Doprinos nelinearnom statičkom potresnom proračunu plitko temeljenih zgrada uzimanjem u obzir međudjelovanja tla i konstrukcije

Brandis, Adriana

Doctoral thesis / Disertacija

2022

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **Josip Juraj Strossmayer University of Osijek, Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek / Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek**

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:133:500268

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-03-29**

GRAĐEVINSKI I ARHITEKTONSKI FAKULTET OSIJEK
Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Repository / Repozitorij:

Repository GrAFOS - Repository of Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

SVEUČILIŠTE JOSIPA JURJA STROSSMAYERA U OSIJEKU

dabar
DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku

Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek

Poslijediplomski sveučilišni studij Građevinarstvo

Doktorska disertacija

Doprinos nelinearnom statičkom potresnom proračunu plitko temeljenih zgrada uzimanjem u obzir međudjelovanja tla i konstrukcije

Adriana Brandis, mag.ing.aedif.

Osijek, 25. siječnja 2022. godine

Mojoj obitelji i dragome Bogu.

Josip Juraj Strossmayer University of Osijek

Faculty of Civil Engineering and Architecture Osijek

Postgraduate University Study Programme in Civil Engineering

Doctoral dissertation

Contribution to the nonlinear static seismic analysis of shallow founded buildings by taking into account soil-structure interaction

Adriana Brandis, mag.ing.aedif.

Osijek, January 25th, 2022

Prosudbena povjerenstva i bibliografski podaci

Povjerenstvo za prihvaćanje teme doktorske disertacije

Povjerenstvo za prihvaćanje teme doktorske disertacije imenovano na 202. redovnoj sjednici Fakultetskog vijeća Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku održanoj 28. rujna 2018. godine:

prof. dr. sc. Mensur Mulabdić, dipl. ing. građ., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, predsjednik Povjerenstva

doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, član Povjerenstva

prof. emer. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, član

Tema i mentori doktorske disertacije prihvaćeni su odlukom Fakultetskog vijeća Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku na 203. redovnoj sjednici održanoj 23.listopada 2018. godine.

Povjerenstvo za ocjenu doktorske disertacije

Povjerenstvo za ocjenu doktorske disertacije imenovano na 5. redovnoj sjednici Fakultetskog vijeća Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku održanoj 9. veljače 2022. godine:

izv. prof. dr. sc. Krunoslav Minažek, dipl. ing. građ., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, predsjednik Povjerenstva

doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, član Povjerenstva

prof. emer. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, član

Doktorske disertacija prihvaćena je odlukom Fakultetskog vijeća Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku na 6. redovnoj sjednici održanoj 9. ožujka 2022. godine.

Povjerenstvo za obranu doktorske disertacije

Povjerenstvo za obranu doktorske disertacije imenovano na 6. redovnoj sjednici Fakultetskog vijeća Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku održanoj 9. ožujka 2022. godine:

izv. prof. dr. sc. Krunoslav Minažek, dipl. ing. građ., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, predsjednik Povjerenstva

doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif., Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek, član Povjerenstva

prof. emer. dr. sc. Mehmed Čaušević, dipl. ing. građ., Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, član

Doktorske disertacija javno je obranjena 29. ožujka 2022. godine na Građevinskom i arhitektonskom fakultetu Osijek Sveučilišta Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku.

Doktorska disertacija sadrži 184 stranice, 134 ilustracija, 31 tablicu i 178 citiranih publikacija.

Prvi mentor doktorske disertacije je doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif.; Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku; Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek

Drugi mentor doktorske disertacije je doc. dr. sc. Simon Petrovčić, u. d. i. g.; Sveučilište u Ljubljani; Arhitektonski fakultet, Slovenija

Treći mentor doktorske disertacije je doc. dr. sc. Vedran Jagodnik, mag. ing. aedif.; docent; Sveučilište u Rijeci; Građevinski fakultet.

Istraživanje u okviru doktorske disertacije pripada znanstvenom području tehničkih znanosti, znanstvenom polju građevinarstvo.

Izjava o akademskoj čestitosti

Izjavljujem i svojim potpisom potvrđujem kako je doktorska disertacija isključivo rezultat mog vlastitog rada koji se temelji na mojim istraživanjima i oslanja se na objavljenu literaturu, a što pokazuju korištene bilješke i bibliografija. Izjavljujem kako nijedan dio rada nije napisan na nedozvoljen način, odnosno prepisan iz necitiranog rada te kako nijedan dio rada ne krši bilo čija autorska prava.

Izjavljujem kako nisam prijavila doktorsku disertaciju s istovjetnom temom na drugom studiju Sveučilišta ili na drugom sveučilištu.

Osijek, 12. travnja 2022.

Zahvala

Stoga, tko god sluša ove moje riječi i izvršava ih, bit će kao mudar čovjek koji sagradi kuću na stijeni. Zapljušti kiša, navale bujice, duhnu vjetrovi i sruše se na tu kuću, ali ona ne pada. Jer - utemeljena je na stijeni. Naprotiv, tko god sluša ove moje riječi, a ne vrši ih, bit će kao lud čovjek koji sagradi kuću na pijesku. Zapljušti kiša, navale bujice, duhnu vjetrovi i sruše se na tu kuću i ona se sruši. I bijaše to ruševina velika. (Mt 7,24-27)

Navedeni citat me uvijek podsjeti na moju disertaciju iako volim smatrati da nisam lud čovjek. Prije svega, hvala dragome Bogu na svim prilikama, ljudima i darovima kojima je omogućio izradu ove doktorske disertacije. Širu sliku nekada je bilo teško vidjeti, ali rezultat je tu, na čemu sam jako zahvalna.

Hvala mojem suprugu Denisu koji je moj akademski put pratio od studentskih dana i bio slušatelj, savjetnik i suradnik u ključnim trenucima. Bez tebe ovo ne bi bilo isto.

Hvala mojoj obitelji – mami Ines, tati Zdenku i sestri Ini, koji su svjedoci svake stepenice i potpora kakvu nisam znala ni poželjeti. Hvala i široj obitelji koja je vjerovala u mene onda kada ni sama nisam.

Hvala mentoru Ivanu Krausu koji me je još 2015. godine pozvao da sudjelujem na internom projektu te me uveo u ovo kompleksno područje potresnog inženjerstva. Hvala na svim idejama i savjetima, a i preporukama te prijateljskom pristupu. Hvala i komentoru Simonu Petrovčiću koji se odvažio na poziciju komentora bez obzira na to što me nije poznavao. Mjeseci u Ljubljani, a i silni ZOOM sastanci bili su ključni za brojčani dio ove disertacije i velik vjetar u leđa. Hvala na svim materijalima te nesebičnom dijeljenju znanja i svojih radova. Hvala komentoru Vedranu Jagodniku koji je s razumijevanjem podijelio znanje vezano uz geotehnički dio doktorata te uvijek bio na raspolaganju za telefonske konzultacije. Hvala i na pomoći oko provođenja eksperimentalnih istraživanja te kontaktu Nine Čeh kojoj se isto zahvaljujem jer bez njezina znanja i truda ne bi bilo dovoljno eksperimentalnih rezultata.

Hvala mojim kolegama s posla što su uvijek znali kako imati pozitivan pogled na situacije te za potporu i smijeh. Drago mi je da kroz sve idemo zajedno: faza svatova, kupovine automobila, nekretnina pa i doktorat. Hvala svim kolegama koji su uskočili i podijelili svoje znanje i savjete sa mnom, pogotovo kada se radilo o laboratorijskim ispitivanjima. Hvala i Moniki što mi je pomogla kada mi je to najviše trebalo.

Hvala firmi TEO Belišće na donaciji geotehničke centrifuge. Hvala Građevinskom fakultetu Osijek na svim prilikama i potpori.

Doktorandica: Adriana Brandis, mag. ing. aedif.

Mentori: doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif.

doc. dr. sc. Simon Petrovčić, dipl. ing. građ.

doc. dr. sc. Vedran Jagodnik, dipl. ing. građ.

Sažetak

Doktorska disertacija promatra međudjelovanje tla i konstrukcije prilikom potresnog opterećenja konstrukcija za proračune pomoću nelinearne statičke metode. Kompleksan problem međudjelovanja tla i konstrukcije modeliran je i uključen u numeričke proračune pomoću jednostavnih i često korištenih alata za modeliranje, uz nadu kako će ovo metodu učiniti šire primjenjivom struci. Za razvoj modela i koraka za modeliranje međudjelovanja tla i konstrukcije korištena su tri eksperimentalna istraživanja, od kojih su dva izvorni radovi autorice. Tako je numerički model prvotno testiran na eksperimentu s monotno rastućim opterećenjem za model okvira konstrukcije na tlu i upetog u podlogu, zatim cikličkom pobudom za slučaj temelja sa stupom, nakon čega slijedi dinamičko ispitivanje okvira na potresnoj platformi za slučaj konstrukcije upete u podlogu i na lokalnom dravskom pijesku. Tako je numerički model mogao biti kalibriran za slučaj nelinearnog ponašanja tla uzimajući u obzir i trošenje energije u tlu. U sklopu disertacije proučavan je i dravski pijesak za koji su utvrđena svojstva potrebna za numeričko modeliranje tla. Numerički model konstrukcije te sustav tlo-konstrukcija izrađeni su koristeći SAP2000 numerički porgram. Definiran i kalibriran model i koraci za uzimanje u obzir međudjelovanja tla i konstrukcije numerički su testirani na trodimenzionalnoj čeličnoj konstrukciji dimenzioniranoj prema Eurocode normama. Konstrukciji su dimenzionirani temelji te je numerički modelirano i tlo te je provedena nelinearna statička analiza. Rezultati nelinearne statičke analize – N2 metode validirani su pomoću nelinearne dinamičke analize u vremenu koristeći 14 vremenskih zapisa ubrzanja stvarnih i modificiranih potresa. Konačno je definirana metodologija i algoritam provođenja N2 metode uz uzimanje u obzir međudjelovanja tla i konstrukcije te su dane smjernice za daljnja istraživanja.

Ključne riječi: međudjelovanje, tlo, konstrukcija, numerički model, N2 metoda, interakcija, eksperiment

PhD student: Adriana Brandis, mag.ing.aedif.

Mentors: doc. dr. sc. Ivan Kraus, mag. ing. aedif.

doc. dr. sc. Simon Petrovčić, dipl. ing. građ.

doc. dr. sc. Vedran Jagodnik, dipl. ing. građ.

Abstract

The doctoral dissertation observes seismic soil structure interaction in nonlinear static procedure. The complex problem of soil-structure interaction has been modeled and incorporated into numerical calculations using simple and frequently used modeling tools, with the aim of making it widely applicable to the professional community. Three experimental studies were used to develop models and procedures for modeling interaction of soil and structure, two experimental researchers are original scientific contribution. Thus, the numerical model was initially developed for a monotonically increasing load experiment conducted on steel frame models founded on sand and as fixed base. Further, a cyclic excitation is used in the case of a foundation with a column, followed by dynamic testing of the frame fixed into the shaking platform and founded on local drava sand. Thus, the numerical model could be calibrated for the case of nonlinear soil behavior taking into account the energy consumption in the soil. As part of the dissertation, Drava sand was studied and soil prorperties needed for numerical modelling were determined. Numerical models of structures and soil-structure systems were created using the SAP2000 numerical program. Defined and calibrated models with procedures for for taking into account soil-structure interaction were numerically tested on a three-dimensional steel structure designed according to Eurocode standards. Results of nonlinear static analysis - N2 method were validated using nonlinear dynamic tests consisting of 14 acceleration time hystory records of real and modified earthquakes. Finally, the methodology and algorithm for implementing the N2 method were defined, taking into account the interaction between soil and structure, and guidelines for further research were given.

Key words: interaction, soil, construction, numerical model, N2 method, interaction, experiment

Sadržaj

1 Uvod ... 1
1.1 Opis problema i motivacija ... 2
1.2 Hipoteze i ciljevi istraživanja ... 5
1.3 Pretpostavke i ograničenja ... 6
1.4 Metodologija ... 7
2 Pregled literature ... 12
2.1 N2 metoda ... 12
2.1.1 Provedba standardne N2 metode ... 16
2.1.2 Obrasci raspodjele horizontalnog opterećenja za metodu postupnog guranja ... 20
2.1.3 Usporedba N2 metode sa sličnim metodama ... 22
2.1.4 Međudjelovanje tla i konstrukcije u nelinearnim statičkim metodama ... 23
2.2 Modeli tla ... 24
2.2.1 Parametri dinamičkog ponašanja tla ... 27
2.2.2 Kratki pregled modeliranja tla prema različitim propisima i smjernicama ... 33
2.2.3 Numerički pristupi modeliranju tla ... 36
2.3 Postojeća eksperimentalna istraživanja međudjelovanja tla i konstrukcije ... 38
3 Eksperimentalna istraživanja ... 42
3.1 Sustav tlo-temelj-konstrukcija opterećen bočnim monotono rastućim opterećenjem: PENDULARUM eksperiment ... 42
3.1.1 Opis fizičkog modela ... 43
3.1.2 Opis spremnika za model tla ... 50
3.1.3 Priprema modela tla ... 52
3.1.4 Hidraulična preša ... 54
3.1.5 Mjerni instrumenti ... 56
3.1.6 Dravski pijesak ... 57
3.1.7 Ispitivanje čelika ... 60
3.2 Sustav tlo-temelj-stup opterećen bočnim cikličkim opterećenjem: TRISEE eksperiment ... 62
3.2.1 Opis fizičkog modela konstrukcije i spremnika za pijesak ... 63
3.2.2 Sipač pijeska te ugradnja i zasićenje uzoraka tla ... 64
3.2.3 Instrumenti za mjerenje ... 65
3.2.4 Ispitivanje sustava tlo – konstrukcija ... 66
3.3 Sustav tlo-temelj-konstrukcija opterećen dinamičkim opterećenjem: SYNERGY eksperiment ... 67

3.3.1 Opis modela konstrukcije 68
3.3.2 Mjerni instrumenti 71
3.3.3 Opis spremnika za pijesak 71
3.3.4 Provođenje eksperimenta 72
4 Numerički modeli provedenih eksperimenata 75
4.1 Numerički model tla 75
4.2 Numerički model za eksperiment PENDULARUM 79
4.2.1 Numerička simulacija upetog modela 79
4.2.2 Numerička simulacija plitko temeljenog modela na pijesku 82
4.3 Numerički model za eksperiment TRISEE 85
4.4 Numerički model dinamičkog eksperimenta SYNERGY 90
4.4.1 Model upet u nedeformabilnu podlogu 91
4.4.2 Model temeljen na pijesku 94
5 Analiza odziva sustava tlo-čelična konstrukcija 97
5.1 Opis odabrane konstrukcije 98
5.1.1 Momentni okvir 100
5.1.2 Okvir sa zategama 101
5.2 Prostorni model zgrade upet u nedeformabilnu podlogu 102
5.2.1 Opis metode postupnog guranja za model upet u nedeformabilnu podlogu 103
5.3 Prostorni model konstrukcije temeljene na tlu 104
5.3.1 Model konstrukcije temeljene na temeljima samcima povezanim veznim gredama 105
5.3.2 Model konstrukcije temeljene na trakastim temeljima 108
5.4 Proračun primjenom N2 metode 110
5.4.1 Zahtijevani elastični spektar 111
5.4.2 Usporedba rezultata proračuna primjenom metode postupnog guranja 112
5.5 Nelinearni proračun u vremenu 116
5.5.1 Odabir zapisa potresa – program REXEL 117
5.5.2 Modifikacija zapisa potresa prema zahtijevanom spektru 120
5.5.3 Prigušenje numeričkog modela 123
5.5.4 Rezultati dinamičke analize 124
5.6 Usporedba rezultata proračuna primjenom N2 metode i dinamičke analize 127
5.7 Parametarska analiza N2 metode na promatranoj konstrukciji 144
5.7.1 Inkrementalna N2 metoda 144
5.7.2 Promjena modula posmika 148

5.7.3 Promjena razine prigušenja 150
5.8 Nova primjena N2 metode uz korištenje zahtijevanog spektra prema drugoj generaciji norme HRN EN 1998-1-1 153
6 Nova primjena nelinearne statičke metode 156
6.1 Postupak provedbe nove primjene N2 metode za sustave tlo-konstrukcija 156
6.2 Algoritam provođenja nove primjene N2 metode 164
7 Zaključak 168
7.1 Ograničenja metode 172
7.2 Smjernice za buduća istraživanja 173
7.3 Izvorni znanstveni doprinosi 174
REFERENCE 175

Popis slika

Slika 1. Karta potresnog ubrzanja Europe [5]. 1
Slika 2. Postupci i parametri potrebni za provođenje N2 metode. 3
Slika 3. Postupak provođenja N2 metode. 3
Slika 4. Pretpostavka sličnog ponašanja plitko temeljene zgrade na tlu i zgrade na izolatorima. 5
Slika 5. Krivulja kapaciteta [64] (crveno - stvarna krivulja, crno – idealizirana krivulja). 18
Slika 6. Grafički prikaz N2 metode. 19
Slika 7. Usporedba krivulja kapaciteta dobivenih za isti MDOF sustav koristeći tri različite raspodjele opterećenja [64]: (1) jednolika, (2) trokutasta i (3) modalna. 21
Slika 8. Modalna raspodjela horizontalnih sila analize postupnog guranja za modele na tlu [70]. 21
Slika 9. Elastični (crveno) i neelastični (plavo) zahtijevani spektar s obzirom na spektar kapaciteta (ljubičasto) za [20]: a) zgrade s kratkim periodom vibriranja b) zgrade sa srednje dugim i dugim periodom vibriranja. 23
Slika 10. N2 metoda uz međudjelovanja tla i konstrukcije [24] (uredila autorica). 24
Slika 11. Ilustracija dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije [40] (uredila autorica). 26
Slika 12. Odnos posmika te prigušenja u odnosu na amplitudu deformacije [40] (uredila autorica). 27
Slika 13. Prikaz geometrije cikličke petlje [15]. 30
Slika 14. Usporedba dinamičkog i statičkog modula posmika [40] (uredila autorica). 31
Slika 15. Usporedba propagacije posmičnog vala dinamičkog i statičkog modula posmika [40]. 31
Slika 16. Geometrija temelja [97] (uredila autorica). 34
Slika 17. Distribucija opruga [87]. 35
Slika 18. Shematski prikazi eksperimenata koji su dali potporu istraživanju u okviru doktorata: sustav opterećen monotono rastućim bočnim opterećenjem (a), sustav opterećen cikličkim horizontalnim opterećenjem (b) i sustav opterećen dinamičkom pobudom (c) 42
Slika 19. Postav modela konstrukcije upetog u nedeformabilnu podlogu. 44
Slika 20. Detalj vrha stupa. 44
Slika 21. Čelične papuče za upinjanje modela u reaktivnu ploču. 45
Slika 22. Prikaz modela upetog u nedeformabilnu podlogu i okolne sekundarne konstrukcije. 45
Slika 23. Prikaz sekundarne konstrukcije i modela. 47

Slika 24. Pomicanje modela konstrukcije. 48
Slika 25 a) i b). Temelj konstrukcije s ugrađenim mjernim instrumentima za mjerenje pritiska. 48
Slika 26. Rotacija temelja konstrukcije. 49
Slika 27. Povećani temelj. 49
Slika 28. Shematski prikaz modela konstrukcije i temeljnog tla s ugrađenim uređajem za unos opterećenja te instrumentima za mjerenje. 50
Slika 29. Spremnik za ugradnju modela tla. 51
Slika 30. Numerički model spremnika izrađen programom SAP2000. 52
Slika 31. Prikaz sipača pijeska. 53
Slika 32 a) i b). Zbijači pijeska i proces zbijanja. 54
Slika 33. Prikaz spoja hidraulične preše, mjerača sile i modela konstrukcije. 55
Slika 34. Postavka hidraulične preše, instrumenata za mjerenje i modela za ispitavanje postupnim guranjem. 56
Slika 35. Instrument za proizvodnju impulsa. 57
Slika 36. Granulometrijska krivulja dravskog pijeska. 58
Slika 37. Ispitivanje Proctorovim postupkom. 58
Slika 38. Rezultati mjerenja benderovim elementima a) zbijeni pijesak, b) rahli pijesak. 59
Slika 39. Postavljanje benderovih elemenata. 60
Slika 40. Benderovi elementi postavljeni u spremniku s pijeskom. 60
Slika 41. Rezultati ispitivanja čelične epruvete mjereno optičkim mjeračem. 61
Slika 42. Čelična epruveta (a) i ispitivanje čelika (b). 62
Slika 43. Postav eksperimenta (m) [143] (uredila autorica). 63
Slika 44. Prikaz unosa sila u model. 64
Slika 45. Prikaz ugradnje pijeska u spremnik [144]. 65
Slika 46. Grafički prikaz vremenskog zapisa sila unesenih u model s rastresitim pijeskom – faza II. 66
Slika 47. Prikaz fizičkih modela konstrukcije: model s laganom gredom (a) i model s teškom gredom (b). 68
Slika 48. Prikaz sustava tlo-konstrukcija postavljenih na potresnu platformu za oba modela. 68
Slika 49. Nacrti fizičkih modela konstrukcije (mm). 70
Slika 50. Postav eksperimenta s oznakama opreme eksperimenta s brojevima 1 do 4. 71
Slika 51. Spremnik za pijesak. 72

Slika 52. Model prije ispitivanja. 73
Slika 53. Zapis pobuda potresnih platformi. 73
Slika 54. Opis geometrije modela temelja: aksonometrija (a) i presjek (b), prema [97] (uredila autorica). 77
Slika 55 Prikaz p-y krivulje, modificirano prema Reese I Van Impe [153]. 78
Slika 56. Kriuvlja sila-pomak za horizontalni *link* element. 79
Slika 57. Numerički model upet u podlogu izrađen programom SAP2000 [44]. 80
Slika 58. Shematski prikaz modela konstrukcije eksperimenta PENDULARUM. 81
Slika 59. Usporedba krivulje kapaciteta eksperimentalno ispitanog i numeričkog modela upetog u nedeformabilnu podlogu. 82
Slika 60. Oznake kritičnih područja stupova modela temeljenog na pijesku. 83
Slika 61. P-y krivulja vertikalnog *linka.* 84
Slika 62. Numerički model na pijesku izrađen u programu SAP2000 [44]. 85
Slika 63. Usporedba krivulje kapaciteta eksperimenta i numeričkog modela za slučaj modela na pijesku. 85
Slika 64. Numerički model za TRISEE eksperiment. 86
Slika 65. P-y krivulja vertikalnog *linka*. 87
Slika 66. Shema ucrtanih *linkova* u numeričkom modelu. 87
Slika 67. Slijeganje uglova temelja. 88
Slika 68. Oznake uglova temelja. 89
Slika 69. Horizontalni pomak vrha stupa. 89
Slika 70. Histerezna petlja rotacija/moment temelja. 90
Slika 71. Rotacija temelja. 90
Slika 72. Numerički model konstrukcije. 92
Slika 73. Ubrzanje sinesweep funckije (a) i zapisa potresa Kobe (b). 93
Slika 74. Horizontalni pomak grede sinesweep funkcija (a) i zapis potresa Kobe (b). 93
Slika 75. Katni spektar sinesweep funkcija (a) i zapis potresa Kobe (b). 94
Slika 76. Numerički model konstrukcije prikazan pomoću štapnih elemenata (a) te prikazan u tri dimenzije (b). 94
Slika 77. P-y krivulja vertikalnog *linka*. 95
Slika 78. Horizontalni pomak grede sinesweep funkcija. 96
Slika 79. Horizontalni pomak grede uslijed zapisa potresa Kobe za fizički model (a) i numerički model (b). 97
Slika 80. Katni spektar sinesweep funkcija. 97

Slika 81. Prikaz tlocrta i presjeka konstrukcije. 99
Slika 82. Usporedba krivulja kapaciteta nosivosti: puna krivulja ovaj rad, isprekidana krivulja [142]. 100
Slika 83. Okvir sa zategama. 102
Slika 84. Prostorni numerički model konstrukcije. 103
Slika 85. Vertikalna raspodjela bočnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela. 104
Slika 86. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer numeričkog 3D modela. 104
Slika 87. Prostorni numerički model konstrukcije temeljene na: a) temeljima samcima povezanim veznim gredama; b) temeljnim trakama. 105
Slika 88. Odnos sila-pomak (*P-y*) za a) temelj samac; b) veznu gredu. 106
Slika 89. Vertikalna raspodjela horizontalnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela. 107
Slika 90. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer prostornog numeričkog modela. 108
Slika 91. Odnos sila-pomak (*P-y*) za temelj i okolno tlo ispod: a) stupa u uglu, b) stupa na rubu, c) stupa u sredini. 109
Slika 92. Vertikalna raspodjela horizontalnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela. 110
Slika 93. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer prostornog numeričkog modela. 110
Slika 94. Elastični spektri odziva za promatrana ubrzanja i kategoriju tla E. 112
Slika 95. Krvulje kapaciteta.....113
Slika 96. Međukatni pomaci prostornih modela konstrukcije: a) X smjer - momentni okvir, b) Y smjer - okvir sa zategama.....115
Slika 97. Povratni periodi slučajeva ispitanih N2 metodom. 116
Slika 98. Vremenski zapisi potresnog djelovanja. 119
Slika 99. Zahtijevani i prosječni spektar. 120
Slika 100. Zahtijevani i prosječni spektar. 121
Slika 101. Vremenski zapisi potresnog djelovanja. 122
Slika 102. Spektri odziva. 124
Slika 103 Međukatni pomaci modela upetog u nedeformabilnu podlogu.....126
Slika 104. Međukatni pomaci modela temeljenog na tlu. 127
Slika 105. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u nedeformabilnu podlogu te položenog na tlo za X smjer za različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n). 131

