	0.299	0.310		
	run13	min	-0.495	-0.472	1.05	4.6
		max	0.397	0.381		

Vezano na rezultate podane v Preglednici 13 je potrebno ponovno poudariti, da je pri eksperimentalnih preiskavah v fazah run7 do run11 prišlo do neustreznega obnašanja drsnega sistema potresne izolacije na nivoju I (glej tudi zaključne komentarje v razdelku 5.4), zato eksperimentalne rezultate teh faz ne smatramo relevantne za primerjavo z rezultati numeričnih simulacij.

Rezultati numeričnih simulacij potrjujejo dobro ujemanje z rezultati eksperimentalnih preiskav pri vpetem in izoliranem modelu iz česar sledi, da je matematičen model ustrezen pa tudi primeren za tovrstne analize. Navedeno velja, v kolikor se s predhodnim računom pravilno izračunajo togostne karakteristike konstrukcije. Relativna razlika odziva izolirane konstrukcije je 1.8% (run12) oz. 4.6% (run13).

Med eskperimentom sicer niso bili beleženi časovni poteki pomikov, potek izračunanih zdrsov za fazi run12 in run13 pa prikazuje Slika 129. Iz slike sta razvidna tudi velikostna reda preostalih (rezidualnih) zdrsov za posamezno fazo.



Slika 129: Časovni potek zdrsov med numeričnimi simulacijami za fazi run12 in run13

Fig. 129: Time history sliding displacements during numerical simulations for run12 and run13

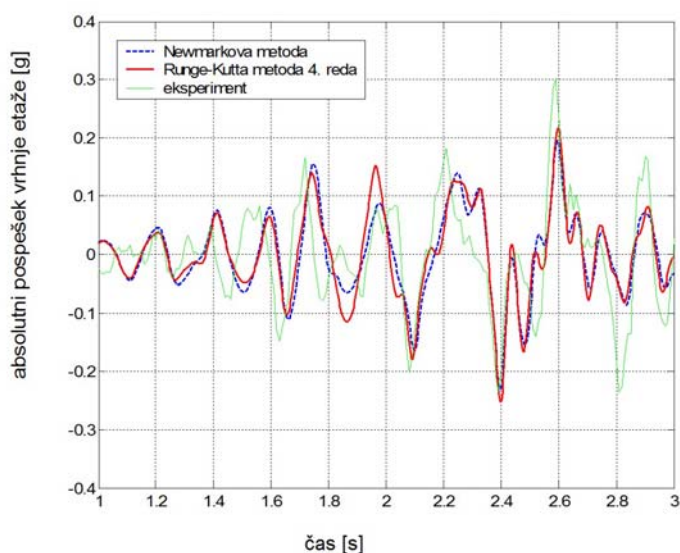
V obravnavanem primeru drsne potresne izolacije, so zdrsi ključna informacija. Glede na to, da zdrs v konkretnem primeru ni omejen, je v dejanski konstrukciji tako izračunan zdrs (pomik) eden bistvenih

projektne parametров. Ustrezna tehnična rešitev sistema (povezave inštalacij ipd.) pa se lahko zagotovi z omejitvijo zdrsov na sprejemljivo mero.

Sistem drsne potresne izolacije na nivoju II druge etaže se ni aktiviral med eksperimentalno preiskavo kakor tudi ne med izvedenimi numeričnimi simulacijami. Razlog je v relativno visokem koeficientu trenja na nivoju II v primerjavi s koeficientom trenja na nivoju I. Nikolic-Brzev (1993) podobno ugotovi, da v primeru, ko je koeficient trenja sistema na nivoju druge etaže večji od vrednosti koeficienta trenja na nivoju temeljev, se pri izolirani konstrukciji aktivira le drsni sistem na nivoju temeljev. Tudi do zibanja modela ni prišlo niti med eksperimentalno preiskavo niti med numeričnimi simulacijami. Razmerje višina/širina modela je namreč takšno, da ne pride do zibanja, ki se običajno aktivira pri vitkih konstrukcijah (običajno pri razmerju višina/širina $> \sim 2.5$ (Meek, 1975), pomembna pa je tudi togost modela, ter lokacija potresne izolacije).

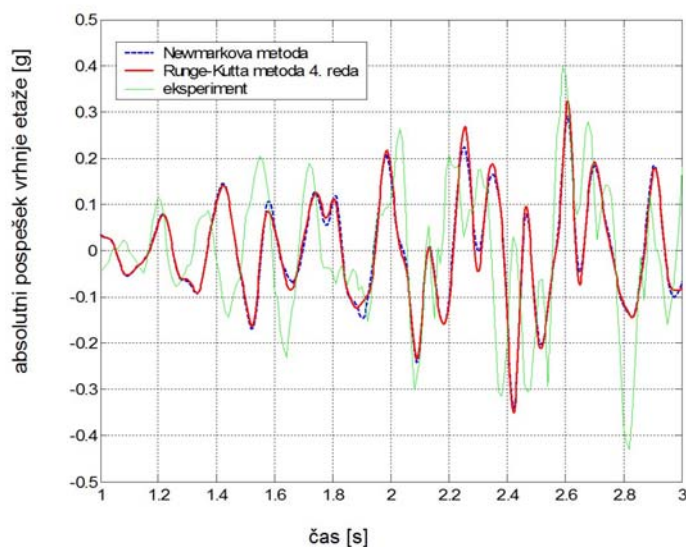
6.3.1 Vpliv različnih numeričnih metod

Kot dopolnitev izvajanja numeričnih simulacij s klasično metodo Runge-Kutta 4. reda so simulacije izvedene tudi z Newmarkovo metodo, Slika 130 in Slika 131.



Slika 130: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numeričnih simulacij z metodo Runge-Kutta in Newmarkovo metodo (model z drsno potresno izolacijo) – run12

Fig. 130: Comparison of experimental and numerical responses using the Runge-Kutta and Newmark's method (model with sliding seismic isolation) – run12



Slika 131: Primerjava odzivov eksperimentalne preiskave in numeričnih simulacij z metodo Runge-Kutta in Newmarkovo metodo (model z drsno potresno izolacijo) – run13

Fig. 131: Comparison of experimental and numerical responses using the Runge-Kutta and Newmark's method (model with sliding seismic isolation) – run13

Tabelarična primerjava rezultatov numeričnih simulacij z Runge-Kutta metodo in Newmarkovo metodo je podana v Preglednici 14.

Preglednica 14: Primerjava ekstremnih pospeškov v (g) dobljenih med numeričnimi simulacijami z dvema različnima metodama

Table 14: Comparison of Peak Response Accelerations in (g) Using Two Different Numerical Methods

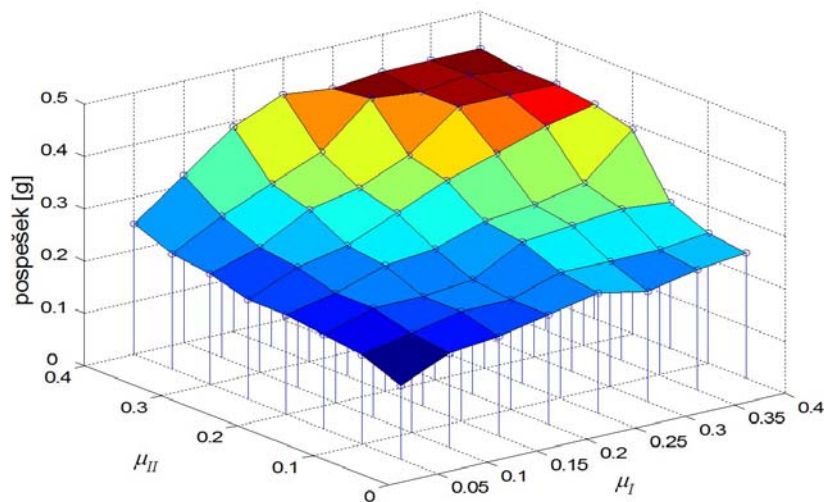
	Newmarkova metoda		Razmerje (Runge-Kutta/Newmark)	
	Min	Max	Min	Max
run12	-0.330	0.298	0.97	1.04
run13	-0.452	0.368	1.04	1.04

Na podlagi primerjave rezultatov, dobljenih med numeričnimi simulacijami s klasično Runge-Kutta metodo 4. reda in Newmarkovo metodo s konstantnim pospeškom, lahko ugotovimo, da obe metodi dajeta primerljive rezultate medsebojno kakor tudi z zabeleženimi eksperimentalnimi odzivi. Vrednosti v Preglednici 14 kažejo, da so razlike med obema metodama velikostnega reda do 5%. Na podlagi izvedene analize in dodatnih numeričnih simulacij lahko ugotovimo, da sta obe metodi primerni za tovrstne analize in sicer glede numerične stabilnosti ter natančnosti, upoštevaje predvsem dva pomembna parametra: prehode med različnimi fazami ter določevanje vrednosti na začetku posamezne faze.

6.3.2 Drsenje na dveh nivojih

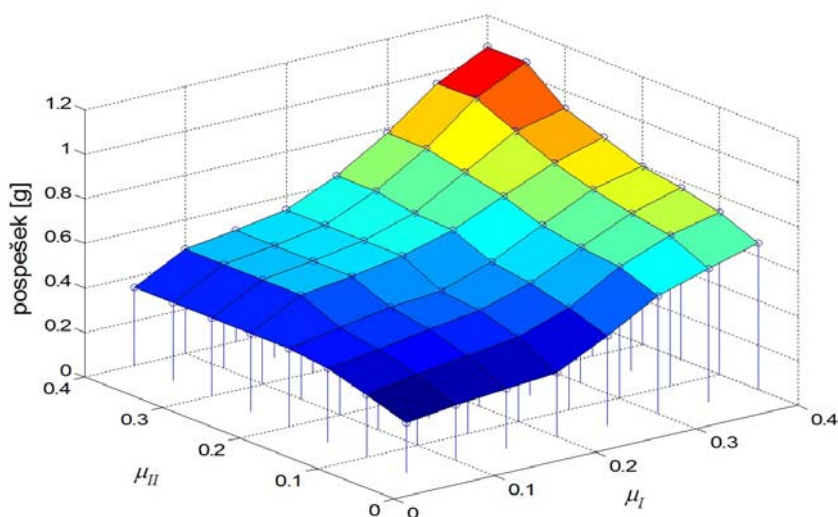
Med eksperimentalno preiskavo kakor tudi med izvedenimi numeričnimi simulacijami se zdrs na nivoju II ni pojavil. Nadaljevali smo z numeričnimi simulacijami in pri tem v fazi run12 in run13

spreminjali vrednosti koeficientov trenja μ_I in μ_{II} ter beležili odziv konstrukcije, Slika 132 in Slika 133.



Slika 132: *Maksimalne računске vrednosti pospeška (g) eksperimentalnega modela med run12 z dvojno drsno potresno izolacijo pri različnih koeficientih trenja*

Fig. 132: *Peak response accelerations (g) of the experimental model during run12 with two-level sliding isolation system and different friction coefficient values*

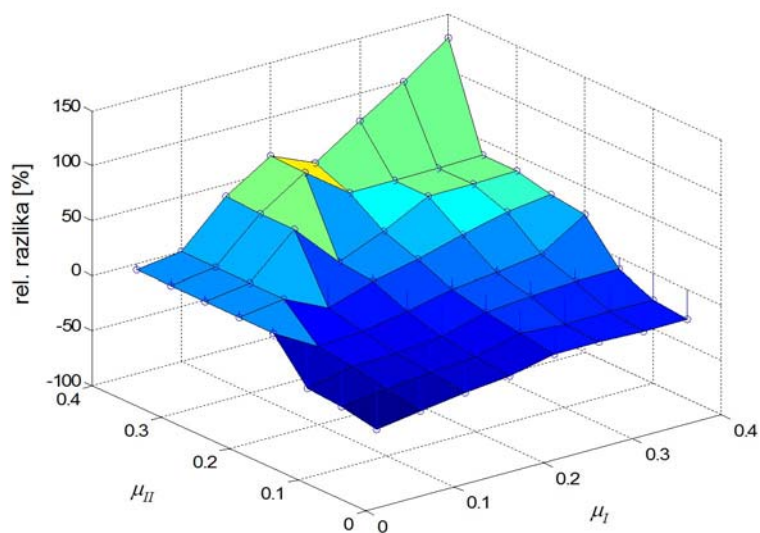


Slika 133: *Maksimalne računске vrednosti pospeška (g) eksperimentalnega modela med run13 z dvojno drsno potresno izolacijo pri različnih koeficientih trenja*

Fig. 133: *Peak response accelerations (g) of the experimental model during run13 with two-level sliding isolation system and different friction coefficient values*

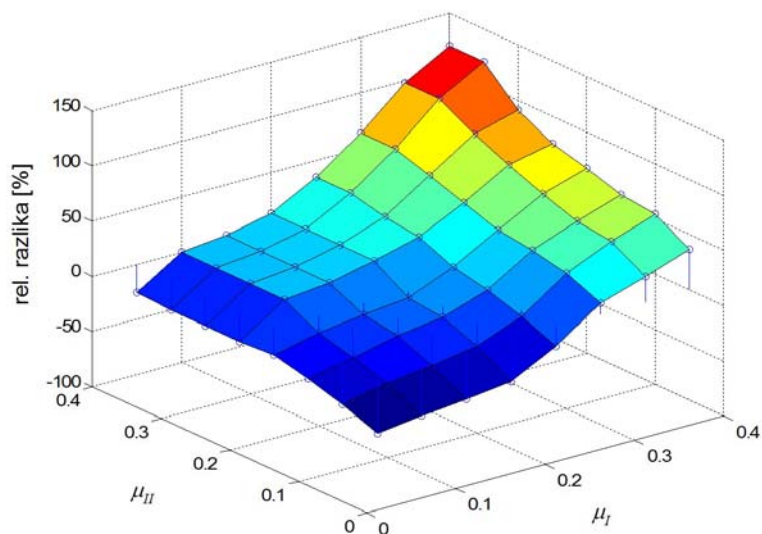
Kot je prikazano, spreminjanje koeficientov trenja na nivoju I in nivoju II, rezultira v različnih odzivih sistema z dvojno drsno potresno izolacijo. Ker je bil maksimalni pospešek vhodnega vzbujanja med

fazo run12 manjši od faze run13, se v fazi run12 pri vrednostih obeh koeficientov trenja 0.3 in več, drsenje ni aktiviralo (plato na Sliki 96). Določene kombinacije koeficientov trenja dajejo enak odziv sistema, npr. $\mu_I = 0.25$ in $\mu_{II} = 0.05$ ter $\mu_I = 0.15$ in $\mu_{II} = 0.25$ med fazo run12. Razlike (v %) med odzivi grafično prikazujeta Slika 134 in Slika 135.



Slika 134: Razlike maksimalnih odzivov sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih pri različnih kombinacijah koeficientov trenja glede na referenčni model – faza run12

Fig. 134: Relative differences between the response of the system with two-level sliding isolation at different friction coefficients values according to the reference model – run12



Slika 135: Razlike maksimalnih odzivov sistema s potresno izolacijo na dveh nivojih pri različnih kombinacijah koeficientov trenja glede na referenčni model – faza run13

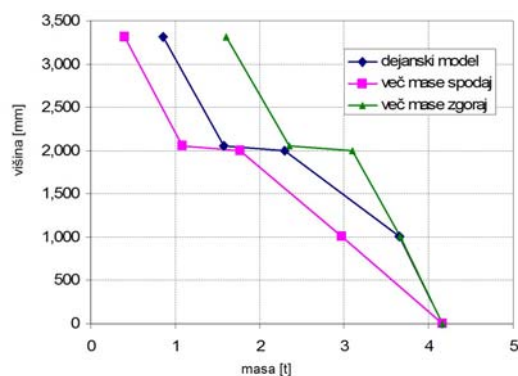
Fig. 135: Relative differences between the response of the system with two-level sliding isolation at different friction coefficient values according to the reference model – run13

6.3.3 Vpliv različnega razporeda mas

Analiziramo vpliv različnega razporeda mas po eksperimentalnem modelu na odziv potresno izoliranega modela pri čemer je skupna masa v vseh primerih enaka, Preglednica 15 in Slika 136.

Preglednica 15: Podatki za različen razpored mas po višini eksperimentalnega modela
 Table 15: Different Storey Mass Arrangements for the Experimental Model

	Več mase spodaj		Dejanski model		Več mase zgoraj	
	(t)	(%)	(t)	(%)	(t)	(%)
m_3	0.4	9	0.859	21	1.6	38
m_2	1.365	33	1.439	34	1.5	36
m_1	1.2	29	1.353	33	0.565	14
m_0	1.2	29	0.514	12	0.5	12
$\sum m_i$ (t)	4.165					



Slika 136: Različen raspored mas po višini modela

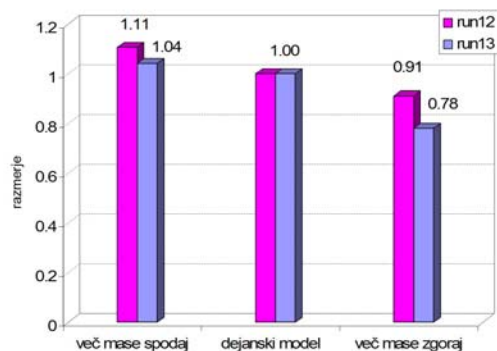
Fig. 136: Different storey mass arrangements for the experimental model

Rezultate maksimalnih odzivov prikazujeta Preglednica 16 in Slika 137.

Preglednica 16: Maksimalne vrednosti pospeškov (g) sistemov z različni rasporedom mas po višini

Table 16: Peak Response Accelerations (g) for the Three Models with Different Storey Mass Arrangements

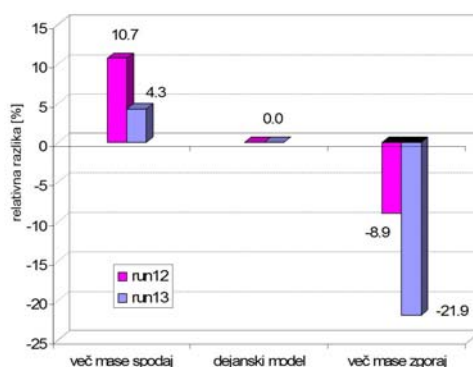
	Več mase spodaj	Dejanski model	Več mase zgoraj
run12	0.35	0.32	0.29
run13	0.49	0.47	0.37



Slika 137: Razmerje računskih maksimalnih odzivov pospeškov glede na dejanski model med numeričnimi simulacijami pri različnem rasporedu mas

Fig. 137: Ratio between the numerical peak response acceleration of the experimental model and models with different mass arrangements

Rezultati numeričnih simulacij v obeh fazah (run12 in run13) kažejo, da je odziv sistema z več mase skoncentrirane v spodnjem delu, večji od odziva dejanskega modela in obratno. Na podlagi te ugotovitve lahko zaključimo, da bi bilo v primeru sistema z drsno potresno izolacijo na dveh nivojih, smiselno nivo II izolacije namestiti v spodnji del konstrukcije. Poudariti je potrebno, da se je z rasporedom več mase v zgornjem delu odziv sistema v fazi run13 zmanjšal kar za 22%, Slika 138.



Slika 138: Razlike med odzivi sistemov z različnim razporedom mas po višini glede na dejanski model

Fig. 138: Relative differences between the peak response accelerations of the experimental model and models with different mass arrangements

6.3.4 Vpliv različnih togosti etaž

Analiziramo vpliv različne togosti po eksperimentalnem modelu, na odziv potresno izoliranega modela. V enem primeru upoštevamo, da je spodnji del bolj tog (za 50% povečana togost 1. etaže), zgornji pa manj tog (za 50% zmanjšana togost 3. etaže), v drugem primeru pa upoštevamo, da je zgornji del bolj tog (za 50% povečana togost 3. etaže), spodnji del pa manj tog (za 50% zmanjšana togost 1. etaže), Preglednica 17.

Preglednica 17: Podatki za različne togosti etaž eksperimentalnega modela

Table 17: Models with Different Storey Stiffnesses

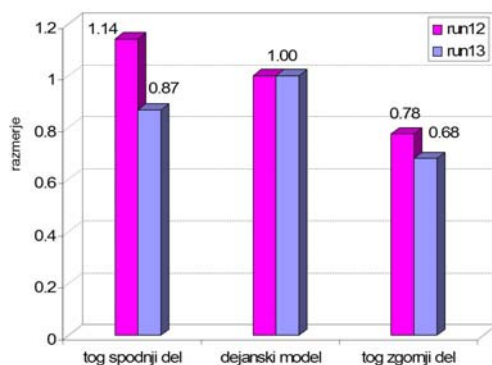
	Spodnji del modela je bolj tog	Dejanski model	Zgornji del modela je bolj tog
k_1 (kN/m)	4,500	3,000	1,500
k_2 (kN/m)	3,000	3,000	3,000
k_3 (kN/m)	1,500	3,000	4,500

Rezultate maksimalnih odzivov prikazujeta Preglednica 18 in Slika 139.

Preglednica 18: Maksimalne vrednosti pospeškov (g) sistemov z različnimi togostmi etaži

Table 18: Peak Response Accelerations (g) for the Three Models with Different Storey Stiffnesses

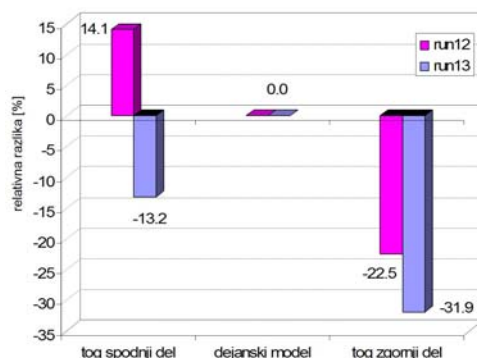
	Spodnji del modela je bolj tog	Dejanski model	Zgornji del modela je bolj tog
run12	0.37	0.32	0.25
run13	0.41	0.47	0.32



Slika 139: Razmerje med maksimalnim računskim odzivom eksperimentalnega modela pri različnih togostih etaž glede na dejanski model

Fig. 139: Ratio between the numerical peak response acceleration for the experimental model and the models with different storey stiffness

Rezultati numeričnih simulacij v fazi run12 kažejo, da je maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog spodnji del, večji od odziva dejanskega modela, maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog zgornji del pa je manjši od odziva dejanskega modela. Za fazo run13 pa velja, da je odziv sistema z bolj togim zgornjim ali pa spodnjim delom manjši od odziva dejanskega modela. Za obe fazi velja, da je odziv sistema najmanjši, če je togost zgornjega dela sistema večja, Slika 140.

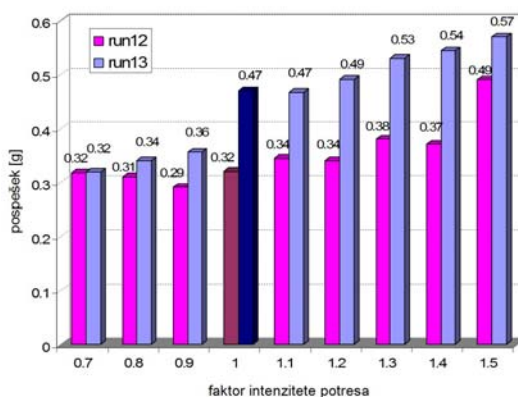


Slika 140: Razlike med odzivi sistemov z različnimi togostmi etaž glede na dejanski model z enakomerno togostjo po višini

Fig. 140: Relative differences between the peak response accelerations of the experimental model and models with different storey stiffness

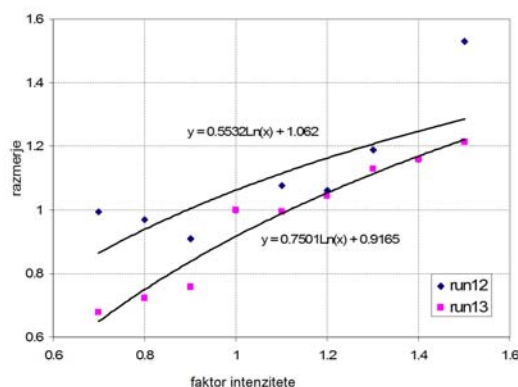
6.3.5 Vpliv različne intenzitete potresnega vzburjanja

S spreminjanjem intenzitete potresa (s faktorjem od 0.5 do 1.5 glede na dejansko potresno vzburjanje med preiskavo) ugotavljamo odziv potresno izoliranega sistema. Rezultate prikazujeta Slika 141 in Slika 142.



Slika 141: Maksimalni računski pospešek (g) eksperimentalnega modela pri različni stopnji potresnega vzbujanja

Fig. 141: Peak response accelerations (g) of the experimental model during numerical simulations with different excitation intensities



Slika 142: Razmerje med maksimalnim računskim pospeškom eksperimentalnega modela pri različnih stopnjah vhodnega vzbujanja in odzivom pri dejanskem potresnem vzbujanju

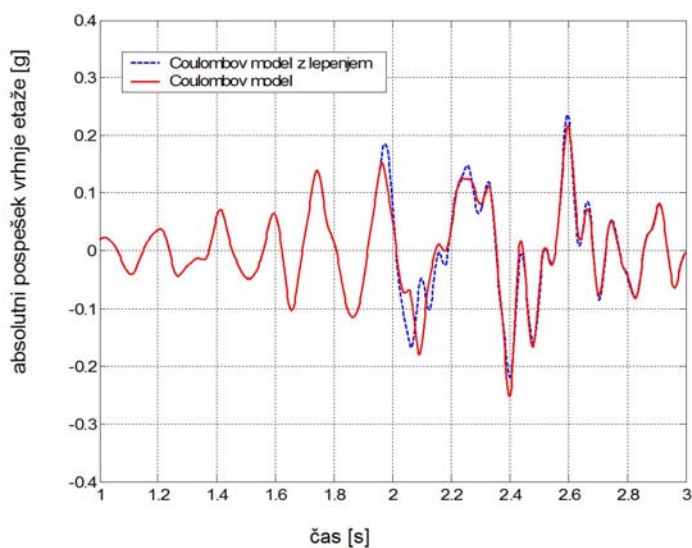
Fig. 142: Ratio between the numerical peak response acceleration of the experimental model at different intensities of seismic excitation

Z večjo intenziteto potresnega vzbujanja je pričakovano odziv sistema večji. Logaritmična trendna krivulja kaže asimptotično približevanje krivulj naraščanja maksimalnega odziva faze run12 in run13, Slika 142. Razvidno je, da je razlika med obema odzivoma večja pri manjših intenzitetah potresa kar si razlagamo z dejstvom, da je maksimalen pospešek vhodnega vzbujanja v fazi run13 ($PGA = 0.397$ g) večji kot pripadajoča vrednost faze run12 ($PGA = 0.220$ g). Za aktiviranje sistema drsne potresne izolacije mora biti vsota sil zaradi potresnega vzbujanja večja od sile trenja na drsni ploskvi. Pri določenem konstantnem koeficientu trenja se posledično sistem aktivira v večji meri, če je vhodno vzbujanje večje (močnejše) – učinek drsne potresne izolacije je večji pri močnejših potresih. Sistem drsne potresne izolacije se je aktiviral v večji meri pri večji intenziteti potresa med fazo run13, kot pri manjši intenziteti med fazo run12. Z večanjem intenzitete potresnega vzbujanja pa se stopnja aktiviranja drsnega sistema asimptotično približuje določeni vrednosti, Slika 142.

6.3.6 Vpliv različnih modelov trenja

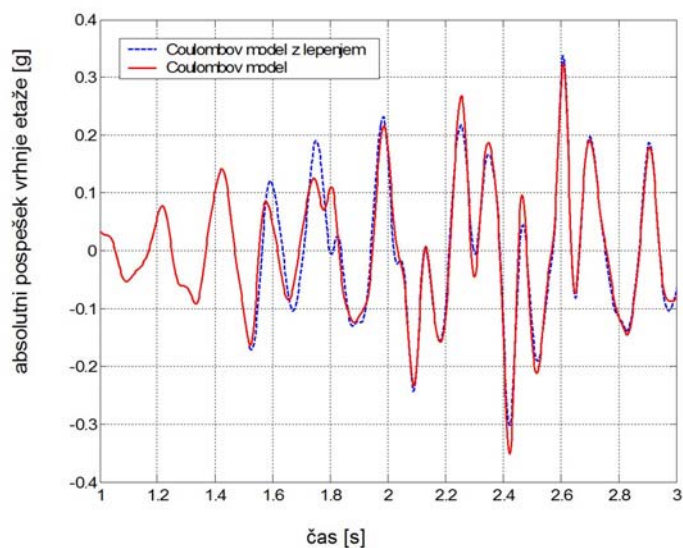
V vseh predhodnih numeričnih simulacijah je uporabljen osnovni Coulombov model trenja, kjer je dinamični koeficient trenja enak statičnemu. Izvedemo primerjavo med računskimi rezultati z upoštevanjem osnovnega Coulombovega modela trenja in Coulombovega modela trenja z lepenjem pri katerem sta dinamični in statični koeficient trenja različna: $\mu_{stat} = 0.125$, $\mu_{din} = 0.10$.

Časovne poteke odzivov prikazujeta Slika 143 in Slika 144, številčne ekstremne vrednosti odzivov pa Preglednica 19.



Slika 143: Časovni potek odziva pospeška zgornje etaže pri različnih modelih trenja – run12

Fig. 143: Time history numerical simulation of the top storey acceleration using different friction models – run12



Slika 144: Časovni potek odziva pospeška zgornje etaže pri različnih modelih trenja – run13

Fig. 144: Time history numerical simulation of the top storey acceleration using different friction models – run13

Preglednica 19: Ekstremne vrednosti pospeškov (g) med numeričnimi simulacijami z upoštevanjem različnih modelov trenja

Table 19: Peak Response Accelerations (g) Obtained from Numerical Simulations using Different Friction Models

	Eksperiment		Coulombov model trenja		Coulombov model trenja z lepenjem	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
run12	-0.325	0.299	-0.319	0.310	-0.322	0.320
run13	-0.495	0.397	-0.472	0.381	-0.475	0.420

Rezultati izvedene analize kažejo, da je uporaba kompleksnejših (realnejših) modelov trenja daje nekoliko večje odzive sistema, kar se v splošnem sklada tudi z ugotovitvami, ki jih navajata Vafai et al. (2000) in Patro et al. (2003 in 2004), čeprav so njihovi zaključki in interpretacije rezultatov nekoliko drugačni: skupna je ugotovitev, da različen model trenja vpliva na odziv sistema, razlaga velikosti tega vpliva pa je drugačna. Patro et al. (2003 in 2004) izvede teoretično študijo z namenom analize vplivov različnih modelov trenja na odziv sistemov z drsno potresno izolacijo. Ugotovljeno je, da je odziv tovrstnih sistemov močno odvisen od uporabljenega modela trenja.

Če navedeni teoretični problem razširimo in rezultate numeričnih simulacij uporabimo za primerjavo z dejanskim eksperimentalnim modelom, pa je vpliv manjši, saj imajo v tem primeru druge nezanesljivosti (kot npr. materialne karakteristike sistema, vhodni podatki dinamičnega vzbujanja) bistveno večji vpliv. Tudi določevanje dejanskih trenjskih karakteristik drsečih materialov, je povezano z veliko stopnjo nezanesljivosti. Vsled navedenega, je smiselno uporabiti zgornjo in spodnjo mejo vrednosti koeficienta trenja ter na ta način dobiti ovojnico odziva določenega potresno izoliranega sistema. V obravnavanem primeru bi lahko izvedli numerično simulacijo z upoštevanjem

osnovnega Coulombovega zakona trenja in dveh mejnih vrednosti koeficientov trenja za vsak nivo drsenja

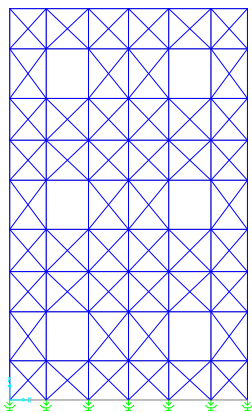
za nivo I: $\mu_{I,spodnja} = 0.06$ in $\mu_{I,zgornja} = 0.2$,

za nivo II: $\mu_{II,spodnja} = 0.35$ in $\mu_{II,zgornja} = 0.45$.

Uporaba sofisticiranih modelov trenja predstavlja tudi dodatno težavo pri izvajanju kompleksnih numeričnih simulaciji obravnavanih problemov.

6.4 Modeliranje s programom SAP2000

Kot dopolnitev uporabljenim računskim modelom, je eksperimentalni model modeliran tudi s programom SAP2000. Pri določevanju numeričnega modela s programom SAP2000 smo iskali optimum med dvema pogojevoma: na eni strani naj bo model enostaven zaradi enostavnosti same konstrukcije ter široke uporabnosti, po drugi strani pa mora model, kljub vsemu dovolj natančno zajeti vse bistvene karakteristike dejanskega eksperimentalnega modela, ki je modeliran kot ravninski okvir, Slika 145. V vodoravni smeri ravninskega okvira so betonske plošče modelirane kot linijski elementi, prav tako prekladne vezi. V navpični smeri so modelirane navpične ojačane vezi kot linijski elementi. Vmesni del oz. zidovje pa je modeliran z dvema diagonalnima linijskima elementoma. Dolžine vseh elementov so določene tako, da ustrezajo geometrijskim dolžinam na eksperimentalno preiskovanem modelu.



Slika 145: Geometrija računskega modela v SAP2000

Fig. 145: Geometry of the numerical model in SAP2000

Določili smo še geometrijske karakteristike prečnega prereza (oblika, dimenzije), gostote posameznih elementov ter elastični modul materiala. Prerezi vseh elementov so pravokotne oblike. Osnove za materialne karakteristike, kot vhodni podatki za model v programu SAP2000, so določene na podlagi preiskav materialnih karakteristik med eksperimentalno preiskavo modelov (Nikolic-Brzev, 1993).

Beton:

Na podlagi eksperimentalnih preiskav je dobljena povprečna tlačna trdnost $f_c = 14.81$ N/mm². Elastični modul izračunamo s pomočjo enačbe iz Eurocode 2

$$E_c = 9,5\sqrt[3]{f_c + 8} = 27 \text{ kN/mm}^2. \quad (\text{en. 243})$$

Gostota betona je $\rho_c = 2,500 \text{ kg/m}^3$, ker pa je srednja plošča nekoliko daljša upoštevamo enako dolžino kot ostalih plošč, povečamo pa gostoto $\rho_{c,2} = 2,926 \text{ kg/m}^3$.

Zidovje:

Med eksperimentalnimi preiskavami so bili določeni moduli elastičnosti pri lastnem nihanju zidanih vzorcev ($E_{free} = 3,586 \text{ N/mm}^2$) in s statičnim preiskusom ($E_{stat} = 3,293 \text{ N/mm}^2$), pri čemer smo v analizi upoštevali povprečno vrednost $E = 3,440 \text{ N/mm}^2$.

Element zidu v dejanskem eksperimentalnem modelu nadomeščata dve diagonali v računskem modelu, kar je posledično razlog za odstopanje dejanske prostornine elementa zidu od prostornine dveh diagonal, ki ta element zidu predstavljata. Gostota teh dveh diagonal je zato določena tako, da je skupna masa celotne konstrukcije enaka masi dejanskega modela pri čemer je upoštevan tudi razpored mas po višini eksperimentalnega modela.

Malta:

Elastični modul malte določimo z izrazom

$$E_m = 1,000(7.7 \cdot \ln f_{cm}' - 5.5), \quad (\text{en. 244})$$

kjer sta E_m in f_{cm}' v MPa.

$$1:3 \text{ malta: } f_{cm}' = 19.1 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad E_m = 17.7 \text{ kN/mm}^2$$

$$1:6 \text{ malta: } f_{cm}' = 4.0 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad E_m = 5.7 \text{ kN/mm}^2$$

Gostota malte je $\rho_m = 1,900 \text{ kg/m}^3$.

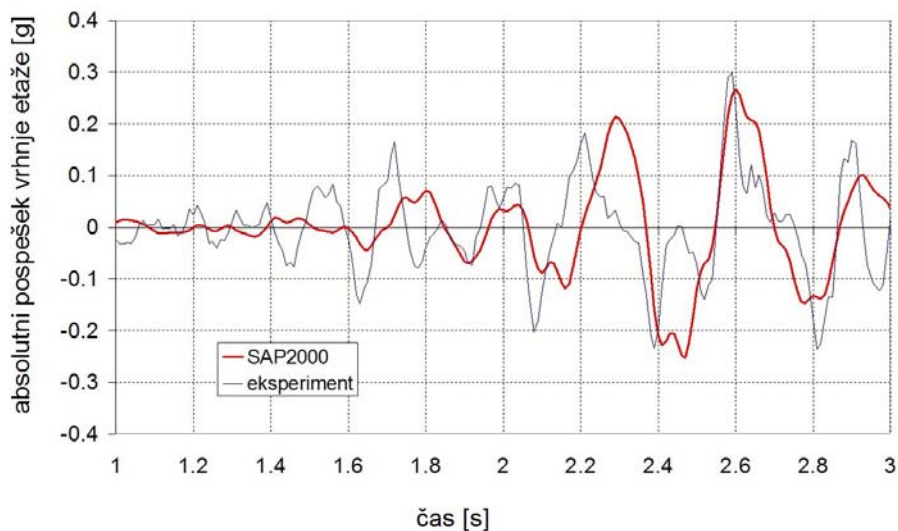
V Preglednici 20 so zbrani podatki o materialnih karakteristikah elementov pri modeliranju s programom SAP2000.

Preglednica 20: Materialne karakteristike elementov za modeliranje v SAP2000
Table 20: Material Characteristics for Elements for Modelling Using SAP2000

Element	Material	Gostota (kg/m ³)	E_m (kN/mm ²)
plošča	armiran beton	2,500	27
prekladna vez	armiran beton	2,500	27
diagonala	zidovje	12,466	3.4
vertikalna vez	malta	1,900	17

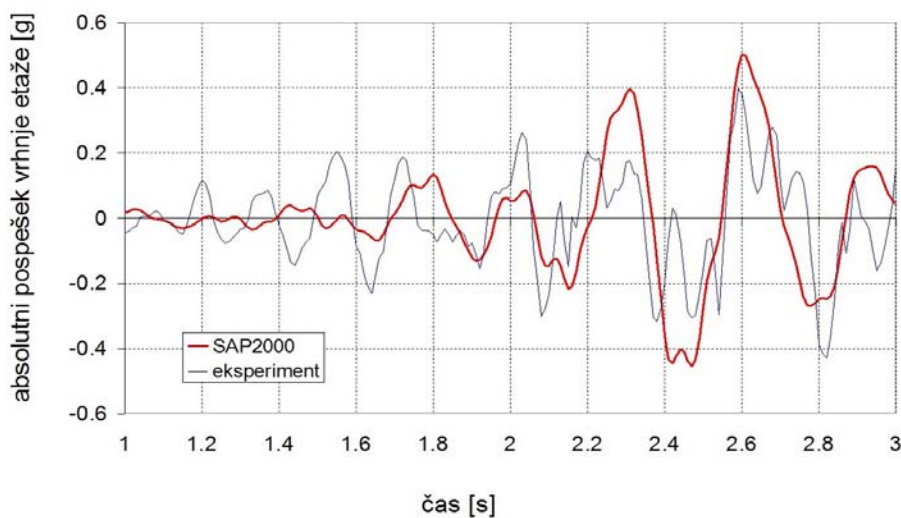
Upoštevamo koeficient trenja $\mu = 0.1$ pri hitrem in počasnem drsenju, kot karakteristiko elementa za drsno potresno izolacijo v SAP2000 (Friction Pendulum System).

Časovne poteke odzivov prikazujeta Slika 146 in Slika 147, ekstremne vrednosti odzivov pa Preglednica 21.



Slika 146: Primerjava odzivov modela med eksperimentalno preiskavo in numerične simulacije izvedene s programom SAP2000 – run12

Fig. 146: Comparison of the experimental and numerical responses using SAP2000 – run12



Slika 147: Primerjava odzivov modela med eksperimentalno preiskavo in numerične simulacije izvedene s programom SAP2000 – run13

Fig. 147: Comparison of the experimental and numerical responses using SAP2000 – run13

Preglednica 21: Primerjava ekstremnih pospeškov (g) eksperimentalnega modela med preiskavo na potresni mizi in primerjava z rezultati numeričnih simulacij s programom SAP2000

Table 21: Comparison of the Peak Response Accelerations (g) From Experimental Tests and Numerical Simulation Using SAP2000

	Faza	Min/Max	Eksperiment (E)	SAP2000 (N)	N/E	Razlika (%)
Vpeta konstrukcija	run1	Min	-0.190	-0.243	0.80	-28.0
		Max	0.195	0.244		
	run2	Min	-0.263	-0.292	0.90	-11.0
		Max	0.282	0.315		
	run3	Min	-0.494	-0.421	1.11	14.8
		Max	0.485	0.446		
	run4	Min	-0.245	-0.285	0.93	-16.5
		Max	0.280	0.302		
	run5	Min	-0.513	-0.482	1.09	6.0
		Max	0.527	0.483		
	run6	Min	-0.284	-0.491	0.58	-73.0
		Max	0.244	0.410		
Konstrukcija z drsno potresno izolacijo	run7	Min	-0.363	-0.222	1.49	38.9
		Max	0.276	0.243		
	run8	Min	-0.432	-0.304	1.29	29.6
		Max	0.330	0.335		
	run9	Min	-0.507	-0.292	1.56	42.5
		Max	0.377	0.325		
	run10	Min	-0.381	-0.272	1.29	28.7
		Max	0.388	0.301		
	run11	Min	-0.491	-0.301	1.44	38.6
		Max	0.306	0.340		

se nadaljuje ...

... nadaljevanje

	run12	Min	-0.325	-0.281	1.16	13.5
		Max	0.299	0.268		
	run13	Min	-0.495	-0.455	0.98	8.2
		Max	0.397	0.505		

Predvsem zaradi enostavnosti modela s programom SAP2000, se najverjetneje rezultati numeričnih simulacij za izolirano konstrukcijo, nekoliko manj ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav kot pa rezultati numeričnih simulacij v prejšnjem razdelku. Kljub vsemu lahko ocenimo, da je natančnost v okviru zadovoljivih meja. Relativna razlika odziva izolirane konstrukcije je 13.5% (run12) oz. 8.2% (run13). Nihajni čas eksperimentalnega modela je daljši od nihajnega časa numeričnega modela ($T_E > T_N$), posledično je togost eksperimentalnega modela manjša od togosti numeričnega modela ($k_E < k_N$).

Nadalje smo z modelom v programu SAP2000 izvedli še dve dodatni analizi: spreminjanje togosti posameznih elementov numeričnega modela in uporaba gumenih izolatorjev namesto drsne potresne izolacije.

Različna togost elementov numeričnega modela

Najprej smo spreminjali togosti posameznih elementov numeričnega modela in na ta način simulirali različne stopnje armiranja in kvalitete vgrajenih materialov. Izvedli smo 10 različnih variant:

- Varianta 1: Togost vertikalnih elementov smo povečali za 10%.
- Varianta 2: Togost betonskih elementov (plošče, preklade) smo povečali za 10%.
- Varianta 3: Togost diagonalnih elementov (zidovje) smo povečali za 10%.
- Varianta 4: Togost vertikalnih elementov smo zmanjšali za 10%.
- Varianta 5: Togost betonskih elementov (plošče, preklade) smo zmanjšali za 10%.
- Varianta 6: Togost diagonalnih elementov (zidovje) smo zmanjšali za 10%.
- Varianta 7: Togosti vseh elementov smo povečali za 10%.
- Varianta 8: Togosti vseh elementov smo zmanjšali za 10%.
- Varianta 9: Brez vertikalnih elementov (ojačitev).
- Varianta 10: Brez prekladnih elementov (ojačitev).

Podatke za povečanje oz. zmanjšanje togosti različnih elementov modela prikazuje Preglednica 22.

Preglednica 22: Podatki za parametrično analizo s programom SAP2000 ugotavljanja vpliva različnih togosti elementov modela

Table 22: Input Data for Parametric Analysis of the Effect of Different Stiffness Values Using SAP2000

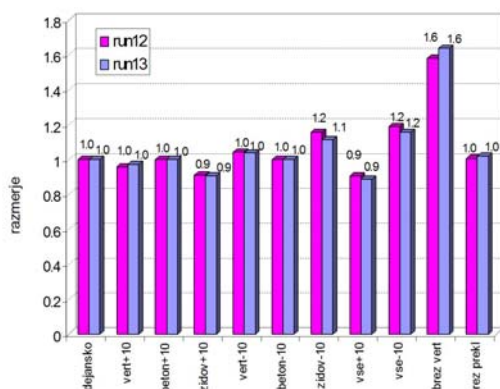
Element	dimenziji prečnega prereza elementa		elastični modul materiala		
			Dejansko	za 10% povečano togost	za 10% zmanjšano togost
	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	<i>E</i> (kN/mm ²)	<i>E</i> (kN/mm ²)	<i>E</i> (kN/mm ²)
vertikale	40	40	17	19	15
plošča	80	50	27	30	24
preklada	80	30	27	30	24
diagonale	80	80	3,44	3,8	3,1

Rezultate grafično prikazujeta Slika 148 in Slika 149, maksimalne vrednosti pa Preglednica 23.

Preglednica 23: Maksimalne vrednosti pospeškov (g) pri različnih karakteristikah elementov modela v programu SAP2000 ter razlike glede na dejanski model

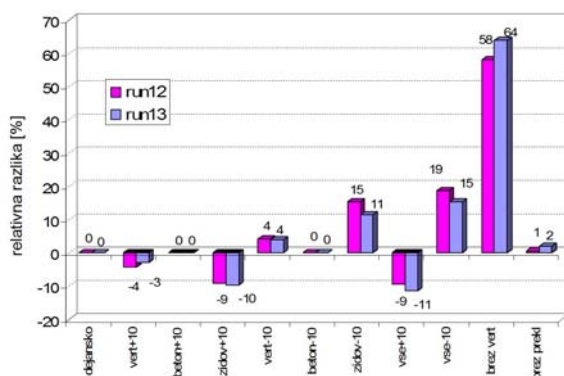
Table 23: Peak Response Accelerations (g) for Models with Different Stiffness Values in SAP2000

		run12	run13	razlika (%) glede na dejanski model	
				run12	run13
Dejansko		0.281	0.505	0.0	0.0
V1	vertikale +10%	0.269	0.491	4.4	2.9
V2	beton +10%	0.281	0.505	0.0	0.1
V3	zidovje +10%	0.255	0.456	9.2	9.6
V4	vertikale -10%	0.293	0.525	-4.1	-3.9
V5	beton -10%	0.281	0.505	-0.1	0.0
V6	zidovje -10%	0.324	0.562	-15.4	-11.3
V7	vsi elementi +10%	0.254	0.448	9.5	11.4
V8	vsi elementi -10%	0.333	0.583	-18.6	-15.4
V9	brez vertikal	0.444	0.827	-58.0	-63.7
V10	brez preklad	0.283	0.515	-0.6	-1.9



Slika 148: Razmerje računskih maksimalnih pospeškov (g) modela med numerično simulacijo izvedene s programom SAP2000 za različne togosti elementov

Fig. 148: Ratio of the numerical peak response accelerations with SAP2000 using different stiffness values



Slika 149: Razlike odstopanj vrednosti maksimalnih pospeškov (g) od referenčnega modela med numerično simulacijo izvedene s programom SAP2000 za različne togosti elementov

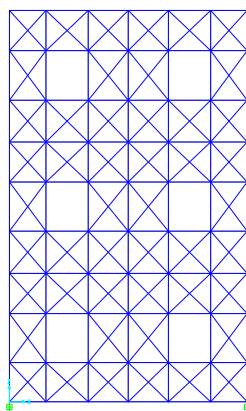
Fig. 149: Relative differences between the peak response accelerations for the experimental model and the models with different stiffness values (SAP2000 simulations)

Na podlagi izvedene parametrične analize lahko ugotovimo, da imajo za ustrezen odziv izoliranega modela, največji vpliv vertikalne ojačitve. Brez teh ojačitev je namreč odziv sistema kar za približno 60% večji, od odziva referenčnega modela z vertikalnimi ojačitvami. Navedena ugotovitev je bila potrjena tudi z eksperimentalnimi preiskavami na Zavodu za gradbeništvo Slovenije: izvedene so bile preiskave dvoetažnega zidanega modela z lesenimi stropovi in brez ojačitev, ki je bil potresno izoliran, pri čemer je bil porušni mehanizem enak kot pri neizoliranem modelu. Uporaba potresne izolacije sama po sebi še ne rešuje problema ustreznega odziva izoliranega sistema med potresom, ampak je predhodno potrebno zagotoviti, da je izolirana konstrukcija ustrezno ojačana (povezana).

V primerjavi z navedenim pa nadalje na podlagi izvedenih simulacij ugotovimo, da je z zmanjšanjem togosti vseh elementov za 10%, odziv sistema za 19% (run12) oz. 15% (run13) večji od odziva referenčnega modela. Povečanje togosti vseh elementov za 10% za približno enak velikosti red zmanjša odziv sistema. Nadalje ima še spreminjanje (povečanje oz. zmanjšanje za 10%) togosti zidovja, vpliv na odziv sistema (približno za 10% manjši odziv s povečano togostjo in za 15% večji odziv pri zmanjšani togosti). Vpliv togosti ostalih elementov na odziv sistema lahko ocenimo kot zanemarljiv: vpliv togosti vertikal, ki sicer morajo biti, v prikazanem primeru spremeni odziv za manj kot 5%, togost betona vpliva manj kot 1%.

Uporaba gumenih izolatorjev

Geometrija računskega modela je enaka kot prej le, da namesto drsne potresne izolacije (FPS) uporabimo gumene izolatorje (rubber), Slika 150.



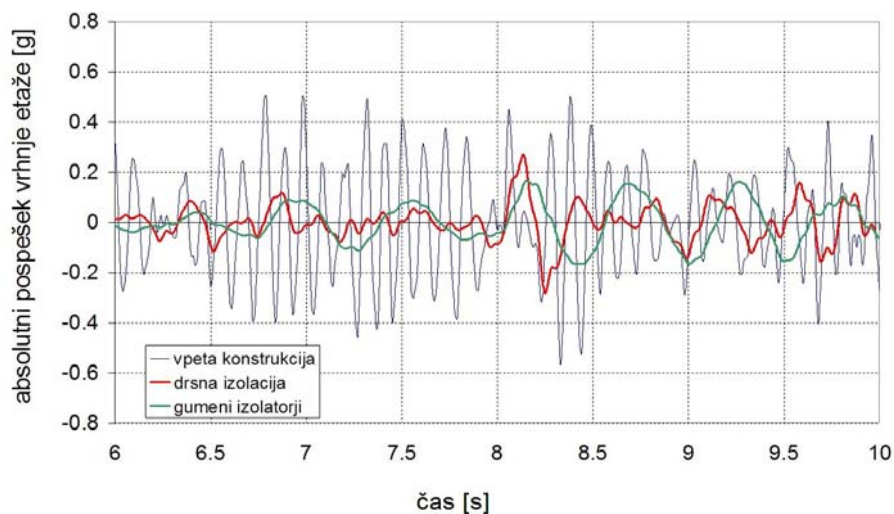
Slika 150: Geometrija računskega modela z gumenimi izolatorji v SAP2000
(2DmodelRUBBER.emf)

Fig. 150: Geometry of the numerical model with rubber isolation system in SAP2000

Za analizo modela z gumenimi izolatorji uporabimo naslednje (standardne) karakteristike izolatorjev:

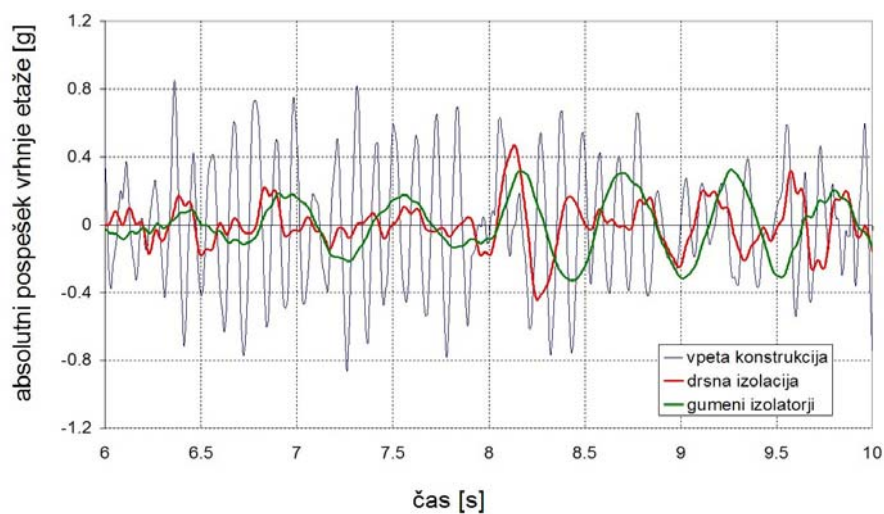
navpična (osna) togost = 400 kN/mm,
začetna strižna togost = 1.2 kN/mm,
strižna sila na meji tečenja = 90 kN,
razmerje strižne togosti po začetku tečenja glede na začetno strižno togost = 0.2.

Časovni potek pospeškov prikazujeta Slika 151 in Slika 152.



Slika 151: Časovni potek pospeškov (g) zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji – run12

Fig. 151: Time history acceleration response (g) of the top storey for the fixed model, model with sliding isolation and model with rubber isolators – run12



Slika 152: Časovni potek pospeškov (g) zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji – run13

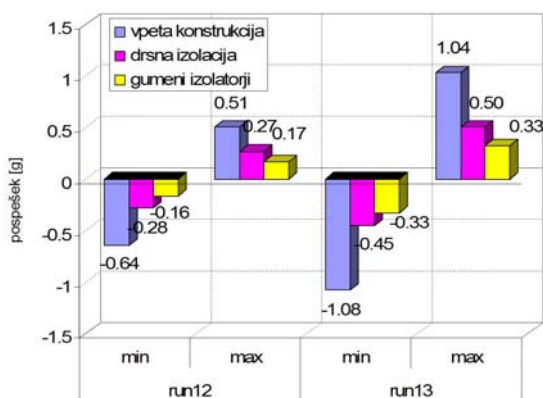
Fig. 152: Time history acceleration response (g) of the top storey for the fixed model, model with sliding isolation and model with rubber isolators – run13

Rezultate grafično prikazujeta Slika 153 in Slika 154, ekstremne vrednosti odzivov pa Preglednica 24.

Preglednica 24: Ekstremne vrednosti pospeškov (g) med simulacijami s programom SAP2000 za različne konstrukcije

Table 24: Peak Response Accelerations (g) for Different Models Obtained from Numerical Simulations Using SAP2000

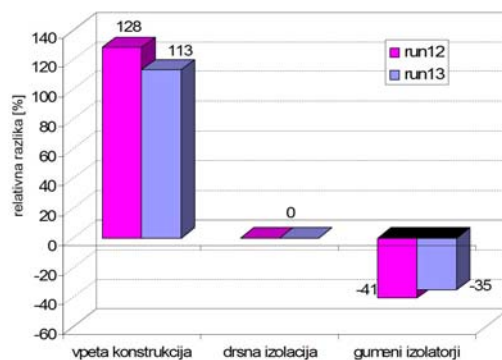
	SAP2000 datoteka	T (nihajni čas)	run12		run13	
			Min	Max	Min	Max
Vpeta (klasična) konstrukcija	2DmodelFIXED1.sdb	0.106	-0.641	0.507	-1.076	1.037
Konstrukcija z drsno potresno izolacijo	2DmodelFPS.sdb	0.117	-0.281	0.268	-0.455	0.505
Konstrukcija z gumenimi izolatorji (z elementi spodaj)	2DmodelRUBBER2.sdb	0.281	-0.164	0.167	-0.328	0.325



Slika 153: Primerjava ekstremnih vrednosti pospeškov zgornje etaže vpete konstrukcije, konstrukcije z drsno izolacijo in konstrukcije z gumenimi izolatorji

Fig. 153: Comparison of the peak response accelerations for the top storey of the fixed model, model with sliding isolation, and model with rubber isolators

Če vzamemo kot referenčni model z drsno potresno izolacijo in odzive medsebojno primerjamo, dobimo vrednost, ki jih grafično prikazuje Slika 154.



Slika 154: Relativna razlika (v %) odzivov modela z drsno potresno izolacijo ter vpetega in z gumenimi izolatorji izoliranega modela

Fig. 154: Relative difference (in %) in the peak response accelerations for the fixed model and the model with rubber isolators

Kot najbolj učinkovit, se je v prikazani analizi pokazal sistem z gumenimi izolatorji pri katerem je odziv za približno 40% manjši od odziva modela z drsno potresno izolacijo. Odziv vpetega sistema je za več kot 100% večji od odziva drsno izoliranega sistema.