Slika 106. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u nedeformabilnu podlogu te položene na tlo za X smjer za različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n). 133
Slika 107. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u podlogu te na tlu za Y smjer te različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n).....135
Slika 108. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u podlogu te na tlu za Y smjer te različite zapise potresa i razine ubrzanja a)-n).....137
Slika 109. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize za X smjer i ubrzanje 0,215 g a)-d).....138
Slika 110. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize a)-d) za X smjer i ubrzanje 0,1 g.....139
Slika 111. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize a)-d) za Y smjer i ubrzanje 0,215 g.....140
Slika 112. Usporedba međukatnih pomaka dobivenih N2 metodom i nelinearnom dinamičkom metodom a)-d).....141
Slika 113. Usporedba međukatnih pomaka za ubrzanje: a) X smjer 0,215 g, b) X smjer 0,1 g. 142
Slika 114. Usporedba međukatnih pomaka za ubrzanje: a) Y smjer 0,215 g i b) Y smjer 0,1. 144
Slika 115. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za X smjer.....146
Slika 116. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za Y smjer.....147
Slika 117. Parametarska analiza modula posmika s rezultatima za X smjer. 149
Slika 118. Parametarska analiza modula posmika s rezultatima za Y smjer. 150
Slika 119. Osjetljivost promjene međukatnih pomaka X smjera na prigušenje zahtijevanog spektra. 151
Slika 120. Osjetljivost promjene međukatnih pomaka Y smjera na prigušenje zahtijevanog spektra. 153
Slika 121. Prikaz novog i trenutno važećeg spektra.....155
Slika 122. Shematski prikaz numeričkog modela prema standardnoj N2 metodi (lijevo) i prijedlogu nove primjene N2 metode (desno). 157
Slika 123. Prikaz geometrijskih veličina i pripadajućih krutosti za slučaj djelovanja potresnog opterećenja paralelno s dužom stranicom temelja.....158
Slika 124. Odnos sila-pomak za *link* element. 158
Slika 125. Takedina histerezna petlja. 159

Slika 126. Katne mase prostornog numeričog modela upetog u nedefromabilnu podlogu (a) te temeljenog na tlu (b).....160
Slika 127. Oblik vibriranja modela upetog u nedefromabilnu podlogu (lijevo) i modela s temeljem na tlu (desno).....160
Slika 128. Vertikalna raspodjela horizontalnog opterećenja za model upet u nedeformabilnu podlogu (lijevo) i model s temeljima na tlu (desno).....161
Slika 129. Krivulje kapaciteta.....161
Slika 130. Prikaz idealiziranih krivulja kapaciteta za upeti model (lijevo) i sustav tlo-konstrukcija (desno).....162
Slika 131. Prikaz sa zahtijevanog spektra odziva.....163
Slika 132. Određivanje ciljanog pomaka.....164
Slika 133. Algoritam provođenja nove primjene N2 metode na sustvima tlo-konstrukcija ...166
Slika 134. Algoritam nove primjene N2 metode.....167

Popis tablica

Tablica 1 Prigušenja za neke tipove tla [91].....28
Tablica 2. Utjecaj faktora na promjenu prigušenja i modula posmika– modificirano prema [94]. 31
Tablica 3. Utjecaj faktora na promjenu prigušenja i modula posmika za male deformacije– podatci preuzeti iz [95].....32
Tablica 4 Pregled s opisom eksperimenata provedenih s ciljem istraživanja u području međudjelovanja tla i konstrukcija 39
Tablica 5. Čelične ploče za simuliranje mase gornjeg ustroja modela. 46
Tablica 6. Svojstva čelika. 62
Tablica 7. Odnos momenta i rotacije plastičnog zgloba numeričkog modela. 80
Tablica 8. Geometrijska svojstva oslabljenih dijelova stupa upetog modela. 81
Tablica 9. Geometrijska svojstva kritičnih područja stupova modela temeljenog na pijesku. .82
Tablica 10. Podatci za proračun p-y krivulje. 84
Tablica 11. Podatci za proračun p-y krivulje. 87
Tablica 12. Koeficijenti skaliranja modela [128, 150, 157].....91
Tablica 13. Dimenzije numeričkog modela. 92
Tablica 14. Podatci za proračun p-y krivulje. 95
Tablica 15. Svojstva plastičnih zglobova.....101
Tablica 16. Svojstva okvira sa zategama. 102
Tablica 17. Periodi vibriranja prostornog modela konstrukcije. 103
Tablica 18. Periodi vibriranja prostornog modela konstrukcije. 105
Tablica 19. Krutosti *link* elemenata ispod temelja samaca i veznih greda. 106
Tablica 20. Svojstva horizontalnih *link* elemenata.....106
Tablica 21. Krutosti *link* elemenata ispod temeljnih traka.....108
Tablica 22. Svojstva horizontalnih *link* elemenata.....108
Tablica 23. Vrijednosti parametara koji opisuju elastični spektar odziva tipa 1.....111
Tablica 24. Periodi vibriranja 3D modela konstrukcije. 112
Tablica 25. Ciljani pomaci prostornog modela konstrukcije prema N2 metodi. 112
Tablica 26. Granične vrijednosti međukatnih pomaka. 114
Tablica 27. Vrijednosti Rayleighevog prigušenja. 123
Tablica 28. Usporedba ciljanog pomaka s prosječnom vrijednosti vršnog pomaka. 128
Tablica 29. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za X smjer. 145
Tablica 30. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za Y smjer. 148

Tablica 31. Vrijednosti ciljanog pomaka prema važećem i novom spektru.....155

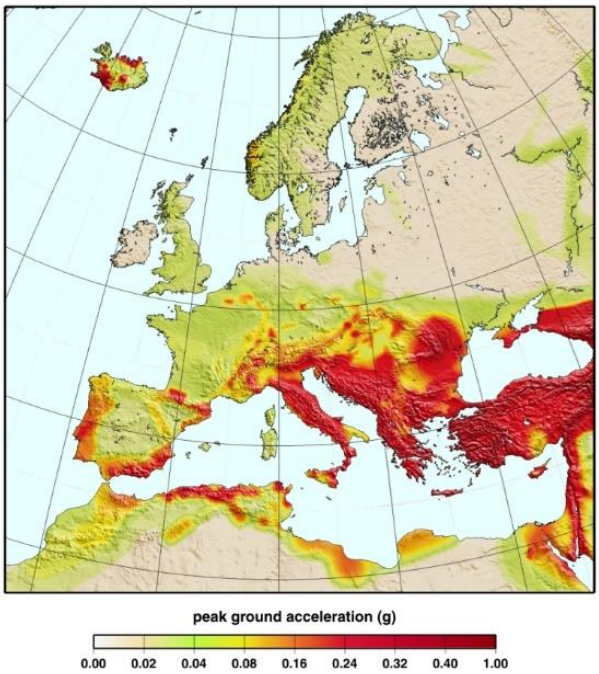
Popis simbola

B	*Pola širine temelja*
c	*Specifična kohezija*
D	*Dubina donje plohe temelja*
*D**	*Pomak istovrijednog SDOF sustava*
D^*_y	*Pomak u podnožju SDOF sustava*
*F**	*Poprečna sila u podnožju zgrade istovrijednog SDOF sustava*
F^*_y	*Poprečna sila u podnožju SDOF sustava*
F_{TR}	*Sila trenja*
G	*Modul posmika*
G_s	*Sekantni modul posmika*
h_1	*Prigušenje za prvu frekvenciju vibriranja*
h_n	*Prigušenje za n-tu frekvenciju vibriranja*
k_n	*Krutost tla u n smjeru*
L	*Pola duljine temelja*
*m**	*Masa istovrijednog SDOF sustava*
m_i	*Masa i-te razine promatranog MDOF sustava*
R_μ	*Koeficijent redukcije zbog histereze*
S_a	*Spektralno ubrzanje*
S_d	*Spektrtalni pomak*
$S_{\alpha,ref}$	Poredbeno maksimalno ubrzanje
$S_{\beta,ref}$	*Poredbeno spektralno ubrzanje*
T	*Period vibriranja*
V	*Poprečna sila u podnožju MDOF sustava*
v_s	*Brzina širenja posmičnih valova*
Γ	*Transformacijski koeficijent*
Δq	*Inkrement devijatorskog opterećenja*
ε_q	*Inkrement devijatorske deformacije*
η	*Koeficijent za temelje ukopane u tlo*
λ	*Koeficijent skaliranja*
μ	*Koeficijent duktilnosti*

ν	*Poissonov koeficijent*
δ_1	*Kritični pritisak*
φ	*Kut unutarnjeg trenja*
Φ_i	*Vektor pomaka i-te razine promatranog MDOF sustava*
γ	*Prostorna težina tla*

1 Uvod

Potresi su jedna od najrazornijih prirodnih katastrofa, što je i brojno stanovništvo Republike Hrvatske moglo osjetiti u protekle dvije godine [1, 2]. Gotovo je cijela Europa potresno aktivno područje (slika 1), a Hrvatska je jedna od potresno najranjivijih zemalja jer se geografski nalazi na mediteransko-transazijskom pojasu visoke razine potresne aktivnosti. Uz činjenicu da potresi uzrokuju gotovo dvije trećine ukupnih godišnjih svjetskih ekonomskih gubitaka [3, 4], postaje jasno da je to živući problem. Razorni učinci potresa, ljudski i ekonomski gubitci, motivacija su znanstvenicima i stručnjacima za razvijanje konstrukcija otpornih na potresna opterećenja.



Slika 1. Karta potresnog ubrzanja Europe [5].

Na 36,42 % područja Hrvatske postoji velika opasnost od potresa osmog ili devetog stupnja Mercalli-Cancani-Siebergove (MCS) ljestvice [4]. Nadalje, zona opasnosti od potresa od sedam stupnjeva na MCS ljestvici pokriva čak 56,22 % teritorija na kojemu živi 1.633.529 stanovnika, što je više od trećine ukupnog stanovništva Hrvatske [4]. Proračun potresnootpornih konstrukcija kompleksan je zadatak i nikako ne smije biti zanemaren jer može rezultirati velikim brojem ljudskih žrtava.

Zbog sve kraćih rokova projektiranja konstrukcija u inženjerskoj praksi, a i u znanosti je uobičajeno proračune provoditi uz pretpostavku da su konstrukcije upete u nedeformabilnu podlogu. Ovo pojednostavljenje ubrzava proračune iako je opće poznato da u stvarnosti

ponašanje konstrukcija uvjetuje popustljivost tla ispod njih. Teoretski, samo se konstrukcija temeljena na stijeni, tj. temeljnom tlu kategorije A prema Eurocodu 8 [6], može smatrati upetom, dok plitko temeljene konstrukcije na tlu mogu klizati, tonuti ili se ljuljati.

Isto tako, u praksi je popularno koristiti jednostavnije vrste proračuna konstrukcija na potres koji daju rezultate brzo i bez potrebe poznavanja velikog broja parametara. Tako su često korišteni: proračun pomoću metode ekvivalentnih sila, modalni proračun uz primjenu spektara odziva te nelinearni statički proračun (metoda postupnog guranja), dok se nelinearni dinamički proračun u vremenu koristi samo za proračune većih i složenijih konstrukcija.

U želji da se omogući korištenje jednostavnijih i bržih postupaka proračuna konstrukcija na potrese, ali uz mogućnost uzimanja u obzir popustljivosti tla ispod konstrukcije, provedeno je istraživanje ovoga doktorskoga rada.

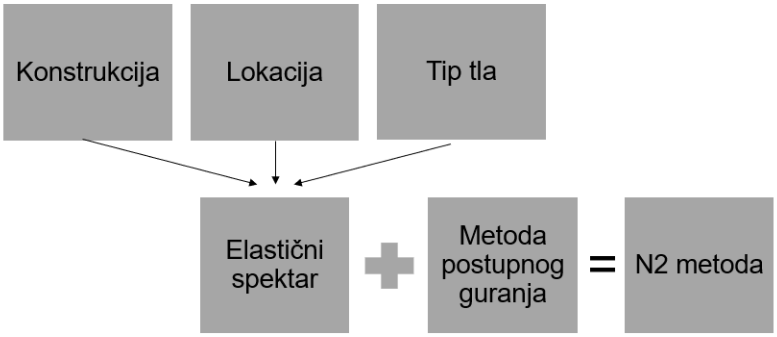
1.1 Opis problema i motivacija

Do danas je još uvijek nedovoljno jasno na koji način popustljivost tla ispod temelja konstrukcije utječe na nelinearno potresno ponašanje plitko temeljenih konstrukcija kojima je omogućeno plastificiranje vertikalnih nosivih elemenata. Dok norme navode da konstrukcije nije dopušteno plitko temeljiti na mekim tlima [6], novija istraživanja pokazuju da popustljivost temeljnog tla može imati povoljan učinak na ponašanje konstrukcija u smislu njihove zaštite [7-9]. Ljuljanje plitko temeljene konstrukcije na tlu može stvoriti mehanizam za trošenje potresne energije i posljedično smanjenje potresnog djelovanja na konstrukciju. Također, popustljivost temeljnog tla može utjecati na smanjenja zahtijevane duktilnosti u konstrukciji [10]. Između ostalog, pokazano je i da bi uključivanje učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija u potresnim proračunima rezultiralo ekonomičnijim konstrukcijama [11]. No, s ovim zaključkom treba biti oprezan s obzirom da postoje i istraživanja koja navode da uključivanje tla u proračun rezultira većim potresnim zahtjevima na konstrukciju [12].

Američki priručnici za proračun konstrukcija [13, 14] upozoravaju da su upeti numerički modeli neprikladni za procjenu potresnog ponašanja plitko temeljenih konstrukcija koji sadrže krute vertikalne elemente. Nadalje, [15] pokazalo je da učinci popustljivosti temeljnog tla najviše dolaze do izražaja kod zgrada s osnovnim periodom vibriranja manjim od 0,6 s, što općenito odgovara niskim do srednje visokim zgradama. U tom svjetlu i mnoga ranija istraživanja upućuju na važnost uključivanja popustljivosti tla kod procjene potresnog odziva relativno krutih plitko temeljenih zgrada [16-18].

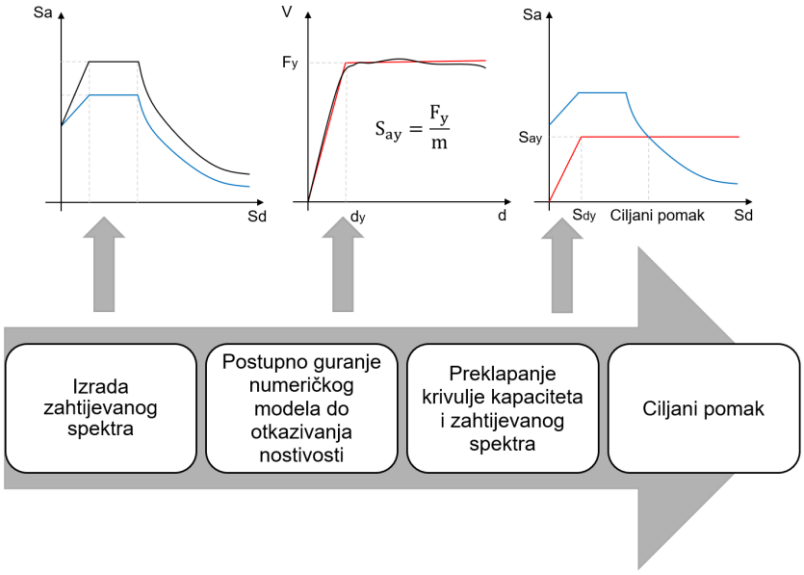
Kako je ranije navedeno, Eurocode 8 [6] predlaže korištenje više različitih metoda proračuna konstrukcija. Od spomenutih metoda, praksa najmanje pozornosti pridaje nelinearnoj

dinamičkoj analizi u vremenu, dok su relativno jednostavne metode proračuna spektrima odziva vrlo dobro prihvaćene i najčešće korištene. Jedna takva metoda jest N2 metoda čiji je algoritam korištenja opisan u [6], a sažeti postupak i potrebni parametri prikazani su slikama 2 i 3. Do danas se N2 metoda primjenjuje za gotovo bilo koji tip zgrada [19-23], no još uvijek nema detaljno istražene mogućnosti uključivanja učinaka popustljivosti temeljnog tla [15, 24].



Slika 2. Postupci i parametri potrebni za provođenje N2 metode.

N2 metoda jednostavna je i brza nelinearna metoda za potresni proračun pravilnih i nepravilnih zgrada. Razvoj N2 metode započet je u kasnim 80-im na Sveučilištu u Ljubljani [25], gdje je grupa istraživača predložila algoritam za metodu koja pruža jednostavan i brz uvid u potresno ponašanje zgrada [19, 22, 26, 27]. Valjanost metode ispitana je u kasnim 80-im [25] koristeći rezultate dobivene iz nelinearnih dinamičkih proračuna provedenih na MDOF modelima te eksperimenata provedenih u Japanu. Usporedbe rezultata pokazale su dobro slaganje, što je metodu učinilo pouzdanom za korištenje.



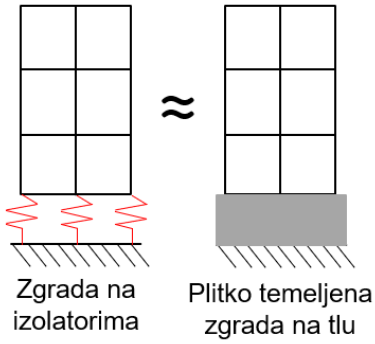
Slika 3. Postupak provođenja N2 metode.

N2 metoda temeljito je testirana do danas i poboljšana uvođenjem nelinearnog statističkog proračuna postupnim guranjem [25, 28], različitih faktora korekcije radi uključivanja učinaka viših oblika, tlocrtne asimetrije (npr. [22, 28, 29]) i prostorne masne asimetrije [30], ali i postupaka za procjenu ponašanja zgrada na izolatorima [31-33].

Kilar i Koren [31-34] prvi su predložili ideju primjene N2 metode na zgrade na izolatorima kako bi, između ostalog, olakšali postupak odabira izolacijskih sustava. Zgrade na izolatorima predominantno vibriraju u jednom, i to prvom obliku, koji ostaje nepromijenjen pri različitim intenzitetima potresa i time dobro ispunjava glavne zahtjeve N2 metode. U takvom se slučaju cijela zgrada iznad izolatora može promatrati kao koncentrirana masa na stupu SDOF sustava. Primjenom N2 metode ciljani pomak može se odrediti koristeći isti postupak koji je definiran za upete zgrade.

Štoviše, prednosti N2 metode leže u izravnom skaliranju za različite razine ubrzanja te različita vrsta tla. Parametri važni za dimenzioniranje (vršni pomak zgrade, omjer međukatnih pomaka, indeks oštećenosti) promatraju se za inkrementalno povećavanje ubrzanja, tj. za inkrementalno povećanje N2 metode [35, 36]. Rezultati inkrementalnih povećanja daju krivulje koje opisuju vezu između odabranih parametara i ubrzanja. Taj prikaz daje vrijedne informacije o neelastičnom ponašanju analiziranih zgrada kao funkcije ubrzanja. Taj postupak proveden je u nedavnim istraživanjima [30, 37].

Kako je navedeno, N2 metoda primjenu nalazi u proračunima zgrada na izolatorima [32, 34], pri čemu je poznato da se numerički modeli naprava za potresnu izolaciju zgrada [38, 39] i numerički modeli za tlo, definirani kao set opruga-prigušivač [17, 40-42], temelje na istom konceptu. To daje zaključiti kako postoji izražen potencijal za uključivanje popustljivosti temeljnog tla u proračunima primjenom N2 metode. Ako se promatraju dvije iste zgrade, od kojih je jedna položena na temeljno tlo, a druga smještena na izolatoru, može se reći da obje zgrade predominantno vibriraju u (gotovo istom) prvom obliku, s obzirom na to da se u oba slučaja na popustljivom mediju nalazi relativno kruti blok. To je važna pretpostavka koja ide u prilog sprezanju N2 metode i popustljivosti temeljne podloge (slika 4).



Slika 4. Pretpostavka sličnog ponašanja plitko temeljene zgrade na tlu i zgrade na izolatorima.

Nadalje, pregledom literature ustanovljeno je da tek nekoliko novijih radova [15, 24, 43] daje prijedlog uključivanja popustljivosti temeljnog tla u N2 metodu, no zasnivaju se na numeričkim i analitičkim proračunima te traže provjeru s obzirom na eksperiment kao i detaljniju provjeru u svjetlu parametarskih studija. Uzimajući u obzir sve ranije navedene činjenice, definirane su hipoteze i ciljevi istraživanja ovoga doktorata uz praćenje metodologije. Metodologija obuhvaća teorijski dio, osmišljavanje i provođenje eksperimenata, numeričke analize te primjenu metode na konstrukciji realnih dimenzija uz provođenje parametarske analize i validacije pomoću nelinearne dinamičke metode.

1.2 Hipoteze i ciljevi istraživanja

Imajući na umu sve ranije navedene činjenice i informacije koje se odnose na N2 metodu kao vrstu proračuna konstrukcija uz mehanizam međudjelovanja tla i konstrukcije, postavljene su i sažeto definirane sljedeće hipoteze:

1. Plitko temeljene zgrade mogu ne se smatrati upetima u tlo jer je moguć slom tla i odvajanje temelja od tla.

2. Tlo ispod zgrada može se promatrati kao veliki izolator koji troši potresnu energiju i mijenja način vibriranja zgrada.

3. Moguće je statičkim nelinearnim proračunom postupnim guranjem simulirati potresno ponašanje zgrada.

4. Moguća je primjena N2 metode za proračun sustava tlo-plitko temeljena zgrada.

5. Moguće je definirati metodologiju za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i zgrada u N2 metodu.

Sljedećim korakom definirani su ciljevi istraživanja. Ciljevi prate definirane hipoteze te koncizno opisuju mjerljive korake istraživanja. Tako je prvi cilj istraživanja izraditi i provesti eksperimentalna istraživanja modela zgrada upetih u tlo te plitko temeljenih na dravskome pijesku. Takvi eksperimenti nisu česti u znanstvenoj zajednici te će doprinijeti razumijevanju ponašanja sustava tlo-konstrukcija. Također, korištenjem lokalnih materijala – lokalnog tla proširit će se znanja na područje koje do sada nije istraživano.

Drugi cilj odnosi se na eksperimentalna ispitivanja svojstva i parametra dravskog pijeska važnih za numerički proračun međudjelovanja tla i zgrada. To istraživanje služit će ne samo znanstvenicima, već i inženjerima u praksi za bolje razumijevanje lokalnog tla koje se vrlo često otkriva geotehničkim ispitivanjima tla u blizini rijeke Drave.

Nadalje, cilj je izraditi, kalibrirati i validirati odabrane i izrađene numeričke modele tlo-zgrada, što će služiti kao prijedlog modeliranja tla u svim budućim studijama i projektima.

Četvrti cilj odnosi se na novu primjenu N2 metode za sustave tlo-plitko temeljena zgrada. Nova primjena ove metode od velikog je značaja jer će primjena metode obuhvatiti veći broj slučajeva zgrada uz, naravno, studije drugih autora.

I posljednji cilj odnosi se na izradu smjernica i prijedloga za primjenu N2 metode za sustave tlo-plitko temeljena zgrada tako kako bi se njena primjena omogućila inženjerskoj praksi.

1. U nastavku su nabrojani znanstveni doprinosi ovoga doktorskoga rada:

2. Nova primjena N2 metode za sustave tlo plitko temeljena zgrada validirane primjenom rezultata eksperimenata i numeričkih simulacija

3. Definirana metodologija za uključivanje učinaka tla u algoritam N2 metode

4. Ispitana svojstva i parametri dravskog pijeska

5. Izrađene smjernice i uputa za praktičnu primjenu N2 metode za sustave tlo-plitko temeljena zgrada

1.3 Pretpostavke i ograničenja

Prvo, pretpostavlja se da se plitko temeljene zgrade ne mogu smatrati upetim u tlo jer je moguć slom tla i odvajanje temelja od tla. Isto tako, moguće je klizanje i rotacija konstrukcije koja može djelovati i pozitivno i negativno na konstrukciju, što je provjereno numeričkom studijom.

Nadalje, tlo ispod zgrada može se promatrati kao velik izolator koji troši potresnu energiju i mijenja način vibriranja zgrada. S tom pretpostavkom treba biti oprezan jer je moguć i suprotan učinak tla na konstrukciju. Isto tako, produženje perioda vibriranja za sustave tlo-konstrukcija, u odnosu na upeti model konstrukcije, može, ali i ne mora, rezultirati smanjenjem potresnog zahtjeva na konstrukciju.

Statički nelinearni proračun pojednostavljeni je potresni proračun konstrukcija, što ga čini popularnim u inženjerskoj praksi i akademskoj zajednici. Pretpostavlja se da je moguće statičkim nelinearnim proračunom postupnim guranjem simulirati potresno ponašanje zgrada. Isto je provjereno usporedbom s rezultatima nelinearnog dinamičkog proračuna u vremenu.

Sljedeće, moguće je primijeniti N2 metodu za proračun sustava tlo-plitko temeljena zgrada te je moguće definirati metodologiju za uključivanje učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija u N2 metodu.

Uz dane pretpostavke navedena su i ograničenja ove doktorske disertacije. Važno je navesti da je ovim doktorskim radom ispitan ograničen broj konstrukcija i slučajeva. Konkretno, metoda je razvijana korištenjem suhog dravskog pijeska kao modela za tlo te ju je potrebno dodatno provjeriti na tlima različitih karakteristika i vlažnosti.

Sva eksperimentalna istraživanja provedena su na konstrukcijama koje imaju relativno malen pritisak na tlo te je potrebno budućim eksperimentalnim istraživanjima provjeriti ponašanje modela tla s većim pritiscima na tlo.