7 STRIŽNA TRDNOST ZIDANIH VZORCEV Z VGRAJENO VODONEPREPUSNO ZAPORO: VPLIV RAZLIČNIH HITROSTI OBREMENJEVANJA

Ena izmed možnosti uporabe materiala za drsno potresno izolacijo zidanih stavb, bi lahko bila tudi uporaba vodoneprepustne zapore, katere osnovni namen je preprečevanje dvigovanja vlage v zidanih stavbah. Vgraditev zapore že predstavlja potencialno drsno površino, po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom drsi. V literaturi je zaslediti teoretično študijo uporabnosti tega materiala kot elementa drsne potresne izolacije (Jankulovski et al., 1995). V citiranem delu je uporabljen analitičen SDOF model drsenja, kot je opisan v poglavju 3.3.2 predloženega dela, upoštevane so drsne materialne karakteristike vodoneprepustne zapore pri čemer je ugotovljeno, da vodoneprepustna zapora lahko predstavlja potencialno drsno ploskev po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom zdrsne po spodnjem delu. Predlagano teoretično možnost bi bilo potrebno potrditi z eksperimentalnimi preiskavami.

Pri zidovju z vgrajeno drsno potresno izolacijo, je bistvenega pomena njena strižna trdnost, ki pa je lahko pri različnih hitrostih obremenjevanja (ki se zgodi npr. med potresno obremenitvijo) različna. V nadaljevanju je podana eksperimentalna in računaska analiza vpliva hitrosti obremenjevanja, na strižno trdnost zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo.

7.1 Uvod

Spodnji del zidovja je najpogosteje bistveni element, pri določevanju stranske strižne odpornosti zidovja. Pri zidovju z vgrajeno vodoneprepustno zaporo pa je potrebno upoštevati tudi vpliv vgrajene zapore. Metode za določevanje strižne odpornosti zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo, temeljijo na eksperimentalnem določevanju trenjske sposobnosti stika s krmiljenjem sil, kar pa najpogosteje ne predstavlja dejanskega obnašanja obremenjevanja. Koeficient trenja med dvema stikajočima materialoma, je namreč odvisen tudi od medsebojne hitrosti drsenja stikajočih teles, kar pomeni, da je koeficient trenja in posledično na tej osnovi določena strižna odpornost tudi funkcija hitrosti drsenja in je torej lahko različna pri različnih hitrostih drsenja. Tipičen primer je potresna obtežba, ki se lahko pojavi tekom življenjske dobe konstrukcije in povzroči drsenje vzdolž vodoneprepustne zapore pri zelo različnih hitrostih.

Na podlagi eksperimentalnih preiskav izvedenih na University of Newcastle v Avstraliji (Totoev et al., 2001) je bilo ugotovljeno, da določene vrste materialov vodoneprepustnih zapor, izkazujejo psevdoviskozno obnašanje, kar pomeni, da je strižna trdnost zidovja funkcija hitrosti obremenjevanja oz. drsenja vzdolž vodoneprepustne zapore. Na Zavodu za gradbeništvo Slovenije so bile izvedene eksperimentalne preiskave zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo pri različnih hitrostih drsenja. Osnovni namen teh preiskav je bil, ugotoviti korelacijo med hitrostjo drsenja in koeficientom trenja, ki vpliva na strižno trdnost zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo. Eksperimentalne preiskave so bile izvedene pri petih različnih hitrostih drsenja, in sicer od zelo majhne ($0.006 \text{ mm/s} \approx 22 \text{ mm/h}$) do zelo velike hitrosti (250 mm/s). Stopnja navpične obremenitve je bila ves čas konstantna

in je bila približno enaka obremenitvi, ki se običajno pojavi tik nad temelji v tipičnih dvoetažnih zidanih konstrukcijah. V tem poglavju so prikazani rezultati in analize teh eksperimentalnih preiskav.

7.2 Pregled obstoječega stanja

Večina predhodnih preiskav o obnašanju zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo analizira predvsem vpliv različnih vrst materialov vodoneprepustnih zapor pri različnih stopnjah navpičnih obremenitev. Page et al. (1998) izvede niz kvazi-statičnih cikličnih in dinamičnih preiskav zidanih vzorcev z vgrajenimi različnimi vrstami vodoneprepustnih zapor. Osnovni namen, je določitev trenjske oz. strižne nosilnosti zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo iz materialov, ki se najpogosteje uporabljajo pri projektiranju tovrstnih stikov na potresno obremenitev. Razlike med tako določenimi statičnimi in dinamičnimi koeficienti trenja so bile znatne.

V preliminarnih rezultatih eksperimentalnih preiskav Totoev et al. (2001) analizira obnašanje drsnih stikov zidovja pri dolgotrajnih počasnih obremenitvah. V obdobju treh mesecev je opazovana velikost trenjske sile, ki se pojavi na stiku med betonsko ploščo in zidanim zidom, zaradi reološkega krčenja betonske plošče. Iz preliminarnih preiskav je zaključeno, da tovrstni stiki z določenimi vrstami materialov za vodoneprepustne zapore lahko izkazujejo psevdoviskozno obnašanje kar pomeni, da je strižna odpornost funkcija hitrosti drsenja (obremenjevanja).

Predstandard prEN 1052-4: 1993 (1993) in standard EN 1052-4:2000 (2000) Methods of test for masonry – Part 4: Determination of shear strength including damp proof course obravnavata način določevanja strižne trdnosti zidovja z vodoravno vlagozaporno rego. Osnovna določila predstandarda in standarda so v pretežni meri enaka: na podlagi preiskav najmanj 9 zidanih vzorcev z vlagozaporno rego vgrajeno med dvema plastema malte, preizkušeni do porušitve z dvojnimi strigom pri obremenitvi pravokotno na spojnico, se določa strižna trdnost zidovja. Le-ta je definirana z začetno strižno trdnostjo in koeficientom trenja. Vzorce je potrebno preiskati pri različnih stopnjah vertikalne obremenitve ter med preiskavo poleg drugega beležiti še silo in način porušitve stika.

Med predstandardom in končnim standardom je tudi nekaj razlik: različni sta obliki vzorcev za preizkušanje (pri standardu imajo vzorci tudi vertikalne rege), različni sta stopnji navpične predobremenilne napetosti (pri predstandardu od 2.5 do $3.0 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$, pri standardu pa od 2.0 do $5.0 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$), razlika pa je tudi pri hitrosti povečevanja strižne obremenitve (pri standardu od 0.1 do $0.4 \text{ N/mm}^2/\text{min}$, pri predstandardu pa od 0.3 do $0.4 \text{ N/mm}^2/\text{min}$). Območje povečevanja hitrosti je torej pri predstandardu ožje kakor pri standardu.

Standard tudi eksplicitno navaja, da je potrebno v primeru porušitve zidaka izvesti bodisi dodatne preiskave ali pa dobljene rezultate uporabiti kot minimalne vrednosti.

V nadaljevnju so podana podrobna določila EN standarda (2000). Strižno trdnost posameznega vzorca je določena z enačbo

$$f_{vi} = \frac{F_{i,\max}}{2A_i}, \quad (\text{en. 245})$$

pri čemer je

$F_{i,\max}$ maksimalna strižna sila, ki jo prenese posamezen vzorec (N),
 A_i površina vzorca vzporedna s strižno obremenitvijo (mm^2).

Vertikalna napetost pa je

$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i}, \quad (\text{en. 246})$$

kjer je

F_{pi} vertikalna obremenitev (N).

V nadaljevanju izrišemo graf $f_{vi} - f_{pi}$ s trendno premico ter tako dobimo vrednost začetne strižne trdnosti f_{vo} in kot notranjega trenja α kot naklon premice. Karakteristična vrednost začetne strižne trdnosti je določena kot

$$f_{vck} = 0,8 f_{vo}, \quad (\text{en. 247})$$

karakteristična vrednost kota notranjega trenja pa z enačbo

$$\tan \alpha_k = 0,8 \tan \alpha. \quad (\text{en. 248})$$

Za razliko od Evropskega standarda pa je v Australian Masonry Code AS3700 (1988) naveden izraz za strižno nosilnost stične ploskve zidovje-zidovje oz. v splošnem zidovje-različen material.

Strižna nosilnost je določena z enačbo

$$V_d = V_0 + K_v \cdot f_d \cdot A_{dw}, \quad (\text{en. 249})$$

kjer prvi člen vsote predstavlja osnovno strižno nosilnost

$$V_0 = C_m \cdot f'_{ms} \cdot A_{dw}, \quad (\text{en. 250})$$

kjer je

C_m faktor redukcije strižne nosilnosti,
 f'_{ms} karakteristična strižna trdnost zidovje,
 A_{dw} strižna površina.

Drugi člen vsote v en. 249 pa predstavlja trenjsko komponento, kjer je

K_v strižni faktor,
 f_d projektna sila vertikalne obremenitve.

Za spojnice z vodoneprepustno zaporo, sta f'_{ms} in K_v in posledično karakteristična strižna trdnost zidovja ter tudi strižna sila enake nič razen, če se z eksperimentalnimi preiskavami ne dokaže drugače. Na podlagi eksperimentalnih preiskav Page (1995) ter Page et al. (1998) je bilo ugotovljeno, da tudi zidovje z vgrajeno vodoneprepustno zaporo ima določeno strižno trdnost. Eksperimentalno določene

konzervativne vrednosti strižnega faktorja K_v , so med 0.15 in 0.30 (0.30 je tudi vrednost strižnega faktorja, ki jo predpisuje SAA Masonry Code (1988) za strižno nosilnost stične ploskve zidovje-zidovje).

Rezultati preiskav o strižni trdnosti zidanih vzorcev z vodoneprepustno zaporo, ki jih navaja sicer redka literatura, so bili dobljeni pri eni (določeni) hitrosti povečevanje strižne obremenitve (npr. Lourenco et. al. (2004) pri 0.02 mm/s). V literaturi ni zaslediti rezultatov preiskav dobljenih pri različnih hitrostih obremenjevanja.

7.3 Eksperimentalne preiskave

Iz navedene literature, ki obravnava strižno trdnost zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo je torej razvidno, da določevanje strižne trdnosti tovrstnih stikov v splošnem temelji na trenjski odpornosti stika. Preiskave se običajno izvajajo s krmiljenjem sil in pri različnih stopnjah navpične obremenitve, pri čemer pa vpliv različnih hitrosti drsenja vzdolž stika, ki se lahko pojavi tekom življenjske dobe tovrstne konstrukcije (npr. potresna obremenitev, krčenje betona...) ni upoštevan. Glede na dejstvo, da je koeficient trenja med dvema različnima materialoma odvisen tudi od hitrosti drsenja stika, je tudi trenjska odpornost in posledično strižna odpornost stika različna pri različnih hitrostih obremenjevanja.

S krmiljenjem pomikov in s tem upoštevanjem različnih hitrosti drsenja so bile, na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, izvedene eksperimentalne preiskave zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo pri različnih hitrostih drsenja. Osnovni namen teh preiskav je bil ugotoviti ustreznost (primernost, pravilnost) pristopa z določanjem strižne odpornosti zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo na podlagi trenja. Z namenom odgovoriti tudi na ostala odprta vprašanja v zvezi s predmetnim problemom pa so bili dodatni cilji tudi:

- izvedba eksperimentalnih preiskav zidanih vzorcev z vodoneprepustno zaporo, pri različnih hitrostih drsnih stikov,
- ugotoviti ali obstaja znatna razlika med koeficienti trenja pri različnih hitrostih drsenja,
- ugotoviti načine porušitve stikov z vgrajeno vodoneprepustno zaporo pri različnih hitrostih drsenja.

Na podlagi navedenega ter dejstva, da je hitrost drsenja pri realni potresni obremenitvi daleč izven območja, ki ga navajata tako predstandard kot tudi standard, je bil osnovni namen preiskav torej raziskati kako hitrosti nanašanja obremenitev (spremembe strižnih obremenitev med odzivom konstrukcije na potres) vpliva na trenjske (oziroma strižne) karakteristike vodoneprepustne zapore ter zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo. Posledično je tudi oblika samih vzorcev sekundarnega pomena (drugačna od predpisane v EN (2000)).

7.3.1 Opis vzorcev

Vzorci iz bili izdelani iz opečnih zidakov (tlačna trdnost 19.52 N/mm^2 , vodovpojnost 17.9%) in so bili dolgi en zidak in visoki tri zidake (dimenzije dolžina/širina/višina 250/120/65 mm) z vodoneprepustno zaporo (ojačan polivinilklorid, debeline 1.5 mm) vgrajeno v obeh spojnicah med malto, s čimer je bila zagotovljena simetrija vzorca. Za spojnice vzorcev je bilo so bili uporabljeni apno – cement – malta (tlačna trdnost 5.6 N/mm^2) v razmerju 1:3:9 (cement:apno:pesek). Vzorci so bili sušeni 28 dni v laboratoriju pri konstantni temperaturi in vlažnosti pred vstavitvijo v preiskuševalno napravo.



Slika 155: Izdelava vzorcev
Fig. 155: Construction of the specimens



Slika 156: Zidani vzorci z vgrajeno vodoneprepustno zaporo
Fig. 156: Masonry specimens with a damp-proof course

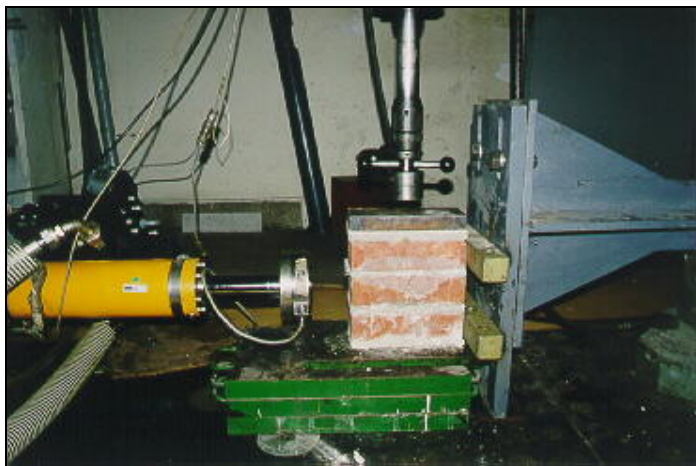


Slika 157: Zidani vzorec z vgrajeno vodoneprepustno zaporo

Fig. 157: Masonry specimen with a damp-proof course

7.3.2 Program in potek preiskav

Preiskave so bile izvedene v Laboratoriju za konstrukcije Zavoda za gradbeništvo Slovenije v Ljubljani. Za nanos navpične in vodoravne obremenitve je bil uporabljen Schenck hidravlični vzbujevalnik, za raznos navpične obremenitve pa ustrezni jekleni elementi, Slika 158. Za zagotovitev pravokotnosti stranic vzorca glede na nanos strižne sile, je bila skonstruirana posebna podpora, ki je zagotavljala pravokotnost navpičnih stranic vzorca glede na nanos vodoravne obtežbe.



Slika 158: Preiskuševalna naprava

Fig. 158: Testing arrangement

Po vstavitvi vzorca v preskuševalno napravo je bila nanesena konstantna navpična obremenitev, ki je povzročila napetost približno 0.3 N/mm^2 , kar predstavlja nivo navpične obremenitve, ki povzroči tlačno napetost na nivoju tik nad temelji v tipičnih dvoetažnih zidanih stavbah v Sloveniji. Sledil je nanos vodoravne obremenitve na osrednjo opeko vzorca, s čimer je bila ustvarjena strižna površina med osrednjo ter spodnjo in zgornjo opeko vzorca. Strižna obremenitev je bila nanašana enakomerno s predhodno določeno stopnjo hitrosti obremenjevanja. Za merjenje pomikov srednjega elementa vzorca so bili uporabljeni merilci pomikov (LVPT s pomikom 20 mm), vodoravna in navpična sila pa sta bili

merjeni z dinamometri. Vsi merjeni podatki so bili računalniško zajemani v ustreznih časovnih intervalih ter obdelani.

Skupno je bilo izdelanih 32 zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo in izvedeno enako število preiskav in sicer:

- 10 preiskav pri hitrosti drsenja 0.006 mm/s,
- 4 preiskave pri hitrosti drsenja 0.08 mm/s,
- 4 preiskave pri hitrosti drsenja 1 mm/s,
- 4 preiskave pri hitrosti drsenja 15 mm/s in
- 10 preiskav pri hitrosti drsenja 250 mm/s.

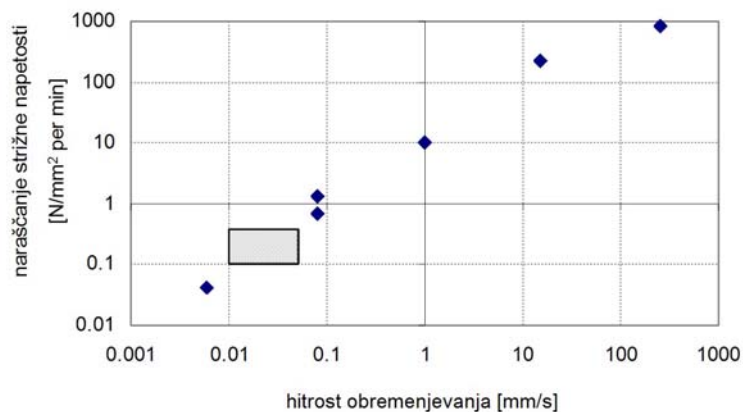
Najnižja hitrost drsenja je bila določena kot najmanjša možna hitrost glede na razpoložljive kapacitete opreme laboratorija, kjer so se preiskave izvajale. Največja hitrost pa je bila določena na sledeč način: vzporedno z izvedbo teh preiskav so se, na Zavodu za gradbeništvo Slovenije, izvajale tudi preiskave, na potresni mizi modelne dvoetažne zidane konstrukcije z vgrajeno vodoneprepustno zaporo, z namenom ugotavljanja učinkovitosti predlaganega sistema drsne potresne izolacije zidanih stavb. Kot vhodno vzbujanje potresne mize je bil uporabljena N-S komponenta akceleroograma potresa v Črni gori 15. aprila 1979 s PGA 0.43 g. Na dejanskem modelu je bil na potresni mizi, na nivoju vgrajene vodoneprepustne zapore, izmerjen odziv modelne konstrukcije velikostnega reda 250 mm/s. Vmesne hitrosti so bile določene kot enakomerno razporejene vrednosti med najmanjšo in največjo hitrostjo drsenja. Skladno z EN standardom (2000) mora med preiskavo strižna obremenitev naraščati med 0.1 N/mm² in 0.4 N/mm² na minuto. V Preglednici 25 je podana primerjava med transformiranimi vrednostmi med eksperimentalno preiskavo in vrednostmi iz EN standarda (2000).

Preglednica 25: Primerjava med vrednostmi hitrosti drsenja pri eksperimentalnih preiskavah in hitrostmi naraščanja strižne napetosti po EN standardu (2000)

Table 25: Comparison of the Experimental Sliding Velocities and the Increasing Shear Stress Rate According to the EN Standard (2000)

Hitrost drsenja (mm/s)	Hitrost naraščanja strižne napetosti (N/mm² na min)	
0.006	0.04	
0.0128	0.1	EN 1052:2000 mejni vrednosti
0.0465	0.4	
0.08	0.7	
1	9.8	
15	230	
250	839	

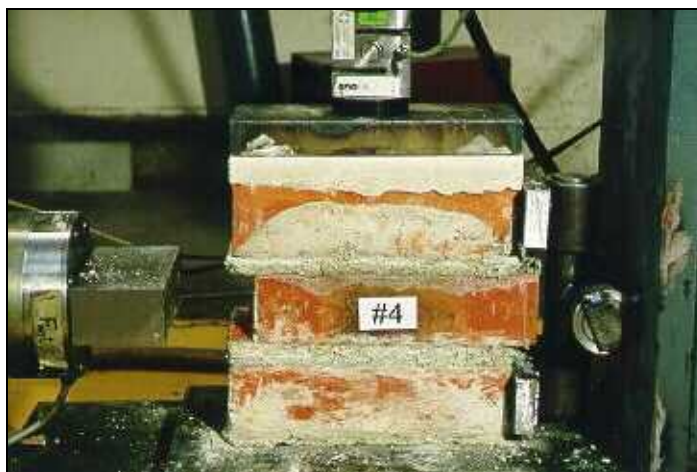
Vidimo, da je področje hitrosti drsenja oz. hitrosti naraščanja strižne napetosti pri izvedenih eksperimentalnih preiskavah, bistveno večje od področja EN standarda (2000), Slika 159.



Slika 159: Primerjava zahtev EN standarda z vrednostmi med eksperimentalnimi preiskavami glede hitrosti naraščanja strižne napetosti (osenčeno je označeno EN področje (2000))

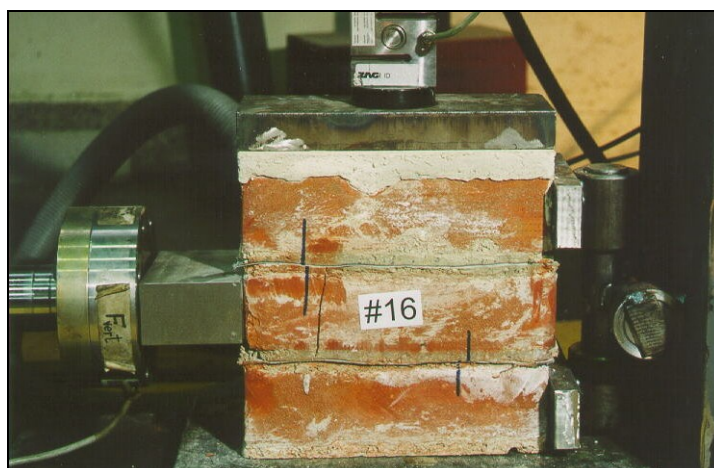
Fig. 159: Comparison of EN 1052-4:2000 requirements for different sliding velocities at which the specimens have been tested (EN (2000) area is shaded)

Vzorec št. 4 in vzorec št. 16 med preiskavo prikazujeta Slika 160 in Slika 161.



Slika 160: Vzorec št. 4 med preiskavo (hitrost drsenja 250 mm/s)

Fig. 160: Specimen number 4 during the test (sliding velocity 250 mm/s)

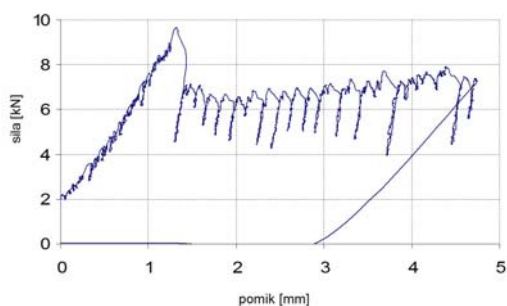


Slika 161: Vzorec št. 16 med preiskavo (hitrost drsenja 0.006 mm/s)

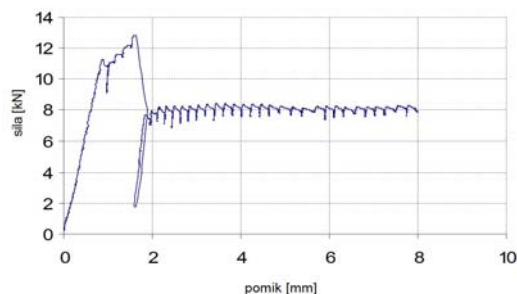
Fig. 161: Specimen number 16 during the test (sliding velocity 0.006 mm/s)

7.3.3 Rezultati eksperimentalnih preiskav

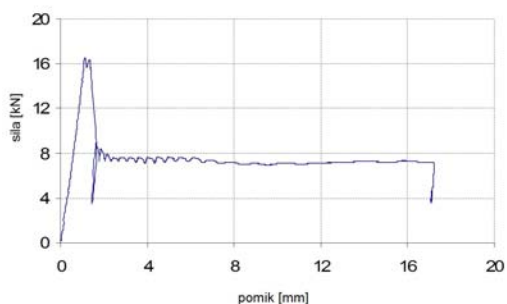
Rezultati preiskav so grafično predstavljeni v odvisnosti strižna sila - pomik (zdrs) za različne hitrosti drsenja, Slika 162. Kot je razvidno, se je v vseh primerih pojavil značilen zdrs, po tem zdrs pa ima stik še vedno sposobnost prenosa strižne obremenitve. Ta vrednost, ki je bila v nadaljevanju posamezne preiskave praktično konstantna, je manjša od največje strižne odpornosti in je definirana kot preostala (rezidualna) strižna odpornost stika.



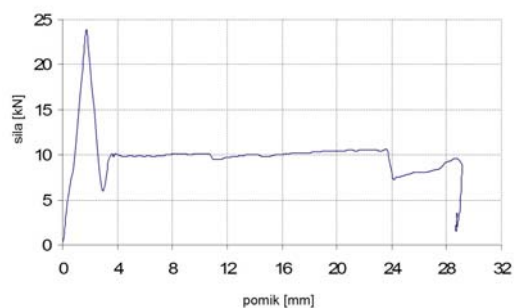
a) hitrost drsenja 0.006 mm/s (#14)



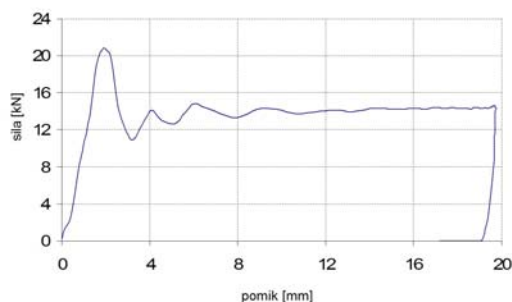
b) hitrost drsenja 0.08 mm/s (#26)



c) hitrost drsenja 1 mm/s (#30)



d) hitrost drsenja 15 mm/s (#33)



e) hitrost drsenja 250 mm/s (#8)

Slika 162: Tipični grafi odvisnosti sila-pomik pri različnih hitrostih obremenjevanja

Fig. 162: Typical load-slip relationship at different sliding velocities

Po določitvi največje in rezidualne strižne odpornosti pri posamezni preiskavi, smo izračunali tudi statične in dinamične koeficiente trenja kot razmerje med strižno in normalno komponento napetosti, Preglednica 26.

Preglednica 26: Rezultati eksperimentalnih preiskav zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo

Table 26: Results of the Experimental Tests for Masonry Specimens with Damp-Proof Course

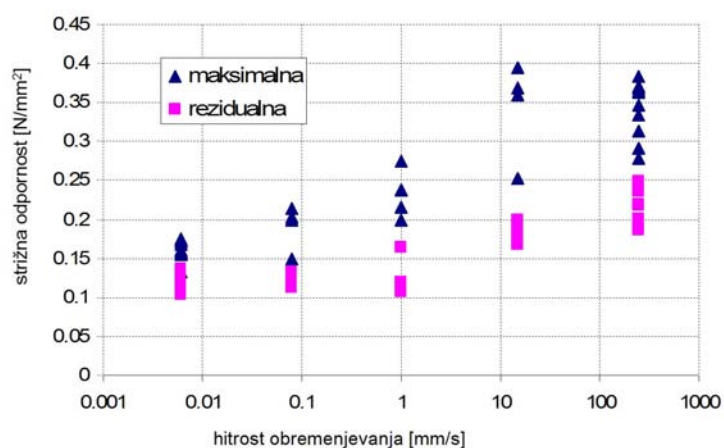
Hitrost drsenja (mm/s)	τ_{\max} (N/mm ²)	τ_{resid} (N/mm ²)	Navpična napetost (N/mm ²)	k_{stat}	k_{din}	Razmerje $k_{\text{din}}/k_{\text{stat}}$	Način porušitve (element zdrsa)
0.006	0.161	0.122	0.336	0.479	0.363	0.758	zapora
	0.175	0.103	0.343	0.510	0.300	0.589	zapora
	10.56	0.126	0.366	0.416	0.344	0.808	zapora
	0.158	0.117	0.321	0.492	0.364	0.741	zapora
	0.172	0.126	0.332	0.518	0.380	0.733	zapora
	0.172	0.123	0.335	0.513	0.367	0.715	zapora
	0.174	0.130	0.336	0.518	0.387	0.747	zapora
	0.155	0.117	0.361	0.429	0.324	0.755	zapora
	0.133	0.130	0.324	0.410	0.401	0.977	zapora
	0.168	0.136	0.362	0.464	0.376	0.810	zapora
0.08	0.202	0.112	0.366	0.552	0.306	0.554	zapora
	0.200	0.120	0.361	0.554	0.332	0.600	malta/opeka
	0.214	0.133	0.365	0.586	0.364	0.621	zapora
	0.150	0.122	0.322	0.466	0.379	0.813	zapora
1	0.237	0.165	0.380	0.624	0.434	0.696	zapora

nadaljuje se ...