Isto tako, promatrana je simetrična čelična konstrukcija pravilna po visini i bez utjecaja nesavršenosti i torzijskog oblika vibriranja. Uključivanje utjecaja viših oblika vibriranja u metodu može bitno utjecati na konačne rezultate.

Također, numerički je modelirana, ispitana i promatrana konstrukcija srednje visine – pet katova. Potrebno je provjeriti primjenu metode na konstrukcije s manje, odnosno više katova.

Konačna metoda i njezina primjena definirana je za samo jedan slučaj plitkih temelja – temeljne trake. Budućim istraživanjima potrebno je provjeriti metodu i za druge slučajeve plitkog temeljenja.

1.4 Metodologija

Prvo je detaljno istražena problematika te je pregledana dostupna literatura gdje je uočena potreba za provedbom eksperimentalnih istraživanjima. Cilj pregleda literature bio je utvrditi

trenutno stanje u području istraživanja te prikupiti dodatne informacije vezane uz odabir parametara za provedbu istraživanja.

Temeljem pregleda literature provedeno je nelinearno statičko istraživanje učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija u velikom mjerilu, a eksperimenti su provedeni u sklopu internog istraživačkog projekta PENDULARUM pri Građevinskom i arhitektonskom fakultetu Osijek, čiji je voditelj mentor doktorskoga rada, docent dr. sc. Ivan Kraus. Eksperimentalno istraživanje detaljno je osmišljeno te se sljedeći korak odnosio na provedbu preliminarne studije. Primjenom računalnog programa SAP2000 [44] provedena su preliminarna istraživanja. Preliminarna istraživanja koriste konvencionalne i opće prihvaćene parametre za građevinske materijale i konstrukcijske elemente. Na temelju studije provedene uz primjenu računalnog programa definiran je dvodimenzionalni model okvira zgrade koja je ispitana eksperimentalno radi provjere valjanosti numeričkih modela. Dvodimenzionalni okvir sastojao se od tri čelična stupa, temeljne trake s ugrađenim instrumentima za mjerenje pritiska te krute čelične grede koja je povezivala stupove te služila za unos vertikalnog i horizontalnog opterećenje u model. Stupovi modela oslabljeni su u području očekivanih plastičnih zglobova kako bi se osigurala plastifikacija modela. Eksperimentalni model izrađen je modularno kako bi se stupovi nakon ispitivanja mogli jednostavno zamijeniti novima.

Sljedeći zadatak odnosio se na izradu laboratorijske opreme potrebne za provedbu eksperimenata.

Tako je, osim eksperimentalnog modela okvira, izrađena i pomoćna konstrukcija za osiguranje od mogućeg prevrtanja modela te za prihvat slomljenog modela. Izrađen je i spremnik za pijesak. Spremnik pijeska ne smije se značajno deformirati kako bi valjano oponašao stvarno stanje na terenu te je proveden numerički proračun prema kojem je spremnik adekvatno dimenzioniran. Ako bi se sustav sanduka s ugrađenim pijeskom promatrao u kontekstu mogućih kategorija tla kakve definira Eurocod 8 [REF], taj bi model tla odgovarao kategoriji tla E (sloj naslaga tla na stijeni). Štoviše, većina do danas provedenih eksperimentalnih istraživanja na tlu može se promatrati kao da sadrži tlo kategorije E jer spremnici s tlom ne mogu biti beskonačno duboki. Na temelju dostupnih podataka tip tla kategorije E često se pojavljuje u Sloveniji [45], Italiji, Grčkoj i Turskoj, ali i u SAD-u i Japanu [46].

U ovome dijelu provedbe istraživanja izrađen je jednostavan uređaj/sito za rasprostiranje pijeska uz postizanje željene relativne gustoće, tj. zbijenosti. Kako je ideja provesti istraživanja na pijesku uz dvije različite zbijenosti, izrađeni su i zabijači pomoću kojih je pijesak uvijek zbijan jednolikom energijom te je na taj način dobivena jednolika zbijenost pijeska unutar spremnika.

Zbijenost pijeska provjerena je ponovljenim ugrađivanjem pijeska odabranim postupcima u spremnik poznatog volumena te vaganjem ugrađenog pijeska. Osim zbijenosti pijeska izmjerena je i brzina širenja posmičnih valova pomoću benderovih elemenata te je taj podatak, uz zbijenost pijeska, služio za izračun modula posmika pijeska potrebnog za numeričko modeliranje tla. Važno je naglasiti da se model tla u numeričkim modelima promatra preko sljedećih parametara: brzine širenja posmičnih valova, gustoće, Poissonovog koeficijenta i prigušenja. Ti su parametri nužni za u modeliranje opruga i prigušivača pomoću kojih je moguće simulirati ponašanje temeljnog tla. Model tla izrađen je od prosijanog i osušenog lokalnog dravskog pijesaka. Pijesak je detaljno obrađen i ispitan u laboratoriju Građevinskog fakulteta u Rijeci, a ispitivanje i obradu proveo je komentor, docent dr. sc. Vedran Jagodnik, te su detaljno utvrđena i provjerena sva svojstva pijeska potrebna u daljnjim proračunima.

Nakon što su provedena sva preliminarna ispitivanja i nakon što su definirani svi potrebni koraci, provedeno je eksperimentalno istraživanje. Istraživanje je provedeno u laboratoriju Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek koristeći reaktivni zid i reaktivnu ploču kao osnovnu platformu za ispitivanje. Kako je za ispitivanje postupnim guranjem korištena hidraulična preša, izrađen je nosač koji se montira na reaktivni zid. Prvo su eksperimentalno ispitani modeli upeti u nedeformabilnu podlogu (tj. reaktivnu ploču) kako bi se potvrdila valjanost numeričkih modela, a nakon toga provedeno je ispitivanje modela okvira zgrade na pijesku. Dimenzije modela skalirane su tako da odgovaraju okvirima kakvi se mogu pronaći u stvarnim zgradama. Eksperimentalno su ispitana dva tipa modela, prvi tip s manjom masom te drugi s većom masom na vrhu, kako bi se omogućilo istraživanje utjecaja različitog pritiska na tlo. Mjerilo u kojemu je izrađen model je 1:7,5. U konačnici, provedeno je sedam eksperimenata od kojih je pola korišteno za potrebe izrade doktorata, a to se odnosilo na modele s manjom masom grede. Za svaki model prvo su utvrđeni prirodni oblici vibriranja, nakon čega je svaki model ispitan do sloma. Modeli okvira, u upetom stanju i u stanju kada se promatra kao slobodno položen na pijesak, ispitani su pri djelovanju monotono rastuće horizontalne sile koja je pri vrhu modela unesena pomoću preše pričvršćene na reaktivni zid. Koristeći LVDT uređaje, mjeren je horizontalni i vertikalni pomak temeljne ploče te grede modela u smjeru opterećivanja modela te okomito na smjer opterećivanja (radi kontrole uvrtanja modela oko vertikalne osi). Također, koristeći LVDT uređaje koji su postavljeni na temeljnu traku modela i orijentirani vertikalno, mjereno je naginjanje modela. Uređaji za mjerenje pritiska ugrađeni unutar temelja omogućili su provjeru naginjanja modela, dok je mjerač sile postavljen na gredi mjerio horizontalnu silu unesenu u model. Unutar spremnika s pijeskom u koji se u slojevima ugrađuje pijesak, ugrađeni su akcelerometri u dvije vertiklane osi, prvoj ispod temelja, a drugoj u slobodnome polju. Akcelerometri su služili za mjerenje

brzine širenja valova unutar pijeska. Na dnu spremnika ugrađen je i uređaj koji šalje impuls kroz pijesak. Kao potvrda rezultatima dobivenih primjenom akcelerometara korišteni su i bender elementi koji također daju informaciju o brzini širenja posmičnih valova unutar tla.

Završetkom eksperimentalnog istraživanja dobiveni su rezultati koji su korišteni za kalibraciju i validaciju numeričkih modela. Početak kalibracije odrađen je odmah po završetku eksperimentalnih istraživanja. Numeričko modeliranje i kalibracija provedena je velikim dijelom i za vrijeme boravka doktorandice na Sveučilištu u Ljubljani uz vodstvo komentora, docenta dr. sc. Simona Petrovčića. Prvo je kalibriran slučaj modela konstrukcije upet u podlogu te je zatim nastavljeno s kalibracijom modela temeljenog na tlu. Oba slučaja uspješno su kalibrirana, no javila se potreba za doradom numeričkog modela tla uz prisutnost zahtjevnije vrste djelovanja, kao što su cikličko te dinamičko opterećenje.

Za potrebe daljnjeg istraživanja korišteni su dostupni rezultati eksperimenta TRISEE koji je proveden u Italiji 90-ih godina 20. stoljeća. Ispitani model sastojao se od temeljne ploče i stupa preko kojeg je unošeno cikličko horizontalno opterećenje korištenjem preše. Model je postavljen na otprilike 56 m^3 pijeska koji je pažljivo ugrađivan u spremnik. Zbijenost pijeska te korišteni pijesak bili su sličnih svojstava pijesku iz ranije opisanog eksperimentalnog istraživanja te je sukladno tome korišten, ali i dorađen numerički model tla.

Numerički modela tla validiran je i s obzirom na dinamičko djelovanje kroz interni znanstveno-istraživački projekt SYNERGY pod vodstvom doktorandice, a financiran od strane Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek. To eksperimentalno istraživanje provedeno je na Građevinskom fakultetu u Rijeci, dok je sva priprema spremnika za pijesak te izrada modela konstrukcije obavljena na Građevinskom i arhitektonskom fakultetu Osijek. Za potrebe istraživanja izrađen je okvirni model konstrukcije, sličnih karakteristika kao ranije ispitani okvirni model u okviru projekta PENDULARUM. Tako je pritisak konstrukcije na tlo bio bliskih vrijednosti, kao i odnos mase grede modela i temeljne trake. Model je ispitan na potresnoj platformi kao upet u nedeformabilnu podlogu te temeljen na modelu tla. Rezultati dobiveni tim istraživanjem korišteni su kao zadnji korak kalibracije numeričkih modela s modelom tla.

Kako bi se testirala primjena takvih modela, modelirana je čelična, prostorna okvirna konstrukcija dimenzionirana prema Eurocode normama. Konstrukcija je kalibrirana tako da odgovara rezultatima iz dostupne literature te su joj naknadno dodani temelji i drugi dijelovi za koje su podatci nedostajali. Konstrukcija je promatrana i za slučaj upinjanja u nedeformabilnu podlogu te za slučaj plitkog temeljenja na pijesku. Nakon razmatranja i modeliranja više vrsta temeljenja odabrane su temeljne trake kojima je provjerena nosivost sukladno Eurocod 7

normi. Nakon završetka dimenzioniranja i modeliranja konstrukcije provedena je nelinearna statička analiza te je primijenjena N2 metoda.

Rezultati dobiveni N2 metodom validirani su usporedbom s rezultatima dinamičke analize koja je zbog potrebe promatranja utjecaja parametara izrađena s dva seta ulaznih zapisa pobuda. U prvom slučaju korišten je računalni program REXEL za potrebe odabira zapisa stvarnih potresa, koji su skalirani prema traženim vrijednostima. Korišteno je sedam zapisa, kako i predlaže norma. Drugi set zapisa generirao je program REXEL, ali je izvršena njihova modifikacija. Tako su svi zapisi učitani u SYNTH program koji je modificirao elastične spektre svih zapisa tako da odgovaraju traženom spektru odziva. Druga parametarska analiza odnosila se na provjeru utjecaja razine potresnog ubrzanja te su sve analize, i dinamička i N2 metoda, provedene za ubrzanja 0,215 g i 0,1 g pri čemu su rezultati uspoređeni.

Zadnji korak odnosi se na analizu svih dobivenih rezultata te uključivanje popustljivosti tla u N2 metodu. Predloženi su koraci provedbe nove primjene N2 metode. Kako bi predložena nova primjena metode pratila promjene normi, prikazana je i primjena N2 metode uz korištenje novih spektara odziva koji će se naći u idućoj Eurocode 8 normi.

2 Pregled literature

Iako je napredak računala inženjerskoj praksi omogućio provođenje kompliciranijih te većih numeričkih proračuna konstrukcija poput nelinearne analize u vremenu, inženjerska praksa i dalje teži ka proračunima koji će uz manje utrošenog vremena te potrebe za manje informacija o parametrima za modeliranje dati pouzdane rezultate. Metoda koja se pokazala kao pouzdana, no u istom vremenu i jednostavna, jest nelinearna statička metoda postupnog guranja [47-49]. Nelinearna statička N2 metoda započela je svoj razvoj u Ljubljani kasnih 80-ih [19, 25] i jednostavna je metoda koja inženjerskoj praksi pruža pouzdane rezultate za projektiranje. Metoda je objedinila dva pristupa proračuna, metodu spektra kapaciteta i proračun uz primjenu postupnog guranja. Metoda postupnog guranja vrlo je dobro prihvaćena u praksi i akademiji, a zajedno s metodom spektra čini jednostavnu i brzu metodu koja daje pouzdane rezultate uspoređene s drugim metodama, kao što je nelinearni dinamički proračun u vremenu. Dinamički proračun u vremenu koristi vremenske zapise te daje najtočnije rezultate, no dugotrajan je i zahtijeva velik broj početnih parametara koji često nisu poznati, što mu smanjuje primjenu u svakodnevnom projektiranju, naročito u inženjerskoj praksi. Ovo poglavlje predstavit će N2 metodu, pokazati razvoj metode, ograničenja, primjenu te je ukratko usporediti s ostalim sličnim metodama u svijetu.

Europska norma za proračun konstrukcija na potresno opterećenje - Eurocode 8 [50] navodi nekoliko različitih načina proračuna za potresno otporne konstrukcije: i) proračun pomoću metode ekvivalentnih sila, za konstrukcije s dominantnim prvim oblikom vibriranja; ii) modalni proračun uz primjenu spektara odziva, koji se može koristiti i za konstrukcije s višim oblicima vibriranja; iii) nelinearni statički proračun (metoda postupnog guranja) i iv) nelinearni dinamički proračun. Prve dvije metode zasnivaju se na linearno elastičnom ponašanju konstrukcija, a zadnje dvije metode mogu pružiti uvid u neelastično ponašanje konstrukcija. Podrazumijeva se da su nelinearne metode zahtjevnije s obzirom na vrijeme i resurse. Unutar Eurocode 8 norme [50] nalazi se i prijedlog proračuna konstrukcija pomoću N2 metode koja se može koristiti za gotovo sve tipove zgrada [19-23]. Neke od konstrukcija na kojima se primjenjuje metoda su i višekatne križno lamelirane zgrade [51], čelične konstrukcije [23, 30] i mostovi [22, 52]. Međutim, određena ograničenja metode još uvijek postoje, što će biti navedeno u idućim potpoglavljima.

2.1 N2 metoda

Prema dostupnoj literaturi početak razvoja N2 metode započeo je u kasnim 80-im [25]. Prvotno je N2 metoda razvijena i zamišljena kao relativno jednostavna metoda za zgrade pravilnog

oblika koje imaju jedan predominantan oblik vibriranja. Metoda je tada sadržavala dva matematička modela s tri koraka nelinearnog proračuna. Postupak je bio sljedeći: (i) izrađen je numerički model kao sustav s više stupnjeva slobode (nadalje MDOF) koji se ispituje metodom postupnog guranja (Pushover analiza) – nelinearnom statičkom metodom, (ii) nastavno se sustav s više stupnjeva slobode (MDOF) transformira u sustav s jednim stupnjem slobode (nadalje SDOF), što sadrži pretpostavku da se oblik deformacija SDOF sustava ne mijenja u odnosu na MDOF sustav tijekom podrhtavanja; te zadnji korak (iii) određivanje najvećeg pomaka iz nelinearnog dinamičkog proračuna na SDOF sustavu. Kasnije je metoda dinamičkog proračuna zamijenjena primjenom neelastičnog spektra odziva, što je dio metode i danas. Točnost metode ispitana je [25] uporabom rezultata: (i) dinamičkih proračuna na MDOF modelima i (ii) eksperimentalno u Japanu. Usporedbom rezultata prikazano je dobro slaganje te je metoda dokazana kao pouzdana.

Početkom 90-ih nastavljeno je istraživanje metode N2 [19]. Ustanovljeno je da potresno opterećenje, maksimalni pomaci i duktilnost sustava trebaju odgovarati kapacitetu konstrukcije. Istraživači su zaključili da, kada je predominantni period vibriranja konstrukcije mnogo veći od predominantnog perioda pomaka tla, učinci viših oblika vibriranja rezultiraju manjom energijom ekvivalentnog SDOF-a, što podcjenjuje potresno opterećenje te oštećenje konstrukcije [28]. Nadalje, predominantni period pomaka tla može dati pogrešnu sliku. Iako daje vrijedne podatke o rezonanciji između tla i potresnog vala, zanemaruje pojavu spektralnog ubrzanja vrlo blizu maksimalne vrijednosti za razdoblja različita od predominantnog perioda [15].

Metoda je u početku uglavnom korištena za armiranobetonske (AB) konstrukcije [19, 20, 26, 27]. Konstrukcije korištene u spomenutim istraživanjima bile su ravninske. Metoda je verificirana pomoću eksperimenata i detaljnije nelinearne dinamičke analize, što je rezultiralo zaključcima da je N2 metode nekonzervativna i pouzdana za dimenzioniranje. Primjena N2 metode provedena je i na zgradama dimenzioniranim konceptom jakog stupa i slabe grede te zgradama s mekim katom [26]. Usporedba rezultata N2 metode i nelinearne dinamičke analize pokazala je da N2 metoda bolje predviđa potresni odziv na globalnoj razini u odnosu na lokalnu razinu. Iako je metoda pokazala dobre rezultate, otkrivena su određena ograničenja i nedostatci te je daljnje istraživanje nastavljeno [20, 26, 27, 53]. Fajfar i suradnici [19, 22, 27, 53] prezentirali su korak-po-korak algoritam N2 metode zajedno s poboljšanjima i pojednostavljenjima. Kako bi se metoda pojednostavila te bila primjenjivija, predložena je zamjena nelinearne dinamičke analize nelinearnom statičkom analizom postepenog guranja (pushover metoda).

Nadalje, krivulja kapaciteta dobivena metodom postepenog guranja zahtijeva inženjersku prosudbu jer je za daljnju obradu potreba aproksimacija krivulje. Definiranje podataka za potrebe krivulje kapaciteta, kao što su plastični zglobovi, često zahtijeva različite setove parametara koje često nije lako procijeniti. U kasnim 90-im Krawinkler [54] je predložio da metoda postupnog guranja treba biti limitirana za primjenu samo na zgrade s malim i srednje dugim periodima. Taj je problem ponovno istaknut 2000. godine [25].

Definiranje ciljanog pomaka krivulje kapaciteta je u kasnim 90-im istaknut kao jedan od problema u N2 metodi. Istaknuto je da ciljani pomak ovisi o prethodno odabranom obliku vektora te također da nije moguće unaprijed znati vrijednost ciljanog pomaka te je iz tog razloga potrebno provesti iteracijski postupak [54]. Također, istraživanje koje su proveli Kilar i suradnika [28] predložilo je ciljani pomak koji je jednak 1 % visine zgrade. Ciljani je pomak također pod utjecajem torzijskih učinaka, brojnih post-elastičnih ciklusa i podizanja temelja (npr. [26, 54, 55]).

Krajem 90-ih Krawinkler [56] je predstavio detaljan rad u vezi s analizom postepenog guranja, uvodeći prednosti, nedostatke i ograničenja. Još jedna nejasnoća nalazi se kada se zanemare učinci P-delte pri određivanju ciljanog pomaka. Kad su uključeni, učinci P-delte rezultiraju povećanjem potražnje za duktilnošću [56], što je tema brojnih istraživačkih radova [57, 58]. P-delta učinci nisu uključeni u istraživanja N2 metode npr. ([25, 59]). te ni danas nisu potpuno ispitani. Važno je naglasiti da u nekim slučajevima P-delta učinci mogu osim povećanja zahtjeva za duktilnosti povećati i međukatne pomake [54]. Generalno, P-delta učinci izraženiji su kod nižih katova konstrukcija, gdje se javljaju najveće vertikalne sile [54]. Isto tako, P-delta učinci mogu utjecati i na povećanje osnovnog perioda vibriranja konstrukcije [57, 58].

U sljedećim odjeljcima promatran je razvoj i primjena N2 metode na nepravilne zgrade te zgrade na izolatorima. Poznato je da torzijski učinci mogu povećati pomake, ali i da promjena smjera rotacije može stvoriti plastične zglobove u nosivim elementima [28]. N2 metoda do 2000. godine korištena je samo za procjenu potresnog ponašanja jednostavnih i simetričnih konstrukcija, no daljnja istraživanja proširila su primjenu N2 metode na nepravilne upete zgrade te zgrade na izolatorima. Početkom 21. stoljeća napravljen je iskorak od pravilnih na nepravilne konstrukcije i pokazana je primjena metode postupnog guranja na tlocrtno asimetričnim zgradama [27, 53, 60] te je N2 metoda proširena za primjenu na asimetričnim zgradama ispitana na setu realnih zgrada [21, 61].

Za asimetrične konstrukcije moguće je koristiti proširenu N2 metodu koju je predložila grupa znanstvenika 2005. [27]. Algoritam korak-po-korak dan je u [27]. Proširena N2 metoda koristi

isti postupak pretvorbe MDOF sustava u SDOF za simetrične i asimetrične zgrade. Razlika je što proširena N2 metoda koristi korekcijske faktore koji se primjenjuju na krivulji kapaciteta. Korekcijski faktori definirani su kao omjer normaliziranog vršnog pomaka dobivenog elastičnim modalnim proračunom i metodom postupnog guranja za dva horizontalna smjera. Verifikacija proširene N2 metode provedena je usporedbom s rezultatima nelinearnog dinamičkog proračuna. Za istraživanje je korištena trokatna AB okvirna zgrada s ekscentricitetima približno 12 % te je ista i eksperimentalno ispitana. U toj usporedbi proširena N2 metoda daje konzervativne rezultate na strani sigurnosti.

Fajfar i suradnici [27] objasnili su konzervativnost koja proizlazi iz nesigurnosti određivanja ciljanog pomaka u težištu mase te utjecaja torzijskih učinaka. Nadalje, proširena N2 metoda testirana je za zgrade asimetričnog tlocrta uz primjenu stvarnih AB zgrada s tri, pet i osam katova [21]. Rezultati proširene metode uspoređeni su s rezultatima standardne N2 metode i rezultatima nelinearnog dinamičkog proračuna, što je potvrdilo dobro podudaranje predviđanja torzijskog ponašanja zgrada asimetričnih u tlocrtu proširene N2 metode. U N2 metodu dalje je uključena slučajna ekscentričnost [53], što je istraživano na trokatnoj AB okvirnoj zgradi te je to istraživanje predložilo tri različite metode koje omogućuju uključivanje slučajnog ekscentriciteta u N2 metodu. Iako su proširene metode korisne za primjenu N2 metode, nisu jednostavne za korištenje. Na kraju, Kilar i Koren [31] pokazali su primjenu N2 metode na zgradama asimetričnim u tlocrtu koje su temeljene na izolatorima, što je kasnije detaljnije objašnjeno.

Nakon proširenja N2 metode na zgrade asimetričnog tlocrta metoda je proširena na zgrade nepravilne po visini radi uključivanja učinaka viših oblika vibriranja [29, 62]. Uključivanje viših oblika vibriranja provedeno je u metodi sličnim pristupom korekcijskih faktora kao i za zgrade nepravilnog tlocrta. Pretpostavka tog pristupa je da su učinci viših oblika isti u neelastičnom i u elastičnom području. Doprinos viših oblika određuje se iz elastičnog modalnog proračuna, što se kasnije koristi za korekciju rezultata dobivenih metodom postupnog guranja. Istraživači predlažu sljedeći postupak : i) provesti standardnu N2 metodu, ii) provesti elastični modalni proračun kako bi se utvrdili relevantni oblici i međukatni pomaci, iii) odrediti ovojnicu rezultata iz prethodna dva koraka, definirati korekcijske faktore i međukatne pomake za svaki kat te iv) odrediti lokalne veličine. Korekcijski koeficijent koristi se samo ukoliko je vrijednost koeficijenta veća od 1. Konačni rezultati proširene metode dobiju se množenjem rezultata N2 metode s odgovarajućim korekcijskim koeficijentima. Viši katovi pokazuju veći utjecaj viših oblika vibriranja.

Kilar i Koren [31-34] prvi su predložili ideju primjene N2 metode na zgrade na izolatorima. Konstrukcije na izolatorima predominantno vibriraju u jednom obliku, koji ostaje nepromijenjen pri različitim intenzitetima potresa i time dobro ispunjavaju glavne zahtjeve standardne N2 metode. Zgrada na izolatorima nadalje se promatra kao koncentrirana masa na stupu SDOF sustava. Kilar i Koren također su proučavali ponašanje konstrukcija temeljenih na termoizolaciji [63]. Istraživanje [32] je pokazalo da krući i visoko prigušeni izolatori rezultiraju manjim pomacima temelja kada se usporede s mekšim i nisko prigušenim izolatorima. Plastifikacija elemenata konstrukcije iznad izolatora uočena je samo za izolatore s tvrdom gumom te izolatore s normalnom gumom i vrlo slabim prigušenjem. Nadalje, istraživanje koje su proveli Kilar i Koren [34] zahtijevalo je trilinearnu aproksimaciju krivulje kapaciteta umjesto primjene, do sada korištene, bilinearne aproksimacije. N2 metoda za zgrade na izolatorima testirana je na realističnoj četverokatnoj zgradi pravilnog tlocrta koristeći tri različite vrste izolatora i tri različite raspodjele horizontalnog opterećenja. Istraživanje je pokazalo dobro poklapanje rezultata dobivenih primjenom N2 metode za zgrade na izolatorima i nelinearnog dinamičkog proračuna te podcjenjivanje zahtijevanih pomaka trokutaste raspodjela horizontalnog opterećenja. Za zgrade na izolatorima nadalje je preporučena horizontalna raspodjela opterećenja proporcionalna masi [34]. Istraživanje je nastavljeno na asimetričnoj izoliranoj zgradi [31] koristeći ranije navedenu trilinearnu aproksimaciju krivulje kapaciteta, redukcijski faktor i torzijski korekcijski koeficijent. Pokazano je dobro podudaranje rezultata N2 metode i nelinearnog dinamičkog proračuna ako ekscentričnost ne prelazi 20 % dužine veće dimenzije tlocrta, dok u suprotnom N2 metoda podcjenjuje pomake.