... nadaljevanje

	0.199	0.107	0.355	0.561	0.301	0.538	Zapora
	0.275	0.120	0.347	0.793	0.346	0.436	malta/opeka
	0.215	0.113	0.349	0.616	0.324	0.526	zapora
15	0.252	0.200	0.329	0.766	0.608	0.794	malta/opeka
	0.394	0.167	0.322	1.224	0.519	0.424	zapora
	0.360	0.173	0.325	1.108	0.532	0.481	zapora
	0.368	0.187	0.313	1.176	0.597	0.508	malta/opeka
250	0.384	0.236	0.318	1.208	0.742	0.615	kombiniran
	0.292	0.249	0.334	0.874	0.746	0.853	zapora
	0.370	0.189	0.337	1.098	0.561	0.511	malta/opeka
	0.313	0.193	0.346	0.905	0.558	0.617	malta/opeka
	0.347	0.242	0.325	1.068	0.745	0.697	malta/opeka
250	0.368	0.220	0.329	1.119	0.669	0.598	malta/opeka
	0.363	0.201	0.331	1.097	0.607	0.554	malta/opeka
	0.279	0.218	0.316	0.883	0.690	0.781	zapora
	0.334	0.220	0.347	0.963	0.634	0.659	malta/opeka
	0.365	0.186	0.337	1.083	0.552	0.510	zapora

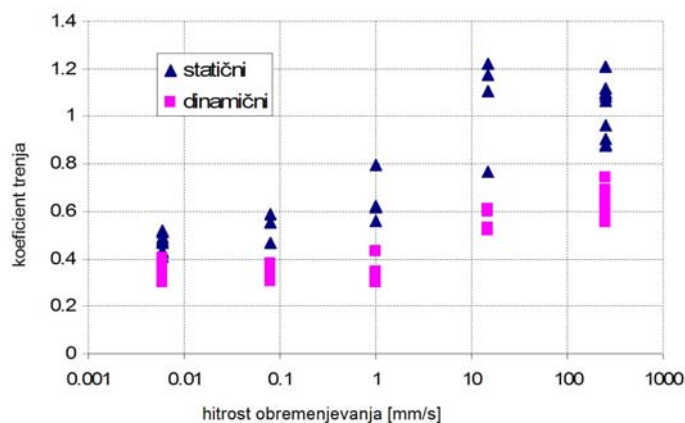
Grafični prikaz rezultatov eksperimentalni preiskav je podan v nadaljevanju. Odvisnost največje in rezidualne strižne odpornosti od hitrosti obremenjevanja prikazuje Slika 163.



Slika 163: Maksimalna in rezidualna strižna odpornost vzorcev pri različnih hitrostih drsenja

Fig. 163: Maximum and residual shear stress at different sliding velocities

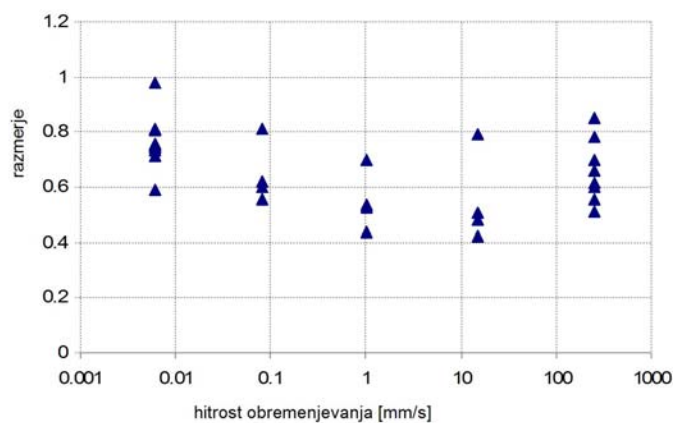
Odvisnost statičnega in dinamičnega koeficienta trenja od hitrosti obremenjevanja prikazuje Slika 164.



Slika 164: Statični in dinamični koeficient trenja vzorcev pri različnih hitrostih obremenjevanja

Fig. 164: Values of static coefficients of friction at different sliding velocities

Razmerje med dinamičnim in statičnim koeficientom trenja v odvisnosti od hitrosti drsenja pa Slika 165.



Slika 165: Razmerje med dinamičnim in statičnim koeficientom trenja vzorcev pri različnih hitrostih drsenja

Fig. 165: Ratio between the dynamic and static coefficients of friction at different sliding velocities

Povprečne vrednosti z razmerjem med rezidualno (dinamični koeficient trenja) in maksimalno (statični koeficient trenja) strižno odpornostjo so podane v Preglednici 27.

Preglednica 27: Povprečne vrednosti maksimalne in rezidualne strižne odpornosti, statičnega in dinamičnega koeficienta trenja ter razmerja k_{din}/k_{stat}
Table 27: The Average Values of the Maximum and Residual Shear Strength, Static and Dynamic Coefficient of Friction and the Ratio k_{dyn}/k_{stat}

Hitrost drsenja (mm/s)	Maksimalna strižna odpornost (N/mm ²)	Rezidualna strižna odpornost (N/mm ²)	Navpična napetost (N/mm ²)	Statični koeficient trenja k_{stat}	Dinamični koeficient trenja k_{din}	Razmerje k_{din}/k_{stat}
0.006	0.162	0.123	0.342	0.476	0.361	0.763
0.08	0.192	0.122	0.354	0.540	0.345	0.647
1	0.232	0.126	0.358	0.648	0.351	0.549
15	0.344	0.182	0.322	1.068	0.564	0.552
250	0.342	0.215	0.332	1.030	0.650	0.639

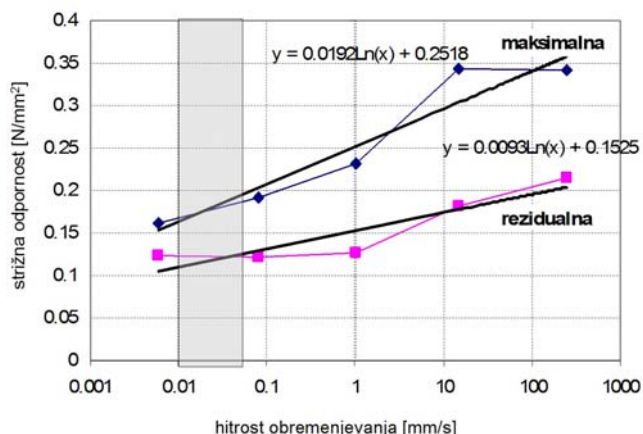
Iz rezultatov eksperimentalnih preiskav je razvidno, da obstaja znatna razlika med vsemi vrednostmi pri različnih hitrostih drsenja. Povprečne največje vrednosti (maksimalna strižna odpornost in statični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, so približno dvakrat večje od primerljivih vrednosti dobljenih pri najmanjši hitrosti obremenjevanja. Rezidualne vrednosti (rezidualna strižna odpornost in dinamični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, presegajo vrednosti dobljene pri najmanjši hitrosti obremenjevanja za več kot 75%. Pri najmanjši hitrosti obremenjevanja so rezidualne vrednosti približno 80% maksimalnih, pri največji hitrosti pa približno 60% maksimalnih vrednosti. Relevantni EN (2000) določa to razmerje enotno kot vrednost 0.8 kar se je pri naših eksperimentalnih preiskavah izkazalo kot prava vrednost le pri majhnih hitrostih obremenjevanja.

Če vzamemo kot referenčne vrednosti rezultate pri hitrosti drsenja 0.006 mm/s, in jih v razmerju primerjamo z rezultati pri ostalih hitrostih drsenja, dobimo vrednosti, ki so podane v Preglednici 28.

Preglednica 28: Razmerja povprečnih vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja glede na vrednosti pri hitrosti drsenja 0.006mm/s
Table 28: Ratio Between the Average Values of Static and Dynamic Coefficients of Friction at the Sliding Velocity of 0.006mm/s

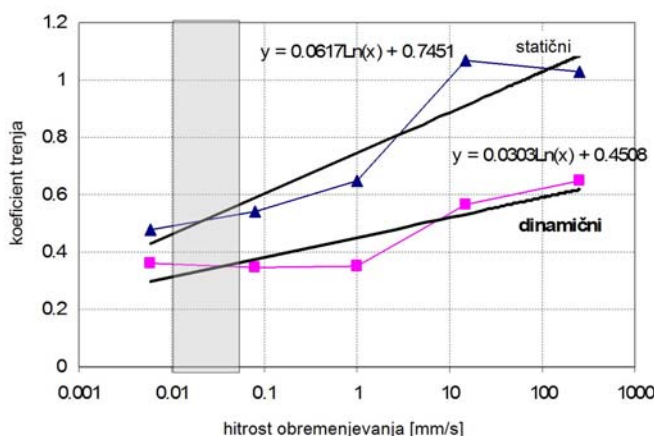
Hitrost drsenja (mm/s)	Razmerje za vrednosti k_{stat}	Razmerje za vrednosti k_{din}
0.006	1.000	1.000
0.08	1.179	0.990
1	1.425	1.026
15	2.115	1.478
250	2.103	1.751

Povprečne vrednosti maksimalnih in rezidualnih strižnih odpornosti, statičnih in dinamičnih koeficientov trenja ter razmerja k_{din}/k_{stat} prikazujeta Slika 166 in Slika 167. V vseh primerih je skupaj dodana tudi logaritmčna trendna krivulja skupaj s pripadajočo enačbo.



Slika 166: Povprečne vrednosti maksimalne in rezidualne strižne odpornosti pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000)

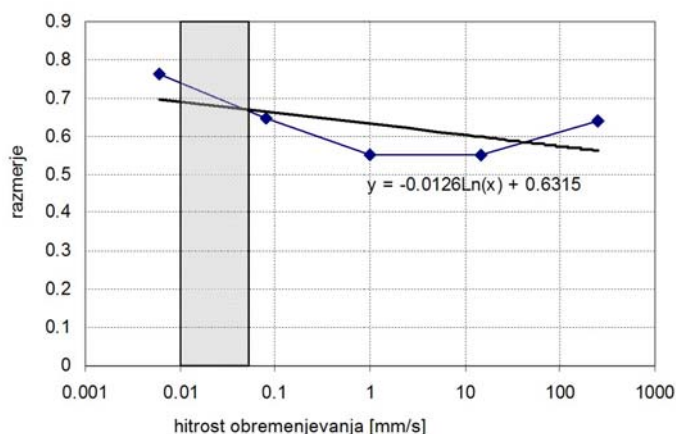
Fig. 166: Average values of maximum and residual shear strength at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded



Slika 167: Povprečne vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000)

Fig. 167: Average values of static and dynamic coefficients of friction at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded

Pri majhnih hitrostih drsenja, so razlike med maksimalnimi in rezidualnimi vrednostmi manjše kot pri večjih hitrostih drsenja, kar posledično pomeni, da maksimalne vrednosti pri povečevanju hitrosti drsenja naraščajo hitreje kot pa rezidualne vrednosti. Naraščanje je za obe karakteristiki (maksimalno in rezidualno) v območju manjših hitrosti (manj kot 5 mm/s) bistveno večje, kot pa v območju večjih hitrosti (več kot 5 mm/s), kjer maksimalne in rezidualne vrednosti naraščajo približno enako z naraščanjem hitrosti drsenja. V območju manjših hitrosti (manj kot 5 mm/s) pa se maksimalne vrednosti s spreminjanjem hitrosti obremenjevanja bistveno hitreje spreminjajo, kot pa rezidualne vrednosti. V območju velikih hitrosti drsenja (več kot 10 mm/s), kar predstavlja npr. potresno vzbujanje, je maksimalna vrednost strižne odpornosti približno enaka vertikalni napetosti kar daje zelo velike koeficiente trenja.



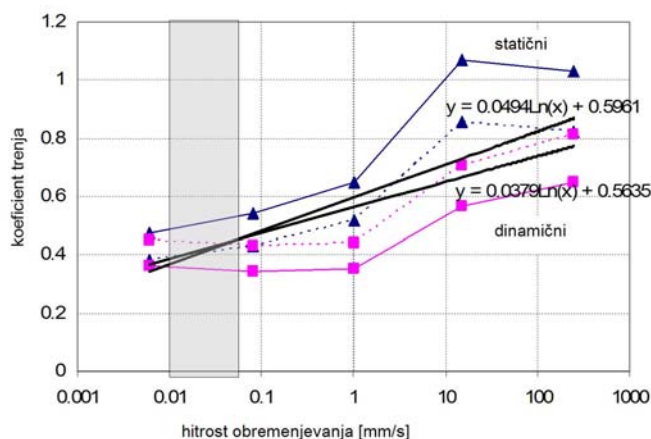
Slika 168: Povprečne vrednosti razmerja med dinamičnim in statičnim koeficientom trenja pri različnih hitrostih drsenja – osenčeno je področje EN standarda (2000)

Fig. 168: Ratio between the average values of static and dynamic coefficients of friction at different sliding velocities (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded

V območju večjih hitrosti drsenja (več kot 10 mm/s), je razmerje med rezidualnimi in maksimalnimi vrednostmi približno konstantno in je velikostnega reda med 0.55 do 0.60. V območju manjših hitrosti drsenja (manj kot 5 mm/s), se s hitrostjo drsenja razmerje bistveno spreminja in je pri zelo majhnih hitrostih (manj kot 0.1 mm/s), nekoliko večje (približno 0.7), z večanjem hitrosti drsenja pa se manjša do razmerja približno 0.65 pri hitrosti 5 mm/s.

Glede na navede komentarje lahko določimo nekakšno ločnico (v obravnavanem primeru približno 5 mm/s) med majhnimi in večjimi hitrostmi drsenja. Področje EN standarda (2000) leži znotraj področja manjših hitrosti drsenja, večje hitrosti drsenja pa niso zajete. Na podlagi izvedenih preiskav in analiz lahko torej ugotovimo, da bi izvedba preiskav samo v področju EN standarda (2000) prikazala problematiko zidovine z vgrajeno vodoneprepustno zaporo samo v omejenem delu.

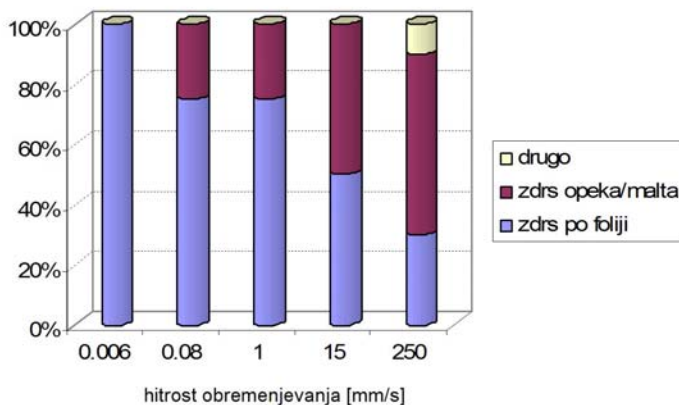
Po osnovah iz EN standarda (2000) s korekcijo povprečnih maksimalnih (faktor 0.8) in rezidualnih (faktor 1.25), dobimo približno enake med seboj primerljive vrednosti, Slika 169. Tudi korigirani logaritmčni trendni črti se približno ujemata.



Slika 169: Povprečne vrednosti statičnega in dinamičnega koeficienta trenja pri različnih hitrostih drsenja; korigirane vrednosti so prikazane črtkano – osenčeno je področje EN standarda (2000)

Fig. 169: Trend lines and the corresponding equations for average values of static and dynamic coefficients of friction, corrected with factor 0.8 (logarithmic scale) – EN (2000) range is shaded

Med eksperimentalnimi preiskavami smo beležili tudi način zdrsa oz. porušitev posameznih vzorcev. Kot je to že razvidno iz Preglednice 26 je pri vseh preiskavah pri najmanjši hitrosti drsenja način strižne porušitve zdrs po vodoneprepustni zapori. Na drugi strani pa je pri največji hitrosti drsenja, samo pri 3 vzorcih prišlo do zdrsa po vodoneprepustni zapori, Slika 170.



Slika 170: Deleži različnih vrst porušitev vzorcev pri različnih hitrostih obremenjevanja med eksperimentalnimi preiskavami

Fig. 170: Experimental failure modes at different sliding velocities

V enem primeru je, pri največji hitrosti drsenja, prišlo celo do kombiniranega zdrsa, pri čemer je na enem stiku prišlo do zdrsa vzdolž vodoneprepustne zapore, na drugem stiku pa do zdrsa vzdolž spojnice opeka/malta, Slika 171.



Slika 171: Porušitev vzorca št. 3 pri največji hitrosti drsenja 250 mm/s – kombiniran zdrs
Fig. 171: Mode of failure for specimen number 3 at sliding velocity of 250 mm/s – combined slip

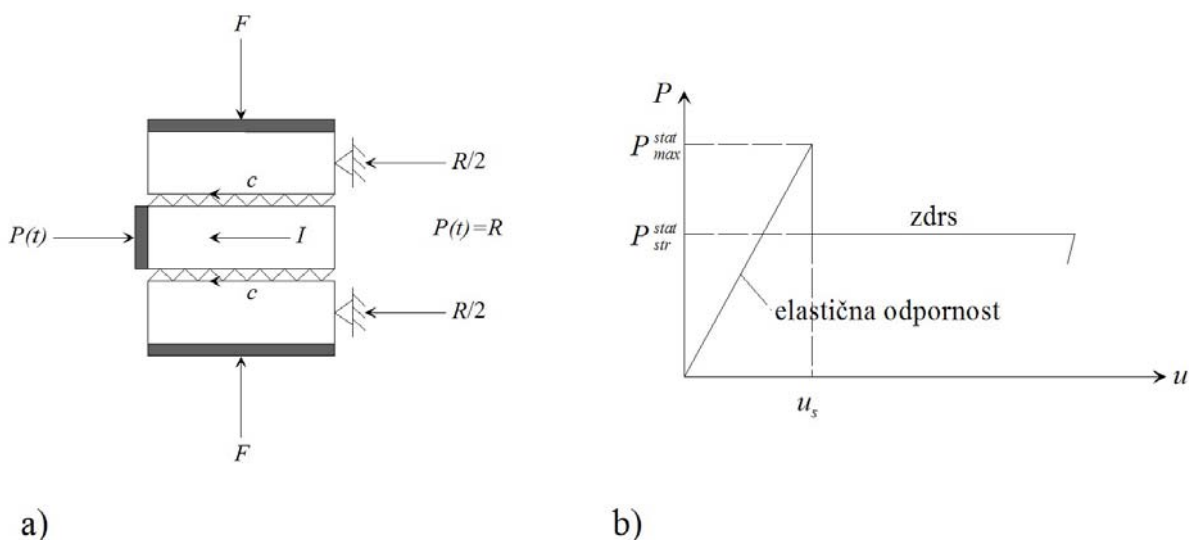
Takšen način porušitve pri veliki hitrosti obremenjevanja je najverjetneje tudi eden izmed razlogov, da je statični koeficient trenja presegel vrednost 1.0 (strižna napetost večja od normalne napetosti). Strižni zdrs, ki se pojavi v zidu z vgrajeno vodoneprepustno zaporo, torej ni možno obravnavati kot primer čistega trenja. Zdrs se namreč lahko pojavi vzdolž vodoneprepustne zapore, vzdolž stika malta/opeka, lahko pa se pojavi tudi t.i. kombinirani zdrs, kot je opisan zgoraj.

7.4 Računska analiza

Na podlagi eksperimentalnih preiskav smo ugotovili, da pri različnih hitrostih drsenja dobimo različne vrednosti strižne odpornosti in posledično različne vrednosti koeficientov trenja, kar nadalje pomeni, da standardne metode za določevanje strižne odpornosti zidovja (ki temeljijo na koeficientu trenja), lahko uporabimo, le če eksperimentalne preiskave izvedemo pri določenih različnih hitrostih obremenjevanja (drsenja). V okviru nadaljnje računske analize nas zanima, zakaj so vrednosti strižne nosilnosti pri različnih hitrostih obremenjevanja različne in ali je možna medsebojna primerjava dobljenih vrednosti pri različnih hitrostih drsenja.

Preiskave pri zelo majhni hitrosti drsenja

Shematičen prikaz preiskave in rezultata pri majhni hitrosti drsenja (0.006 mm/s) sta prikazana na Sliki 150. Tipičen rezultat eksperimentalne preiskave je že prikazan na Sliki 140a.



Slika 172: Shematičen prikaz eksperimentalnega preiskusa pri majhni hitrosti drsenja ter sovisnosti obremenitev-zdrs

Fig. 172: The minimum sliding velocity: (a) experimental; (b) load-slip relationship

Preden se zgodi zdrs ($u < u_{zdrs}$) lahko za elastični del grafa na Sliki 150b, zapišemo izraz za statično silo odpornosti

$$P = ku, \quad (\text{en. 251})$$

kjer je

k elastična togost,
 u elastični pomik.

Za $u > u_{zdrs}$ pa lahko uporabimo Maxwellov napetostno-deformacijski model za viskoelastične materiale z upoštevanjem elastične in plastične komponente predstavljene z vzmetjo in dušilko. Strižna napetost se časovno spreminja in jo lahko za zelo majhne hitrosti drsenja izrazimo na sledeč način

$$\tau = \eta \dot{\gamma} \left(1 - e^{-\frac{Et}{\eta}} \right), \quad \dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma}{\partial t}, \quad (\text{en. 252})$$

kjer je η psevdoviskoznost stika, ki je funkcija navpične obremenitve, $\dot{\gamma}$ je hitrost naraščanja deformacij (razmerje med hitrostjo drsenja in dolžino zdrs), E je elastični modul in t je čas. Posledično lahko strižno odpornost pri statični obremenitvi izrazimo kot

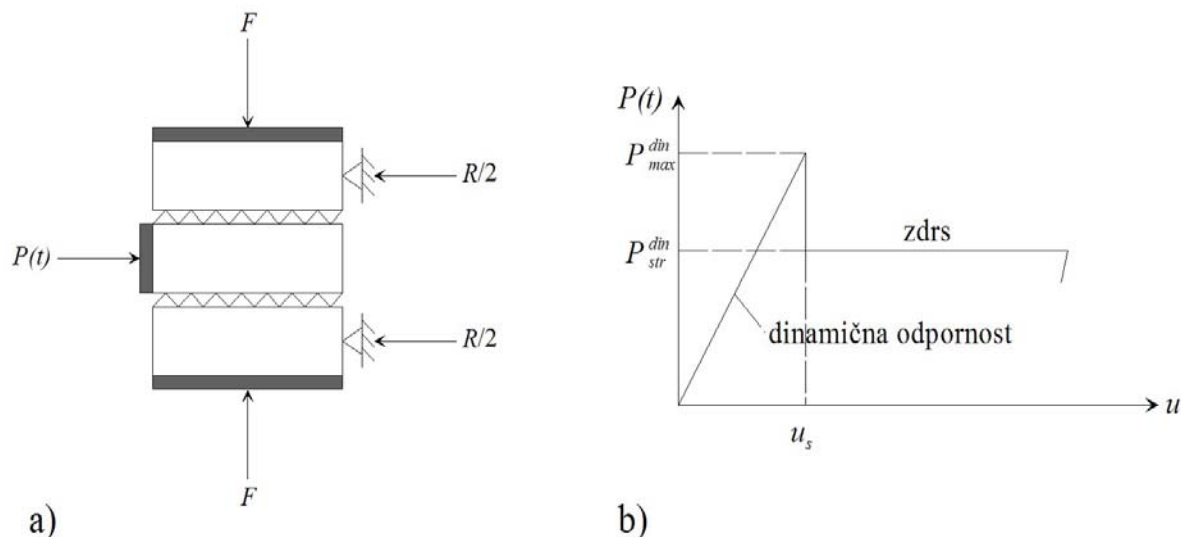
$$P_{str.odpor.}^{stat} = \tau \cdot A, \quad (\text{en. 253})$$

kjer je

A kontaktna površina drsenja.

Preiskave pri veliki hitrosti drsenja

Shematičen prikaz preiskave in rezultata pri veliki hitrosti drsenja (0.006 mm/s) sta prikazana na Sliki 151. Tipičen rezultat eksperimentalne preiskave je že prikazan na Sliki 140e.



Slika 173: Shematičen prikaz eksperimentalnega preiskusa pri veliki hitrosti obremenjevanja ter sovisnosti obremenitev-zdrs

Fig. 173: The maximum sliding velocity: (a) experimental; (b) load-slip relationship

Shematičen prikaz pri obeh hitrostih drsenja (Slika 172 in Slika 173) je sicer zelo podoben, vendar pa so osnove različne. Pred zdrsom ($u < u_{zdrs}$) je sila dušenja neznatna, dinamično silo odpornosti lahko torej izrazimo kot

$$P(t) = ku + m\ddot{u}, \quad (\text{en. 254})$$

kjer je

- k elastična togost,
- m masa celotnega sistema pri vztrajnostnih silah,
- u elastični pomik,
- \ddot{u} drugi odvod elastičnega pomika (pospešek).

Za $u > u_{zdrs}$ velja, da je strižna odpornost pri dinamični obremenitvi enaka

$$P_{str.odpor.}^{din} = c\dot{u}, \quad (\text{en. 255}),$$

kjer je

- c konstanta dušenja,
- \dot{u} prvi odvod elastičnega pomika (hitrost).

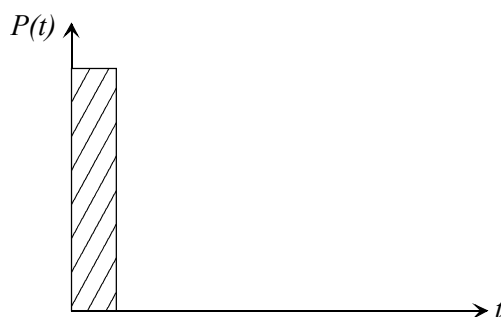
Po zdrsu je namreč $ku = 0$ in $m\ddot{u} = 0$ saj je \dot{u} konstanta in posledično $\ddot{u} = 0$.

En. 307 in en. 308 sta težko rešljivi, ker je težko določiti maso sistema, ki je vključena pri aktiviranju vztrajnostnih sil ter konstanto dušenja.

Z upoštevanjem, da je obremenitev $P(t)$ hipna (impulzivna) pa lahko določimo zgornjo vrednost $P_{str.odpor.}^{din}$ kot

$$P_{str.odpor.}^{din} \leq D \cdot P_{str.odpor.}^{stat} \quad (en. 256)$$

kjer je D dinamični faktor, Slika 174.



Slika 174: Shematičen prikaz pravokotne hipne obremenitve
Fig. 174: Rectangular pulse excitation

Iz Slike 140a lahko dobimo tipično vrednost statične odpornostne sile $P_{str.odpor.}^{stat} = 7.5$ kN pri najmanjši hitrosti drsenja 0.006mm/s. Za velike hitrosti drsenja lahko predpostavimo $D = 2$ in torej $P_{str.odpor.}^{din} \leq 2 \cdot P_{str.odpor.}^{stat} = 2 \cdot 7.5 = 15.0$ kN. Ta vrednost pa je primerljiva z rezultati preiskav pri največji hitrosti drsenja, Slika 162e.

Kot je bilo že ugotovljeno v okviru eksperimentalnih preiskav, lahko na podlagi dodatne računske analize zaključimo, da bi bilo potrebno splošno obliko izraza za statično strižno odpornost, ki ga navajajo predpisi

$$P = f \cdot F \quad (en. 257)$$

kjer sta

f koeficient trenja,
 F navpična sila,

modificirati v obliko

$$P = f(\dot{\gamma}) \cdot F \quad (en. 258)$$

Vrednost $P_{str.odpor.}^{din.} \leq P_{str.odpor.}^{stat.}$ je zgornja meja, koeficient trenja pa se določi kot funkcija hitrosti drsenja. V primeru zelo majhnih in zelo velikih hitrosti drsenja, sta statična in dinamična strižna odpornost v korelaciji z izrazom:

$$2 \cdot P_{str.odpor.}^{stat.} \approx P_{str.odpor.}^{din.} \quad (\text{en. 259})$$

Za ostale (vmesne) hitrosti drsenja pa lahko določimo zvezo le na podlagi znane sovisnosti med koeficientom trenja f in hitrostjo deformacije $\dot{\gamma}$ oz. hitrostjo drsenja za določeno vrsto materiala vgrajenega v zidovje kot vodoneprepustno zaporo, kot je to že prikazano v eksperimentalnem delu.

8 ZAKLJUČEK

8.1 Uvod

V tem poglavju so navedeni bistveni zaključki in prispevki disertacije, pri čemer je najprej podan osnovni namen disertacije in povzetek dela, sledijo bistveni zaključki ter s tem povezani komentarji. Na koncu so podane nekatere smernice in napotki za nadaljnje delo, potrebni za še celovitejše in podrobnejše poznavanje zakonitosti in učinkovitosti drsne potresne izolacije zidanih stavb.

8.2 Povzetek dela

Osnovni namen dela je prispevek k analizi obnašanja zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi. Kljub teoretičnim in eksperimentalnim prispevkom z obravnavanega področja, predvsem zaradi kompleksnosti samega problema ter tudi kompleksnosti reševanja tovrstnih numeričnih problemov, še vedno obstajajo določena odprta vprašanja vezana na odziv sistemov, učinkovitost vgrajene izolacije ter praktičnih problemov pri določanju karakteristik potresne izolacije.

Na podlagi pregleda relevantne literature sistemov potresne izolacije za zidane stavbe je ugotovljeno, da je sistem drsne potresne izolacije učinkovit v smislu redukcije vhodnih potresnih sil in s tem zmanjšanja pospeškov etaž ter medetažnih pomikov.

V okviru teoretične analize zidanih stavb z drsno potresno izolacijo, so sistematično izpeljani izrazi za drsenje, zibanje ter drsenje in zibanje togega telesa, sistema z eno prostostno stopnjo in sistema s tremi prostostnimi stopnjami, pri čemer se lahko zadnji navedeni sistem trivialno modificira in aplicira za splošen sistem z n -prostostnimi stopnjami. Za togo telo so izpeljani izrazi za drsenje dveh togih teles, pri sistemu z več prostostnimi stopnjami pa so izpeljani izrazi za sistem z drsno potresno izolacijo na dveh različnih nivojih. Pri končnih izrazih (zibanje in drsenje sistema z eno in tremi prostostnimi stopnjami) so pripravljene izrazi za ostala stanja (vpetost, zibanje, drsenje), pri čemer je izvedena transformacija ranga sistema za kompatibilnost z največjim rangom (to je ranga sistema zibanja in drsenja). Pri vseh izpeljavah je uporabljen redosled: najprej je podan shematičen prikaz odziva sistema, nato so izpeljane diferencialne enačbe modela, pogoji za prehode med posameznimi stanji sistema in algoritmi matematičnih procedur.

Podan je osnovni princip drsnega trenja ter podrobnejša razlaga osnovnega Coulombovega modela trenja, pri katerem je sila trenja proporcionalna normalni sili, faktor proporcionalnosti oz. koeficient trenja je predpostavljen kot konstanta. Ker pa številne eksperimentalne in analitične raziskave potrjujejo, da je koeficient trenja v fazi mirovanja (tik pred zdrsom) večji kot koeficient trenja med drsenjem, se na področju drsne potresne izolacije, poleg navedenega osnovnega Coulombovega zakona, uporabljata tudi Coulombov model trenja z lepenjem in Coulomb-Stribeckov model trenja. Kratko je opisana tudi uporaba Teflonskih ležišč pri mostnih konstrukcijah, v kombinaciji z jeklom pa tudi kot sistem drsne potresne izolacije. V okviru predhodnih študij so bile izvedene obsežne eksperimentalne preiskave, na podlagi katerih je bila ustvarjena primerna baza podatkov o trenjskih lastnostih Teflonskih drsnih ležišč ter razvit in kalibriran matematični model trenjskega obnašanja tovrstnih ležišč.

Podan je pregled numeričnih metod za reševanje pripravljenih matematičnih sistemov z drsno potresno izolacijo. Poleg standardnih metod družine Runge-Kutta, je prikazana tudi uporaba Newmarkove metode ter interaktivnega sistema za matematično modeliranje MATLAB. V programskem okolju MATLAB in s pomočjo programskega orodja MATHEMATICA, je pripravljena programska oprema za račun odzivov sistemov z drsno potresno izolacijo vseh predhodno razvitih sistemov.

Najprej smo izvedli primerjalne numerične simulacije z uporabo različnih matematičnih modelov, ki so bili v okviru dela razviti. Ugotavljana je predvsem razlika odzivov različnih sistemov ter korelacije med posameznimi fazami sistema z drsenjem in zibanjem. Gre za primerjalne spektre odzivov različnih sistemov: vpetega sistema, sistema, ki drsi, sistema z zibanjem ter sistema, ki se istočasno ziblje in drsi.

Z uporabo razvitih matematičnih modelov in s pomočjo numeričnih metod, na podlagi predlagane procedure reševanja, smo izvedli numerične simulacije modela konstrukcije, ki je bil eksperimentalno preiskan na potresni mizi ter primerjavo z rezultati eksperimentalni preiskav. Numerične simulacije so izvedene tudi z upoštevanjem različnih parametrov:

- numerične procedure (različne numerične metode: klasična Runge-Kutta 4. reda, Newmarkova metoda s konstantnim pospeškom),
- matematičnega modela (upoštevana drsna potresna izolacija na več nivojih: spreminjanje koeficientov trenja na dveh nivojih in beleženje odziva sistema),
- preiskanega zidanega modela (vpliv različnega razporeda mas in togosti eksperimentalnega modela: več mase spodaj, več mase zgoraj; večja togost spodnjega dela sistema, večja togost zgornjega dela sistema),
- potresnega vzbujanja (vpliv različne intenzitete potresa na odziv sistema) ter
- trenja (upoštevanje različnih modelov trenja: primerjava med računskimi rezultati z upoštevanjem osnovnega Coulombovega modela trenja in Coulombovega modela trenja z lepenjem).

Numerične simulacije eksperimentalnega modela so nadalje izvedene s programom SAP2000 in rezultati primerjani z eksperimentom. Izvedena je tudi parametrična analiza, v okviru katere smo spreminjali karakteristike elementov modela (stopnja armiranja) in pri tem ugotavljali vplive na odziv modela ter primerjava odzivov istega modela z uporabo različnih sistemov potresne izolacije.

V zadnjem delu disertacije smo prešli iz makro nivoja sistema na mikro nivo in podrobneje analizirali vpliv hitrosti obremenjevanja na strižno trdnost zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo. Ena izmed možnosti uporabe materiala za drsno potresno izolacijo zidanih stavb bi lahko bila tudi uporaba vodoneprepustne zapore, katere osnovni namen je preprečevanje širjenja vlage v zidanih stavbah. Vgraditev zapore že predstavlja potencialno drsno površino, po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom drsi. Pri zidovju z vgrajeno drsno potresno izolacijo je bistvenega pomena njena strižna trdnost, ki pa je lahko pri različnih hitrostih obremenjevanja (npr. med potresno obremenitvijo) različna. Metode za določevanje strižne odpornosti zidovja z vgrajeno vodoneprepustno zaporo, namreč temeljijo na eksperimentalnem določevanju trenjske sposobnosti stika s krmiljenjem sil, kar pa najpogosteje ne predstavlja realnega obnašanja obremenjevanja. Podana je eksperimentalna in računska analiza vpliva hitrosti obremenjevanja na strižno trdnost zidanih vzorcev z vgrajeno vodoneprepustno zaporo.

8.3 Zaključki in prispevki disertacije

Bistveni zaključki predložene disertacije ter prispevki so podani po posameznih sklopih.

MATEMATIČNI MODELI ZA ANALIZO ZIDANIH STAVB Z DRSNO POTRESNO IZOLACIJO IN NUMERIČNO REŠEVANJE DIFERENCIALNIH ENAČB PREDLAGANIH MODELOV

S pomočjo MATHEMATICE so v okolju MATLAB, v katerem smo tudi izvajali numerične simulacije, pripravljene algoritmi in programska oprema za izračun odzivov sistemov z drsno potresno izolacijo izpeljanih matematičnih modelov:

- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje togega telesa,
- drsenje dveh togih teles,
- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje sistema z eno prostostno stopnjo,
- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje sistema z več prostostnimi stopnjami,
- drsenje sistema z več prostostnimi stopnjami na več nivojih.

Pri izpeljanih matematičnih modelih netogih sistemov, je predpostavljeno modeliranje konstrukcije kot strižnega nosilca s prevladujočimi strižnimi deformacijami, kar je primerna predpostavka za relativno toge (zidane) konstrukcije. Za tovrstne konstrukcije je uporaba potresne izolacije tudi najbolj primerna in učinkovita.

Glede na pregledano literaturo ni zaslediti izpeljave matematičnega modela za zibanje sistema z več prostostnimi stopnjami kot je izpeljan v predloženem delu, enako velja za izpeljavo modela istočasnega zibanja in drsenja sistema z več prostostnimi stopnjami. Pri zibanju sistema z eno prostostno stopnjo gre za dopolnitev matematičnega modela pri katerem se lahko na istem nivoju pojavi poleg drsenja tudi zibanje (dopolnitev Wang et al. (1993)), upoštevana je spodnja masa sistema – masa temeljne plošče (dopolnitev Chopra et al. (1985)) ter upoštevano dušenje konstrukcije (dopolnitev Meek (1975)). Na teh osnovah pa je nadalje izvedena tudi posplošitev oz. razširitev problema na zibanje in drsenje sistema z več prostostnimi stopnjami.

Pri numeričnem reševanju diferencialnih enačb že prikazani enostavni primeri nakazujejo kompleksnost problema: problem nestabilnosti numerične simulacije, problem vpliva velikosti koraka na izvajanje simulacije ter natančnost dobljenih rešitev. V vseh primerih je ena večjih težav ta, da je običajno potrebno malo časa da dobimo (izračunamo) rešitev, veliko več časa pa potrebujemo za oceno ali je rešitev prava.

V izogib navedenim težavam z numerično nestabilnostjo procedure in s ciljem zagotavljanja enostavnosti in transparentnosti izvajanja kompleksne numerične simulacije s prehodi med različnimi fazami (vpeta konstrukcija, drsenje na enem nivoju, drsenje na drugem nivoju, drsenje na obeh nivojih, zibanje, zibanje in drsenje sistema), je v predloženem delu podan izpopolnjen algoritem izvajanja numerične simulacije glede na postopke iz pregledane relevantne literature. Algoritem med drugim uporablja enotno matriko diferencialnih enačb (identičen rang matrike diferencialnih enačb) za simuliranje gibanja v vseh fazah, kar je nadgradnja in izboljšava dosedanjih postopkov reševanja istovrstnih problemov, s tem pa so izpolnjene bistvene zahteve uspešne numerične simulacije:

- **numerična stabilnost** je zagotovljena z uporabo stabilne metode za reševanje sistemov pri čemer je sistem vedno istega ranga, uporabljen je primeren korak izvajanja simulacije in določevanja prehodov med fazami,

- **enostavnost in transparentnost procedure** je zagotovljena s tem, da v vseh fazah rešujemo le en sistem diferencialnih enačb, ki ima splošno obliko $\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}$, v različnih fazah so različni le posamezni elementi matrik A in B , pri čemer pa elementi odziva sistema v vseh matrikah splošne enačbe ležijo vedno na istih mestih.

Z izvajanjem numeričnih simulaciji odzivov analitičnih modelov v vseh fazah v enakem (najvišjem) rangju matrik, se izognemo tudi nepotrebni transformacijam posameznih parametrov odziva konstrukcije pri prehodu med različnimi fazami.

Zaradi izredne kompleksnosti in numerične občutljivosti sistemov ter zagotavljanja primerne (ustrezne) natančnosti smo kompromis, med numerično stabilnostjo rezultatov in obvladljivost reševanja sistema, našli v uporabi klasične Runge-Kutte metode 4. reda. Tudi uporaba MATLAB funkcije **event** za določevanje prehodov med fazami se ni izkazala za primerno, ampak so se prehodi med fazami določali na podlagi predhodno definirane natančnosti. Uporaba vgrajenih MATLAB rutin namreč, vsled zgoščevanja korakov numerične integracije z namenom doseganja predpisane natančnosti, ne daje zadovoljivih rezultatov.

NUMERIČNE SIMULACIJE

Za prikaz učinkovitost, uporabe in medsebojne primerljivosti razvitih matematičnih modelov iz Poglavlja 3 in s pomočjo numeričnih metod in razvite procedure v Poglavlju 4, smo izvedli primerjalne numerične simulacije odzivov vpetega sistema, drsečega sistema, sistema z zibanjem ter sistema z možnostjo istočasnega zibanja in drsenja. Izrisani so tudi primerjalni spektri odzivov. Izveden so tudi primerjalne numerične simulacije odzivov različnih sistemov pri različnih frekvencah vhodnega vzbujanja. Pri tem je podana tudi podrobna fizikalna razlaga celotnega dogajanja, posamezne faze in prehodi med njimi pa so natančno dokumentirani.

Bistvene ugotovitve numeričnih simulacij odzivov različnih sistemov pri različnih frekvencah vhodnega vzbujanja:

- Iz velikostnih redov potekov odzivov SDOF sistema pri harmoničnem vzbujanju je razvidno, da se največ vhodne energije disipira z drsenjem, bistveno manj z zibanjem, najmanj pa z deformacijo sistema, pri čemer se najprej pojavi defromacija sistema, nato drsenje in še kasneje zibanje. Vsi obravnavani sistemi se namreč v začetni fazi obnašajo kot vpet sistem (pojavi se le deformacija sistema), pri izpolnitvi pogoja za drsenje in zibanje pa kot »potresno izoliran sistem«. Po določenem času postane odziv sistema v celoti harmoničen in se periodično ponavlja.
- Tudi pri togem telesu se največ vhodne energije absorbira z drsenjem, bistveno manj pa z zibanjem. Enako kot pri deformabilnem telesu, pa tudi v tem primeru postane odziv sistema po določenem času harmoničen: sistem harmonično drsi iz ene lege v drugo, ves čas pa se tudi ziba. Nihajni časi odziva zaradi drsenja so približno enaki nihajnemu času vhodnega vzbujanja. Odziv sistema zaradi zibanja z določenim zamikom sledi odzivu sistem zaradi drsenja. Ob izpolnjenem pogoju za začetek drsenja se torej prične drsenje togega sistema, nadalje ob izpolnitvi pogoja za začetek zibanja, pa se začne sistem še zibati. Smer zibanja je enaka smeri drsenja sistema, razlika je le časovni zamik, ki je opisan tudi že pri deformabilnem sistemu.
- SDOF sistem se pri harmoničnem vzbujanju najprej deformira pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enak redosled odzivov velja za pojav drsenja in zibanja. Kljub temu, da se pri najmanjši vhodni frekvenci omenjena odziva pojavita najkasneje, sta največjega velikostnega reda pri najmanjši vhodni frekvenci. Sistem namreč z odzivom nekako sledi vhodnemu harmoničnemu vzbujanju. Pojav, da

odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po določenem času postane periodičen, pa se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših. Podobno kot pri drsenju in zibanju je glede deformacij sistema pri največji frekvenci vhodnega vzbujanja, odziv nekoliko manjši v primerjavi z odzivom pri srednji in manjši frekvenci. Razlaga tega pojava je podobna kot pri zibanju: zaradi velike frekvence vhodnega vzbujanja sistem z deformacijo le v manjši meri sledi vzbujanju.

- Odziv togega sistema pri različnih vhodnih frekvencah harmoničnega vzbujanja, je v splošnem podoben odzivu deformabilnega sistema: drsenje se najprej pojavi pri največji vhodni frekvenci, nato pri manjši in še kasneje pri najmanjši. Enako velja za zibanje. Tudi v tem primeru, se odziv (drsenje, zibanje) sistema pri najmanjši vhodni frekvenci pojavi najkasneje, velikost tega odziva pa je največja. Pri velikih frekvencah sistem v kratkih časovnih intervalih sledi vzbujanju, zato so amplitude odziva manjše in obratno. Pojav, da odziv sistema pri harmoničnem vzbujanju po določenem času postane periodičen, se prej pojavi pri večjih frekvencah vhodnega vzbujanja kot pri manjših.
- Pri primerjavi odzivov različno togih sistemov, se odziv zaradi drsenja in zibanja najprej pojavi pri togem sistemu, nato pri manj deformabilnem in na koncu še pri najbolj deformabilnem sistemu. Enako je velikostni red odzivov (zaradi drsenja in zibanja) največji pri najbolj togem sistemu, saj se pri deformabilnem sistemu del vhodnega vzbujanja disipira z deformacijo sistema. Glede velikostnega reda deformacij, pa so seveda največje pri najbolj podajnem sistemu. Pri primerjavi odzivov različno togih sistemov je vidna tudi razlika pri prehodu skozi ravnovesno lego: bolj podajni sistemi so dlje časa v ravnotežni legi, saj se v tem času sistem (poleg tega da se spremeni smer zibanja) tudi deformira iz ene lege v drugo.

Bistvene ugotovitve numeričnih simulacij odzivov različnih sistemov:

- Razvidno je, da je največji odziv vpetega sistema (sistem brez potresne izolacije). V primerih sistemov z drsenjem, zibanjem ter drsenjem in zibanjem (sistemi s »potresno izolacijo«), je odziv bistveno manjši. Za sistem z zibanjem je ob aktiviranju zibanja (dvigu sistema) značilno visokofrekvenčno nihanje z močnim dušenjem. Maksimalni odziv se pojavi že v zgodnji fazi v nadaljevanju pa se odziv zmanjša na plato. Preskok med platoji predstavlja prehod sistema skozi ravnovesno lego (ni dviga sistema) ter začetek zibanja, ki je viden s konico na začetku platoja. Odziv je v prikazanem primeru pretežno ponavljajoč. Odziv drseče-zibajočega sistema je popolnoma drugačen: bistveno manjši in bolj gladek, brez ostrih konic odzivov ter brez visokofrekvenčnih komponent nihanja. Razlika spektrov odzivov je bistveno manjša pri bolj togih kot pri manj togih sistemih.
- Za dodatno analizo ter opis odziva sistema z drsenjem in zibanjem, so ločeno prikazani časovni poteki odzivov za posamezne komponente. Na ta način je razviden »prispevek« posameznih odzivov k skupnemu odzivu ter medsebojna korelacija. Najprej pride najprej do deformacije sistema, kasneje do zdrsa in do zibanja, ko je deformacija sistema konstantna vse do trenutka, ko sistem preide ravnovesno lego zibanja in se začne zibati v nasprotni smeri. V trenutku, ko je sistem v ravnovesni legi, se sistem deformira iz ene v drugo smer in ponovno se, po aktiviranju zibanja, deformacija sistema ne spreminja. Ko se sistem približuje skrajni legi zibanj, se hitrost drsenja zmanjšuje do trenutka, ko je sistem v skrajni legi zibanja in je hitrost zaradi drsenja enaka nič.
- Največ drsenja se aktivira pri drsečih ter pri zibajočih in drsečih sistemih z določenim (majhnim) koeficientom trenja. Vhodna energija vzbujanja se pri prvem sistemu delno disipira tudi z zibanjem na račun manjšega drsenja, zato enak koeficient trenja povzroči manjši zdrs sistema z drsenjem in zibanjem v primerjavi s sistemom z drsenjem.

- Dvig sistema zaradi zibanja je tudi pri večjih koeficientih trenja ($\mu = 0.2$) manjši od odziva sistema z zibanjem. Pri nekoliko manjših koeficientih trenja je odziv manjši, pri še manjših vrednostih koeficienta trenja ($\mu = 0.1$) pa je v prikazanem primeru odziv (dvig) zelo majhen in praktično neodvisen od togosti sistema. Razlog je v tem, da se v slednjem primeru pri tako majhnem koeficientu trenja aktivira bistveno več drsenja. Odziv sistema z drsenjem in zibanjem je pri večjih koeficientih trenja (v prikazanem primeru 0.2) praktično konstanten in posledično skoraj neodvisen od togosti sistema. Pri sistemih samo z zibanjem se, z večanjem nihajnega časa (bolj deformabilni sistemi), odziv zaradi dviga rahlo zmanjšuje. Navedeno si lahko razlagamo s tem, da se pri bolj togih sistemih zibanje aktivira v večji meri kot pri manj togih sistemih.

Iz časovnih potekov odzivov so vidni ugodni učinki sistema z zibanjem in drsenjem (ob ustreznih drsnih karakteristikah podlage) v primerjavi z ostalimi sistemi. Na podrobnejšem nivoju je vidno, da se namreč energija vzbujanja, ko je sistem v fazi zibanja in drsenja (aktiviranje potresne izolacije) disipira v celoti z zibanjem in drsenjem. Skupni pomik zaradi vpliva drsenja in zaradi zibanja je praktično enak celotnemu relativnemu pomiku (zaradi deformacije, zibanja in drsenja), kar pomeni majhen prispevek deformacije sistema k celotnemu odzivu. Na bolj globalnem nivoju je ugoden učinek zibanja in drsenja, v primerjavi z odzivi ostalih sistemov, viden v manjši deformaciji sistema, v bolj gladkem odzivu, brez ostrih konic ter brez visokofrekvenčnih komponent nihanja.

PRIMERJAVA REZULTATOV EKSPERIMENTALNIH PREISKAV IN IZVEDENIH NUMERIČNIH SIMULACIJ S PREDLAGANIMI MATEMATIČNIMI MODELI

Z uporabo razvitih matematičnih modelov in s pomočjo numeričnih metod na podlagi predlagane procedure reševanja, smo izvedli numerične simulacije modela konstrukcije, ki je bil eksperimentalno preiskan na potresni mizi ter medsebojno primerjali dobljene rezultate.

Rezultati numeričnih simulacij se relativno dobro ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav (relativne razlike maksimalnih odzivov so velikostnega reda do 5%). Kljub navedbi, da med celotno eksperimentalno preiskavo ni bilo vidnih poškodb na modelu, so bili z upoštevanjem začetne togosti nihajni časi eksperimentalnega modela daljši od nihajnega časa numeričnega modela (posledično je togost eksperimentalnega modela manjša od togosti numeričnega modela). Najverjetneje pa je, zaradi številnih faz preiskave istega modela, prišlo do poškodb modela in s tem do spremembe frekvenc (nihajnih časov) in posledično togosti. Dobro ujemanje izmerjenega in izračunanega odziva kaže, da je predlagani računski model ustrezen, v kolikor se s predhodnim računom pravilno izračunajo togostne karakteristike konstrukcije.

Zaradi relativno velikega koeficienta trenja na nivoju II, v primerjavi s koeficientom trenja na nivoju I, se sistem drsne potresne izolacije na nivoju II druge etaže ni aktiviral, niti med eksperimentalno preiskavo kakor tudi ne med izvedenimi numeričnimi simulacijami. Tudi do zibanja modela ni prišlo niti med eksperimentalno preiskavo niti med numeričnimi simulacijami, saj se običajno aktivira pri vitkih konstrukcijah z določeno togostjo.

Numerične simulacije so izvedene z upoštevanjem različnih parametrov:

- Uporaba klasične Runge-Kutta metode 4. reda ali Newmarkove metode s konstantnim pospeškom pri numeričnih simulacijah daje primerljive rezultate medsebojno kakor tudi z zabeleženimi eksperimentalnimi odzivi (razlike do 5%). Na podlagi tega lahko ugotovimo, da sta obe metodi primerni za tovrstne analize in sicer tako glede numerične stabilnosti kot natančnosti, upošteva predvsem dva pomembna parametra: prehode med različnimi fazami ter določevanje vrednosti na začetku posamezne faze.

- Med eksperimentalno preiskavo kakor tudi med izvedenimi numeričnimi simulacijami se zdrs na nivoju II ni pojavil. Nadaljevali smo z numeričnimi simulacijami in pri tem spreminjali vrednosti koeficientov trenja μ_I in μ_{II} ter beležili odziv konstrukcije. Ker je bil maksimalni pospešek vhodnega vzbujanja med fazo run12 manjši od faze run13, se v fazi run12 pri vrednostih obeh koeficientov trenja 0.3 in več, drsenje ni aktiviralo. Ugotovimo lahko tudi, da določene kombinacije koeficientov trenja dajejo enak odziv sistema.
- Pri različnem razporedu mas po višini konstrukcije je bilo ugotovljeno, da je odziv sistema z več mase skoncentrirane v spodnjem delu, večji od odziva dejanskega (referenčnega) modela in obratno. V primeru sistema z drsno potresno izolacijo na dveh nivojih bi bilo torej smiselno nivo II izolacije namestiti v spodnji del konstrukcije.
- Pri analizi vpliva različne togosti po višini sistema, sta ugotovitvi med numeričnimi simulacijami v fazi run12 in run13 različni. Prvič je bil maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog spodnji del večji od odziva dejanskega modela, maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog zgornji del pa je manjši od odziva dejanskega modela, v drugem primeru pa obratno.
- Z večjo intenziteto potresnega vzbujanja je pričakovano odziv sistema večji. Razlika med obema odzivoma je večja pri manjših intenzitetah potresa, kar si razlagamo z dejstvom, da je maksimalen pospešek vhodnega vzbujanja v fazi run13 (PGA=0.397 g) večji kot pripadajoča vrednost faze run12 (PGA=0.220 g). Pri določenem konstantnem koeficientu trenja se namreč sistem aktivira v večji meri, če je vhodno vzbujanje večje (močnejše) – učinek drsne potresne izolacije je večji pri močnejših potresih. Sistem se je torej aktiviral v večji meri pri večji intenziteti potresa med fazo run13, kot pri manjši intenziteti med fazo run12.
- Rezultati izvedene analize kažejo, da je uporaba kompleksnejših (realnejših) modelov trenja, daje nekoliko večje odzive sistema, kar je skladno z ugotovitvami drugih avtorjev. Vendar pa je, za razliko od teoretičnih problemov, v obravnavanem primeru primerjav numeričnih simulacij z rezultati eksperimentalnih preiskav, vpliv drugih spremenljivk večji (npr. materialne karakteristike sistema kot celote, tj. tako same konstrukcije kot elementov potresne izolacije). Zaključujemo, da je smiselno uporabiti zgornjo in spodnjo mejo vrednosti koeficienta trenja, ter tako dobiti ovojnico odziva določenega potresno izoliranega sistema. Uporaba sofisticiranih modelov trenja pa predstavlja tudi dodatno težavo pri izvajanju kompleksnih numeričnih simulaciji.

IZVEDENE NUMERIČNE SIMULACIJE S PROGRAMOM SAP2000 IN PRIMERJAVA Z REZULTATI EKSPERIMENTALNIH PREISKAV

Kot dopolnitev uporabljenim računskim modelom, je eksperimentalni model modeliran tudi s programom SAP2000, pri čemer smo definirali enostaven a dovolj natančen model, ki naj bi zajemal bistvene karakteristike konstrukcije z vgrajeno drsno potresno izolacijo. Obravnavani eksperimentalni model je modeliran kot ravninski okvir, v numerični analizi pa so upoštevane vhodne materialne karakteristike elementov dobljene na podlagi eksperimentalnih preiskav.

- Predvsem zaradi enostavnosti modela se rezultati numeričnih simulacij izolirane konstrukcije, nekoliko manj ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav, kot pa rezultati numeričnih simulacij s predlaganimi matematičnimi modeli. Kljub vsemu lahko ocenimo, da je natančnost v okviru zadovoljivih meja, saj je relativna razlika odziva izolirane konstrukcije 13.5% (run12) oz. 8.2% (run13). V tem numeričnem primeru velja, da je $T_E > T_N$ in posledično $k_E < k_N$.

- Pri 10 različnih variantah togosti (simuliranje različne stopnje ojačitev in kvalitete materialov) posameznih elementov numeričnega modela, je bilo ugotovljeno, da imajo pri eksperimentalnem modelu največji vpliv na odziv konstrukcije vertikalne ojačitve. Brez teh ojačitev, je namreč odziv sistema kar za približno 60% večji od odziva referenčnega modela z vertikalnimi ojačitvami. Uporaba potresne izolacije sama po sebi še ne rešuje problema ustreznega odziva konstrukcije med potresom, ampak je predhodno potrebno zagotoviti, da je izolirana konstrukcija ustrezno ojačana (povezana). Z zmanjšanjem togosti vseh elementov za 10%, je odziv sistema za 19% (run12) oz. 15% (run13) večji od odziva referenčnega modela. Povečanje togosti vseh elementov za 10% za približno enak velikosti red zmanjša odziv sistema.
- Izvedena je bil primerjava odzivov treh različnih sistemov: vpeta konstrukcija, konstrukcija z drsno potresno izolacijo in konstrukcija z gumenimi izolatorji. Kot najbolj učinkovit se je v prikazani analizi pokazal sistem z gumenimi izolatorji, pri katerem je odziv za približno 40% manjši od odziva modela z drsno potresno izolacijo. Odziv vpetega sistema je za več kot 100% večji od odziva drsno izoliranega sistema. Navedeno potrjuje, da potresna izolacija povečuje nihajni čas konstrukcije (manjša togost izoliranih konstrukcij v primerjavi z klasičnimi neizoliranimi konstrukcijami).