Uzimajući u obzir sve slučajeve konstrukcija za koje je N2 metoda primjenjiva, zaključuje se kako je primjena N2 metode i na zgradama temeljenim na mekim tlima moguća, što će biti istraženo u ovome doktorskom radu. Pronalaženje ravnoteže između pouzdanosti i primjenjivosti vodeće je načelo razvoja metode od samoga početka, što je važno uzeti u obzir prilikom razvitka metode za zgrade na mekim tlima.

2.1.1 Provedba standardne N2 metode

Provođenje N2 metode započinje definicijom modela s više stupnjeva slobode. Za provođenje metode potrebno je definirati podatak o nelinearnom odnosu sile i pomaka konstrukcije pod monoto rastućim opterećenjem. Taj odnos sile i pomaka naziva se još i krivulja kapaciteta konstrukcije. Na krivulji kapaciteta potrebno je definirati potresni zahtjev na konstrukciju, što se određuje pomoću ciljanog pomaka.

Ciljani pomak jest pomak koji se određuje za konstrukciju pri određenim potresnim opterećenjem na način da se preklope krivulja kapaciteta konstrukcije te zahtijevani spektar. Za povezivanje spektralnog pomaka S_d i spektralnog ubrzanja S_a koristi se izraz (1)

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu}\frac{T^2}{4\pi^2}S_a \tag{1}$$

T predstavlja prirodni period vibriranja konstrukcije, μ je koeficijent duktilnosti definiran kao omjer najvećeg pomaka i pomaka pri popuštanju, a R_μ je koeficijent redukcije zbog histereznog trošenja energije. Koeficijent redukcije može se odrediti prema više izraza, a približni proračun, korišten i u literaturi [19, 22, 27, 64, 65] prikazan je izrazima (2) i (3),

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{za} \quad T < T_C \tag{2}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{za} \quad T \geq T_C \tag{3}$$

gdje je T_c u funkciji tipa tla na kojem je temeljena konstrukcija. Koeficijent redukcije može se odrediti i prema izrazima (4)-(6) [15, 25].

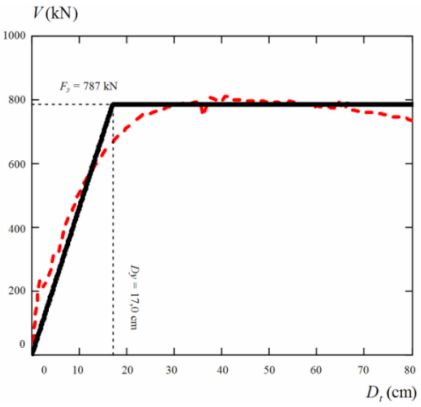
$$R_\mu = 1 \quad \text{za} \quad T < T_B \tag{4}$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{za} \quad T_B \leq T < T_C \tag{5}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{za} \quad T \geq T_C \tag{6}$$

T_B je period koji označava lijevi rub platoa spektra odziva ubrzanja te se određuje ovisno o tipu temeljnog tla. Kapacitet konstrukcije određuje se analizom postupnog guranja kojom se testira nelinearni MDOF model. Postupnim guranjem modela dolazi do plastifikacije elemenata.

Nadalje, potrebno je provesti transformaciju MDOF sustava u SDOF sustav, što se odrađuje aprkosimacije krivlje kapacitata u bilinearnu krivulju (slika 5).



Slika 5. Krivulja kapaciteta [64] (crveno – stvarna krivulja, crno – idealizirana krivulja).

U sljedećem koraku potrebno je odrediti period vibriranja istovrijednog SDOF sustava, što je prikazano izrazom (7)

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \tag{7}$$

gdje je m^* masa istovrijednog SDOF sustava, a D^*_y i F^*_y su pomak i poprečna sila u podnožju SDOF sustava pri popuštanju. Masa SDOF sustava određuje se prema izrazu (8).

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \tag{8}$$

m_i je masa,a Φ_i je vektor pomaka i-te razine promatranog MDOF sustava. Pomak D^* istovrijednog SDOF sustava izračunava (izraz 9) se pomoću transformacijskog koeficijenta Γ.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \tag{9}$$

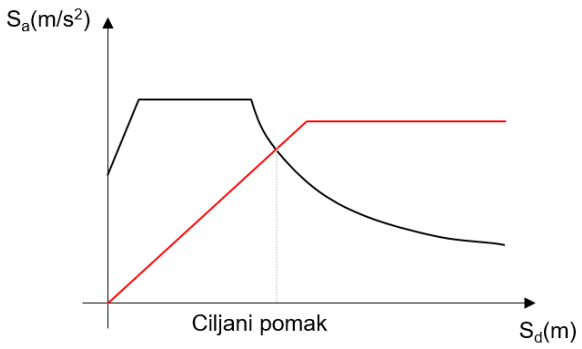
gdje je D_t vršni pomak MDOF sustava. Poprečna sila u podnožju zgrade F^* istovrijednog SDOF sustava također se određuje pomoću koeficijenta transformacije (izraz 10).

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \tag{10}$$

gdje je V poprečna sila u podnožju MDOF sustava. Transformacijski se koeficijent nadalje određuje Γ koristeći izraz (11).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \tag{11}$$

Za bilinearno pojednostavljenje krivulje kapaciteta koriste se smjernice [13], no za točno pojednostavljenje potrebna je i inženjerska prosudba. Jedna od vodilja pojednostavljenja jest da krutost nakon tečenja treba biti jednaka nuli [19]. Pretvorbu MDOF sustava u istovrijedni SDOF sustav opisali su japanski istraživači [55] koji su ispitali postupak na setu AB i čeličnih zgrada s različitim brojem katova. Istraživanje je pokazalo dobre rezultate za zgrade do 10 katova.



Slika 6. Grafički prikaz N2 metode.

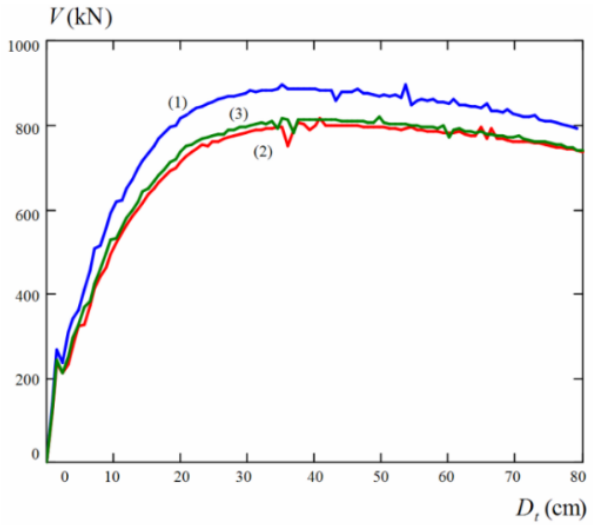
Konačno, ciljani pomak (slika 6) vrha MDOF sustava određuje se množenjem zahtijevanog spektralnog pomaka istovrijednog SDOF sustava s koeficijentom transformacije Γ. Dimenzioniranje i procjena oštećenja MDOF sustava određuju se koristeći metodu postupnog

guranja do vrijednosti ciljanog pomaka. Detaljan opis metode, slučajeve za koje je provedena te razvoj opisao je Fajfar [66].

2.1.2 Obrasci raspodjele horizontalnog opterećenja za metodu postupnog guranja

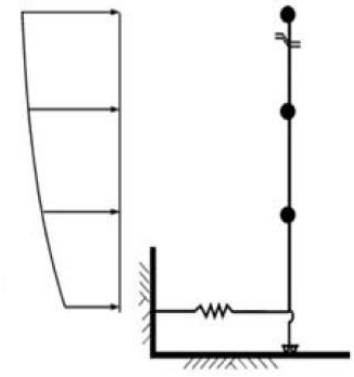
Rezultati N2 metode uvelike ovise o raspodjeli horizontalnog opterećenja koja se koristi prilikom metode postupnog guranja. Ovisno o raspodjeli opterećenja redoslijed formiranja plastičnih zglobova može biti izmijenjen pa tako i kapacitet cijele konstrukcije. Nadalje, nekoliko posebno definiranih raspodjela preporučeno je u literaturi [19, 20, 25, 26, 28, 59, 64, 67].

Ukratko, raspodjela horizontalnog opterećenja na konstrukciji imitira inercijske sile koje se javljaju prilikom potresa u središtu mase svakog kata konstrukcije te ne postoji jedinstven način za definiciju. Tri najčešće korištena obrasca su: i) trokutasta, ii) jednolika i iii) modalna. Jednolika i trokutasta raspodjela najčešće su korištene [25, 26, 28, 59, 68], dok je jedno novije istraživanje pokazalo i korištenje raspodjele proporcionalno masi [32]. Kao što je ranije rečeno, raspodjela opterećenja uvelike utječe na rezultate N2 metode te su dva opširna istraživanja [19, 54] zaključila kako je odabir raspodjele opterećenja važnije nego odabir ciljanog pomaka. Navedene studije su zaključile da je problem vezan za raspodjelu horizontalnog opterećenja jedna od najslabijih točaka metode postupnog guranja, a nastavno i N2 metode. Utjecaj raspodjele horizontalnog opterećenja na krivulju kapaciteta numeričkog modela može se vidjeti na slici 7 preuzetoj iz istraživanja [64], gdje su korištene tri raspodjele horizontalnih sila: jednolika, trokutasta i modalna. Krawinkler [54] i Fajfar [19] predlažu korištenje minimalno dvije različite raspodjele opterećenja prilikom projektiranja kako bi se izbjegli netočni zaključci te uključili različiti lokalni mehanizmi koji se mogu uočiti jedino primjenom različitih obrazaca opterećenja.



Slika 7. Usporedba krivulja kapaciteta dobivenih za isti MDOF sustav koristeći tri različite raspodjele opterećenja [64]: (1) jednolika, (2) trokutasta i (3) modalna.

Raspodjela horizontalnog opterećenja za konstrukcije temeljene na mekom tlu te za numeričke proračune u kojima se uzima u obzir međudjelovanje tla i konstrukcije još je jedna dodatna tema te slaba točka. Za zgrade temeljene na izolatorima predlaže se raspodjela horizontalnih sila koja odgovara raspodjeli mase po visini modela [32, 69], dok se za provođenje metode postupnog guranja za modele na popustljivom tlu predlaže korištenje modalne raspodjele [70, 71].



Slika 8. Modalna raspodjela horizontalnih sila analize postupnog guranja za modele na tlu [70].

Nadalje, istraživanje koje su proveli autori [72-74] prikazuje detaljan i dug postupak optimizacije oblika horizontalnog opterećenja za simulaciju potresnog opterećenja na konstrukciju. Algoritam su definirali Ganjavi i suradnici [74], optimizira jednoliku horizontalnu raspodjelu opterećenja. Istraživanja [72, 74] provedena za sustave na popustljivim tlima pokazala su da optimalan oblik horizontalnog opterećenja konstrukcija uvelike ovisi o

temeljnom periodu vibriranja, traženoj duktilnosti, potresnoj pobudi i modelu prigušenja konstrukcije. Međutim, rezultati ukazuju da na optimalan oblik opterećenja manje utječe ponašanje konstrukcija nakon plastifikacije i Poissonov koeficijent tla te gotovo ne utječe broj katova, prigušenje konstrukcije i intenzitet potresa.

2.1.3 Usporedba N2 metode sa sličnim metodama

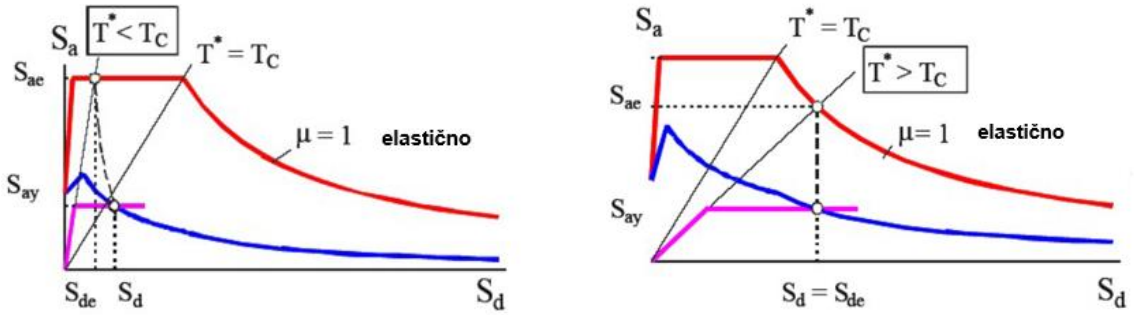
Iako je postupak provođenja N2 metode jedinstven u Eurocode 8 normi, slični principi proračuna konstrukcija mogu se pronaći i u drugim propisima za proračun konstrukcija kao što su ATC-40 [75], FEMA 440 [14], FEMA 273 [76] i FEMA 356 [13]. Metoda spektra kapaciteta definirana je u ATC-40 [75] propisima, a poboljšana verzija metode prikazana je u FEMA 440 [14]; metoda koeficijenata i nelinearni statički postupak objašnjeni su u FEMA 273 [76]i FEMA 356 [13]. N2 metoda i metoda spektra kapaciteta imaju prednost jer omogućavaju grafički prikaz rezultata [20, 26, 64] za razliku od npr. nelinearnog statičkog postupka. Grafički prikaz metoda prikazan je na slici 9.

Usporedbu N2 metode s metodama definiranim u FEMA-i i ATC [75] propisima usporedio je Čaušević [20, 64, 77]. Istraživanje je zaključilo da: i) sve tri metode koriste nelinearnu statičku metodu postupnog guranja, dok su postupci za definiciju ciljanog pomaka različiti; ii) sve tri metode zahtijevaju idealizaciju krivulje kapaciteta u bilinearnu krivulju; iii) rezultati ATC metode ne konvergiraju u svakom slučaju kada se koriste stvarni spektri odziva te su, također, moguća višestruka rješenja; iv) rezultati ATC metode mogu se razlikovati i do 50% kada se usporede s nelinearnim dinamičkim proračunom u vremenu; v) najveći vršni pomak modela isti je za sve tri promatrane metode ako se koristi horizontalna raspodjela opterećenja u obliku obrnutog trokuta; vi) veličina vršnog pomaka u sve tri metode razlikuje se do 60 % za jednoliku raspodjelu horizontalnog opterećenja; vii) za razliku od N2 metode ATC i FEMA metode ne povezuju raspodjelu horizontalnog opterećenja i oblik pomaka.

N2 metodu usporedili su s metodom spektra kapaciteta [65]. Ustanovljeno je da: i) je N2 metoda vezana za duktilnost, za razliku od metode spektra kapaciteta koja se veže uz trošenje energije unutar konstrukcije, ii) period vibriranja konstrukcije u N2 metodi tangentni je osnovni period vibriranja, dok metoda spektra kapaciteta koristi sekantni, iii) za sustave s izraženim trošenjem energije pokazano je da metoda spektra kapaciteta podcjenjuje veličine pomaka.

Nadalje, Lagranos i sur. [78] uspoređuju sljedeće metode koristeći niske i srednje visoke AB zgrade pravilnog i nepravilnog tlocrta: i) metodu koeficijenata pomaka danu u ASCE-41, ii) metodu spektra kapaciteta danu u ATC-40 te iii) N2 metodu. Uočeno je da: i) ATC metoda precjenjuje potresni zahtjev na konstrukciju, a razlike između N2 metode i ASCE metode su

zanemarive, ii) ATC metoda rezultira većim zahtjevima za niske pravilne građevine u usporedbi s N2 metodom i ASCE metodom.



a) b)

Slika 9. Elastični (crveno) i neelastični (plavo) zahtijevani spektar s obzirom na spektar kapaciteta (ljubičasto) za [20]: a) zgrade s kratkim periodom vibriranja b) zgrade sa srednje dugim i dugim periodom vibriranja.

2.1.4 Međudjelovanje tla i konstrukcije u nelinearnim statičkim metodama

Iako problematika uključivanja međudjelovanja tla i konstrukcije u provođenje N2 metode nije potpuno istražna i definirana, određena istraživanja postoje [24, 43, 79, 80].

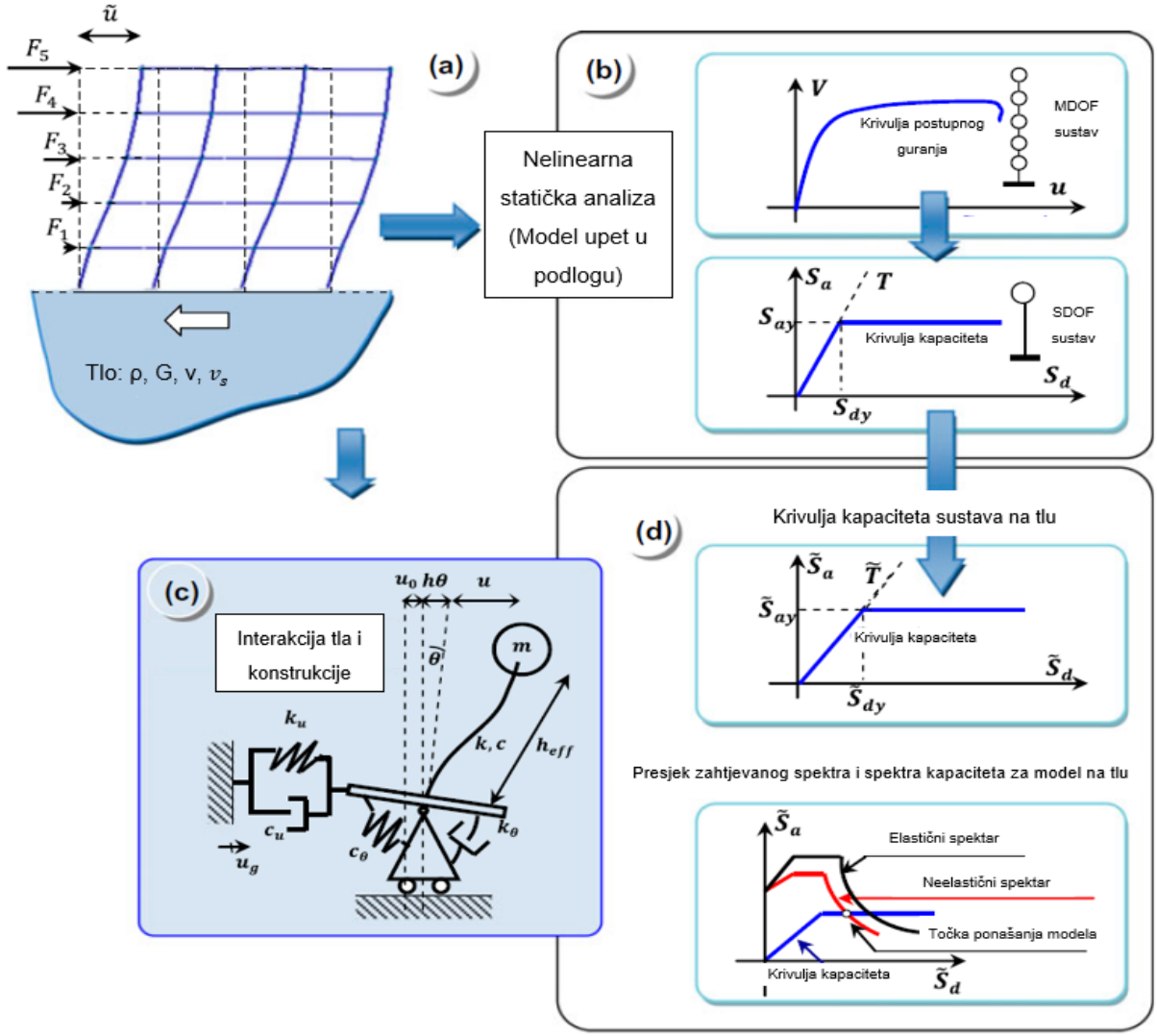
Istraživanja [24, 43, 80, 81] predlažu poboljšanje N2 metode u takozvanu N2-SSI metodu koja u obzir uzima utjecaj tla i nelinearni odziv. Učinkovitost te metode dokazana je uspoređivanjem sa zahtjevnom nelinearnom dinamičkom analizom u vremenu [79, 81]. Slično kao i u standardnoj N2 metodi, potrebni su sljedeći podatci: potresni zahtjev na konstrukciju, kapacitet konstrukcije te točka ponašanja – ciljani pomak. Slika 9 jasno prikazuje korake N2-SSI metode. Sažeti algoritam [43] N2-SSI metode sastoji se od sljedećih koraka:

(1) Određivanje krivulje kapaciteta konstrukcije (ukupna poprečna sila u bazi u odnosu na pomak krova) MDOF sustava koji se u početku smatra upetim u podlogu (bez međudjelovanja tla i konstrukcije).

(2) Ponašanje konstrukcije procjenjuje se pomoću standardne N2 metode za upeti model. Potresni zahtjev određuje se pomoću spektra odziva u formatu ubrzanje - pomak. Krivulja kapaciteta u obliku sila-pomak pretvara se u spektralno ubrzanje pomak.

(3) Uvođenje međudjelovanja tla i konstrukcije pomoću funkcija impedancije. Te funkcije opisuju karakteristike krutosti i prigušenja sustava temelj-zemlja.

(4) Definicija krivulje kapaciteta fleksibilnog osnovnog sustava (sustava koji u obzir uzima tlo) dobiva se izmjenom početne krivulje kapaciteta definirane za model upet u podlogu. Presjek krivulje kapaciteta modela na tlu i neelastičnog spektra uz utjecaj tla daje točku ponašanja konstrukcije te krajnji rezultat, ciljani pomak.



Slika 10. N2 metoda uz međudjelovanja tla i konstrukcije [24] (uredila autorica).

Predstavljena istraživanja daju prijedlog uključivanja popustljivosti temeljnog tla u N2 metodu, no zasnivaju se na numeričkim i analitičkim proračunima te traže provjeru s obzirom na eksperiment, kao i detaljniju provjeru u svjetlu parametarskih studija, što će i biti odrađeno u ovome doktorskome radu.

2.2 Modeli tla

Proračun konstrukcija u inženjerskoj praksi, a i znanosti, često se provodi uz pretpostavku da su konstrukcije upete u nedeformabilnu podlogu. Iako je ta pretpostavka točna za jedan dio konstrukcija, koje su temeljene na stijenama, velik dio plitko temeljenih konstrukcija ne može se smatrati upetima u podlogu. Plitko temeljene konstrukcije imaju mogućnost klizanja, slijeganja i ljuljanja prilikom potresa, što mijenja dinamička svojstva konstrukcije te utječe na potresni proračun.

Američki priručnici za proračun konstrukcija [14] upozoravaju da su upeti numerički modeli neprikladni za procjenu potresnog ponašanja plitko temeljenih konstrukcija koji sadrže krute vertikalne element, nadalje, istraživanje koje je proveo Kraus [15] pokazalo je da učinci popustljivosti temeljnog tla dolaze do izražaja kod zgrada s osnovnim periodom vibriranja manjim od 0,6 s što obuhvaća najveći dio postojećih konstrukcija srednje i male visine. Važnost uključivanja popustljivosti tla kod procjene potresnog odziva relativno krutih plitko temeljenih zgrada nije nova tema istraživanja [16-18], no i danas još uvijek nije dovoljno jasno na koji način popustljivost tla utječe na nelinearno potresno ponašanje plitko temeljenih konstrukcija kojima je omogućeno plastificiranje vertikalnih nosivih elemenata.

Međudjelovanje tla i konstrukcije može imati povoljan učinak na ponašanje konstrukcija u smislu njihove zaštite [8, 9, 82, 83]. Ljuljanje plitko temeljene konstrukcije na tlu može stvoriti mehanizam za trošenje potresne energije i posljedično smanjiti potresno djelovanje na konstrukciju što bi rezultiralo ekonomičnijim konstrukcijama. Generalno, smatra se kako je utjecaj međudjelovanja tla i konstrukcije koristan konstrukcijskom sustavu pod potresnim opterećenjem jer produljuje period te također povećava prigušenje sustava [84]. Naime, ovaj zaključak može biti netočan. Postoje istraživanja koja prikazuju utjecaj međudjelovanja tla i konstrukcije nepovoljnim [12, 85] što je zabrinjavajuća činjenica jer znači da su konstrukcije na popustljivom tlu poddimenzionirane. Studija [84] pokazuje kako međudjelovanje tla i konstrukcije, ako je zanemareno, može dovesti do nesigurnosti u proračunu konstrukcija temeljenim na mekim tlima. Prilikom tri potresa (Bukurešt 1977., Mexico City 1985., Kobe 1995.) utjecaj međudjelovanja konstrukcije izazvao je povećanje potresnih sila unatoč potencijalnom povećanju prigušenja [84].