EKSPERIMENTALNE PREISKAVE ZIDANIH VZORCEV Z VGRAJENO VODONPREPUSTNO ZAPORO PRI RAZLIČNIH HITROSTIH OBREMENJEVANJA

Ena izmed možnosti uporabe materiala za drsno potresno izolacijo zidanih stavb bi lahko bila tudi uporaba vodoneprepustne zapore, katere osnovni namen je preprečevanje širjenja vlage v zidanih stavbah. Vgraditev zapore že predstavlja potencialno drsno površino, po kateri lahko zgornji del konstrukcije med potresom drsi.

Običajno določevanje strižne trdnosti tovrstnih stikov, temelji na trenjski odpornosti stika, pri čemer se preiskave izvajajo s krmiljenjem sil pri različnih stopnjah navpične obremenitve. Vpliv različnih hitrosti drsenja vzdolž stika, ki se lahko pojavi tekom življenjske dobe tovrstne konstrukcije (npr. potresna obremenitev, krčenje betona...) ni upoštevan. Glede na dejstvo, da je koeficient trenja med dvema različnima materialoma odvisen tudi od hitrosti drsenja stika, je tudi trenjska odpornost in posledično strižna odpornost stika različna pri različnih hitrostih obremenjevanja.

- Izvedenih je bilo 32 eksperimentalnih preiskav do porušitve zidanih vzorcev z vodoneprepustno zaporo pri različnih hitrostih strižnega obremenjevanja in sicer 0.006 mm/s, 0.08 mm/s, 1 mm/s, 15 mm/s in 250 mm/s, kar je bistveno večje področje kot ga pri preiskavah zahteva relevantna EN regulativa (med 0.006 mm/s in 0.08 mm/s).
- Ugotovljeno je bilo, da je strižna nosilnost funkcija hitrosti strižnega obremenjevanja in je pri večjih hitrostih obremenjevanja večja. Povprečne največje vrednosti (maksimalna strižna odpornost in statični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, so približno dvakrat večje od primerljivih vrednosti dobljenih pri najmanjši hitrosti obremenjevanja. Rezidualne vrednosti (rezidualna strižna odpornost in dinamični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, presegajo vrednosti dobljene pri najmanjši hitrosti za več kot 75%. Pri najmanjši hitrosti so rezidualne vrednosti približno 80% maksimalnih, pri največji pa približno 60% maksimalnih vrednosti. Relevantni EN določa to razmerje enotno kot vrednost 0.8, kar se je pri naših eksperimentalnih preiskavah izkazalo kot prava vrednost le pri majhnih hitrostih obremenjevanja.
- Pri majhnih hitrostih drsenja (do približno 5 mm/s) so razlike med maksimalnimi in rezidualnimi vrednostmi manjše, kot pri večjih hitrostih drsenja, kar posledično pomeni, da maksimalne vrednosti pri povečevanju hitrosti drsenja naraščajo hitreje kot pa rezidualne

vrednosti. V območju velikih hitrosti drsenja (večje od približno 10 mm/s), kar predstavlja npr. potresno vzbujanje, je maksimalna vrednost strižne odpornosti približno enaka vertikalni napetosti kar daje zelo velike koeficiente trenja (tudi več kot 1.0).

- V območju večjih hitrosti drsenja (več kot 10 mm/s), je razmerje med rezidualnimi in maksimalnimi vrednostmi približno konstantno in je velikostnega reda med 0.55 do 0.60. V območju manjših hitrosti drsenja (manj kot 5 mm/s), se s hitrostjo drsenja razmerje bistveno spreminja in je pri zelo majhnih hitrostih (manj kot 0.1 mm/s) nekoliko večje (približno 0.7), z večanjem hitrosti drsenja pa se manjša do razmerja približno 0.65 pri hitrosti 5 mm/s.
- Med eksperimentalnimi preiskavami smo beležili tudi način zdrsa oz. porušitev posameznih vzorcev in ugotovili, da je pri vseh preiskavah pri najmanjši hitrosti drsenja, način strižne porušitve zdrs po vodoneprepustni zapori. Na drugi strani je, pri največji hitrosti drsenja, samo pri 3 vzorcih prišlo do zdrsa po vodoneprepustni zapori. V enem primeru je, pri največji hitrosti drsenja, prišlo celo do kombiniranega zdrsa pri čemer je na enem stiku prišlo do zdrsa vzdolž vodoneprepustne zapore, na drugem stiku pa do zdrsa vzdolž spojnice opeka/malta. Takšen način porušitve, pri veliki hitrosti obremenjevanja je najverjetneje tudi eden izmed razlogov, da je statični koeficient trenja presegel vrednost 1.0. Strižni zdrs, ki se pojavi v zidu z vgrajeno vodoneprepustno zaporo torej ni možno obravnavati kot primer čistega trenja.

Glede na navede zaključke eksperimentalnih preiskav, lahko določimo nekakšno ločnico (približno 5 mm/s) med majhnimi in velikimi hitrostmi drsenja. Izvedba preiskav samo v področju EN standarda (2000), bi prikazala problematiko zidovine z vgrajeno vodoneprepustno zaporo samo v omejenem delu, saj leži področje standarda znotraj področja manjših hitrosti drsenja, večje hitrosti drsenja pa niso zajete.

Izvedli smo tudi računsko analizo in ugotavljali medsebojno primerljivost in povezanost dobljenih vrednosti pri različnih hitrostih obremenjevanja (drsenja). Kot je bilo že ugotovljeno v okviru eksperimentalnih preiskav, lahko na podlagi dodatne računske analize zaključimo, da bi bilo potrebno v izrazu za statično strižno odpornost, ki ga navajajo predpisi upoštevati, da je koeficient trenja funkcija hitrosti drsenja. Pri majhnih hitrostih drsenja je uporabljen Maxwellov model za viskoelastične materiale; pri velikih hitrostih pa so uporabljene enačbe dinamičnega sistema, ki pa so, zaradi težke določljivosti parametrov mase in dušenja, težko rešljive. Ob predpostavki hipne (impulzivne) obremenitve pri največji hitrosti smo, na podlagi rezultatov pri najmanjši hitrosti, določili zgornjo vrednost strižne odpornosti in sicer kot dvojno vrednost odpornosti pri najmanjši hitrosti drsenja. Za ostale (vmesne) hitrosti drsenja, lahko določimo zvezo le na podlagi znane sovisnosti med koeficientom trenja f in hitrostjo deformacije $\dot{\gamma}$ oz. hitrostjo drsenja za določeno vrsto materiala vgrajenega v zidovje kot vodoneprepustno zaporo, kot je to prikazano v eksperimentalnem delu.

8.4 Priporočila in smernice za nadaljnje delo

Za potrditev in dopolnitev navedenih zaključkov ter odgovore na dodatna odprta vprašanja, ki so se pojavila pri izdelavi predložene disertacije in so pomembna za obravnavano tematiko, bi bilo smiselno v prihodnje izvesti nadaljnje raziskave.

Z vključitvijo širše strokovne javnosti (resorno ministrstvo, strokovne in znanstvene ustanove, izvajalci gradbenih del) ter ustrezno finančno podporo, bi se lahko zgradilo (en ali več) dejanski objekt (stavba) z vgrajeno (drsno) potresno izolacijo, ki bi bil opremljen z merilci odziva med morebitnimi

potresi. Obstaja več možnih lokacij (potresno ranljiva področja) v Sloveniji: bovško področje, lokacija Krško ali pa osrednja Slovenija (Ljubljana z okolico). Ob primerni uporabi materialov za potresno izolacijo ter posledično aktiviranju izolacije med potresom bi se na ta način potrdili tudi tehnološki postopki za vgradnjo potresne izolacije ter dobili realni podatki o odzivu potresno izolirane konstrukcije.

Kot dopolnitev ugotovitve, da je namesto kompleksnejših modelov trenja, smiselneje uporabiti enostavnejše modele z upoštevanjem zgornje in spodnje meje vrednosti koeficienta trenja, bi lahko izvedli dodatne analize sistemov z drsno potresno izolacijo, da bi dobili ovojnice odzivov pri zgornji in spodnji meji koeficienta trenja.

Metodologijo in algoritem, predlagan v okviru numeričnega reševanja sistemov z drsno potresno izolacijo, bi lahko uporabili za odziv opreme (tosega telesa) med potresnim vzburjanjem v pomembnejših ustanovah (jedrska elektrarna, bolnice, gasilski domovi itd.). Na teh osnovah bi se podala priporočila za karakteristike podlage in pogoje vpetja analizirane opreme. Podobno bi lahko uporabili tudi za odziv razstavnih eksponatov v muzejih med morebitnimi potresi.

Glede na to, da je v disertaciji upoštevana linearna elastičnost zidovja bi bilo potrebno v prihodnje upoštevati neelastičnost in razpokanost zidovja. V diferencialne enačbe razvite v predloženi disertaciji bi bilo zato potrebno vključiti tudi vplive nelinearnosti materiala ter posledično ugotoviti vpliv disipacije potresne energije konstrukcije na učinkovitost in na aktiviranje potresne izolacije.

Dodatno bi bilo potrebno raziskati vpliv podajnosti podlage na odziv sistema z vgrajeno potresno izolacijo. Nekatero raziskavo predvsem na področju zibanja deformabilnih sistemov kažejo, da je vpliv karakteristik podlage pomemben.

Upoštevati bi bilo potrebno tudi vpliv potresnega vzburjanja v vertikalni smeri na odziv togih in deformabilnih sistemov z zibanjem.

Dodatne analize ter primerjave bi lahko izvedli za sisteme z vgrajeno potresno izolacijo na različnih nivojih. Upoštevali bi lahko npr. potresno izolacijo na vseh etažah, na vsaki drugi, lahko tudi samo na višjem nivoju sistema, ter ugotavljali vpliv na učinkovitost sistema izolacije glede na število in nivo vgrajenih potresnih izolacij.

Slabost sistema drsne potresne izolacije, ki ne zagotavlja vrnitev izolirane konstrukcije v osnovno lego, bi bilo potrebno posebej analizirati z vgradnjo dodatnih elementov (dušilke, vzmeti) za vrnitev v prvotno lego. Dodatno vgrajeni elementi morajo imeti določene karakteristike in sicer: manjšo začetno togost (pri manjših pomikih) in večjo togost pri večjih pomikih – to je zagotavljati morajo ustrezno realizacijo zdrsa (disipacijo vhodne potresne energije), vendar ne preveliko, da niso pomiki preveliki. Problem bi bilo potrebno obravnavati kompleksno z upoštevanje celovitosti sistema ter nenazadnje tudi ekonomske upravičenosti uporabe za enostavne zidane stavbe.

Za ugotavljanje primernosti in učinkovitosti uporabe vodoneprepustne zapore za drsno potresno izolacijo zidanih stavb bi bilo potrebno izvesti eksperimentalno preiskavo, pri čemer bi bilo potrebno posebno pozornost posvetiti izbiri materiala (dejanske eksperimentalne karakteristike) ter pogojem, ki jim mora zadostiti zgornja konstrukcija (ugotovitve numeričnih simulaciji vezane vpliv vertikalnih vezi). Dodatno k temu bi bilo morda smiselno preiskati tudi vpliv oblike zidanih vzorcev na njihovo strižno trdnost pri različnih hitrostih obremenjevanja (npr. po predstandardu pr EN (1993) in po standardu EN (2000)).

POVZETEK

Osnovni namen disertacije je dodatno analizirati in raziskati obnašanje zidanih stavb z drsno potresno izolacijo pri potresni obtežbi. Kljub številnim teoretičnim in eksperimentalnim študijam s področja dinamičnega obnašanja (zidanih) konstrukcij z vgrajeno drsno potresno izolacijo, predvsem zaradi nelinearnega obnašanja (konstrukciji in sistemov izolacije), numerične zahtevnosti problema ter kompleksnostjo celovitega problema še vedno obstajajo določena odprta vprašanja na obravnavanem področju, predvsem glede učinkovitosti sistema izolacije in izvajanja numeričnih simulacij matematičnih modelov.

S tem namenom je raziskovalni pristop sestavljen iz naslednjih korakov:

- izpeljava matematičnih modelov za analizo sistemov z drsno potresno izolacijo (Poglavje 3),
- priprava ustrezne numerične procedure za reševanje odzivov matematičnih modelov, ki zagotavlja numerično stabilnost, enostavnost in transparentnost postopka (Poglavje 4),
- izvedba numeričnih simulacij ter primerjava rezultatov z rezultati eksperimentalnih preiskav zidane stavbe z drsno potresno izolacijo (Poglavje 5 in Poglavje 6),
- izvedba osnovne analize možnosti uporabe vodoneprepustne zapore kot potresne izolacije zidanih stavb (Poglavje 7).

Sistematično so izpeljani algoritmi in pripravljena ustrezna programska oprema v okolju MATLAB, za izračun odzivov sistemov z drsno potresno izolacijo, in sicer:

- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje togega telesa,
- drsenje dveh togih teles,
- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje sistema z eno prostostno stopnjo,
- drsenje, zibanje ter hkratno drsenje in zibanje sistema z več prostostnimi stopnjami,
- drsenje sistema z več prostostnimi stopnjami na več nivojih.

Pri izpeljanih matematičnih modelih deformabilnih sistemov je predpostavljeno modeliranje konstrukcije kot strižnega nosilca s prevladujočimi strižnimi deformacijami, kar je ustrezna predpostavka za relativno toge (zidane) konstrukcije. Za tovrstne konstrukcije je uporaba potresne izolacije tudi najbolj primerna in učinkovita.

V izogib težavam pri numeričnem reševanju diferencialnih enačb, z nestabilnostjo procedure in s ciljem zagotavljanja enostavnosti in transparentnosti izvajanja kompleksne numerične simulacije s prehodi med različnimi fazami je prikazan izpopolnjen algoritem izvajanja numerične simulacije glede na postopke iz pregledane literature. Algoritem med drugim uporablja enotno matriko diferencialnih enačb (identičen rang matrike diferencialnih enačb) za simuliranje gibanja v vseh fazah. S tem je zagotovljena numerična stabilnost sistema, ki je vedno istega ranga, uporabljen pa je primeren korak izvajanja simulacije in določevanja prehodov med fazami. Enostavnost in transparentnost procedure je zagotovljena s tem, da v vseh fazah rešujemo le en sistem diferencialnih enačb, ki ima splošno obliko $\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}$, v različnih fazah so različni le posamezni elementi matrik A in B , pri čemer pa

elementi odziva sistema v vseh matrikah splošne enačbe ležijo vedno na istih mestih. Pri prikazanem algoritmu se, z izvajanjem numeričnih simulaciji odzivov analitičnih modelov v vseh fazah v enakem (najvišjem) rangu matrik, izognemo tudi nepotrebni transformacijam posameznih parametrov odziva konstrukcije pri prehodu med različnimi fazami.

Zaradi izredne kompleksnosti in numerične občutljivosti sistemov ter zagotavljanja primerne (ustrezne) natančnosti smo kompromis, med numerično stabilnostjo rezultatov in obvladljivost reševanja sistema, našli v uporabi klasične Runge-Kutte metode 4. reda.

Najprej smo izvedli primerjalne numerične simulacije z uporabo razvitih različnih matematičnih modelov v Poglavju 3 in s pomočjo numeričnih metod in razvite procedure v Poglavju 4. Ugotavljana je predvsem razlika odzivov različnih sistemov ter korelacije med posameznimi fazami sistema z drsenjem in zibanjem. Iz časovnih potekov odzivov so vidni ugodni učinki sistema z zibanjem in drsenjem (ob ustreznih drsni karakteristikah podlage) v primerjavi z ostalimi sistemi. Na podrobnejšem nivoju je vidno, da se energija vzbujanja, ko je sistem v fazi zibanja in drsenja (aktiviranje potresne izolacije) disipira v celoti z zibanjem in drsenjem. Skupni pomik zaradi vpliva drsenja in zaradi zibanja je praktično enak celotnemu relativnemu pomiku (zaradi deformacije, zibanja in drsenja), kar pomeni majhen prispevek deformacije sistema k celotnemu odzivu. Na bolj globalnem nivoju pa je ugoden učinek zibanja in drsenja, v primerjavi z odzivi ostalih sistemov, viden v manjši deformaciji sistema, v bolj gladkem odzivu, brez ostrih konic ter brez visokofrekvenčnih komponent nihanja.

Nato smo izvedli numerične simulacije modela konstrukcije, ki je bil eksperimentalno preiskan na potresni mizi ter rezultate primerjali z rezultati eksperimentalni preiskav. Medsebojno se rezultati numeričnih simulacij zadovoljivo ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav (relativne razlike maksimalnih odzivov so velikostnega reda 5%), kar kaže, da je predlagani računski model ustrezen, v kolikor se s predhodnim računom pravilno izračunajo togostne karakteristike konstrukcije. Zaradi relativno velikega koeficienta trenja na nivoju II v primerjavi s koeficientom trenja na nivoju I, se sistem drsne potresne izolacije na nivoju II ni aktiviral, niti med eksperimentalno preiskavo kakor tudi ne med izvedenimi numeričnimi simulacijami. Tudi do zibanja modela ni prišlo niti med eksperimentalno preiskavo niti med numeričnimi simulacijami, običajno se aktivira pri vitkih konstrukcijah z določeno togostjo.

V nadaljevanju so izvedene številne numerične simulacije z upoštevanjem različnih parametrov in ugotavljanja vplivov spreminjanja teh parametrov. Uporaba klasične Runge-Kutta metode 4. reda ali Newmarkove metode s konstantnim pospeškom pri numeričnih simulacijah daje primerljive rezultate medsebojno kakor tudi z zabeleženimi eksperimentalnimi odzivi (razlike do 5%). Iz česar sledi, da sta obe metodi primerni za tovrstne analize in sicer tako glede numerične stabilnosti kot natančnosti, upošteva predvsem dva pomembna parametra: prehode med različnimi fazami ter določevanju začetnih pogojev posamezne faze.

Glede na to, da se zdrs konstrukcije na nivoju II ni pojavil smo nadaljevali z numeričnimi simulacijami in pri tem spreminjali vrednosti koeficientov trenja μ_I in μ_{II} ter beležili odziv konstrukcije. Ker je bil maksimalni pospešek vhodnega vzbujanja med fazo run12 manjši od faze run13, se v fazi run12 pri vrednostih obeh koeficientov trenja 0.3 in več, drsenje ni aktiviralo. Ugotovimo lahko tudi, da določene različne kombinacije koeficientov trenja dajejo enak odziv sistema.

V prikazanem primeru je bilo ugotovljeno, da je odziv sistema z več mase skoncentrirane v spodnjem delu, večji od odziva dejanskega (referenčnega) modela in obratno. V primeru sistema z drsno

potresno izolacijo na dveh nivojih, bi bilo torej smiselno upoštevati dodaten pogoj z namestitvijo izolacije na nivoju II v spodnjem delu konstrukcije.

Pri analizi vpliva različne togosti po višini sistema, sta ugotovitvi med numeričnimi simulacijami v fazi run12 in run13 različni. Prvič je bil maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog spodnji del večji od odziva dejanskega modela, maksimalni odziv sistema, ki ima bolj tog zgornji del pa je manjši od odziva dejanskega modela, v drugem primeru pa obratno.

Z večjo intenziteto potresnega vzbujanja je pričakovano odziv sistema večji, vendar pa se zaradi večje stopnje aktiviranja drsnega sistema izolacije logaritmični trendni krivulji obeh faz (run12 in run13) asimptotično približujeta. Razlika med obema odzivoma je večja pri manjših intenzitetah potresa, kar si razlagamo z dejstvom, da je maksimalen pospešek vhodnega vzbujanja v fazi run13 večji kot pripadajoča vrednost faze run12. Pri določenem konstantnem koeficientu trenja, se namreč sistem aktivira v večji meri pri močnejšem vhodnem vzbujanju (večji učinek drsne potresne izolacije pri močnejših potresih).

Rezultati izvedene analize kažejo, da uporaba kompleksnejših (realnejših) modelov trenja daje nekoliko večje odzive sistema, kar je skladno tudi z ugotovitvami drugih avtorjev. Glede na večji vpliv drugih spremenljivk (npr. materialne karakteristike sistema kot celote, tj. tako same konstrukcije kot elementov potresne izolacije), ugotavljamo, da je smiselno uporabiti zgornjo in spodnjo mejo vrednosti koeficienta trenja ter na ta način dobiti ovojnico odziva določenega potresno izoliranega sistema.

Eksperimentalni model je modeliran tudi s programom SAP2000 kot ravninski okvir, ki je enostaven a ustrezno natančen model in zajema bistvene karakteristike konstrukcije z vgrajeno drsno potresno izolacijo. V numerični analizi so upoštevane dejanske materialne karakteristike elementov, dobljene na podlagi eksperimentalnih preiskav. Predvsem zaradi enostavnosti modela ter upoštevanja začetne togosti modela v vseh fazah preiskave, se rezultati numeričnih simulacij izolirane konstrukcije, nekoliko manj ujemajo z rezultati eksperimentalnih preiskav kot pa rezultati numeričnih simulacij predlaganih matematičnih modelov. Kljub vsemu ocenjujemo, da je natančnost v okviru zadovoljivih meja, saj je relativna razlika maksimalnega odziva izolirane konstrukcije 13.5% (run12) oz. 8.2% (run13).

Nadalje smo s programom SAP2000 simulirali različne stopnje ojačitev in kvalitete materialov ter ugotovili, da imajo pri eksperimentalnem modelu največji vpliv na odziv konstrukcije vertikalne ojačitve. Brez teh ojačitev, je namreč odziv sistema kar za približno 60% večji od odziva referenčnega modela z vertikalnimi ojačitvami. Uporaba potresne izolacije sama po sebi še ne rešuje problema ustreznega odziva konstrukcije med potresom, ampak je predhodno potrebno zagotoviti, da je izolirana konstrukcija ustrezno ojačana (povezana).

Pri primerjavi treh različnih sistemov: vpeta konstrukcija, konstrukcija z drsno potresno izolacijo in konstrukcija z gumenimi izolatorji, se je, v prikazani analizi, kot najbolj učinkovit pokazal sistem z gumenimi izolatorji pri katerem je odziv za približno 40% manjši od odziva modela z drsno potresno izolacijo. Odziv vpetega sistema je za več kot 100% večji od odziva drsno izoliranega sistema. Navedeno potrjuje, da potresna izolacija povečuje nihajni čas konstrukcije (manjša togost izoliranih konstrukcij v primerjavi z klasičnimi neizoliranimi konstrukcijami).

Poseben primer drsne potresne izolacije zidanih konstrukcij je možnost uporabe vodoneprepustne zapore. Z vgradnjo zapore, katere osnovna funkcija je preprečevanje širjenja vlage v zidanih konstrukcijah, se namreč ustvari potencialna drsna ravnina, po kateri lahko zgornji del konstrukcije

med potresom zdrsne po spodnjem. Bistven element pri zidovju z vgrajeno zaporo je strižna trdnost, ki pa je pri različnih hitrostih obremenjevanja različna.

Na podlagi izvedenih porušnih eksperimentalnih preiskav zidanih vzorcev z vodoneprepustno zaporo, pri različnih hitrostih strižnega obremenjevanja, je bilo ugotovljeno, da je strižna nosilnost funkcija hitrosti strižnega obremenjevanja in je pri večjih hitrostih obremenjevanja večja. Povprečne največje vrednosti (maksimalna strižna odpornost in statični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, so približno dvakrat večje od primerljivih vrednosti dobljenih pri najmanjši hitrosti obremenjevanja. Rezidualne vrednosti (rezidualna strižna odpornost in dinamični koeficient trenja) pri največji hitrosti drsenja, presegajo vrednosti dobljene pri najmanjši hitrosti obremenjevanja za več kot 75%. Pri najmanjši hitrosti obremenjevanja so rezidualne vrednosti približno 80% maksimalnih, pri največji hitrosti pa približno 60% maksimalnih vrednosti. Glede na navede zaključke eksperimentalnih preiskav, smo določili ločnico (približno 5 mm/s) med majhnimi in večjimi hitrostmi drsenja. Izvedba preiskav samo v področju EN standarda (2000), bi prikazala problematiko zidovine z vgrajeno vodoneprepustno zaporo samo v omejenem delu, saj leži področje standarda znotraj področja manjših hitrosti drsenja, večje hitrosti pa niso zajete.

Ob predpostavki hipne (impulzivne) obremenitve pri največji hitrosti drsenja smo, na podlagi rezultatov pri najmanjši hitrosti, določili zgornjo vrednost strižne odpornosti in sicer kot dvojno vrednost odpornosti pri najmanjši hitrosti. Za ostale (vmesne) hitrosti drsenja, pa lahko določimo zvezo le na podlagi znane sovisnosti med koeficientom trenja f in hitrostjo deformacije $\dot{\gamma}$ oz. hitrostjo drsenja za določeno vrsto vodoneprepustne zapore v zidovju, kot je to prikazano v eksperimentalnem delu.

SUMMARY

This thesis aims to contribute to the dynamic analysis of masonry buildings equipped with sliding seismic isolation systems. Although numerous theoretical and experimental studies have been completed in this area, because of the nonlinear behavior of a superstructure (building) and the isolation system, as well as the numerical and general complexity of the problem under consideration, many open questions remain regarding the efficiency of such isolation system and the derivation of the mathematical models.

The thesis has been divided into eight chapters. The objectives of this research have been reached by performing the following tasks, which have been explained in detail in various chapters:

- Developing analytical models of sliding systems (Chapter 3),
- Preparing a suitable numerical solution procedure for the dynamic analysis which ensures a numerically stable yet simple and transparent analysis (Chapter 4),
- Verification of the proposed model by comparing the results of the numerical simulation and the experimental shaking-table study of a scaled three-storey building with a two-level seismic isolation system (Chapters 5 and 6),
- Performing an elementary analysis of a possible application of damp-proof course as sliding seismic isolation interface in masonry buildings (Chapter 7).

Mathematical models and algorithms for the dynamic analysis of building structures equipped with sliding isolation systems have been developed, together with a MATLAB computer code. The following systems have been analyzed:

- sliding, rocking, and sliding-rocking of a rigid body,
- sliding of two rigid bodies,
- sliding, rocking, and sliding-rocking of a SDOF system,
- sliding, rocking, and sliding-rocking of a MDOF system,
- sliding of a MDOF system with two-level seismic isolation system.

The presented numerical models of flexible structures have been based on the assumption that a building structure can be effectively modeled as a shear beam system due to predominant shear deformations. This assumption is appropriate for relatively stiff buildings, such as low- to medium-rise masonry buildings, for which seismic isolation approach is generally suitable.

An implemented analysis procedure has been developed to overcome numerical instability problems and to ensure simple and transparent numerical analysis with transitions between the different phases, e.g. fixed-base building, level I sliding, level II sliding, two-level sliding, rocking, sliding-rocking. The procedure uses a single matrix differential equation to simulate all phases of motion. For any phase of motion, the general equation $\{\dot{Y}_i\} = [A] \cdot \{Y_i\} + \{B\}$ remains the same; however the coefficients in matrices A and B need to be modified. This results in identical finite element equations for all phases of motion. The form of the equations and the solution technique presented differs significantly from the one presented by previous researchers and represent an improvement in terms of simplicity, transparency, and stability of the numerical procedure.

Due to the complexity and the numerical sensitivity of the systems and in order to ensure an appropriate accuracy, numerical integrations have been performed using the fourth-order semi-implicit Runge-Kutta scheme as a primary tool suitable for solving a system of stiff differential equations, although the Newmark method with constant average acceleration scheme has been also trialed.

Numerical simulations were performed with the developed numerical models in Chapter 3 using numerical methods and proposed procedure in Chapter 4. Comparison of the time history responses for a fixed-base system, sliding system, rocking system, and sliding-rocking system were made. From the time history responses the beneficial effects of the combined sliding-rocking system (with appropriate sliding characteristics) are obvious. Input excitation energy of the system during the sliding-rocking phase (activate of the seismic isolation) is dissipated through the sliding and rocking. Total response of the system due to sliding and rocking is almost identical total relative response (due to deformation, sliding and rocking of the system), which means small contribution of the deformation to the response of the system. Globally, favorable effect of the sliding-rocking system comparing to other systems is noticed in smaller maximum deformation, smoother response with no sharp peaks, and the high-frequency components are less involved.

The numerical models and procedures have been verified by comparing the results of the numerical simulations and the experimental shaking table tests of a scaled three-storey masonry building model. Results of the numerical simulation have confirmed a good agreement between the peak acceleration values of the numerical simulation and the experimental tests for both the fixed-base and the sliding condition. For the sliding condition, relative difference between the two values ranged from 1.8% (run 12) to 4.6% (run 13). Sliding isolation system at the second storey level of the building (level II) was not activated to slide at all during the experimental tests, and the results of the numerical analysis were in agreement with this behavior. A likely cause for this behavior is a relatively high frictional coefficient value at the sliding interface of 0.4 as compared to the value of 0.1 characteristic of the base level sliding system. The model did not show rocking behavior during the experimental tests; the numerical results were in agreement with the experimental results.

A parametric study was completed to identify the effects of each key parameter. The response acceleration values obtained using both the Newmark and the Runge-Kutta schemes are comparable with the recorded experimental response. The difference between the experimental and numerical values is within the range of 5%. Both the Newmark and Runge-Kutta methods have proven to be appropriate for this analyses with respect to numerical stability and accuracy, considering the following two issues in particular: transition between the non-sliding and the sliding phase of motion, and the evaluation of the initial conditions for each phase.

Since the sliding isolation system at the second storey level (level II) was not activated during the experimental study, further numerical simulations were performed by varying the frictional coefficient values at level I and level II and recording the structural response. Peak Ground Acceleration (PGA) recorded in the run12 was lower than the corresponding PGA recorded in the run13, and the sliding during the run12 was not activated when the frictional coefficient value was greater than or equal to 0.3. It has been observed that the response of the system remains the same for certain combinations of frictional coefficient values for level I and level II sliding systems.

The numerical study has shown that the acceleration response of the system with a major portion of the mass concentrated in the lower part is higher than the corresponding numerical value of the actual experimental model and vice versa. Thus, in the case of a MDOF system with two-level sliding isolation system, it would be reasonable to place the level II isolation system in the lower part of the building.

The effect of different storey stiffness values on the structural response has also been studied in numerical simulations of the experimental test runs. The results of these simulations have shown that, for run12 the maximum acceleration response of the system with stiffer lower part was higher than the corresponding numerical value of the actual experimental model, while the maximum acceleration response of the system with stiffer upper part was lower than the actual experimental model. However, numerical simulation of the run13 has shown opposite results.

As expected, the structural response has increased at higher intensity of the input excitation, however logarithmic trend lines for run12 and run13 shown a converging trend due to higher degree of activation of sliding isolation system at higher input accelerations. The difference between the responses obtained for these two runs may be explained by the higher PGA value recorded in the run13. It has been observed that the efficiency of a sliding isolation system characterized by fixed frictional coefficient value increases with an increasing PGA level.

The results of the numerical study show that the use of more complex friction model results in the higher peak response of the isolated structure: this is consistent with the findings of other researchers. However, the results of this study have shown that the type of friction model used does not seem to have a significant influence on the results; this is due to uncertainties related to the frictional properties of the sliding materials, as well as the material properties of the building model. In conclusion, a reasonable approach for a numerical simulation would be to consider only the upper and lower bounds for the frictional coefficient value, thus providing an estimate of the response envelope for a specific structure.

Another numerical analysis was performed in this thesis, where experimental building was modeled as a simple 2-D plane frame using the SAP2000 software package. The model included all important all important characteristics of the building with a sliding seismic isolation system. Experimentally obtained material properties were used in the analysis. The difference between the results of numerical simulations and the experimental test runs was 13.5% and 8.2% for run12 and run13 respectively. The difference in the results is larger than the obtained performing numerical simulations discussed above; this can be attributed to the simplicity of the SAP2000 model.

SAP2000 numerical simulations were performed using variable reinforcement provisions and material properties. It was observed that the vertical reinforcement has the highest influence on the structural response. When vertical reinforcement was not provided in the model, the structural response was higher by approximately 60% than the response of the reference model with vertical reinforcement. It has been concluded that the use of seismic isolation by itself cannot ensure satisfactory structural response due to earthquake excitation, but that it is also necessary to ensure that the isolated structure is adequately confined by provision of vertical reinforcement.

Three different systems were analyzed using the SAP2000 software package, including the fixed-base (non-isolated) building, building with a sliding isolation system, and the building with rubber isolation devices. The results have shown that the system with rubber isolation devices was most effective, since response of the building equipped with this system was by approximately 40% lower than the response of the building with a sliding isolation system. Response of the fixed-base building was higher by more than 100% than the response of the building with a sliding isolation system. It was also confirmed that seismic isolation lengthens the period of the building, since isolated buildings had lower stiffness than the fixed-base (non-isolated) buildings.

Finally, the use of a damp-proof course as a possible sliding interface for a sliding isolation system was studied in the thesis. Damp-proof course is provided in most masonry buildings, and its main

function is to prevent the moisture expansion, but it also forms a possible sliding surface on which the superstructure may slide during an earthquake. A key design parameter for the masonry wall with a damp-proof course is its shear capacity which is dependent on the sliding velocity (strain rate).

The presented experimental results of the masonry prism specimens with damp-proof course have shown significantly different shear capacities at different sliding velocities (strain rates). Average values for maximum shear stress and static coefficient of friction at the highest sliding velocities are two times higher than the corresponding values at the lowest strain rate. Residual values of shear stress and dynamic coefficient of friction at the highest sliding velocity are more than 75% higher than the corresponding values at the lowest strain rate. At the lowest sliding velocity the ratio of the residual and maximum values is on the order of 80%, while at the highest sliding velocity this ratio is on the order of 60%.

Since, these variations in the shear strength (maximum and residual) and the coefficient of friction values (static and dynamic) are dependent on the magnitude of sliding velocity, low and high sliding velocity regions have been established, where the sliding velocity range from 5 to 10 mm/s divides these two regions. The experimental results have shown significantly different response characteristics in these two regions. It was found that the range of sliding velocities, covered by the relevant EN standard, lies well within the low sliding velocity region as defined in this research. Thus, had the experimental testing been performed only with the velocity range covered by EN standard, it would not have been possible to obtain the complete information regarding the shear strength of masonry specimens with damp-proof course at higher sliding velocities.

Taking this into consideration, it can be concluded that design procedures recommended in various standards for determining the shear strength of masonry with damp-proof course, based on the friction coefficient approach are appropriate, provided that the frictional coefficients are determined in the displacement-controlled tests conducted at realistic sliding velocities. Although it is expected that other types of damp-proof courses would behave in a similar manner, further experimental research is needed to study the response characteristics for other types of damp-proof course materials.

VIRI

- Abrams, D.P. 2001. Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 48-56.
- Ahmadi, G. 1983. Stochastic earthquake response of structures on sliding foundation. *International Journal of Engineering Science*, 21, 2: 93-102.
- Allred, B.A., Billings, L.J., Shepherd, R. 1996. Ultimate response characteristics of base isolated structures. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1348.
- Anderson, J.C. 1990. A slip surface isolation system for multistory buildings. *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, 6, 2: 353-369.
- Anderson, J.R., Ferri, A.A. 1990 Behavior of a single-degree-of-freedom system with generalized friction law. *Journal of Sound and Vibration*, 140, 2: 287-304.
- Andreaus, U. 1990. Sliding-uptifting response of rigid blocks to base excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19: 1181-1196.
- Armstrong-Helouvry, B., Dupont, P., Canudas, W.C. 1994. A survey of models, analysis tools and compensation methods for the control of machines with friction. *Automatica*, 30, 7: 1083-1138.
- Arnold, C. 1992. Soft first stories: truths and myths. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 943-949.
- Arya, A.S. 1992. Concepts and techniques for seismic base isolation of structures. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 6639-6648.
- Arya, A.S., Qamaruddin, M., Chandra, B. 1982. A new system of brick buildings for improved behaviour during earthquakes. V: *Proceedings, 7th European Conference on Earthquake Engineering*. Athens, Greece. Athens, Technical chamber of Greece: 225-232.
- Arya, A.S. 1992. Sliding concept for mitigation of earthquake disaster to masonry buildings. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 951-958.
- Azevedo, J., Sincaian, G., Lemos, J.V. 2000. Seismic behavior of blocky masonry structures. *Earthquake Spectra*, 16, 2: 337-365.
- Baratta, A., Casciati, F. 2000. Monitoring the ongoing European effort in structural control. V: *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 1626.
- Barbat, A.H., Bozzo, L. 1997. Seismic analysis of base isolated buildings. *Archives in Computational Methods in Engineering*, 4, 2: 153-192.
- Bergman, L.A., Spencer Jr., B.F. 1985. First passage of a sliding rigid structure on a frictional foundation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13: 281-291.
- Bertero, R.D., Bertero, V.V., Teran-Gilmore, A. 1996. Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 611.

- Bertero, V.V. 1992. Major issues and future directions in earthquake-resistant design. V: Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 6407-6444.
- Bertero, V.V. 1996. The need for multi-level seismic design criteria. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 2120.
- Bigze, S., Changrui, Y., Xiaotin, Z., Siyuan, T. 1990. Experimental study and seismic response analysis of multistory brick buildings with friction base isolation. V: Proceeding, Fifth North American Masonry Conference. Urbana-Champaign, USA. Boulder, Masonry Society: 177-187.
- Boardman, P.R., Kelly, T.E. 1996. Base isolation to protect New Zealand's heritage. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 499.
- Brochard, D., Cuillerier, M., Gantenbein, F., Rio, M., Lamuth, P. 1991. Seismic analysis of sliding structure. V: SMiRT 11 Transactions. Tokyo, Japan. Tokyo, Atomic Energy Society of Japan: Vol. K, K29/4.
- Buckey, D.H. 1981. Surface effects in adhesion, friction wear and lubrication. Elsevier, The Netherlands.
- Buckle, I.G. 1994. Earthquake protective systems for civil structures. V: Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering. Vienna, Austria. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema: 641-650.
- Buckle, I.G. 2000. Passive control of structures for seismic loads. V: Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 2825
- Buckle, I.G., Mayes, R.L. 1990. Seismic isolation: History, application, and performance - a world view. *Earthquake Spectra*, 6, 2: 161-201.
- Calio, I., Greco, A., Santini, A. 1998. A parametric study of sliding multistorey buildings under harmonic excitation. V: Proceedings, 11th European Conference on Earthquake Engineering. Paris, France. Rotterdam, Brookfield, A. A. Balkema: 641-650.
- Caspe, M.S. 1992. Base isolation from earthquake hazards: an idea whose time has come!. V: Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 1031-1038.
- Chaidez, S.T.C. 2003. Contribution to the assessment of the Efficiency of friction dissipators for seismic protection of buildings. PhD Thesis. Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartografia i Geofísica: 229 f.
- Chang, K.C., Hwang, J.S., Lee, G.C. 1990. Analytical model for sliding behavior of teflon-stainless steel interfaces. *Journal of Engineering Mechanics*, 116, 12: 2749-2763.
- Chavez, J.W., Fenves, G. 1995. Earthquake analysis of concrete gravity dams including base sliding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24: 673-686.
- Choi, B., Tung, C.C.D. 2002. Estimating sliding displacement of an unanchored body subjected to earthquake excitation. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 601-613.
- Chopra, A.K. 1995. Dynamics of structures - Theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall International: 729 str.
- Chopra, A.K., Clough, D.P., Clough, R.W. 1973. Earthquake resistance of buildings with a 'soft' first storey. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1: 347-355.
- Chopra, A.K., Yim, S.C.S. 1985. Simplified earthquake analysis of structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, 111, 4: 906-930.

- Chopra, A.K., Zhang, L. 1991. Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 117, 12: 3698-3719.
- Constantinou, M.C., Caccese, J., Harris, H.G. 1987. Frictional characteristics of Teflon-steel interfaces under dynamic conditions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15: 751-759.
- Constantinou, M.C., Gazetas, G., Tadjbakhsh, I. 1984. Stochastic seismic sliding of rigid mass supported through non-symmetric friction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12: 777-793.
- Constantinou, M.C., Kneifati, M.C. 1988. Dynamics of soil-base-isolated-structure systems. *Journal of Structural Engineering*, 114, 1: 211-221.
- Constantinou, M.C., Papageorgiou, A.S. 1990. Stochastic response of practical sliding isolation systems. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 5, 1: 27-34.
- Constantinou, M., Mokha, A., Reinhorn, A. 1990. Teflon bearings in base isolation. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*, 116, 2: 455-474.
- Constantinou, M.C., Tadjbakhsh, I. 1983. Probabilistic optimum base isolation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 109, 3: 676-689.
- Constantinou, M.C., Tadjbakhsh, I. 1984. Response of a sliding structure to filtered random excitation. *Journal of Structural Mechanics*, 12, 3: 401-418.
- Culshaw, B. 1998. Structural health monitoring of civil engineering structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 308-315.
- Danay, A., Adeghe, L.N. 1993. Seismic-induced slip of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 119, 1: 108-129.
- Deb, S.K., Paul, D.K. 1996. Simplified non-linear analysis of base isolated building. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1344.
- Dimova, S. 1996. Comparison and experimental verification of two techniques for friction force representation. *Computers & Structures*, 60, 1: 11-19.
- Dimova, S.L. 1992. Numerical algorithm for the dynamic analysis of base-isolated structures with dry friction. *Natural Hazards*, 6: 71-86.
- Dimova, S.L. 2000. Numerical problems in modelling of collision in sliding systems subjected to seismic excitations. *Advances in Engineering Software*, 31: 467-471.
- Dimova, S.L. 1996. Two techniques for treatment of friction forces-experimental verification and analysis. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 752.
- Dimova, S.L., Hirata, K. 2000. Simplified method of fragility analysis of structures with non-traditional seismic protection. V: Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 0550.
- Dimova, S.L., Meskouris, K., Kratzig, W.B. 1995. Numerical technique for dynamic analysis of structures with friction devices. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24: 881-898.
- Dolgaya, A.A., Sandovich, T.A., Uzdin, A.M. 1996. Selection of parameters of seismoisolation foundations. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 52.
- Doudoumis, I.N., Papadopoulos, P., Papaliangas, T. 2002. A low-cost base-isolation system on artificial soil layers with low shearing resistance. V: Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper ref. 661.

- Dowell, E.H. 1983. The behavior of a linear, damped modal system with non-linear spring-mass-dry friction damper system attached. *Journal of Sound and Vibration*, 89, 1: 65-84.
- Doz, G.N., Riera, J.D. 2000. Towards the numerical simulation of seismic excitation. *Nuclear Engineering and Design*, 196: 253-261.
- Eisenberg, J.M., Melentyev, A.M., Smirnov, V.I., Nemykin, A.N. 1992. Application of seismic isolation in the USSR. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 2039-2044.
- Er, G.-K., Iu, V.P. 2000. Stochastic response of base-excited coulomb oscillator. *Journal of Sound and Vibration*, 233, 1: 81-92.
- European Standard EN 1052-4. Methods of test for masonry - Part 4: Determination of shear strength including damp proof course. Brussels: European Committee for Standardization, 2000.
- European Standard draft prEN 1052-4. Methods of test for masonry - Part 4: Determination of shear strength including damp proof course. Brussels: European Committee for Standardization, 1993.
- Fajfar, P. 1984. *Dinamika gradbenih konstrukcij*. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.
- Fajfar, P. 1995. Ljubljanski nebotičnik. Skrb za potresno varnost v tridesetih letih. *Gradbeni vestnik* 34 (4-5-6): 119-122.
- Fan, F.-G., Ahmadi, G. 1990. Random response analysis of frictional base isolation system. *Journal of Engineering Mechanics*, 116, 9: 1881-1901.
- Fan, F.-G., Ahmadi, G., Mostaghel, G., Tadjbakhsh, I.G. 1991. Performance analysis of aseismic base isolation systems for a multi-story buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 10, 3: 152-171.
- Feeny, B., Guran, A., Hinrichs, N., Popp, K. 1998. A historical review on dry friction and stick-slip phenomena. *Applied Mechanics Review*, 51, 5: 321-341.
- Fennes, G.L., Chavez, J.W. 1996. Evaluation of earthquake induced sliding in gravity dams. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 2069.
- Fischinger, M., Isaković, T. 2000. Zaščita viaduktov s potresno izolacijo. Zbornik 5. slovenskega kongresa o cestah in prometu. Bled, Slovenija. Ljubljana, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki.
- Fujii, S. 1988. Seismic response of structures which slides during earthquakes. V: *Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan. 9WCEE Organizing Committee, Tokyo, Japan, 1989: VI, 439-444.
- Fintel, M., Khan, F.R. 1969. Shock-absorbing soft story concept for multistory earthquake structures. *ACI Journal*, May: 381-390.
- Fu, Y.-A. 1988. Sliding-vibrating responses of elastic structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 21, 3: 190-197.
- Fu, Y.-A. 1986. Sliding-vibrating responses of elastic structures. V: *Proceedings, 8th European Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. Lisbon, Laboratorio nacional de engenharia civil: 6.4/55-62.
- Fujita, T. 1998. Seismic isolation of civil buildings in Japan. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 295-300.
- Gavrilovic, P., Kelley, S., Sendova, V. 2002. Earthquake protection of Byzantine churches using seismic isolation. V: *Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering*. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper No. 181.

- Griffith, M.C., Aiken, I.D., Kelly, J.M. 1990. Displacement control and uplift restraint for base-isolated structures. *Journal of Structural Engineering*, 116, 4: 1135-1148.
- Guerreiro, L., Azevedo, J. 1996. Impact problems on base-isolated structures. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1339.
- Hagio, K., Kitazawa, K., Nagashima, I. 1992. Base isolation system for houses. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 2515-2518.
- Hamaguchi, H., Higashino, M. 2000. Development of low-friction factor sliding isolation device. V: *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 2135.
- Hamidi, M., El Naggar, M.H., Vafai, A., Ahmadi, G. 2003. Seismic isolation of buildings with sliding concave foundation (SCF). *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32: 15-29.
- Hanson, R.D., Aiken, I.D., Nims, D.K., Richter, P.J., Bachman, R.E. 1993. State-of-the-art and state-of-the-practice in seismic energy dissipation. V: *Proceedings, ATI-17-1 Seminar on seismic isolation, passive energy dissipation, and active control*. San Francisco, USA. Association for Vibration Technologies: vol. 2, 449-471.
- Hanson, R.D., Soong, T.T. 2001. Seismic design with supplemental energy devices. *Earthquake Engineering Research Institute*: str. 135.
- Hatada, T., Kobori, T., Ishida, M., Niwa, N. 2000. Dynamic analysis of structures with Maxwell model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29: 159-176.
- Hernried, A.G., Lei, K.-M., 1995. Semi-analytical techniques for the determination of the dynamic response of equipment in structures supported on Coulomb friction elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24: 801-810.
- Heyman, J. 1972. *Coulomb's memoir on statics. An essay in the history of civil engineering*. Cambridge University Press, London.
- Hogan, S.J. 1994. Slender rigid block motion. *Journal of Engineering Mechanics*, 120, 1: 11-24.
- Hong, H.-K., Liu, C.-S. 2000. Coulomb friction oscillator: modelling and responses to harmonic loads and base excitations. *Journal of Sound and Vibration*, 229, 5: 1171-1192.
- Housner, G.W. 1963. The behaviour of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulleting of the Seismological Society of America*, 53, 2: 403-417.
- Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F., Yao, J.T.P. 1997. Structural control: past, present, and future. Special issue: *Journal of engineering mechanics*, 123, 9.
<http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/> (14.5.2007).
- http://www.assisi-antiseismicssystems.org/Territorial/GLIS/glisnews/GN91_Applicazioni05.pdf (7.1.2008).
- Huckelbridge, A.A., Clough, R.W. 1978. Seismic response of uplifting building frame. *Journal of the Structural Division*, 104, ST8: 1211-1229.
- Hundal, M.S. 1979. Response of a base excited system with Coulomb and viscous friction. *Journal of Sound and Vibration*, 64, 3: 371-378.
- Hüffmann, G.K. 1985. Full base isolation for earthquake protection by helical springs and viscodampers. *Nuclear Engineering and Design*, 84: 331-338.
- Hwang, J.S., Chang, K.C., Lee, G.C. 1990. Quasi-static characteristics of Teflon-stainless steel interfaces. *Journal of Structural Engineering*, 116, 10: 2747-2762.

- Ibrahim, R.A. 1994. Friction induced vibration, chatter, squeal, and chaos; Part 1: Mechanics of contact and friction, Part 2: Dynamics and modeling. *Applied Mechanics Review*, 47, 4: 209-274.
- Inaudi, J.A., Kelly, J.M. 1995. Mass damper using friction-dissipating devices. *Journal of Structural Engineering*, 121, 1: 142-149.
- Ishiyama, Y. 1982. Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10: 635-650.
- Ishiyama, Y. 1981. Review and discussion on overturning of bodies by earthquake motions. p. 115.
- Iura, M., Matsui, K., Kosaka, I. 1992. Analytical expressions for three different modes in harmonic motion of sliding structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 21: 757-769.
- Izumi, M. 1988. State-of-the-art Report: Base isolation and passive seismic response control. V: *Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan. 9WCEE Organizing Committee, Tokyo, Japan, 1989: VIII, 385-396.
- Jangid, R.S., Datta, T.K. 1996. Seismic reliability of base-isolated building frames. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 491.
- Jangid, R.S. 2000. Optimal frictional elements in sliding isolation systems. *Computers & Structures*, 76: 651-661.
- Jangid, R.S. 1997. Response of pure-friction sliding structures to bi-directional harmonic ground motion. *Engineering Structures*, 19, 2: 97-104.
- Jangid, R.S. 2000. Seismic response of structures with sliding systems. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 2, 2: 45-54.
- Jangid, R.S. 1996. Seismic response of sliding structures to bidirectional earthquake excitation. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 25: 1301-1306.
- Jangid, R.S., Datta, T.K. 1995. Seismic behaviour of base-isolated buildings: a state-of-the-art-review. *Proc. Instn. Civ. Engrs Structs & Bldgs*, 110: 186-203.
- Jankulovski, E., Parsanejad, S., Samali, B. 1995. Damp-proof course as seismic base isolation system in masonry buildings. V: *Proceedings, East Asia-Pacific Conference: Structural engineering and construction: Building for the 21st century*. Gold Coast, Australia. 1491-1496.
- Jurukovski, D. 1994. Report of the EAEE working group 8: Base isolation of structures in seismic areas. V: *Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering*. Vienna, Austria. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema: 3129-3134.
- Jurukovski, D., Rakicevic, Z. 1994. Vibration base isolation development and application. V: *Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering*. Vienna, Austria. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema: 667-676.
- Juhasova, E., Opršal, M. 1986. Some problems of efficiency of seismic sliding isolation systems. V: *Proceedings, 8th European Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal. Lisbon, Laboratorio nacional de engenharia civil: 8.4/17-8.4/23.
- Kausel, E.A., Lucks, A.S., Edgers, L., Swiger, W.F., Christian, J.T. 1979. Seismically induced sliding of massive structures. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, GT12: 1471-1488.
- Kelly, J.M. 1986. Aseismic base isolation: Review and bibliography. *Soil Dynamics And Earthquake Engineering*, 5, 3: 202-216.
- Kelly, J.M. 1990. Base isolation: Linear theory and design. *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, 6, 2: 223-244.
- Kelly, J.M. 1998. Seismic isolation of civil buildings in the USA. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 279-285.

- Kelly, J.M., Derham, C.J. 1978. An anti-seismic isolation system for structures. V: Proceedings, 6th European Conference on Earthquake Engineering. Dubrovnik, Yugoslavia. Organizing Committee: 3-07/53-3-07/59.
- Kilar, V., Koren, D. 2007. Vpliv potresne izolacije na arhitekturo stavb. Poročilo o raziskovalnem delu za leto 2006. Ljubljana, Slovenija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo: 79 f.
- Kilar, V., Koren, D. 2007. Potresna izolacija in neregularna zasnova v arhitekturi. Arhitektura, raziskave, 2007/1: 57-66.
- Kilar, V., Koren, D. 2007. Potresna izolacija stavb kot alternativa za gradnjo na potresnih območjih. Gradbeni vestnik, 56: 307-318.
- Komodromos, P. 2000. Seismic isolation for earthquake-resistant structures. Southampton. WIT Press, p. 201.
- Larson, D.S., Fafitis, A. 1995. Periodic response and stability of rigid mass resting on friction-damped SDOF oscillator. Journal of Structural Engineering, 121, 11: 1226-1233.
- Larson, D.S., Fafitis, A. 1995. Slip-stick steady state solution for simple Coulomb-damped mass. Journal of Structural Engineering, 121, 2: 289-298.
- Lourenco, P.B., Barros, J.O., Oliveira, J.T. 2004. Shear testing of stack bonded masonry. Construction and Building Materials, 18, 2: 125-132.
- Lee, D.M., Medland, I.C. 1978. Base isolation - and historical developments, and the influence of higher mode responses. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 11, 4: 219-233.
- Leger, P., Dussault, S. 1992. Seismic-energy dissipation in MDOF structures. Journal of Structural Engineering, 118, 5: 1251-1269.
- Liauw, T.C., Tian, Q.L., Cheung, Y.K. 1988. Structures on sliding base subjected to horizontal and vertical motions. Journal of Structural Engineering, 114, 9: 2119-2129.
- Liberatore, D., Spera, G., D'Alessandro, G., Nigro, D. 2002. Rocking of slender blocks subjected to seismic motion of the base. V: Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper Ref. 760.
- Li, L. 1984. Base isolation measure for aseismic buildings in China. V: Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, USA. Englewood Cliffs: Prentice-Hall: 791-798.
- Lin, B.C., Tadjbakhsh, I. 1986. Effect of vertical motion on friction-driven isolation systems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14: 609-622.
- Li, Z., Rossow, E.C., Shah, S.P. 1989. Sinusoidal forced vibration of sliding masonry system. Journal of Structural Engineering, 115, 7: 1741-1755.
- Loudema, K.C. 1996. Friction, wear, lubrication. A textbook of tribology. CRC Press, Inc., Florida, USA.
- Lou, Y., Wang, M., Su, Z. 1992. Research of sliding shock absorbing of multi-storey brick buildings. V: Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 2499-2503.
- Lu, L.Y., Yang, Y.B. 1997. Dynamic response of equipment in structures with sliding support. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26: 61-77.
- Mahalingam, S. 1975. The response of vibrating system with Coulomb and linear damping inserts. Journal of Sound and Vibration, 41, 3: 311-320.
- Mahmoud, M.S., Zribi, M., Soh, Y.C. 2000. Optimal control of seismically-excited building structures. Computers & Structures, 74: 521-533.

- Makris, N., Black, C.J. 2002. Uplifting and overturning of equipment anchored to a base foundation. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 631-661.
- Makris, N., Chang, S.-P. 1998. Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 379, 35, 4: 113-141.
- Malushte, S.R., Singh, M.,P. 1989. A study of seismic response characteristics of structures with friction damping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18: 767-783.
- Malushte, S.R., Singh, M.P. 1989. Seismic response of multi-story sliding structures. VPI-E-89-6, Dept. of Engineering Science and Mechanics, Virginia Polytechnic Inst. & State Univ., Blacksburg: str. 214.
- Mamaghani, I.H.P., Aydan, O., Kajikawa, Y. 1999. Analysis of masonry structures under static and dynamic loading by discrete finite element method. *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, 16, 2: 75s-86s.
- Mansour, W.M., Teixeira Filho, D.R. 1974. Impact dampers with Coulomb friction. *Journal of Sound and Vibration*, 33, 3: 247-265.
- Ma, Q. 2004-2007. Osebna komunikacija.
- Martelli, A. 2002. Report of task group 5 on seismic isolation of structures. V: Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper Ref. 829.
- Martelli, A., Forni, M. 1998. Seismic isolation of civil buildings in Europe. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 286-294.
- Martins, J.A.C., Oden, J.T., Simoes, F.M.F. 1990. Recent advances in engineering science: A study of static and kinetic friction. *International Journal of Engineering Science*, 28, 1: 29-92.
- Matsui, K., Iura, M., Sasaki, T., Kosaka, I. 1991. Periodic response of a rigid block resting on a footing subjected to harmonic excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20: 683-697.
- Mayes, R.L., Jones, L.R., Kelly, T.E. 1990. The economics of seismic isolation in buildings. *Earthquake Spectra*, 6, 2: 245-263.
- Mayes, R.L., Jones, L.R., Kelly, T.E. 1990. Impediments to the implementation of seismic isolation. *Earthquake Spectra*, 6, 2: 283-296.
- Meek, J.W. 1975. Effects of foundation tipping on dynamic response. *Journal of Structural Division*, 101, ST7: 1297-1311.
- Mignolet, M.P., Fan, G.W. 1993. Non-stacionary response of some first-order non-linear systems associated with the seismic sliding of rigid structures. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 28, 4: 393-408.
- Mir, R.A., Taylor, C.A. 1996. An investigation into the base sliding response of rigid gravity dams to dynamic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25: 79-98.
- Miranda, J.C., Sharma, S.S. 1991. A practical model for base-isolated buildings. V: SMiRT 11 Transactions. Tokyo, Japan. Tokyo, Atomic Energy Society of Japan: Vol. K, K27/6.
- Mohammad, K.S., Worden, K., Tomlison, G.R. 1992. Direct parameter estimation for linear and non-linear structures. *Journal of Sound and Vibration*, 152, 3: 471-499.
- Morishita, H., Takada, T., Watanabe, T., Togari, Y. 1991. Response behavior of base-isolated structures. V: SMiRT 11 Transactions. Tokyo, Japan. Tokyo, Atomic Energy Society of Japan: Vol. K, K26/6.
- Moroni, O., Sarrazin, M., Boroschek, R., Valdebenito, R., Romo, D. 2000. Analysis of seismic records obtained in isolated structures. V: Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering.

- Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 1122.
- Mo, Y.L., Chang, Y.F. 1995. Application of base isolation concept to soft first story buildings. *Computers & Structures*, 55, 5: 883-896.
- Mokha, A.S., Constantinou, M., Reinhorn, A. 1990. Teflon bearings in base isolation. I: Testing. *Journal of Structural Engineering*, 116, 2: 438-453.
- Mokha, A.S., Constantinou, M.C., Reinhorn, A.M. 1993. Verification of friction model of teflon bearings under triaxial load. *Journal of Structural Engineering*, 119, 1: 240-261.
- Moser, M.A., Iwan, W.D. 1992. Response of a Coulomb system to stochastic excitation. *Journal of Sound and Vibration*, 159, 2: 223-235.
- Mostaghel, N., Davis, T. 1997. Representations of Coulomb friction for dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 541-548.
- Mostaghel, N., Tanbakuchi, J. 1983. Response of sliding structures to earthquake support motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11: 729-748.
- Mostaghel, N., Hejazi, M., Tanbakuchi, J. 1983. Response of sliding structures to harmonic support motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11: 355-366.
- Naeim, F., Kelly, J.M. 1999. Design of seismic isolated structures: From theory to practice. John Wiley & Sons Inc., p. 289.
- Nagarajaiah, S., Feng, M.Q., Shinozuka, M. 1993. Control of structures with friction controllable sliding isolation bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12: 103-112.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. 1991. Nonlinear dynamic analysis of 3-D base-isolated structures. *Journal of Structural Engineering*, 117, 7: 2035-2054.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M. 1992. Torsional coupling in sliding base-isolated structures. *Journal of Structural Engineering*, 119, 1: 130-149.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A., Constantinou, M. 1998. Nonlinear dynamic analysis of base isolated structures - current techniques. V: Proceedings, Structural Engineering World Wide. San Francisco, USA. Amsterdam, Elsevier: Paper Ref. T125-3.
- Nagashima, I., Kawamura, S., Kitazawa, K., Hisano, M. 1988. Study on sliding-type base isolation system-multi-dimensional response analysis. V: Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan. 9WCEE Organizing Committee, Tokyo, Japan, 1989: V, 747-752.
- Nikolić-Brzev, S., Arya, A.S. 1996. Seismic isolation of masonry buildings – an experimental study. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1338.
- Nikolić-Brzev, S. 1993. Seismic protection of multi-storey brick buildings by seismic isolation technique. PhD Thesis. Roorkee, India, University of Roorkee: 235 f.
- Nishitani, A. 1998. Application of active structural control in Japan. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 301-307.
- Noguchi, T. 1985. The responses of a building on sliding pads to two earthquake models. *Journal of Sound and Vibration*, 103, 3: 437-442.
- Oden, J.T., Martins, J.A.C. 1985. Models and computational methods for dynamic friction phenomena. *Computer Method in Applied Mechanics and Engineering*, 52: 527-634.
- Olariu, I. 1994. Passive control and base isolation: State-of-the-art lecture. V: Proceedings, 10th European Conference on Earthquake Engineering. Vienna, Austria. Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema: 703-713.

Olariu, I., Olariu, F., Sarbu, D. 2000. Base isolation versus energy dissipation for seismic retrofitting of existing structures. V: Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 1333.

Olariou, J., Pocanschi, A., Olariu, F., Pomonis, A. 1982. On the earthquake isolation of the buildings. V: Proceedings, 7th European Conference on Earthquake Engineering. Athens, Greece. Athens, Technical chamber of Greece: 427-434.

Olaru, D.R. 2000. Damaged masonry structures and their residual shear capacity by friction effect. V: Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 1119.

Oliveira, J.T., Lourenco, P.B., Barros, J.O. 2002. Shear testing of stacked bonded masonry. Report 02-DEC/E-10. Azurem, Guimaraes, Portugal. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil: 33 f.

Oliveto, G., Calio, I., Greco, A. 2003. Large displacement behaviour of structural model with foundation uplift under impulsive and earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32: 369-393.

Oliveto, G., Greco, A., Calio, I. 1994. Dynamic response of a structural model with foundation uplift. V: Proceedings, 5th International Conference on Recent Advances in Structural Dynamics. Southampton, UK. Southampton, University of Southampton, UK: 755-764.

Olsson, H., Astrom, K.J., Canudas, W.C., Gafvert, M., Lischinsky, P. 1998. Friction models and friction compensation. *European Journal of Control*, 4: 176-195.

Ossowski, A. 1999. Asymptotic behaviour of an oscillator excited by dry friction forces. *Journal of Sound and Vibration*, 222, 4: 521-530.

Page, A.W. 1995. The shear capacity of membrane type damp-proof courses in masonry. *Australian Civil Engineering Transactions*, CE37, 1.

Page, A.W., Griffith, M.C. 1998. A preliminary study of the seismic behavior of slip joints containing membranes in masonry structures. The University of Newcastle and University of Adelaide: Research Report No. 160.02.1998.

Pan, T.-C., Cui, W. 1998. Response of segmental buildings to random seismic motions. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 378, 35, 4: 105-112.

Papageorgiou, A.S., Constantinou, M.C. 1990. Response of sliding structures with restoring force to stochastic excitation. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 5, 1: 19-26.

Parnes, R. 1984. Response of an oscillator to a ground motion with Coulomb friction slippage. *Journal of Sound and Vibration*, 94, 4: 469-482.

Parsons, W.B. 1968. *Engineers and engineering in the renaissance*. Massachusetts Institute of Technology Press, USA.

Patro, S.K. 2004-2007. Osebna komunikacija.

Patro, S.K., Sinha, R. 2004. Influence of friction models on response evaluation of buildings with sliding isolation devices. V: Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada. Vancouver, Canadian Association for Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering: Paper No. 1373.

Patro, S.K., Sinha, R. 2003. Influence of friction models on response of sliding-isolated structures. V: Proceedings of National Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants: 367-377.

Paulson, T.J., Abrams, D.P., Mayes, R.L. 1991. Shaking-table study of base isolation for masonry buildings. *Journal of Structural Engineering*, 117, 11: 3315-3336.

- Persson, B.N.J. 2000. Sliding friction: Physical principles and Applications. Springer-Verlag New York, str. 515.
- Pirotta, A., Ibrahim, R.A. 1997. Experimental investigation on friction-base isolation. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 12, 3: 125-136.
- Pompei, A., Scalia, A., Sumbatyan, M.A. 1998. Dynamics of rigid block due to horizontal ground motion. *Journal of Engineering Mechanics*, 124, 7: 713-717.
- Pradlwarter, H.J., Schueller, G.I., Chen, X.W. 1988. Stochastic response of a Coulomb slip system subjected to earthquake excitation using equivalent linearization. V: Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan. 9WCEE Organizing Committee, Tokyo, Japan, 1989: V, 247-252.
- Pranesh, M., Sinha, R. 2000. VFPI: an isolation device for aseismic design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29: 603-627.
- Pratt, T.K., Williams, R. 1981. Non-linear analysis of stick/slip motion. *Journal of Sound and Vibration*, 74, 4: 531-542.
- Press, W.H., Teukolsky, S.A., Vetterling, W.T., Flannery, B.P. 1997. *Numerical Recipes in C: The Art of Scientific Computing*. Cambridge University Press.
- Priestley, M.J.N., Crosbie, R.L., Carr, A.J. 1977. Seismic forces in base-isolated masonry structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 10, 2: 55-68.
- Psycharis, I.N. 1991. Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures. *Journal of Structural Engineering*, 117, 3: 733-754.
- Psycharis, I.N., Syngros, C., Mimoglou, P., Taflambas, I. 2002. Parametric investigation of the overturning of rigid blocks under dynamic loading. V: Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper Ref. 013.
- Pu, J.-P., Kelly, J.M. 1991. Active control and seismic isolation. *Journal of Engineering Mechanics*, 117: 2221-2236.
- Qamaruddin, M. 1998. A state-of-the-art review of seismic isolation scheme for masonry buildings. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 376, 35, 4: 77-93.
- Qamaruddin, M. 1978. Development of brick building systems for improved earthquake performance. PhD Thesis. Roorkee, India, University of Roorke: 288 f.
- Qamaruddin, M. 1996. Worldwide development of friction seismic isolation scheme for masonry buildings. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 559.
- Qamaruddin, M., Al-Jabri, K.S., Al-Oraimi, S.K. 1996. Earthquake response of multistory masonry building with friction base isolation. *Bulletin of the Indian Society of Earthquake Technology*, Paper 358, 33, 3: 215-227.
- Qamaruddin, M., Arya, A.,S., Chandra, B. 1985. Dynamic response of multistoreyed brick buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13: 135-150.
- Qamaruddin, M., Rasheeduzzafar, Arya, A.,S., Chandra, B. 1986. Seismic response of masonry buildings with sliding superstructure. *Journal of Structural Engineering*, 112, 9: 2001-2011.
- Qamaruddin, M., Chandra, B., Arya, A.,S. 1984. Dynamic testing of brick building models. *Proc. Inst. Civ. Engrs, Part 2*, 77: 353-365.
- Qamaruddin, M., Qadeer, A., Majid, A.S. 1990. Response of masonry building with seismic base isolation. V: Proceeding, Fifth North American Masonry Conference. Urbana-Champaign, USA. Boulder, Masonry Society: 189-200.

- Qureshi, S.M., Uno, K., Tsutsumi, H. 1991. Vibration control of pure friction based rigid structures under strong earthquake motions. *Memoirs of Faculty of Engineering, Kyushu University*, 51, 4: 267-297.
- Qureshi, S.M., Uno, K., Tsutsumi, H. 1992. Hybrid control of a two degree of freedom model on sliding friction under strong earthquake motions. *Memoirs of Faculty of Engineering, Kyushu University*, 52, 1: 45-66.
- Qureshi, S.M., Tsutsumi, H., Kitagawa, S., Adachi, S., Fujio, Y. 1992. Hybrid control of sliding structures. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 2119-2124.
- Rao, P.B., Jangid, R.S. 2001. Performance of sliding systems under near-fault motions. *Nuclear Engineering and Design*, 203: 259-272.
- Robinson, W.H. 1998. Passive control of structures, the New Zealand experience. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 375, 35, 4: 77-93.
- Robinson, W.H. 1996. Latest advances in seismic isolation. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 270.
- SAA Masonry Code. 1988. AS3700. Standards Association of Australia.
- SAP2000, 1998. Structural analysis and Design Software. Computers and Structures Inc., Ca, USA.
- Sarrazin, M., Moroni, M., Boroschek, R., Soto, P. 1996. Results from a base-isolated experimental building in Santiago-Chile. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1329.
- Sassu, M., Ricci, C. 2000. An innovative distributed base-isolation system for masonry buildings: the reinforced cut-wall. V: *Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland, New Zealand. Upper Hutt, New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering: Paper No. 2149.
- Schlesinger, A. 1979. Vibration isolation in the presence of Coulomb friction. *Journal of Sound and Vibration*, 63, 2: 213-224.
- Serino, G. 1995. Passive and active structural control in earthquake engineering. *TEMPUS JEP 3008, Integrated CAD of Earthquake Engineering Resistant Buildings and Civil Engineering Structures*, 29-52, University of Ljubljana, Ljubljana, Slovenia.
- Shao, Y., Tung, C.C. 1999. Seismic response of unanchored bodies. *Earthquake Spectra*, 15, 3: 523-536.
- Shaw, S.W. 1986. On the dynamic response of a system with dry friction. *Journal of Sound and Vibration*, 108, 2: 305-325.
- Shenton III, H.W. 1996. Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes. *Journal of Engineering Mechanics*, 122, 7: 690-693.
- Shenton III, H.W., Jones, N.P. 1991. Base excitation of rigid bodies I: Formulation. *Journal of Engineering Mechanics*, 117, 10: 2286-2306.
- Shenton III, H.W., Jones, N.P. 1991. Base excitation of rigid bodies II: Periodic slide-rock response. *Journal of Engineering Mechanics*, 117, 10: 2307-2328.
- Shenton III, H.W., Jones, N.P. 1992. Effect of friction and restitution on rocking response. V: *Proceedings, 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid, Spain. Rotterdam, Netherlands, A. A. Balkema: 1933-1938.
- Singhal, A.C., Zuroff, M.S. 1998. Dynamic analysis of dams with nonlinear slip-joints. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17: 185-196.

- Singh, M.P., Matheu, E.E. 1997. Active and semi-active control of structures under seismic excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 193-213.
- Sinopoli, A. 1991. Discussion: Base excitation of rigid bodies I: Formulation. *Journal of Engineering Mechanics*, 117, 10: 2138-2141.
- Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. 1993. An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons Inc., West Sussex, UK, p.354.
- Soong, T.T., Dargush, G.F. 1997. Passive energy dissipation systems in structural engineering. John Wiley & Sons Inc.
- Stanton, J., Roeder, C. 1991. Advantages and limitations of seismic isolation. *Earthquake Spectra*, 7, 2: 301-323.
- Su, L., Ahmadi, G. 1988. Response of frictional base isolation systems to horizontal-vertical random earthquake excitations. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3, 1: 12-21.
- Su, L., Ahmadi, G., Tadjbakhsh, I.G. 1989. A comparative study of performances of various base isolation systems, part I: Shear beam structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18: 11-32.
- Su, L., Ahmadi, G., Tadjbakhsh, I.G. 1990. A comparative study of performances of various base isolation systems, part II: Sensitivity analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19: 21-33.
- Su, L., Ahmadi, G., Tadjbakhsh, I.G. 1989. Comparative study of base isolation systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 115, 9: 1976-1992.
- Su, L., Orabi, I., Ahmadi, G. 1988. Nonstationary earthquake response of a sliding rigid structure. *International Journal of Engineering Science*, 9, 9: 1013-1026.
- Takayama, M., Morita, K. 1996. A study on the energy approach design of base-isolated structures. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1504.
- Taniwangsa, W. 2002. Design consideration for a base-isolated demonstration building. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 761-776.
- Taniwangsa, W. 2002. Seismic performance of a base-isolated demonstration building. *Earthquake Spectra*, 18, 4: 777-793.
- Tehrani, F.M., Hasani, A. 1996. Behavior of Iranian low rise buildings on sliding base to earthquake excitation. V: Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1433.
- Thiel Jr, C.C. 1986. Economic performance of conventional versus base isolated seismic structural systems. V: Proceedings, 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal. Lisbon, Laboratorio nacional de engenharia civil: 8.4/1-8.
- Tsai, J.-S., Wang, W.-C. 1998. Dynamic responses of structures with sliding base. *Structural Engineering and Mechanics*, 6, 1: 63-76.
- Tomažević, M. 1999. Earthquake-resistant design of masonry buildings. Imperial College Press, London, UK, p. 268.
- Tomlinson, G.R., Hibbert, J.H. 1979. Identification of the dynamic characteristics of a structure with Coulomb friction. *Journal of Sound and Vibration*, 64, 2: 233-242.
- Totoev, Y.Z., Page, A.W., Simundic, G. 2001. Long-term shear transfer properties of horizontal slip joints in load-bearing masonry. V: Proceedings, 9th Canadian Masonry Symposium. Fredericton, Canada. New Brunswick, University of New Brunswick.

- Totoev, Y.Z., Simundic, G. 2005. New test for the shear transfer capacity of horizontal slip joints in bedbearing masonry. V: Proceedings of the 10th Canadian Masonry Symposium. Banff, Canada.
- Trajkovski, S., Ma, Q., Tomazevic, M., Brzev, S. 2007. Dynamic Analysis of Masonry Buildings with Two-Level Sliding Isolation System. *European Earthquake Engineering*, 2: 3-13.
- Trajkovski, S., Totoev, Y.Z. 2002. Shear strength of masonry including damp proof course: experimental determination at different strain rates. V: Proceedings, 6th International Masonry Symposium. London, UK. Stoke-on-Trent, British Masonry Society: 487-492.
- Trajkovski, S., Totoev, Y.Z., Tomazevic, M. Shear Strength of Masonry Specimens Including Damp Proof Course at Different Sliding Velocities. *Construction and Building Materials*, (poslano v objavo).
- Tyler, R.G. 1977. Dynamic tests on PTFE sliding layers under earthquake conditions. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 10, 3: 129-138.
- Uang, C.-M., Bertero, V.V. 1990. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19: 77-90.
- Vafai, A., Hamidi, M., Ahmadi, G. 2000. A simple method for analysis of sliding structures considering variations of friction coefficient. *Journal of Earthquake Engineering*, 4, 2: 233-250.
- Vafai, A., Hamidi, M., Ahmadi, G. 2001. Numerical modeling of MDOF structures with sliding supports using rigid-plastic link. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30: 27-42.
- Wang, X.-F., Gould, P.L. 1993. Dynamics of structures with uplift and sliding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22: 1085-1095.
- Wang, Y.-P., Liao, W.-H. 2000. Dynamic analysis of sliding structures with unsynchronized support motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29: 297-313.
- Wang, Y.-P., Liao, W.-H., Lee, C.-L. 2001. A state-space approach for dynamic analysis of sliding structures. *Engineering Structures*, 23: 790-801.
- Wartburton, G.B. 1990. Assesment of errors in the Newmark in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19: 457-467.
- Weeks, L., Wang, R.X. 2002. Simlified assessment of seismic interactions due to sliding using the Newmark sliding block method. V: Proceedings, 12th European Conference on Earthquake Engineering. London, UK. Amsterdam, Netherlands, Elsevier: Paper Ref. 291.
- Westermo, B., Udawadia, F. 1983. Periodic response of a sliding oscillator system to harmonic excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11: 135-146.
- Whitehouse, D.J., Archard, J.F. 1970. The properties of random surfaces of significance in their contact. *Phil. Trans. Roy Soc. London*, A316, 97-121, UK.
- Yamaguchi, H., Yashima, M., Hirayama, Y. 1997. Vibration reduction and isolation performance for on-off control of a friction force at a spring support. *Journal of Sound and Vibration*, 208, 5: 729-743.
- Yang, J.N., Wu, J.C., Agrawal, A.K. 1995. Sliding mode control for seismically excited linear structures. *Journal of Structural Engineering*, 121, 12: 1386-1390.
- Yang, J.N., Wu, J.C., Reinhorn, A.M., Riley, M. 1996. Control of sliding-isolated buildings using sliding-mode control. *Journal of Structural Engineering*, 122, 2: 179-186.
- Yang, J.N., Wu, J.C., Reinhorn, A.M., Riley, M., Schmitendorf, W.E., Jabbari, F. 1996. Experimental verification of H_∞ and sliding mode control for siesmically excited buildings. *Journal of Structural Engineering*, 122, 1: 69-75.
- Yang, Y., Lee, T., Tsai, I. 1990. Response of multi-degree-of-freedom structures with sliding supports. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19: 739-752.
- Yim, C.S., Chopra, A.K. 1983. Dynamics of building response with foundation uplift. *Advances in Engineering Mechanics*: 134-137.

Yim, C.S., Chopra, A.K. 1985. Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift. *Journal of Structural Engineering*, 111, 12: 2708-2731.

Yim, C.S., Chopra, A.K., Penzien, J. 1980. Rocking response of rigid blocks to earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8: 565-587.

Younis, C.J., Tadbakhsh, I.G. 1984. Response of sliding rigid structure to base excitation. *Journal of Engineering Mechanics*, 110, 3: 417-432.

Zadnik, B. 1994. Motions of rigid unsymmetric bodies and coefficient of friction by earthquake excitations. *Structural Engineering and Mechanics*, 2, 3: 257-267.

Zahrah, T.F., Hall, W.J. 1984. Earthquake energy absorption in SDOF structures. *Journal of Structural Engineering*, 110, 8: 1757-1772.

Zamorano, R., Sarrazin, M., Toro, G. 1996. Development and testing of teflon sliding bearings. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 1334.

Zhao, B., Lu, X., Wu, M., Mei, Z. 2000. Sliding mode control of buildings with base-isolation hybrid protective system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29: 315-326.

Zhou, F.L. 2001. Seismic isolation of civil buildings in the People's Republic of China. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3: 268-276.

Zhou, X., Han, M. 1996. Optimum design of resilience friction-slide base isolation system for low cost buildings. V: *Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico. Amsterdam, Netherlands, Pergamon Press: Paper No. 269.

PRILOGE

Fotografije eksperimentalne preiskave (Nikolic-Brzev, 1993):

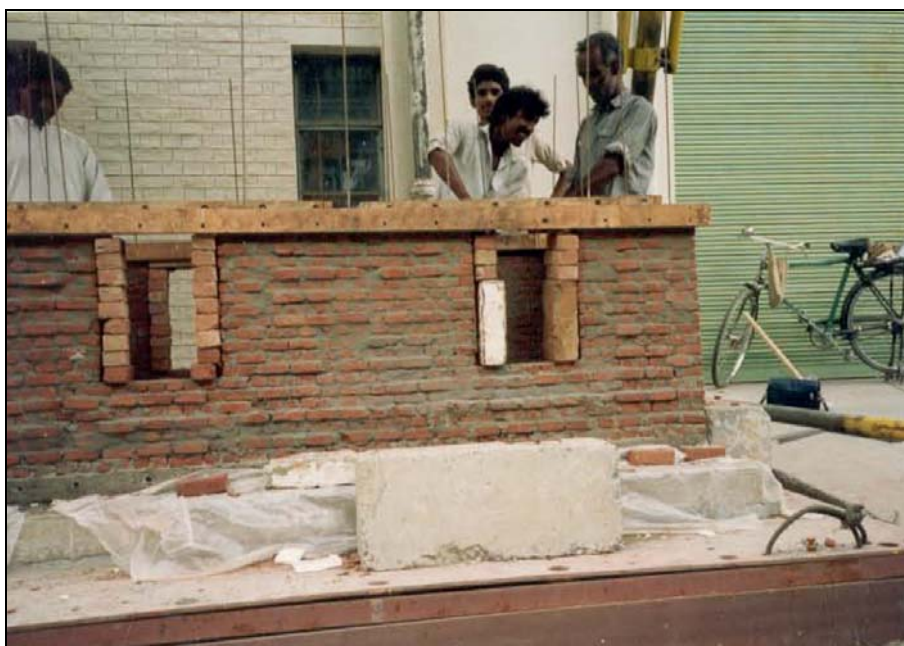


Slika 175: Izdelava prve etaže modela

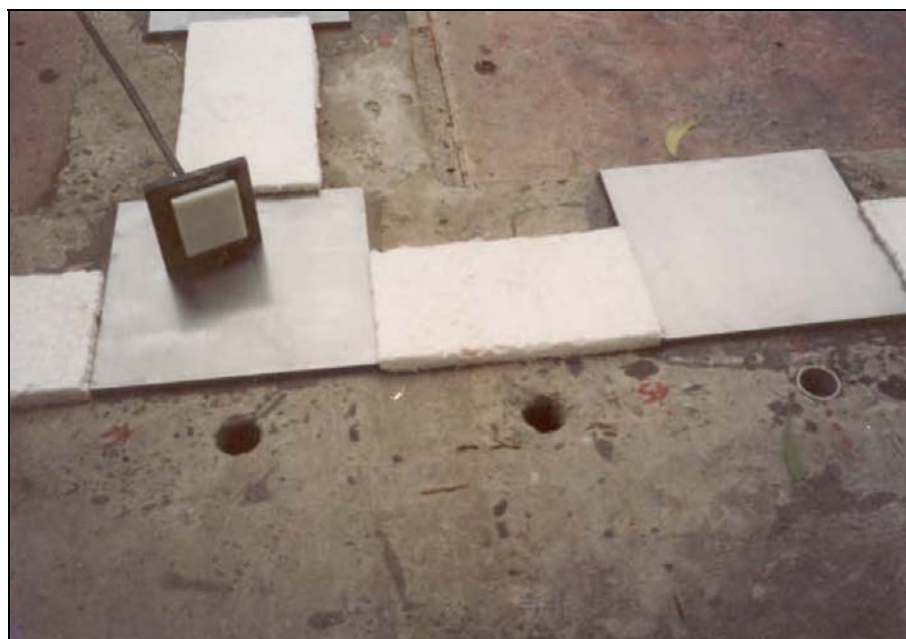
Fig. 175: Ground floor bond beam construction



Slika 176: Diskretni sistem drsne potresne izolacije nad temeljem
Fig. 176: Sliding bearing layout



Slika 177: Izdelava prekladnih vezi
Fig. 177: Lintel band construction



Slika 178: Drsni sistem Teflon/jeklo
Fig. 178: Appearance of a typical Teflon/Steel slider



Slika 179: Izdelava druge etaže modela
Fig. 179: Second storey construction



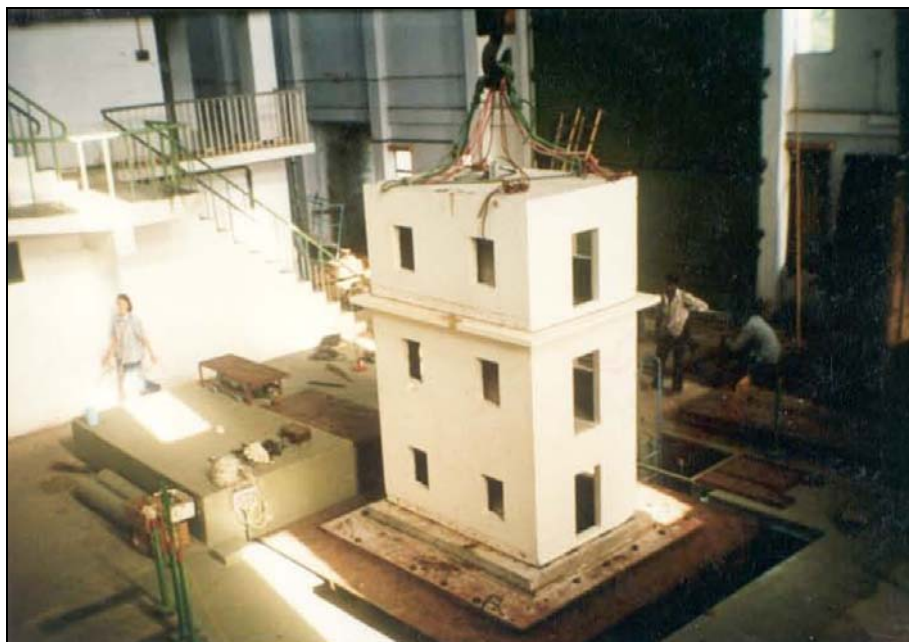
Slika 180: Kontinuirni sistem drsne potresne izolacije na nivoju druge etaže – spodnje drsne površina

Fig. 180: Second storey isolation system – lower sliding surface



Slika 181: Izdelava modela

Fig. 181: Model after completion



Slika 182: Model pred preiskavo na potresni mizi
Fig. 182: View of the model structure and the shake-table facility



Slika 183: Zdrs modela po preiskavi
Fig. 183: Model in the displaced position after the experiment



Slika 184: Pogled na zdrs modela na mestu drsnega sistema izolacije
Fig. 184: View of the displaced bearings