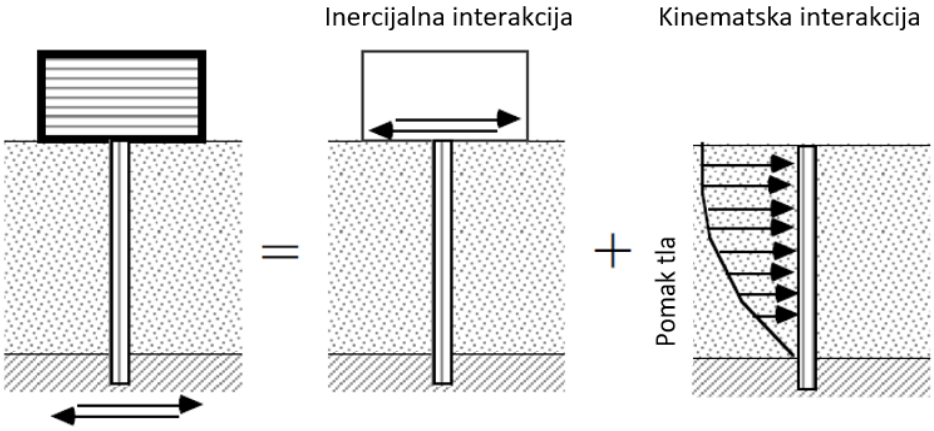
Utjecaj popustljivosti tla na konstrukciju proučava se eksperimentalnim istraživanjima i opsežnim numeričkim proračunima. Eksperimentalna istraživanja bit će predstavljena u sljedećem poglavlju, dok ovo poglavlje daje pregled načina modeliranja tla za potrebe numeričkog modeliranja.

Generalno, međudjelovanje tla i konstrukcije dijele se u dvije osnovne skupine i to na kinematske i inercijske. Kinematski utječu na dinamičke karakteristike sustava, a inercijski na pomicanje tla oko temelja. Kod konstrukcija na tlu važno je uočiti promjene perioda vibriranja konstrukcije promjenom zbijenosti tla te također varijacije u prigušenju unutar konstrukcije promjenom prigušenja u tlu [86].

Inercijski učinci proizlaze iz pomicanje tla koje izaziva inercijske sile unutar građevine koje se prenose na tlo preko temelja. Inercijske sile izazivaju dodatne deformacije tla te dodatne potresne valove koji proizlaze iz međudjelovanja tla i temelja [87]. Dodatne deformacije rezultiraju dodatnim inercijskim silama i tako dalje, taj fenomen naziva se međudjelovanje tla i konstrukcije [87]. Inercijski učinci odnose se na potresnu analizu sustava koji se sastoji od temelja, okolnog tla te zgrade iznad temelja opterećene ulaznim zapisima pomaka.

Kinematski učinci bave se efektima potresnih valova na sustav koji se sastoji od temelja i okolnog tla, u ovome trenutku masa temelja i konstrukcije smatra se da je nula [87]. Rezultat knematskih učinaka novi je zapis pomaka u bazi temelja.

Ukratko, inercijski učinci odnose se na silu koja dolazi od mase zgrade pomnoženu s akceleracijom prenesene na temelj [40], dok se kinematski učinci odnose na silu koja je izazvana diferencijalnim slijeganjima između tla i temelja [40].



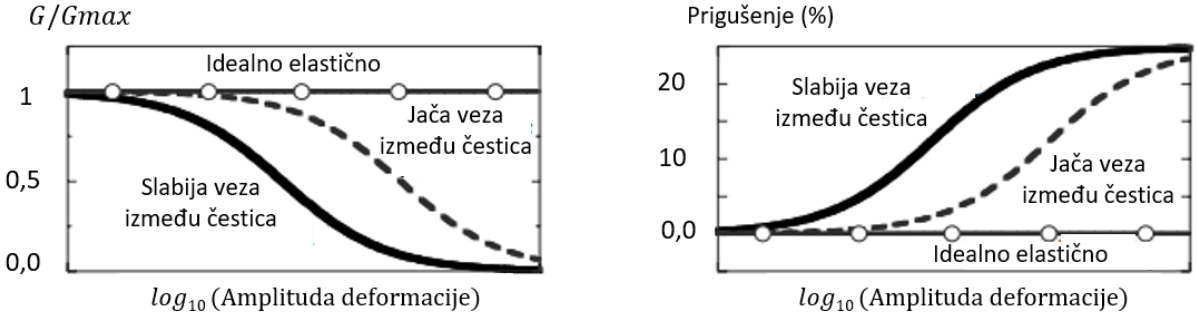
Slika 11 Ilustracija dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije [40] (uredila autorica).

Prema FEMA [14], učinci kinematskog međudjelovanja tla i konstrukcije mogu se zanemariti kod sustava s temeljnim tlom čija je srednja brzina širenja posmičnih valova manja od 180 m/s. Osim toga, kinematske učinke međudjelovanja tla i konstrukcije nije dozvoljeno uzimati u obzir za konstrukcije temeljene na glinovitim tlima [14, 88].

2.2.1 Parametri dinamičkog ponašanja tla

Zbog specifičnosti tla kao materijala potrebno je mnogo eksperimentalnih istraživanja kako bi se uspostavilo osnovno razumijevanje njegovog ponašanja. Glavne dinamičke karakteristike koje je potrebno odrediti u svrhu određivanja dinamičkog ponašanja tla su modul posmika tla, ekvivalentni kvocijent prigušenja te Poissonov koeficijent.

U pijescima bez nečistoća i dodataka čestice nisu vezane, one ostaju u kontaktu i trenju. Tako promatrane čestice diskretizirane su, tj. razdvojene te zbog te činjenice rezultati prikazuju veću nelinearnost za pjeskovita i šljunčana tla u usporedbi s glinom [40, 89]. Ukoliko se pobliže pogleda slika 12, uočava se kako tla s jačim vezama između čestica, poput gline, uslijed povećanja amplitude, pokazuju sporiji pad modula posmika u odnosu na tla s razdvojenim česticama. Isto tako, povećanjem amplitude deformacije u tlima s razdvojenim česticama prigušenje se brže povećava u odnosu na tla u kojima su čestice čvrsto povezane. Pri manjim amplitudama posmične deformacije, za vezana tla imaju manji pad krutosti za razliku od nevezanih tla. Prigušenje nevezanih tla u usporedbi s vezanim tlima za istu cikličku posmičnu deformaciju jest veće, što podrazumijeva da se troši više energije na trenje između čestica.



Slika 12. Odnos posmika te prigušenja u odnosu na amplitudu deformacije [40] (uredila autorica).

Ukoliko bi se tlo promatralo kao idealni elastični materijal, tada modul posmika nije pod utjecajem amplitude deformacije, a isto tako i prigušenje elastičnog materijala zapravo je jednako nuli. Jasno je kako elastični materijal nije realna situacija, posebno za pijesak te šljunčana tla koja pokazuju značajnu nelinearnost te se tako i modul posmika i prigušenje mijenjaju s promjenom amplitude deformacije [40, 89-91]. Zaključuje se nadalje da veličina nelinearnosti ovisi o diskretizaciji – razdvojenosti promatranog materijala [40]. Pojam diskretizacija – razdvojenost ovdje se odnosi na odvojenost sastavnih čestica jednih od drugih. Važno je naglasiti da magnituda efektivnog naprezanja u pijescima i šljunčanim tlima utječe na nelinearnost. Veći pritisak izaziva veće međudjelovanje između zrna tla te smanjuje

razjedinjenost [40, 91], posljedično se nelinearnost smanjuje te zato pijesci i šljunci pokazuju veću nelinearnost pri niskim efektivnim pritiscima [40].

2.2.1.1 Prigušenje tla

Najčešća definicija prigušenja jest gubitak energije unutar tla uslijed potresnog opterećenja [92]. Valovi opterećenja u slojevima tla izazivaju pomicanje i tlačna opterećenja čija amplituda opada udaljavanjem od izvora, što je dijelom rezultat gubitka u materijalu [92]. Gubitak energije u materijalu promatran je kroz histerezno ponašanje [92].

Često se navodi kako je histerezno ponašanje tla uzrokovano trošenjem energije. Mehanizmi gubitka energije uključuju trenje, plastično tečenje te stvaranje topline. Veličina prigušenja u tlu definirana je cikličkom petljom naprezanja i deformacije koja se može povezati s gubitkom elastične energije po ciklusu [92].

Prigušenje samog materijala sastavljeno je od dvije vrste mehanizama. Prvo je viskozno prigušenje koje je ovisno o frekvenciji te uzrokovano tekućinom unutar pora te unutarnjom energijom vezanja [92]. Drugo je prigušenje neovisno o frekvenciji, zvano histerezno – uzrokovano pomacima unutar tla, točnije, trenje koje se javlja na kontaktu čestica materijala [92]. Za suhi zrnati materijal generalno se smatra da se histereznim prigušenjem troši energija prema funkciji ovisnoj o ciklusu. Gubitak energije kod ciklički pobuđenog suhog pijeska uglavnom je zbog trenja.

Za tla bez kohezije deformacije se uglavnom javljaju uslijed preraspodjele zrna unutar materijala, a ne zbog same deformacije zrna [93]. Klizanje i okretanje zrna uzrokuje pojavu trenja na kontaktu čestica, što je izravno povezano s histereznim prigušenjem. Važno je naglasiti kako se preraspodjela zrna javlja i prilikom opterećivanja i rasterećivanja tla.

Nadalje, istraživanja upućuju na to da prigušenje uvelike ovisi o tipu tla. Kako pijesci i šljunci imaju veće prigušenje od gline, moguće je zaključiti kako se energija prigušenja povećava razdvojenošću čestica tla [40]. Promatrajući samo pijesak, uočeno je kako se prigušenje mijenja promjenom efektivnog naprezanja na uzorak [40, 92]. Koristeći rezonantni stup serije ispitivanja provedene su za pritiske od 50, 100 i 300 kPa, veće je prigušenje izmjereno za niže pritiske u tlu [40]. Ta činjenica ide u korak s činjenicom da modul posmika također opada brže pod manjim pritiscima tla što upućuje na nelinearno ponašanje tla [40].

Tablica 1. Prigušenja za neke tipove tla [92].

Prigušenje (%)

Suhi pijesak	1-3
Pjeskoviti šljunak	3-7
Glina	2-5

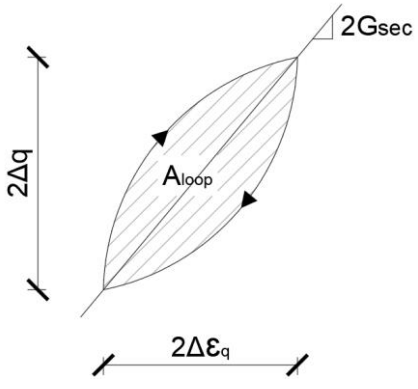
Ukoliko se promatraju vrlo male razine deformacija tla, tlo će se u tim područjima ponašati elastično te se zato i modul posmika za male amplitude deformacija smatra elastičnim što je vrlo izraženo za glinovita tla [40, 94]. Također, ukoliko nema histerezne petlje - nema ni prigušenja iako postoje mišljenja kako se mala razina prigušenja u iznosu od 2% i tada javlja [40]. Nasuprot tomu, ukoliko se u obzir ne bi uzelo nikakvo prigušenje, tada bi povećanje deformacije zbog rezonancije bilo beskonačno veliko.

Prigušenje tla neovisno je od frekvencije nanošenja opterećenja te se zato laboratorijski pokusi za utvrđivanje prigušenja pijeska mogu provoditi relativno malim frekvencijama (npr. 0,1 Hz) koristeći pneumatski kontrolirane uređaje [40]. Takvi su uređaji jeftiniji nego hidraulični koji rade na višim frekvencijama koje se pojavljuju tijekom potresa. Nadalje, omjer pora te anizotropna konsolidacija ne utječu znatno na efekt prigušenja pijeska, a ni prekonsolidacija nije utjecajna. Konačno, potvrđeno je kako prigušenje pijeska ovisi o amplitudi deformacija te razini efektivnog naprezanja [40, 89, 91].

2.2.1.2 Modul posmika

Modul posmika G_s predstavlja odnos posmičnog naprezanja i deformacije u tlu. Kod cikličkog opterećenja modul posmika može biti određen prema sljedećem izrazu (12) za slučaj devijatorskog opterećenja Δq te inkrementa devijatorske deformacije $\Delta\varepsilon_q$ ukoliko se radi o simetričnim cikličkim petljama.

$$G_{sec} = \frac{\Delta q}{2\Delta\varepsilon_q} \tag{12}$$



Slika 13. Prikaz geometrije cikličke petlje [15].

Stišljivost tla osnovni je parametar za opisivanje ponašanja tla, a prilikom malih deformacija, petlja naprezanja i deformacije smanjena je na gotovo ravnu liniju - elastično ponašanje [40]. Sukladno toj tvrdnji, sekantni modul posmika smanjuje se kako se deformacija povećava [40].

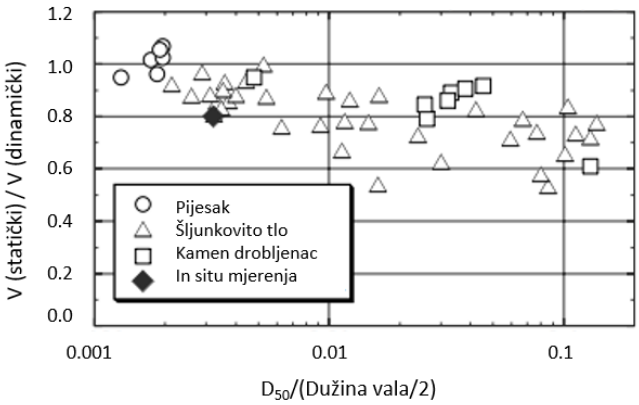
Faktori koji utječu na modul posmika pjeskovitih tla jesu redom [40]: (i) amplituda deformacija, (ii) efektivno naprezanje, (iii) gustoća ili omjer pora, (iv) anizotropna konsolidacija. Učinci promjene amplitude deformacija veći su kada su zrna tla nevezana nego kada su zrna vezana [40]. Odvojenost zrna javlja se kada ne postoje kohezijske sile između čestica tla te kada je efektivno naprezanje nisko. S druge strane, poznato je kako prekonsolidacijski koeficijent (overconsolidation ratio, nadalje OCR) ne utječe znatno na modul posmika pijeska [40]. Isto tako, učinak veličine zrna manje je važan [40].

Modul se najjednostavnije određuje preko brzine širenja posmičnih valova (izraz 13) koja se može izmjeriti i na terenu i u laboratoriju.

$$v_s = \sqrt{G_{max}/\rho} \tag{13}$$

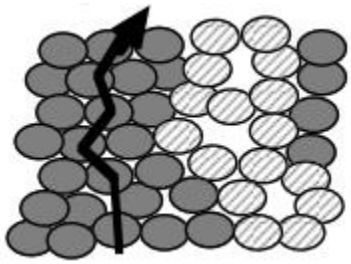
Nadalje, laboratorijskim ispitivanjima se može odrediti i dinamički i statički modul posmika ovisno o karakteru podataka i izraza koji se koriste [40]. Tako se modul posmika određen pomoću brzine širenja posmičnih valova naziva dinamičkim [40]. Brzina širenja valova može se mjeriti ili akcelerometrima ili instrumentima posebno izrađenim u tu svrhu kao što su bender elementi. Benderovi elementi su uređaji koji šalju i primaju S valove kroz uzorak na vrlo visokim frekvencijama u horizontalnom smjeru. Ako se koriste akcelerometri tada je potrebno poslati puls kroz promatrano tlo te zabilježiti međusobnu udaljenost akcelerometara te vremensku razliku primitka signala u akcelerometrima.

Provedena su brojna istraživanja koja su utvrdila kako se dinamički i statički moduli ne razlikuju u velikoj mjeri ako se mjere prilikom malih deformacija [40]. U stvarnosti su dinamički moduli uglavnom nešto veći od statičkih iako se prema prikazanom grafu uočava kako su razlike upravo za pijeske gotovo nepostojeće [40].



Slika 14. Usporedba dinamičkog i statičkog modula posmika [40] (uredila autorica).

Glavni razlog razlike između dinamičkih i statičkih modula je način propagacije valova kroz krute čestice jer se kod dinamičkih mjerenja mjeri kroz zbijena zrna, dok se za statički modul mjeri deformacija uzorka tla kroz relativno rahle čestice tla. Princip je prikazan slikom 15.



Slika 15. Usporedba propagacije posmičnog vala dinamičkog i statičkog modula posmika [40].

U tablici 2 navedeni su svi parametri koji utječu na sekantni modul posmika te na prigušenje tla čistoga pijeska. Hardin i Drenevich [95] su do ovih zaključaka došli provođenjem brojnih eksperimenata na cikličkom torzijskom testu rezonantnog stupa. Zaključeno je kako su amplituda deformacije, efektivno glavno naprezanje te koeficijent pora parametri koji bitno utječu na promjenu modula posmika, dok još i broj ciklusa utječe na prigušenje tla. Nadalje, tablica 2 prikazuje neke od glavnih parametara te njihov utjecaj na modul posmika i prigušenje.

Tablica 2. Utjecaj faktora na promjenu prigušenja i modula posmika – modificirano prema [95].

Parametri	**Modul posmika**	**Prigušenje**
Amplituda deformacije	Velik utjecaj	Velik utjecaj
Efektivno glavno naprezanje	Velik utjecaj	Velik utjecaj
Omjer pora	Velik utjecaj	Velik utjecaj

Broj ciklusa opterećivanja	Relativno neutjecajan	Velik utjecaj
Razina saturacije	Relativno neutjecajan	Manji utjecaj
Prekonsolidacijski koeficijent	Relativno neutjecajan	Relativno neutjecajan
Efektivno konsolidirajuće naprezanje	Manji utjecaj	Manji utjecaj
Ostali vremenski efekti	Relativno neutjecajan	Relativno neutjecajan
Karakteristike zrna, veličine, oblika, gradijacije i minerologije	Relativno neutjecajan	Relativno neutjecajan
Promjena volumena zbog posmične deformacije	Nepoznato	Nepoznato

Nadalje, i drugi autori proučavali su promjene modula posmika i prigušenja prilikom malih deformacija u pijesku te su rezultati dani tablicom 3.

Tablica 3. Utjecaj faktora na promjenu prigušenja i modula posmika za male deformacije – podatci preuzeti iz [96].

Parametar koji se povećava	**G_{max}**	**D_{min}**
Deformacija	Nepromjenjeno	Nepromjenjeno
Konsolidacijsko naprezanje	Povećanje	Mala promjena do nikakva
Saturacija	Smanjenje	Ne može se odrediti
Prethodno opterećivanje	Mala promjena do nikakva	Mala promjena do nikakva
Starenje	Povećanje	Smanjenje

2.2.1.3 Poissonov koeficijent

Poissonov koeficijent jedna je od materijalnih konstanti materijala te označava vezu između poprečnog produljenja i uzdužnog skraćenja. Veličina ovog koeficijenta nije pod utjecajem uvjeta eksperimenta ili pojavom deformacije. Drugiim riječima, Poissonov koeficijent predstavlja promjenu oblika materijala pri čemu volumen ostaje konstantan [97].

Possonov koeficijent može se proračunati prema donjem izrazu:

$$\nu = \frac{0{,}5\ \delta_1(1 - sin\varphi_{II}) - c_{II}\ cos\varphi_{II}}{\delta_1 - c_{II}\ cos\varphi_{II}} \tag{14}$$

gdje je δ_1 prvi kritični pritisak, c_{II} specifična kohezija, a φ_{II} kut unutarenjeg trenja. Prema izrazu (14) Poissonov koeficijent funkcija je čvrstoće i fizikalnih parametara tla.

Prema istraživanju [97] Poissonov koeficijent ovisi o: (i) tlocrtnoj dimenziji temelja – veća površina označava manji koeficijent bočnog širenja, (ii) kontaktnom pritisku uz temelj - prilikom većih pritisaka Poissonov koeficijent raste, (iii) gustoći tla – povećanjem gustoće tla Poissonov koeficijent se smanjuje, (iv) vlažnosti tla – porastom vlažnosti raste i Poissonov koeficijent.

2.2.2 Kratki pregled modeliranja tla prema različitim propisima i smjernicama

Ovo je poglavlje sastavljeno od pregledanih normi i smjernica za modeliranje tla u numeričkim modelima. Poglavlje sadrži preporuke za europsku i američku praksu modeliranja plitko temeljenih zgrada na sukladnom tlu.

2.2.2.1 Eurocod 8

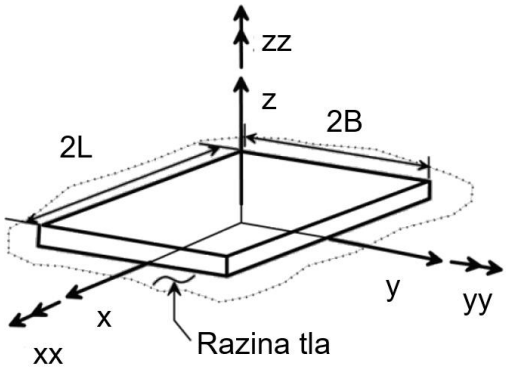
Europski propisi za projektiranje konstrukcija otpornih na potrese [6] još uvijek nemaju detaljne postupke za modeliranje tla za numeričke modele. Eurocod 8 predviđa da će učinci međudjelovanja tla i konstrukcije rezultirati: (i) drugačijim kretanjem temelja fleksibilno podržane konstrukcije u usporedbi s konstrukcijom upetom u podlogu, (ii) duljim temeljnim periodom vibriranja fleksibilno temeljene konstrukcije, (iii) različitim periodima vibriranja, oblicima vibriranja i modalnim koeficijentima te (iv) različitim ukupnim prigušenjem.

Također, Eurocod predlaže da se učinci dinamičkog međudjelovanja tla i konstrukcije uzmu u obzir za konstrukcije: (i) sa značajnim P-Δ učincima, (ii) s masivnim ili dubokim temeljima, (iii) koje su visoke i vitke (iii) temeljene na vrlo mekim tlima s prosječnom brzinom širenja posmičnih valova manjom od 100 m/s. Iako postoje upute o potrebi uključivanja SSI učinaka, nema prijedloga o točnim postupcima i numeričkim modelima.

2.2.2.2 Nacionalni Institut za standarde i tehnologiju – NIST

NIST [98] rješava temeljna pitanja u vezi s učincima međudjelovanja tla i konstrukcije prilikom potresnog djelovanja. U ovome su dokumentu pristupi za uključivanje učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije podijeljeni s obzirom na vrstu temelja i tlo ispod građevine. Jednadžbe (15-16) odnose se na temelje koji se slobodno postavljaju na tlo. Kad je tlo uključeno u projektiranje konstrukcije, potrebno je odrediti nekoliko svojstava kako bi se izračunale opruge. Prije svega,

potrebno je definirati dimenzije plitkog temelja kako bi se izračunalo kontaktno područje između temelja i tla. Drugo, krutost tla predstavljena je modulom posmika i Poissonovim koeficijentom koji su definirani ranije u ovome doktoratu.



Slika 16. Geometrija temelja [98] (uredila autorica).

Navedene jednadžbe predložene u NIST smjernicama [98] razvili su Gazetas i Mylonakis [41, 99] za izraze 15-17 i Pais i suradnici [42] za izraze 18-20:

$$k_x = k_y - \frac{0{,}2 \cdot G \cdot L}{0{,}75 - \nu} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) \tag{15}$$

$$k_y = \frac{2 \cdot G \cdot L}{2 - \nu} \cdot \left[2 + 2{,}5 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}85}\right] \tag{16}$$

$$k_z = \frac{2 \cdot G \cdot L}{1 - \nu} \cdot \left[0{,}73 + 1{,}54 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0{,}75}\right] \tag{17}$$

$$k_x = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left[6{,}8 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 2{,}4\right] \tag{18}$$

$$k_y = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left[6{,}8 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 0{,}8 \cdot \left(\frac{L}{B}\right) + 1{,}6\right] \tag{19}$$

$$k_z = \frac{G \cdot B}{1-\nu} \cdot \left[3{,}1 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}75} + 1{,}6\right] \tag{20}$$

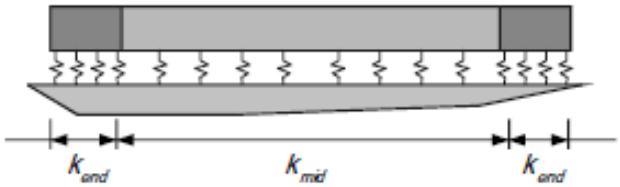
U navedenim jednadžbama (15)-(20) *G* predstavlja modul posmika tla, ν je Poissonov koeficijent, *L* je pola duljine temelja, dok je *B* pola širine temelja prikazanog slikom 16.

2.2.2.3 Američko društvo građevinskih inženjera – ASCE

Odabrana metoda za projektiranje konstrukcija na popustljivim tlima mora sadržavati ključne podatke sustava temelj-tlo, a to su: (i) oblik kontakta tla i temelja, (ii) veličinu ukopanosti temelja, (iii) profila tla i (iv) oblik vibriranja te frekvenciju pobude.

ASCE [88] pruža dvije različite metode za modeliranje međudjelovanja tla i konstrukcije. Prva metoda temelji se na formulama krutosti opruga koje su razvili Pais i Kusel [42] predstavljene jednadžbama (18)-(20) za temelje na površini.

S druge strane, druga metoda koristi različite opruge za različita područja ispod temelja, kao što je prikazano na slici 17., ovu metodu treba koristiti za krute temelje. Krutost opruge prikazana je izrazima (21) i (22), gdje *G* predstavlja modul posmika tla, a *v* Poissonov koeficijent.



Slika 17. Distribucija opruga [88].

$$k_{end} = \frac{6{,}83 \cdot G}{1-\nu} \tag{21}$$

$$k_{mid} = \frac{0{,}73 \cdot G}{1-\nu} \tag{22}$$

2.2.2.4 FEMA (Federalna agencija za upravljanje u hitnim slučajevima)

FEMA [14] predlaže proračune krutosti opruge prema Wolfu [100] koja daje samo horizontalne i rotacijske opruge te prigušivače. Horizontalna krutost proračunava se pomoću jednadžbe 23.

$$k_x = \frac{8 \cdot G}{2 - \nu}\sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \tag{23}$$

2.2.3 Numerički pristupi modeliranju tla

Ovo poglavlje sažeto predstavlja načine i primjere numeričkog modeliranja međudjelovanja tla i konstrukcije analizom konačnih elemenata. Rana faza istraživanja međudjelovanja tla i konstrukcije počinje 1867. kada je osmišljen Winklerov mode [101]. Iako je Winklerov model zapravo matematički model, kao takav jednostavno se implementira u numeričke modele pomoću posebno osmišljenih opruga. Nakon ovoga modela slijede različiti oblici idealizacije tla te se raspravljalo o modelu s dva ili tri parametra uzimajući u obzir samo elastičnost tla [102]. Nakon što je metoda konačnih elemenata predstavljena 60-ih [103], razvijena je ideja modeliranja tla kao kontinuuma te su tada definirani mnogi modeli tla: Linearni elastični model, Mohrov elastični savršeno plastični model, Nelinearno elastični model, tj. (Duncan Chang model) itd. [104].

Učinci međudjelovanja tla i konstrukcije mogu se uzeti u obzir u gotovo svakom numeričkom programu namijenjenom proračunu i projektiranju konstrukcija, bilo pojednostavljenim metodama ili metodama koje detaljnije mogu prikazati modeliranje tla. Kratak osvrt računalnih programa s grafičkim sučeljem korištenih u svrhu modeliranja međudjelovanja tla i konstrukcije dan je u iduća dva poglavlja.

2.2.3.1 Modeliranje tla oprugama

Najjednostavniji način modeliranja fleksibilnosti tla jest pomoću linearnih opruga. U ovom pristupu opruge koje odgovaraju svakom stupnju slobode pričvršćene su za težište temelja. Gazetas [105] predlaže vrijednosti krutosti opruga na temelju uz pretpostavku da temelj leži na homogenom elastičnom poluprostoru. Korištenjem opruga jedino u težištu temelja nije moguće modelirati različitu raspodjelu pritiska temelja na tlo u različitim područjima temelja. Iz ovog razloga osmišljen je pristup modeliranja tla sustavom identičnih, međusobno neovisnih linearnih elastičnih opruga [106].

Nadalje, istraživanje [107] prikazuje Winklerov model s oprugama i prigušivačima ovisnim o frekvenciji za međudjelovanje tlo – pilot – tlo. Sljedeći korak razvoja Winklerova modela bilo je uvođenje nelinearnosti opruga koje omogućavaju opisivanje slučaja odvajanja temelja od tla [108]. Nelinearni Winklerov model pokazao je [39] dobru sposobnost obuhvaćanja ponašanja

zgrada na plitkim temeljima što je i eksperimentalno potvrđeno. Određene izmjene predložene su u [106] kako bi se prevladali nedostatci jednostavnog Winklerova modela.

Modeliranje tla pomoću opruga korišteno je u brojnim istraživanjima međudjelovanja tla i konstrukcije [109-112]. Upravo pristup modeliranja ponašanja tla oprugama izabran je za numeričko modeliranje tla u ovome doktoratu. Iako sam pristup može sadržavati određena ograničenja, zbog jednostavnosti i brzine modeliranja bit će primijenjen u N2 metodi.

Većina numeričkih programa za modeliranje konstrukcija omogućava modeliranje tla u vidu linearnih ili nelinearnih opruga te prigušivača. Ovaj pristup modeliranja vrlo je rasprostranjen jer je broj parametara koji su potrebni za definiranje opruga ili prigušivača vrlo malen, što ubrzava proračun i povećava primjenjivost unutar struke. Uočeno je kako je SAP2000 [44] jedan od programa korištenih od strane istraživača [113-115], sličan program - ETABS je, također poslužio istraživačima za relativno brzo i jednostavno dobivanje rezultata međudjelovanja tla i konstrukcije [116, 117].

2.2.3.2 Modeliranje tla ravninskim elementima

U usporedbi s Winklerovim pristupom precizniji i rigorozniji odgovor ponašanja tla u sustavima tlo – konstrukcija se dobiva modeliranjem tla kao kontinuuma. Dan je koncept elastičnog kontinuuma pokrenut procjenom statičkih naprezanja Boussinesqovom teorijom [118] koja pretpostavljalo da je domena tlo polu-beskonačno, homogeno, izotropno te linearno elastično. Napredak modeliranja metodom konačnih elemenata podržan je detaljnim modeliranjem polu-beskonačne domene tla analizom konačnih domena uz pažljivo pravilno postavljanje rubnih uvjeta kontinuuma tla.

Kausel et al. [119] istaknuo je da je osnovni rubni uvjet modeliran pomoću kliznih oslonaca djelotvoran samo ako se nalazi jako udaljen od promatrane konstrukcije te kada je unutarnje prigušenje sustava relativno veliko. Međutim, usvajanje ovog rubnog uvjeta ne smanjuje veličinu područja proračuna modela što je negativna stavka. Kako bi se prevladao nedostatak, konzistentna formulacija granica [120] proširena je tako da se granice mogu postaviti na rub temelja uz dobivanje dovoljno točnih rezultate sa značajno manjim računskim naporom. Istraživači su nadalje pokazali da su viskozne granice dale dobre rezultate kada se postave na odgovarajuću udaljenost od područja interesa [100, 121]. Definiranje rubnih uvjeta istraživano je još mnogo puta [122, 123] te odabir vrste rubnih uvjeta ovisi od slučaja do slučaja.

Osim rubnih uvjeta, vrsta i veličina elemenata kojima se modelira tlo, također, igraju važnu ulogu u preciznosti dobivenih rezultata analize međudjelovanja tla i konstrukcije.

Neodgovarajuća veličina elemenata koji se koriste za diskretizaciju strukture tla ne osigurava pravilnu pojavu širenja valova unutar proračunske geometrije. Kuhlemeyer i Lysmer [124] preporučili su da veličina elemenata mora biti manja od jedne osmine minimalne valne duljine (ili maksimalne frekvencije) potresnih valova koji se šire kroz medij. Kao što je već i navedeno, Lysmer - Kuhlemeyerovi uvjeti prikladni su i za modeliranje rubnih uvjeta.

Iz prethodno navedenih činjenica jasno je da su usvojeni tip modeliranja međudjelovanja tla i konstrukcije, definiranje domene tla, razmatranje konačnih elemenata povezanih s diskretizacijom područja tla te rubni uvjeti različiti čimbenici koji upravljaju i značajno utječu na analizu međudjelovanja tla i konstrukcije. Još je jednom važno napomenuti da je svaka vrsta metode jedinstvena te bi u skladu s time i dala rezultate.

Za modeliranje tla kao kontinuuma ili pomoću solid – prostornih elemenata koristi se velik broj računalnih programa. Iako je SAP2000 [44] već ranije naveden kao primjer modeliranja pomoću opruga i prigušivača, istraživači su ovaj program koristili i za modeliranje tla solidima [125]. Nadalje, korišteni su i računalni programi LS-DYNA [126] te ANSYS [127-129] programa. Ovim putem nisu pregledani programi specijalizirani za područje geotehničkog inženjerstva.

2.3 Postojeća eksperimentalna istraživanja međudjelovanja tla i konstrukcije

U nastavku je prikazana tablica 4 s primjerima eksperimenata provedenih u svrhu istraživanja učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije. Moguće je vidjeti kako se ponavljaju određeni tipovi eksperimenata kada se ispituje međudjelovanje tla i konstrukcije, a to su: (i) ispitivanja u centrifugama, (ii) ispitivanja na potresnim stolovima te (iii) in situ i laboratorijska ispitivanja povlačenja/guranja konstrukcije. Modeli ispitani u geotehničkoj centrifugi vrlo su vrijedni s obzirom na ponuđene rezultate, no zbog vrlo malog mjerila poželjno ih je usporediti s modelima u većem mjerilu (veći modeli omogućavaju ugradnju više instrumenata za mjerenje deformacija i pomaka, a time i detaljnije rezultate mjerenja).

Tablica 4. Pregled s opisom eksperimenata provedenih s ciljem istraživanja u području međudjelovanja tla i konstrukcija

Izvor	**Cilj istraživanja**	**Vrsta temelja**	**Okruženje i pobuda**	**Tlo**
Prevost et al., 1983 [130]	Dinamički učinci međudjelovanja tlo-konstrukcija	Pojedinačni piloti, grupe pilota te plitki kružni temelj	Spremnik s pijeskom u centrifugi, centrifuga i elektromagnetski pobuđivač/ air hammer	Rastresiti suhi pijesak, zbijeni suhi pijesak, srednje zbijeni saturirani pijesak
Weissman and Prevost, 1989 [131]	Dokaz vjerodostojnosti modeliranja eksperimenata u centrifugama	Plitki temelj	Spremnik s pijeskom u centrifugi, centrifuga i pobuđivač za simulaciju potresa (air hammer)	Suhi sitni pijesak
Elgamal et al., 2005 [132]	Potresni odziv saturiranog pijeska	-	Laminarna kutija – simulira jednodmenzionalni odziv tla, centrifuga i air hammer	Vlažni Nevada pijesak relativne zbijenosti 100%
Knappett et al., 2006 [133]	Mehanizmi otkazivanja nosivosti temelja pod potresnim opterećenjem	Temeljne trake	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Suhi pijesak relativne zbijenosti 67%
Bransby et al., 2008 [134]	Međudjelovanje sloma tla s nepravilnostima u tlu	Temeljna traka	Spremnik s pijeskom u centrifugi, hidraulička dizalica	Suhi pijesak
Anastasopoulous, 2010 [8]	Učinci međudjelovanja tla i konstrukcije	Obrnuto njihalo upeto u kvadratnu temeljnu stopu.	Posmična kutija, potresni stol	Suhi pijesak relativne zbijenosti 85 %
Pender et al., 2011 [7]	Međudjelovanje tlo-temelj-konstrukcija	Plitki i duboki temelji	In situ - postojeći teren, uređaj za dinamičku pobudu	Čvrsto kohezivno tlo

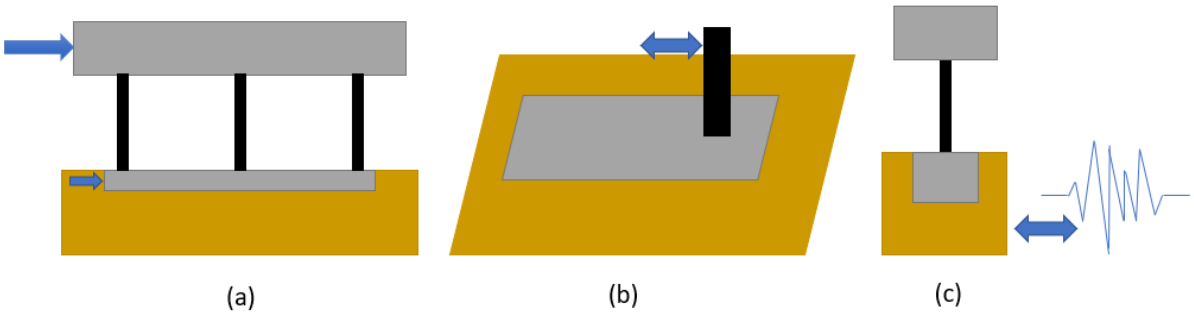
			s ekscentričnom masom	
Deng and Kutter, 2012 [135]	Ljuljanje plitkih temelja na pijesku	Plitki temelj s posmičnim zidom te plitki temelj s jednim stupom	Spremnik u centrifugi s pijeskom, hidraulički pobuđivač	Suhi Nevada pijesak zbijeni i rahli
Pender et al., 2013 [82]	Naginjanje/ljuljanje plitkih temelja	Plitki temelj s čeličnom konstrukcijom	In situ - stvarni teren, povlačenje modela praćeno cikličkom pobudom nakon otpuštanja konstrukcije	Kohezivno zbijeno tlo
Abate et al. 2016 [136]	Učinci dinamičkog međudjelovanja tla, temelja i konstrukcije	Čelični prostorni okvir na temeljnoj ploči	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Suhi pijesak srednje relativne zbijenosti
E. Lim et al. 2017 [137]	Potresno ponašanje nekonstruktivnih djelova u dva smjera uključujući međudjelovanje tla i konstrukcije	Okvirna prostorna konstrukcija na plitkim temeljima	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Vlažni pijesak
Panagiotis et al., 2017 [138]	Verifikacija međudjelovanja tla i konstrukcije u eksperimentima unutar centrifuge	Jednostani dvodimenzionalni modeli s četvrtastim temeljima	Spremnik s pijeskom u centrifugi, centrifuga i pobuđivač za slanje impulsa	Suhi pijesak
Hirave et al., 2018 [139]	Promjena dinamičkih parametara konstrukcije na fleksibilnoj podlozi	Model 3D konstrukcije na temeljnoj ploči	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Kohezivno tlo
Lee et al., 2019 [140]	P-y krivulje za pilote u suhom zbijnom pijesku	Duboki temelj - pilot	Spremnik s pijeskom u centrifugi te ciklički pobuđivač	Suhi pijesak
Goktepe et al. 2019 [129]	Određivanje prikladnog koeficijenta skaliranja za modele tlo – konstrukcija na malim potresnim platformama	Model 3D konstrukcije na temeljnoj ploči	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Muljeviti vlažni pijesak

Kumar et al., 2019 [113]	Utjecaj karakteristika konstrukcije na međudjelovanje tla i konstrukcije	3D modeli konstrukcije na temeljnoj ploči/ temeljima samcima/ temeljnim trakama	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Muljeviti pijesak
Ahn et al., 2021 [126]	Usporedba P-y krivulja SDOF i MDOF sustava	MDOF i SDOF modeli konstrukcije na pilotima	Spremnik s pijeskom, potresni stol	Suhi pijesak

Koristeći informacije i prijedloge iz istraživanja prikazanih tablicom 4, u sklopu internih istraživačkih projekata GrAFOSa pod nazivima PENDULARUM i SYNERGY provedena su originalna eksperimentalna istraživanja konstrukcijskih modela na tlu. Navedena eksperimentalna istraživanja temelji su za proučavanje međudjelovanja tla i konstrukcije ovoga doktorata te su opisana u poglavlju 3. U sklopu istraživačkog projekta PENDULARUM ispitivat će se ravninski okvir u većem mjerilu postavljen na podlogu od pijeska metodom postupnoga guranja, dok je u istraživačkom projektu SYNERGY planirano ispitiati ravninski okvir manjega mjerila na pijesku na potresnom stolu.

3 Eksperimentalna istraživanja

Ovim poglavljem bit će predstavljena i opisana eksperimentalna istraživanja korištena za kalibraciju modela tlo – konstrukcija. Korištena su tri eksperimentalna istraživanja (slika 18), od koji su dva opisana u ovome poglavlju, dva provedena od strane autorice. Prvo eksperimentalno istraživanje – PENDULARUM bilo je većega mjerila te je bilo nelinearno statičko. Sljedeće je dinamičko eksperimentalno istraživanje - SYNERGY, dok je posljednje - TRISEE bilo cikličkog karaktera.



Slika 18. Shematski prikazi eksperimenata koji su dali potporu istraživanju u okviru doktorata: sustav opterećen monotono rastućim bočnim opterećenjem (a), sustav opterećen cikličkim horizontalnim opterećenjem (b) i sustav opterećen dinamičkom pobudom (c).

3.1 Sustav tlo-temelj-konstrukcija opterećen bočnim monotono rastućim opterećenjem: PENDULARUM eksperiment

Pregledom postojećih eksperimentalnih istraživanja utvrđeno je da je većina eksperimentalnih istraživanja sustava tlo-konstrukcija provođena ili u geotehničkim centrifugama [130, 134, 135, 138] ili na potresnim platformama [136, 137]. Istraživanja provedena u geotehničkim centrifugama relativno su malih dimenzija, dok su istraživanja na potresnim platformama ipak bliža realnom ponašanju konstrukcija prilikom potresa. Iako su ispitivanja na potresnim platformama većih dimenzija, i ona imaju određena ograničenja. Primjerice, model tla vrlo je malen (tj. nije neograničen kao u stvarnosti), pritisak konstrukcije na model tla nerealan je (vrlo malen), amplifikacija potresnog vala kroz model tla ostvariva je tek u ograničenoj mjeri itd. Nadalje, pregledom literature utvrđen je vrlo malen broj eksperimentalnih istraživanja [82, 114] modela na tlu koji mogu predstavljati metodu postupnog guranja.

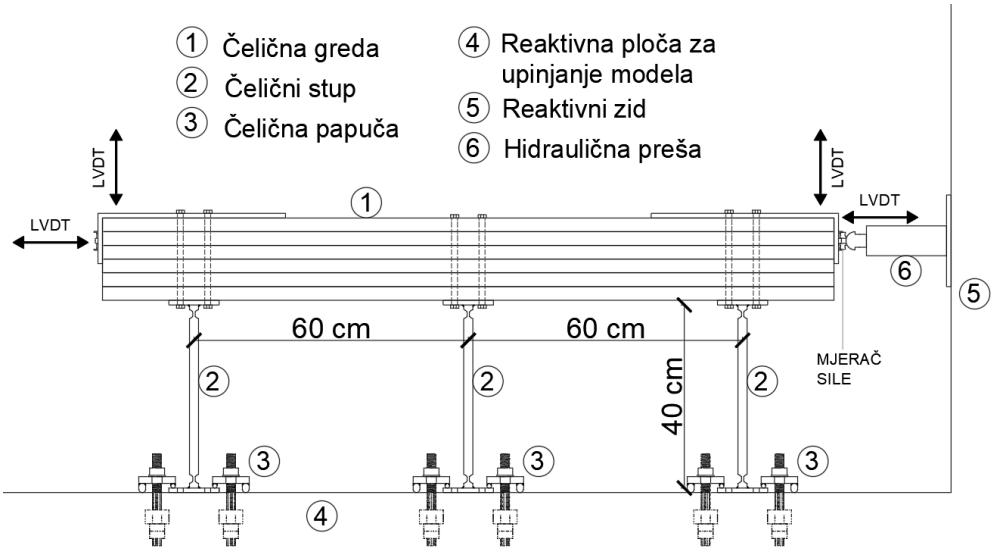
U svrhu istraživanja u sklopu internog istraživačkog projekta Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Sveučilišta J. J. Strossmayera u Osijeku - PENDULARUM 15-04 odabrano je promatrati učinke međudjelovanja tla i konstrukcije kroz okvir N2 [141] metode s ciljem poboljšanja navedene metode i mogućnosti njenog korištenja na sustavima tlo-temelj-konstrukcija. N2 metoda odabrana je jer relativno jednostavnim postupcima daje rezultate

bliske onima dobivenim sofisticiranijim metodama poput nelinearne dinamičke analize u vremenu.

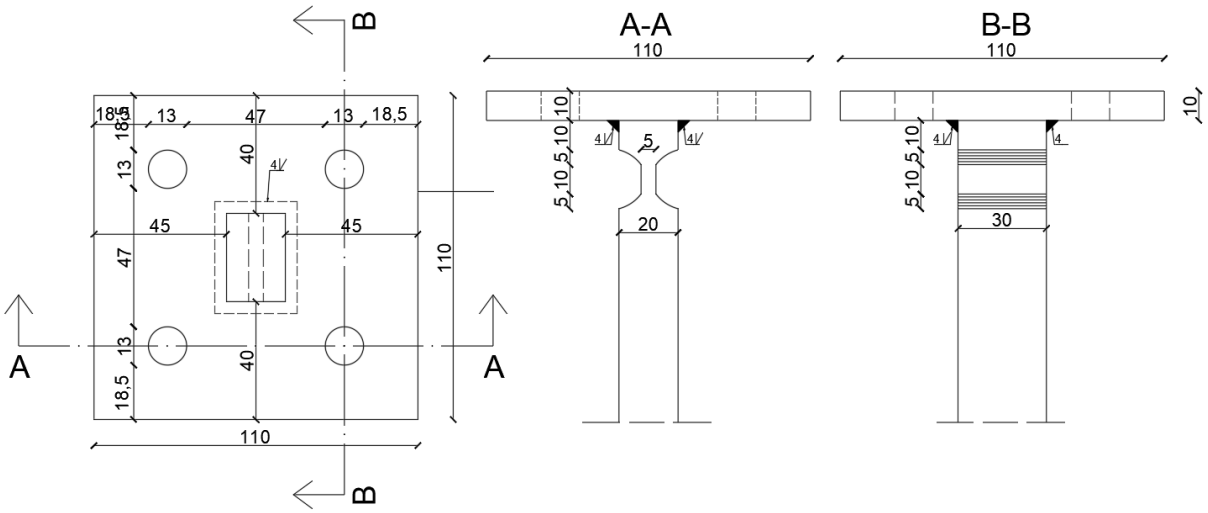
U sklopu projekta ispitani su modeli okvirnih konstrukcija. Promatrana su dva slučaja temeljenja. U prvome slučaju model je upet u nedeformabilnu podlogu, dok je u drugome slučaju plitko temeljen na pijesku. Odabrani raspon i visina okvira odabran je na temelju ispitivanja provedenih od strane Kilara i Korena [34] te Krolo, Čaušević i Bulić [23]; odlučeno je promatrati okvir raspona 4,5 m te visine 3 m. Odabrani raspon predstavlja uobičajene raspone greda u zgradarstvu, a odabrana visina predstavalj uobičajenu visinu etaže kao u [23, 34]. Zbog ograničenja koje se odnosi na dostupnu laboratorijsku opremu i laboratorij odabrano je mjerilo 1:7,5. Ovim je mjerilom eksperiment zadržan u razini većih mjerila [142] ipak zadovoljavajući ograničenja koja postoje u laboratoriju. Eksperimentalna istraživanja koja su sličnih dimenzija te približnih vrijednosti pritiska na tlo mogu se naći i u sljedećoj literaturi [7].

3.1.1 Opis fizičkog modela

Model okvirne konstrukcije sastoji se od tri čelična stupa punog poprečnog presjeka 2 × 3 cm. Materijalna svojstva jesu prikazana u poglavlju 3.1.7. Čelik je odabran kao materijal za izradu modela zbog lakše kontrole kvalitete materijala i dimenzija te ujednačenosti materijalnih svojstava. Također, model stupa izrađen od čelika omogućio je modeliranje plastičnog zgloba na željenoj poziciji u traženim veličinama na vrlo jednostavan način uz jednostavnu ponovljivost. Plastični zglobovi smješteni su na donjem i gornjem dijelu stupa. Definiranjem geometrije eksperimenta odlučeno je da će zglobovi biti dimenzija 10 x 30 mm. No, ovako definirana kritična mjesta rezultirala su još uvijek prekomjerno snažnim modelom za ispitivanje na pijesku pa su naknadno kritična mjesta dodatno oslabljena na dimenzije prikazane u numeričkim modelima ovog eksprimenta u poglavlju 4. Pozicija plastičnih zglobova definirana je pomoću Eurocod normi [50].



Slika 19. Postav modela konstrukcije upetog u nedeformabilnu podlogu.



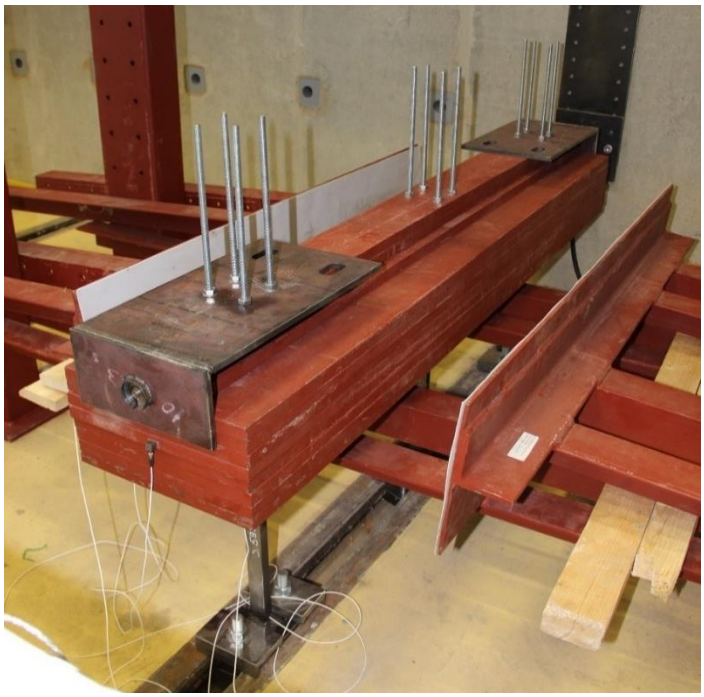
Slika 20. Detalj vrha stupa.

Upeti model okvirne konstrukcije ispitan je metodom postupnog guranja kako bi se utvrdila dinamička svojstva i kapacitet nosivosti modela. Stupovi modela bili su upeti u reaktivnu ploču laboratorija pomoću čeličnih papuča prikazanih na slici 21. Model je postavljen neposredno uz reaktivni zid u laboratoriju kako bi se primjenom horizontalno postavljene preše omogućila provedba metode postupnog guranja.



Slika 21. Čelične papuče za upinjanje modela u reaktivnu ploču.

Hidraulična preša gurala je model s prednje strane preko kraja čelične grede na kojem je postavljen čelični L element, koji je osiguravao jednolik pritisak po cijeloj bočnoj strani modela. Zbog simetrične raspodjele geometrije i mase isti takav čelični L element postavljen je i na drugi kraj čelične grede. Na bočnoj strani L profila nalazio se trn izrađen tako da odgovara profilu mjerača sile, kako bi ostao nepomičan te uvijek na istom mjestu (slika 19 i 22).



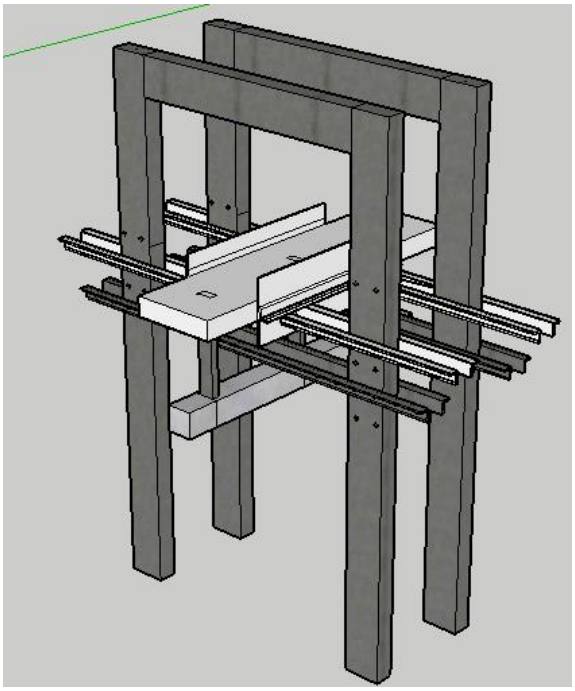
Slika 22. Prikaz modela upetog u nedeformabilnu podlogu i okolne sekundarne konstrukcije.

Greda modela sastoji se od više čeličnih ploča na kojima su izrađeni otvori preko kojih su ploče i stupovi međusobno povezani navojnim šipkama (slika 22). Greda je postavljena na tri stupa koji su zatim upeti u reakcijsku ploču. Ispode modela nalaze se profili za prihvat te sigurnost prilikom provođenja eksperimenta. Greda modela izrađena je od ploča (tablica 5) kako bi rukovanje bilo jednostavnije te kako bi se omogućila modularnost prilikom provođenja eksperimenta. Tako je u jednom slučaju korišeno više ploča kako bi se izradio teški model (masa grede 700 kg), dok je u drugom slučaju korišteno manje ploča kako bi se izradio laki model (masa grede 382 kg). Otvori u pločama bili su promjera 12 mm, a spajanje ploča provedeno je navojnim šipakama promjera 10 mm i 8 mm, ovisno o eventualnoj pogrešci učinjenoj prilikom izrade otvora u ploči, zbog čega je prohodnost kroz otvore bila otežana. Sveukupno je za potrebe modela grede bilo izrađeno 13 ploča različitih širina i debljina, a debljine svih ploča jednake su kako bi se zadržala relativno ravna bočna strana grede.U tablici 5 prikazan je broj izrađenih ploča, njihove dimenzije te masa. Za teški su model sve ploče iskorištene kako bi činile gredu, dok su za lagani model korištene svega četiri najveće ploče te po jedna ploča ostalih dimenzija. Za svaki model pažljivo je izvagana i masa spojnih sredstava te pomoćnih elemenata na konstrukciji (limova koji su služili za postavljanje mjernih uređaja i stega).

Tablica 5. Čelične ploče za simuliranje mase gornjeg ustroja modela.

Ploča (duljina/širina/debljina) (mm)	**Broj ploča**	**Masa (kg)**
1600/300/20	8	74
1600/140/20	1	35
1600/110/30	2	26

Oko modela konstrukcije postavljena je seknudarna konstrukcija. Svrha sekundarne konstrukcije bila je osigurati ravninsko ponašanje modela te spriječiti iznenadni slom i oštećivanje opreme. Pridržanja modela bila su postavljena u razini grede te su obložena teflonskim pločama i poprskana teflonskim prahom kako bi se minimiziralo trenje između pridržanja modela i sekundarne konstrukcije. Ispod modela provučeni su profili koji služe za prihvat grede modela nakon sloma. Sekundarna konstrukcija postavljana je pažljivo nakon postavljanja modela te nakon provođenja ispitivanja dinamičkih svojstava modela.



Slika 23. Prikaz sekundarne konstrukcije i modela.

Kako je model izrađen od čelika te ima veliku masu, za pomicanje i namještanje modela korištena je kranska dizalica u laboratoriju fakulteta kapaciteta 10 tona. Ovisno o potrebi model je pričvršćen za kran pomoću magneta ili je vezan pomoću gurtni (slika 24). Zbog velike krutosti grede modela nisu se javile deformacije modela prilikom njegovog prenošenja i pomicanja. Ovo je pažljivo provjereno pomičnim mjerilima, libelama i laserskim mjernim uređajem. Model je sastavljen u potpunosti na tlu, zajedno s temeljem, stupovima, gredom te uređajima unutar temelja i kao takav prenošen (slika 22) i položen na pijesak.



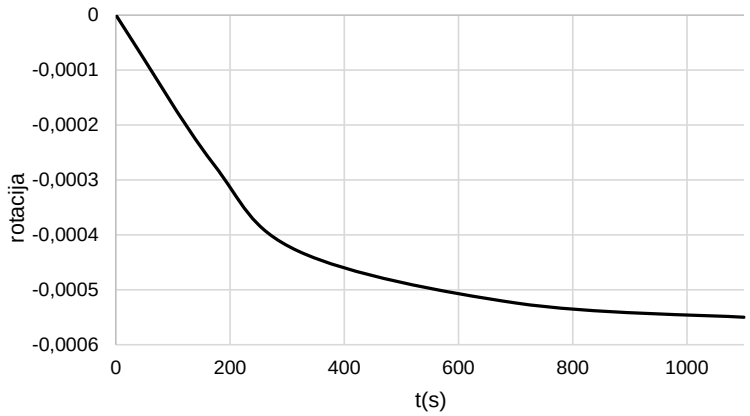
Slika 24. Pomicanje modela konstrukcije.

Na model konstrukcije dodan je i temelj dužine 131 cm, poprečnog presjeka 13 x 13 cm. Temelj je kutijastog profila kako bi omogućio smještanje instrumenata za mjerenje pritiska (slika 25 a) i b)). U temelj su postavljena četiri instrumenta za mjerenje pritiska, ispod svakog stupa po jedan te još jedan na čelu temelja (bočno) kako bi se mjerio horizontalni pritisak temelja na tlo prilikom guranja modela (slika 25 a)). Ovim instrumentima potvrđena je blaga rotacija temelja modela prilikom guranja (slika 26).



(a) (b)

Slika 25 a) i b). Temelj konstrukcije s ugrađenim mjernim instrumentima za mjerenje pritiska.



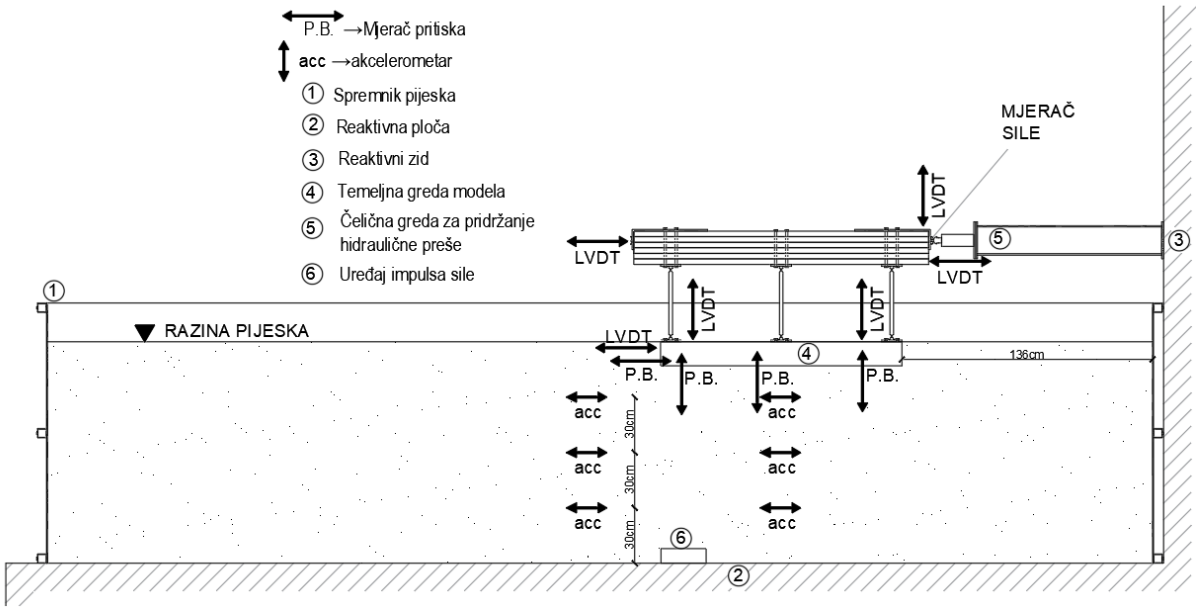
Slika 26. Rotacija temelja konstrukcije.

Površina temelja povećana je nakon provedenog prvog eksperimenta (slika 27) jer se prilikom ispitivanja modela pojavilo proklizavanja prije nego su se stupovi modela plastificirali. Poprečni presjek povećanog temelja iznosio je 59 x 13 cm, dok je dužina temelja ostala ista. Ploče su zavarene na donju plohu i na čelo temelja kako bi se pritisak modela na model temeljnog tla smanjio. Sveukupna masa ovakvoga temelja iznosila je 110 kg uzimajući u obzir i masu stupova.



Slika 27. Povećani temelj.

Nakon što se modelu povećala stopa temelja, nastavljeno je ispitivanje. Za potrebe ovog ispitivanja, izrađen je spremnik pijeska koji je detaljnije opisan u sljedećem poglavlju. Model je slobodno položen na pijesak te su svi instrumenti za mjerenje i provođenje eksperimenta postavljeni kako je prikazano na slici 28.



Slika 28. Shematski prikaz modela konstrukcije i temeljnog tla s ugrađenim uređajem za unos opterećenja te instrumentima za mjerenje.

3.1.2 Opis spremnika za model tla

Za potrebe ispitivanja modela konstrukcije s temeljem položenim na model tla izrađen je spremnik za tlo (slika 29). Spremnik je izrađen od čelika korištenjem modularnih elemenata kako bi se mogao lako sastaviti te rastaviti i spremiti za buduća istraživanja. Dimenzije spremnika određene su kako bi utjecaj bočnih stranica na odziv modela bio smanjen u najvećoj mogućoj mjeri, a sukladno preporukama danim u dostupnoj literaturi. Temeljem pregleda literature određena je dubina sanduka jednaka 140 cm, pri čemu se pijesak ugrađivao do dubine od 120 cm, što je približno jednako dužini temelja.

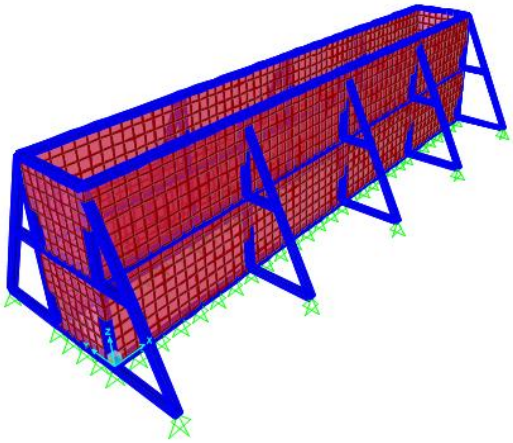
Eksperiment PENDULARUM pripremljen je tako da simulira ponašanje plitko temeljene konstrukcije na tlu kategorije E [6]. Prosječna stvarna konstrukcija ima tlocrtnu dimenziju 10-20 m [23, 143], a kategorija tla E [6] odnosi se na naslage debljine 5-20 m na osnovnoj stijeni. Reaktivnom temeljnom pločom u laboratoriju simulirana je krutost osnovne stijene.



Slika 29. Spremnik za ugradnju modela tla.

Duljina spremnika je 600 cm, dok je njegova širina 60 cm. S obzirom da se ispituje ravninski model, spremnik za model tla pripremljen je tako da omogući simuliranje ravninskog ponašanja modela plitko temeljene konstrukcije. Duljina spremnika izrađena je po uzoru na slične eksperimente [144, 145] koji su imali omjer duljine temelja i i duljine spremnika oko 1:5 pa je tako i sličan omjer zadržan za potrebe istraživanja u Osijeku. Omjer duljine temlja i duljine spremnika u ovom eksperimentu bio je 1:4,6 kako bi se zadržali cijeli brojevi. Također, prilikom osmišljavanja eksperimenta vodilo se računa o tome da se zadrži što manji spremnik jer će s manjim spremnikom biti potrebno i manje pijeska što utječe na kompleksnost ugradnje pijeska.

Prije izrade spremnika kreiran je numerički model kako bi se odredile deformacije njegovih stranica nakon ugradnje materijala. Numerički model spremnika (slika 30) izrađen je u računalnom programu SAP2000 [44]. Najveća deformacija spremnika iznosi manje od 5 mm. Spremnik je izrađen od čeličnih ploča koje su postavljene na čelični kostur od kutijastih čeličnih profila. Kostur se sastoji od horizontalnih profila koji su pridržani vertikalno postavljenim čeličnim trokutima pričvršćenim u reaktivnu ploču laboratorija. Horizontalni čelični elementi postavljeni su na svakih 70 cm visine spremnika, dok su vertikalna pridržanja postavljena na svakih 150 cm po dužini spremnika.



Slika 30. Numerički model spremnika izrađen programom SAP2000.

Unutar spremnika moguće je ugraditi 4,32 m^3 materijala. Za pripremu modela tla odabran lokalni dravski pijesak.

3.1.3 Priprema modela tla

Kako je eksperimentom planirano provesti ispitivanja na pijesku dvije razine zbijenosti, osmišljen je sipač pijeska (slika 31). Sipač je izrađen po uzoru na sipače koji se koriste za betoniranje pomoću krana. Ideja je bila ispuštati pijesak s različitih visina te na taj način dobiti različitu razinu zbijenosti. Na slici 31. prikazan je izrađeni sipač koji je pomican pomoću krana koji se nalazi u laboratoriju, a na sipač su bili postavljeni i kotači radi lakšeg pomicanja unutar laboratorija. Sipač je izrađen od kvadratnih čeličnih profila i čeličnih limova te je otvor izrađen na način kako bi se mogao otvarati i zatvarati s visine. Na otvor je bilo priključeno gumeno crijevo koje je služilo za usmjeravanje isticanja pijeska te za smanjenje prašine koja se proizvodi prilikom ispuštanja potpuno suhog pijeska s visine.



Slika 31. Prikaz sipača pijeska.

Nakon što je sipač izrađen, testiran je unutar čelične bačve koja je bila visine 120 cm te promjera 60 cm, što je slično visini i širini spremnika za pijesak. Pijesak je sipan sa 120, 140 i 160 cm visine. Nakon ponovljenih eksperimenata zaključeno je kako razlike u gustoći nisu bile zadovoljavajuće, štoviše, bile su vrlo slične pa je iz tog razloga odlučeno sipati pijesak sa 140 cm visine te da će ova postignuta gustoća predstavljati slučaj rahlog pijeska. Gustoća koja se na ovaj način dobivala je oko 1450 kg/m3. Sipanje/ugrađivanje pijeska odrađivano je u slojevima od 10 cm.

Kako nije bilo moguće dobiti dvije razine zbijanja pijeska pomoću sipača pijeska, odlučeno je koristiti zbijače pijeska (slika 32 a)). Za izradu zbijača kao inspiracija korišten je uređaj za ručno zbijanje po Proctorovu testu te je tako uteg od 2,5 kg podizan na visinu od 30,5 cm. Na ovaj način energija zbijanja je bila 0,6 MJ/m3 prema Proctorovu testu, ali se za potrebe eksperimenta ipak povećala površina pločice preko koje se vrši zbijanje jer manji promjer ne bi rezultirao odgovarajućom zbijenošću u sanduku ove veličine. Prilikom zbijanja male površine suhog pijeska dolazi do odizanja okolnog pijeska te zbijanje nije ostvareno. Iz ovog razloga

izrađena je lagana drvena ploča širine sanduka i dužine četvrtine sanduka preko koje je onda nastavljeno zbijanje (slika 32 b)). Na mjestu na kojem uteg udara o čeličnu ploču umetnut je tanak sloj stiropora kako bi se smanjila buka prilikom zbijanja. Zbijač je izrađen tako da bude lako rukovati njime te je sveukupna težina zbijača bila 8 kg, a težina pomičnog dijela (utega) je 2,5 kg. Zbijanje je odrađeno pozicioniranjem zbijača na dvije pozicije po širini sanduka na svakih 20 cm. Na svakoj poziciji zbijano je udaranjem pet puta. Način zbijanja testiran je ranije zbijanjem pijeska u platični spremnik te limenu bačvu.

Zaključno, kako bi se postigla homogena veća gustoća pijeska, korišteni su zbijači pijeska koji su zbijali pijesak u slojevima od 10 cm. Pijesak je zbijan na način kako je opisano ranije. Na ovaj način osigurana je gustoća od oko 1550 kg/m3.



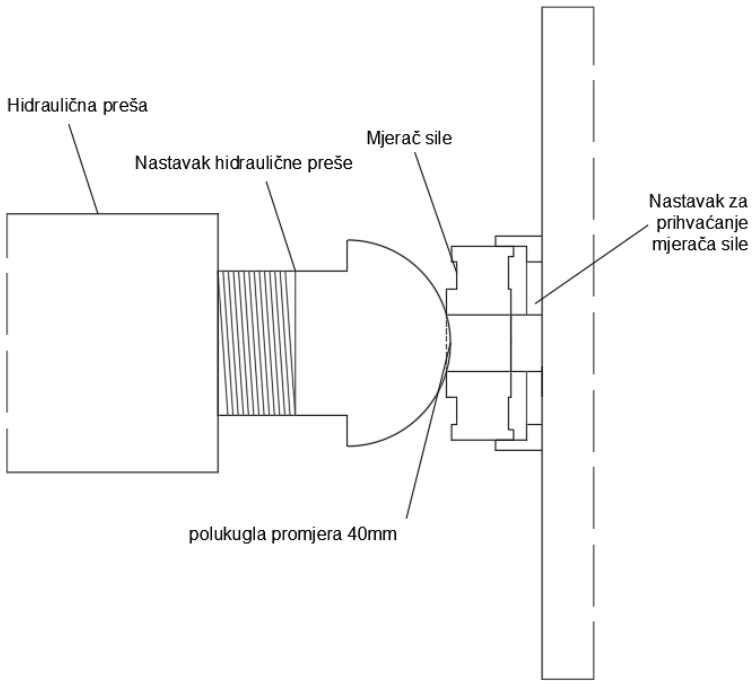
(a) (b)

Slika 32 a) i b). Zbijači pijeska i proces zbijanja.

3.1.4 Hidraulična preša

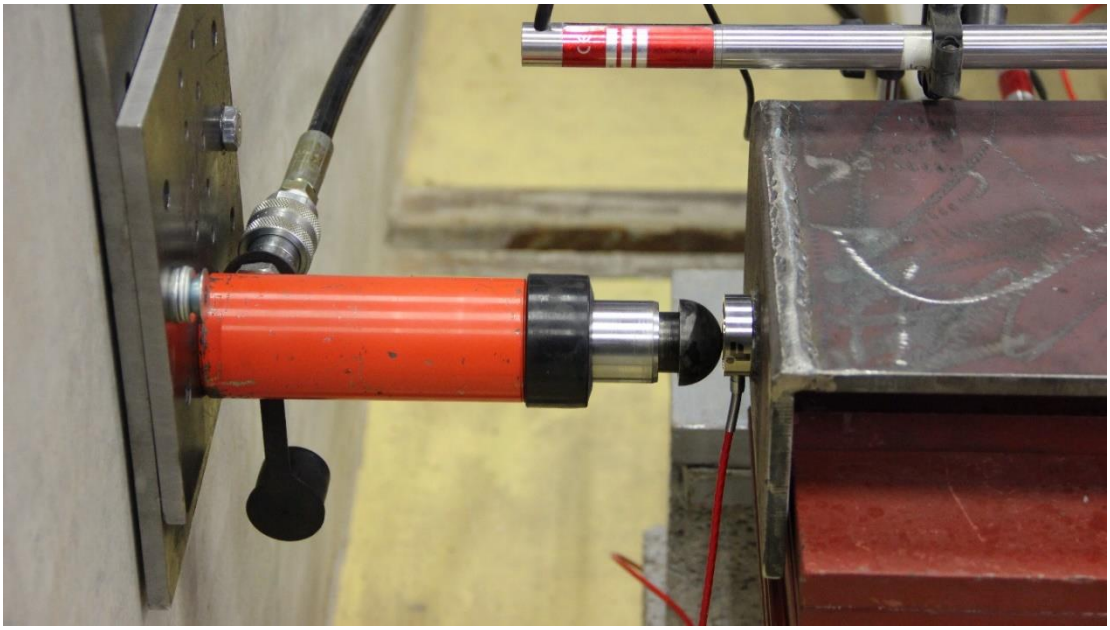
Opterećenje sustava omogućeno je tlačnom prešom YS-10/100 koja je montirana na reaktivni zid. Unutar rekativnog zida u laboratoriju nalaze otvori koji služe za montažu konstrukcijskih elemenata te instrumenata, stoga je izrađen čelični element pomoću kojeg je hidraulična preša pričvršćena na zid (slika 31). Pomoću ovog čeličnog elementa bilo je omogućeno i *fino* namještanje visine preše kako bi ona odgovarala visini grede, tj. mjestu guranja modela.

Preša je pokretana ručno jer zbog malog pritiska (male potrebne sile) nije bilo potrebno koristiti kompresor. Korištena preša ima kapacitet 100 kN s maksimalnim horizontalim pomakom klipa od 10 cm, jednosmjerna je i povratna. Efektivna površina klipa preše je 14,3 cm^2, maksimalna zapremina ulja 146 cm^3 s početnom visinom cilindra 178 mm, vanjski promjer cilindra jest 57 mm, a masa 2,8 kg.



Slika 33. Prikaz spoja hidraulične preše, mjerača sile i modela konstrukcije.

Za potrebe ispitivanja očekivali su se i veći horizontalni pomaci, stoga su izrađeni nastavci klipova koji su se mogli postaviti na vrh klipa te tako povećati ukupni horizontalni pomak. Iz ovo razloga u rezultatima ispitivanja vidi se rasterećenje i ponovo opterećenje jer je bilo nužno zaustaviti ispitivanje te ubaciti nastavak preše. Nastavci su izrađeni od čeličnih cijevi punog presjeka kao klip te su na sebi imali navoj pomoću kojeg su pričvršćeni za prešu. Na kraju nastavka nalazila se polukugla (slika 33) kako bi se zadržao jednolik unos sile u model prilikom naginjanja modela. Za ispitivanje upetih modela bilo je dovoljno izraditi nastavak klipa od 10 cm, dok je za modele na tlu izrađen i nastavak od 15 cm.



Slika 34. Postavka hidraulične preše, instrumenata za mjerenje i modela za ispitavanje postupnim guranjem.

3.1.5 Mjerni instrumenti

Između modela i hidraulične preše postavljen je mjerač sile na koji je pozicioniran na vrh klipa preše (slika 34). Na vrhu klipa hidraulične preše ujedno je postavljen i zaobljeni vrh kako bi se osiguralo točkasto nanošenje sile na modelu. Korišteni mjerač sile FUTEK model LTH350 ima kapacitet 22 kN.

Na model su također postavljani akcelerometri pomoću kojih su mjerene slobodne vibracije kao što se vidi na slici 22. Akcelerometri također su ugrađeni i unutar pijeska u sanduku na visini od 30, 60 i 90 cm. Korišteni akcelerometri imali su osjetljivost od 4,91 mV/g. Pomoću akcelerometara mjerena je brzina širenja posmičnih valova pomoću koje se može izračunati modul posmika pijeska za modeliranje tla u numerici. Akcelerometri su ugrađeni u dva stupca, jedan ispod modela, a drugi u slobodnom polju. Na dnu sanduka nalazi se uređaj za slanje impulsa sile kroz pijesak (slika 35).



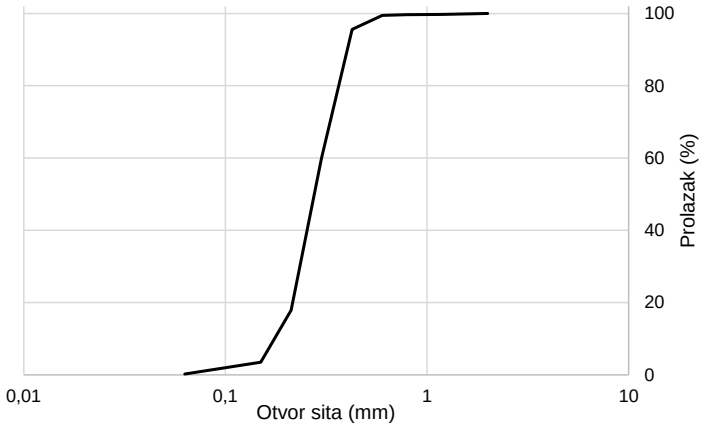
Slika 35. Instrument za proizvodnju impulse.

Nadalje, unutar temelja ugrađeni su mjerači pritiska koji su bili postavljeni približno ispod svakog stupa te jedan na čelu temelja modela kako bi se mjerio horizontalni pritisak prilikom guranja modela. Mjerači su bili tip 2300V5 te su mjerili pritisak do 34,5 MPa i uz osjetljivost od 1,04 mV/psi.

Pomaci modela mjereni su LVDT RDP, Type DCTH500A uređajima u raznim smjerovima kao što je prikazano na slikama 19 i 28. LVDT uređaji imali su različit hod te su prema veličini očekivanih pomaka modela smještani na model. Tako su horizontalni pomaci grede mjereni LVDT uređajima većeg hoda, dok su vertikalni pomaci – slijeganja mjereni instrumentima manjeg hoda.

3.1.6 Dravski pijesak

Za provedbu eksperimenta odabran je lokalni riječni pijesak iz rijeke Drave [146]. Talozi ovog pijeska mogu se pronaći u tlima na svim lokacijama u blizini korita rijeke Drave. Pijesak je prosijan i osušen prije nego što je korišten u eksperimentu. Utvrđeno je da je pijesak jednolik ispitivanjem u geotehinčkom laboratoriju, što se vidi i iz granulometrijske krivulje (slika 36). Detaljni geomehanički rezultati prikazani su u radu [146].



Slika 36. Granulometrijska krivulja dravskog pijeska.

Nakon ispitivanja gustoće pijeska zbijanjem zbijačima i sipanjem s različitih visina dobivene su dvije gustoće i to 1450 kg/m3 i 1550kg/m3. Kako je ipak očekivano da će se pojaviti veće razlike u gustoći, odlučeno je provesti zbijanje/testiranje prema Proctorovu testu (slika 37). Suhi pijesak zbijan je preko pločice jer bez pločice to nije bilo moguće. Prvo je pijesak zbijan prema standardnom postupku, zatim dvostrukom i trostrukom energijom te zatim prema modificiranom postupku. Svi ispitani uzorci imali su jednaku gustoću od oko 1640kg/m3, neovisno o energiji kojom su zbijani. Ovaj je podatak samo potvrdio da se radi o jednolikom pijesku koji se relativno lako zbija do određene, gotovo svoje maksimalne gustoće.

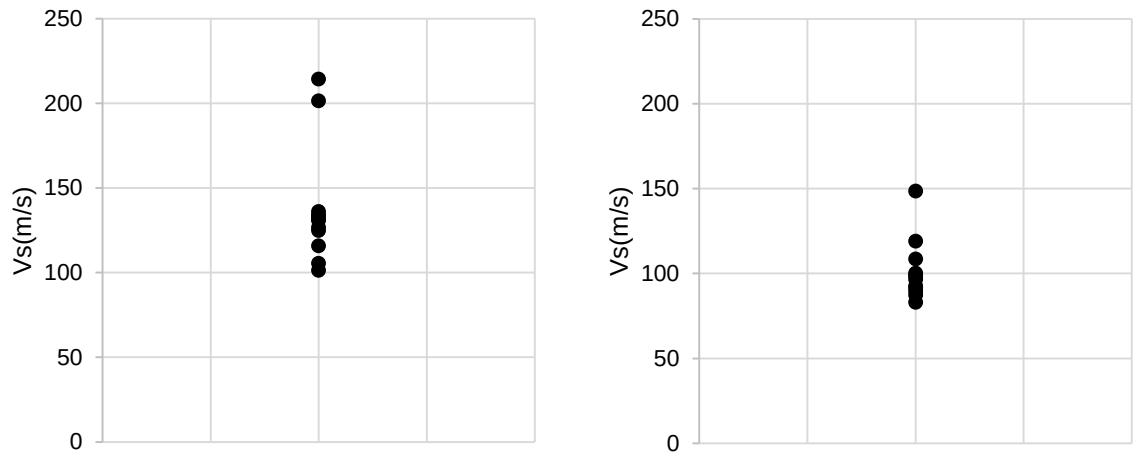


Slika 37. Ispitivanje Proctorovim postupkom.

Dostupni instrumenti omogućili su korištenje volumetra pomoću kojega je bilo moguće izmjeriti volumen iskopanog pijeska. Podatci mjerenja korišteni su za provjeru gustoće ugrađenog pijeska, gdje bi se iskopani mali dio pijeska izvagao te zatim izmjerio volumen iskopanog

pijeska. Isto tako, pokušano je mjeriti volumen i prostom metodom pomoću najlona i vode. Ovi postupci nisu dali dobre rezultate iz razloga što rastresiti pijesak nema mogućnost zadržavanja iskopanog oblika ili se javlja problem dodatnog zbijanja pijeska prilikom pokušaja mjerenja iskopanog volumena. Iako su određena ispitivanja provedena, rezultati nisu bili pouzdani te se odustalo od provođenja dajnjih ispitivanja tijekom provođenja ispitivanja.

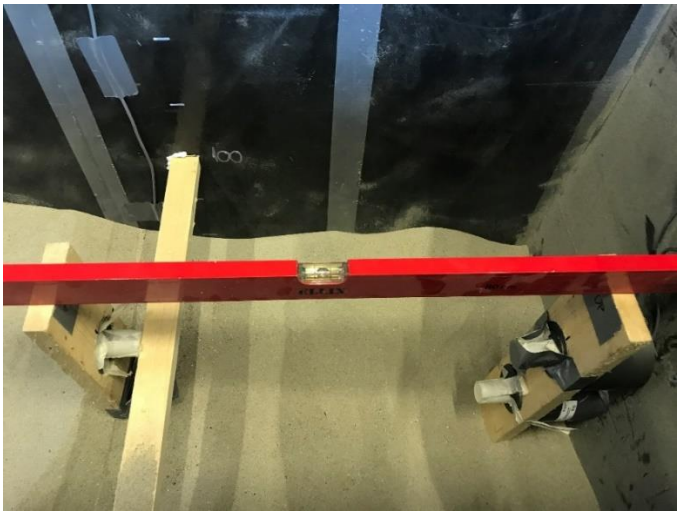
Za potrebe proračuna modula posmika pijeska, osim gustoće, potrebno je izmjeriti i brzinu širenja posmičnih valova unutar pijeska. Za mjerenje korišteni su akcelerometri koji su mjerili silu zadanu impulsom na dnu sanduka. Ovi podatci ipak nisu korišteni za određivanje brzina širenja posmičnih valova jer se pokazalo da je frekvencija mjerenja podataka prilikom eksperimena ipak bila premala da bi podatci bili pouzdani. Za određivanje brzina posmičnih valova korišteni su podatci mjereni benderovim elementima (slika 39 i 40). Brzina širenja posmičnih valova utvrđena je za slučaj zbijenog pijeska oko 135 m/s, dok je za rahli slučaj ona iznosila 100 m/s – prikazano slikom 38 a) i b).



(a) 1550 kg/m^3 (b) 1450 kg/m^3

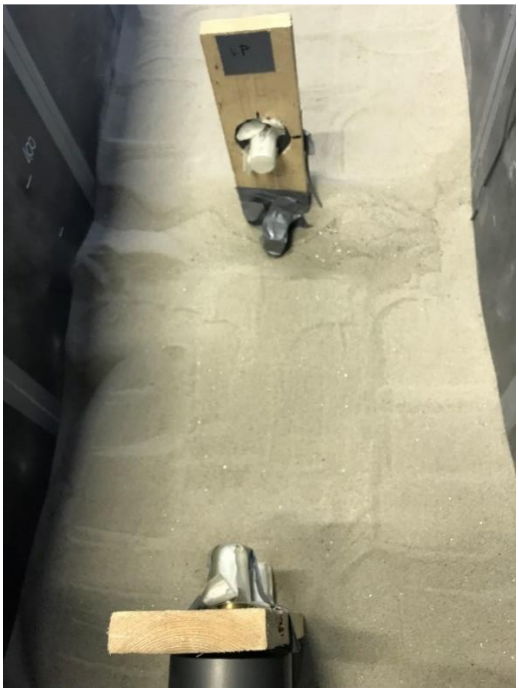
Slika 38. Rezultati mjerenja benderovim elementima a) zbijeni pijesak, b) rahli pijesak.

Kombinirajući ciklične troosne testove s bender elementima uz praćenje lokalnih naprezanja pomoću softvera, rezultira dobrom dopunom i širim rasponom primjena u usporedbi s konvencionalnim laboratorijskim ispitivanjima tla. Benderovi elementi mogu se koristiti i samostalno izvan uređaja za troosno smicanje. Važno je tada precizno pozicionirati glavu koja šalje signal iznad glave koja prima signal. Rezultat je mjerenja vrijeme između slanja i primanja signala te je također važno i detaljno izmjeriti udaljenost između glava kako bi se mogla izmjeriti brzina širenja posmičnog vala.



Slika 39. Postavljanje benderovih elemenata.

Signal s jednog elementa šalje se u četiri različite frekvencije da bi se mjerenja mogla potvrditi. Kako bi se odredilo vrijeme stizanja posmičnog vala, određena je vremenska točka. Ova točka određuje prvo odstupanje poslanog vala te bi trebala biti detektirana u svim mjerenjima.

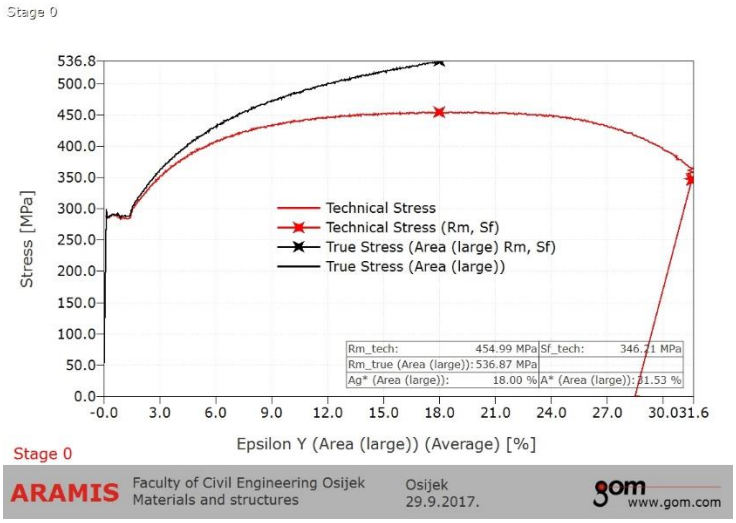


Slika 40. Benderovi elementi postavljeni u spremniku s pijeskom.

3.1.7 Ispitivanje čelika

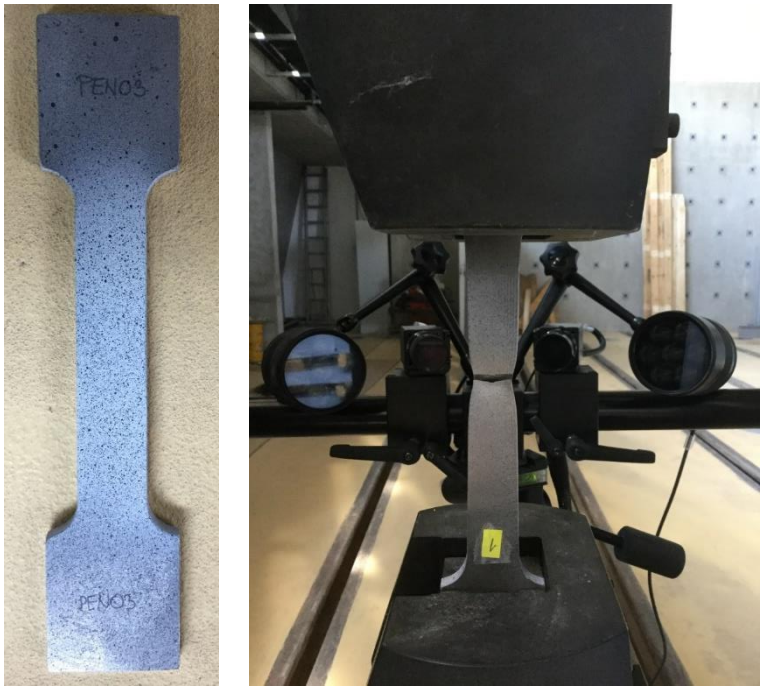
Prije provođenja eksperimentalnih ispitivanja metodom postupnog guranja uzorci čelika modela ispitani su na preši Shimadzu AG-Xplus kapaciteta 300 kN. Osim same preše korišten

je i optički mjerač pomaka GOM Aramis 5M jer su tako mogli biti određeni i modul elastičnosti te Poissonov koeficijent. Ovi podatci vrlo su korisni kod izrađivanja numeričkih modela zbog smanjivanja nesigurnosti na najmanju mogću razinu. Tražena i deklarirana čvrstoća čelika bila je S235, što je ispitivanjima i potvrđeno. Iako su rezultati ispitivanja bili veći od traženih, i dalje su odgovarali klasi S235.



Slika 41. Rezultati ispitivanja čelične epruvete, mjereno optičkim mjeračem.

Pripremljeno je sedam klasičnih epruveta za ispitivanje, no na kraju su ispitane samo četiri jer su sve četiri dale gotovo identične rezultate. Epruvete su izrađene precizno, tokarenjem, a zatim su prebojane bijelom bojom te crnim *točkicama* pomoću kojih se dalje prate pomaci na optičkom mjeraču (slika 42 a)). Prikazana je slika jedne ispitane epruvete za ispitivanje (slika 42 b)), epruveta nakon ispitivanja (slika 42 b)) dok je još postavljena u preši te rezultat dobiven pomoću optičkog čitača za jedan slučaj (slika 41). Izduženje pri lomu za ispitane uzorke bilo je 33,8 %.



(a) (b)

Slika 42. Čelična epruveta (a) i ispitivanje čelika (b).

U tablici 6 moguće je vidjeti izmjerene rezultate čeličnih epruveta koji će se nadalje koristiti u izradi numeričkih modela konstrukcija.

Tablica 6. Svojstva čelika.

E (MPa)	203 886
f_y (MPa)	284
f_u (MPa)	453
υ	0,307

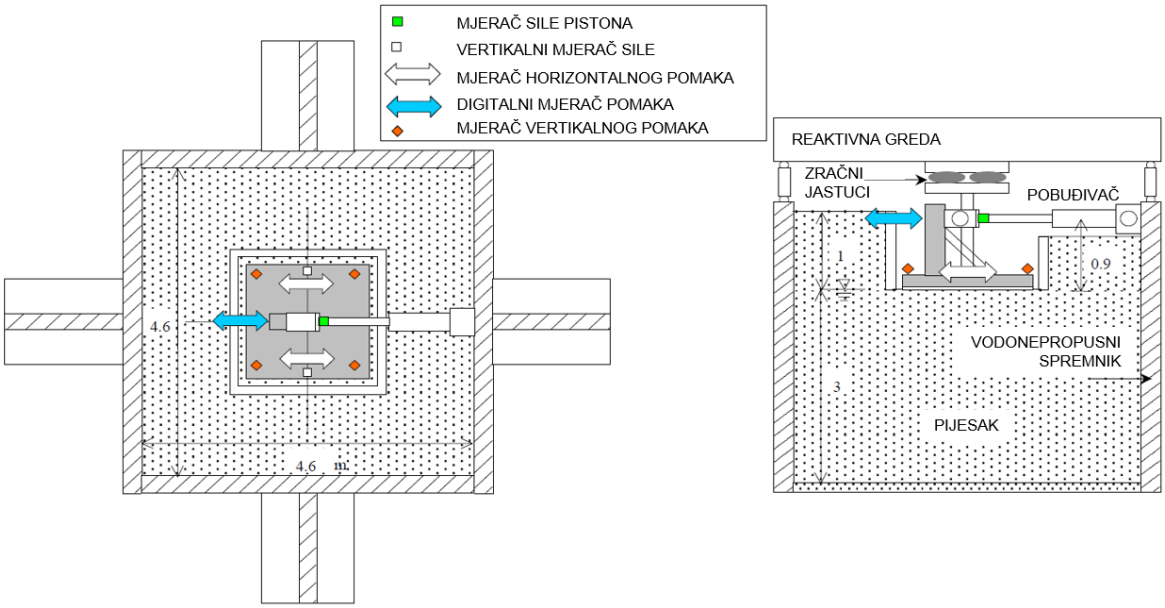
3.2 Sustav tlo-temelj-stup opterećen bočnim cikličkim opterećenjem: TRISEE eksperiment

Kako bi se dodatno istražio utjecaj popustljivosti tla na ponašanje konstrukcija prilikom djelovanja potresa, upotrijebljeni su eksperimentalno dobiveni rezultati iz ranije provedenog, a autorima dostupnog, istraživačkog projekta TRISEE [145]. U okviru istraživačkog projekta TRISEE provedeno je istraživanje nelinearnog međudjelovanja tlo-konstrukcija pri simuliranom

potresnom opterećenju. Projekt je proveden krajem 90-ih, a sastojao se od više različitih eksperimenata u velikom mjerilu. Ispitivanje je obuhvatilo pokuse na modelima opterećenim cikličkim opterećenjem. Osnovna eksperimentalna postava sastoji se od plitkog temelja postavljenog na pijesak i pobuđenog vertikalnim silama te horizontalnom cikličkom pobudom.

Provedena su dva ispitivanja pri čemu je varirana relativna gustoća tla (D_r = 85 % i D_r = 45 %). Ovi slučajevi predstavljaju primjer velike zbijenosti pijeska te rastresiti pijesak.

Model konstrukcije sadrži kruti čelični stup i betonsku ploču koja predstavlja plitak temelj. Stup modela korišten je za unos simuliranog potresnog opterećenja.



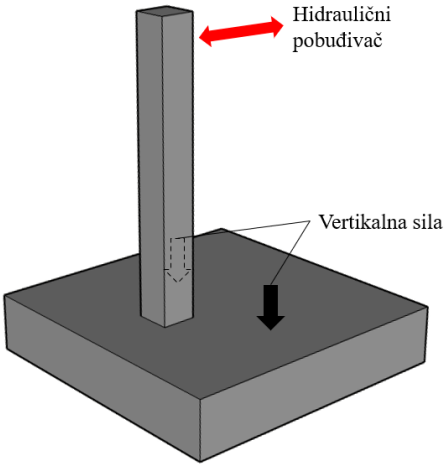
Slika 43. Postav eksperimenta (m) [144] (uredila autorica).

3.2.1 Opis fizičkog modela konstrukcije i spremnika za pijesak

Eksperimentalni prototip sastojao se od betonskog spremnika ispunjenog Ticino pijeskom, opisanog u [147] te krutog modela konstrukcije koji je predstavljao betonski plitak temelj. Spremnik za pijesak bio je dimenzija 4,60 m s 4,60 m u tlocrtu i 4 m visine, dok je temelj imao tlocrt 1 m s 1 m te debljinu od 0,12 m. Bočne stranice sanduka bile su krute te vodonepropusne.

Temelj je izrađen od čelika, dok je kontakt s pijeskom izrađen od sloja betona. Temelj je ugrađen 1 m u pijesak da bi se dobio nadsloj bočnog tla od oko 20 kPa. Oko temelja postavljena je visoka čelična oplata visine 1 m za zadržavanje pijeska.Okomito opterećenje (300 kN za stanje zbijenog pijeska i 100 kN za stanje rastresitog pijeska) uneseno je u sustav pomoću zračnih jastuka koji su izrađeni tako da održavaju silu konstantnom tijekom ispitivanja.

Pomoću hidrauličkog pobuđivača, koji djeluje 0,9 m iznad razine temelja na stupu, unesena je horizontalna sila koja varira u vremenu.

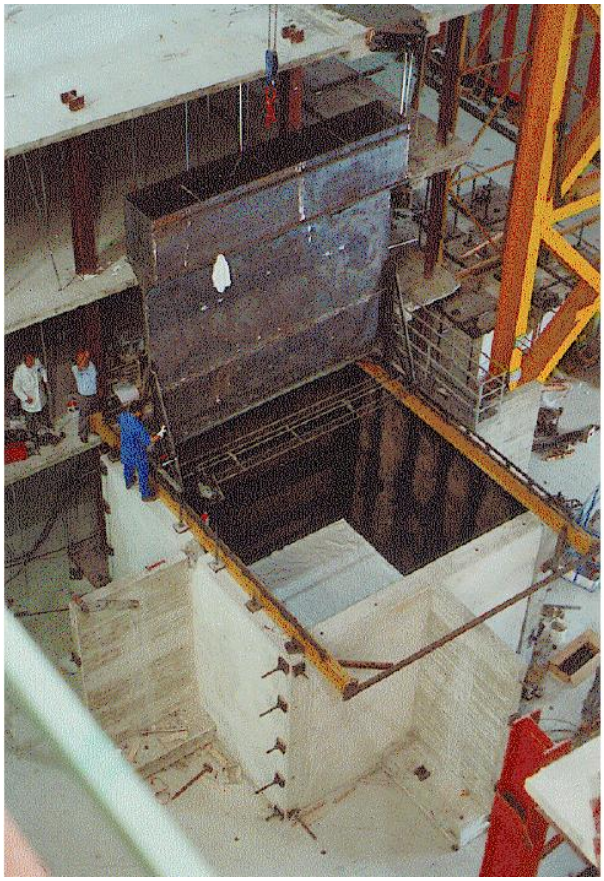


Slika 44. Prikaz unosa sila u model.

3.2.2 Sipač pijeska te ugradnja i zasićenje uzoraka tla

Program istraživanja uključivao je pokuse provedene na gustom i na rastresitom pijesku s relativnom gustoćom D_r od 85%, odnosno 45%. Ticino pijesak jednolik je s veličinom zrna krupne do srednje veličine s D_{50} = 0,55 mm, koeficijentom ujednačenosti C_u = 1,6, specifičnom težinom G_s = 2,684, e_{min} = 0,579, e_{max} = 0,931 i kutom trenja pri konstantnom volumnu, φ_{cv} = 35 °, Poissonov koeficijent jednak je v = 0,30. Za proračun dinamičkih svojstava tla dostupni su podatci o brzini širenja posmičnih valova pijeska preuzeti iz [144], v_s = 220 $^m/_s$ za gusti pijesak i v_s = 185 $^m/_s$ za slučaj rastresitog pijeska.

Tlo je ugrađeno pomoću posebno izrađenog pomičnog sipača pijeska. Ova metoda ugradnje pijeska omgućuje postizanje različitih relativnih gustoća ovisno o veličini otvora na sipaču (npr. [148]), visine sipača iznad mjesta ugradnje te brzine pomicanja sipača. Nadalje, ovakvom ugradnjom postiže se ujednačena gustoća i raspodjela zrna. Sipač pijeska izrađen je kako bi omogućio i jednostavno zaustavljanje postupka sipanja pijeska zbog potrebe umetanja instrumenata u pijesak. Više informacija o veličini otvora za sipanje pijeska, brzini pomicanja sipača i proračunu može se pronaći u [145].



Slika 45. Prikaz ugradnje pijeska u spremnik [145].

Nakon dovršetka uzorka započeo je proces zasićenja. U tu svrhu voda je polako dodavana u tlo od dna do razine temelja pomoću rešetke cijevi ugrađenih u donji sloj šljunka debljine 110 mm, odvojenog od pijeska geotekstilom. Mreža cijevi nalazila se u donjem dijelu spremnika kako bi se osigurao ravnomjerni protok vode za zasićenje uzorka. Za postizanje visokog stupnja zasićenja protok je održan tri dana.

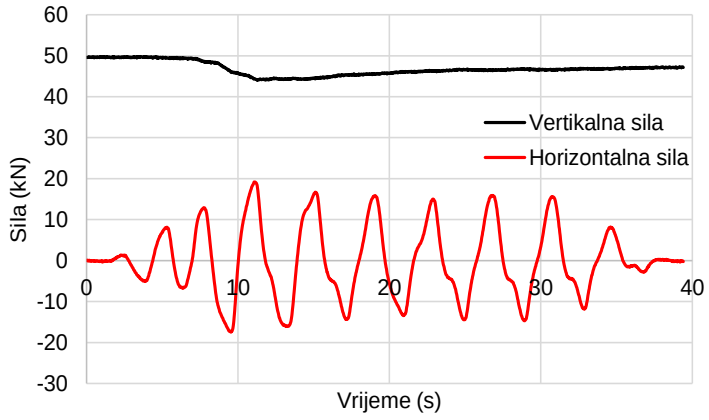
3.2.3 Instrumenti za mjerenje

Eksperimentalni model mjeren je dvjema skupinama instrumenata. Prva skupina instrumenata ugrađenih u pijesak korištena je za procjenu početnih stanja tla. U tlo su postavljeni sljedeći senzori: devet malih geofona koji su korišteni za mjerenje zasićenosti tla, šest toplinskih i šest električnih sondi za lokalnu provjeru. Tlo je ispitano s tri testa prodora stošca (CPT) koje je proveo standardni stožac promjera 35,7 mm. Štoviše, brzine širenja posmičnih valova mjerene su tijekom različitih trenutaka pripreme uzorka. Druga skupina instrumenata korištena je za promatranje temelja. Mjerene su primijenjene sile, horizontalni i vertikalni pomaci temelja, pritisci tla ispod temelja. Postavljeni su sljedeći senzori: 11 mjernih sonda za horizontalna i vertikalna naprezanja u tlu, dvije mini-piezometra za mjerenje tlaka vode, pet tlačnih sonda

ispod temelja, četiri pretvarača okomitog pomaka na uglovima temeljaza mjerenje slijeganja i rotacije, dva horizontalna pretvarača u temelju, digitalni pretvarač za mjerenje vodoravnog pomaka aktuatora, dvije mjerne sonde za vertikalnu silu i jednu mjernu sondu (u klipu) za horizontalnu silu.

3.2.4 Ispitivanje sustava tlo – konstrukcija

Model temeljen na rastresito ugrađenom pijesku opterećen je sa 100 kN vertikalnog opterećenja, dok je model temeljen na zbijenom pijesku opterećen vertikalnom silom jednakom 300 kN. U oba slučaja vertikalno opterećenje bilo je znatno manje od nosivosti tla. Vertikalno opterećenje uneseno je u model pomoću zračnih jastuka i reakcijske grede, dok je horizontalno cikličko opterećenje nanošeno na vrh stupa pomoću hidrauličke preše. Na model je prvo primijenjeno vertikalno opterećenje jer ovo opterećenje oponaša težinu konstrukcije. Nakon što je dosegnuto potpuno vertikalno opterećenje, na model je naneseno ciklično opterećenje kako je prikazano na slici 46. Cikličko opterećenje primijenjeno je na model u tri serije, počevši s ciklusima kontroliranim silom male amplitude u fazi I, nakon čega je uslijedila primjena opterećenja nalik zapisima stvarnih potresa u fazi II i završeno je sa sinusoidnim ciklusima pomaka sve veće amplitude u fazi III.



Slika 46. Grafički prikaz vremenskog zapisa sila unesenih u model s rastresitim pijeskom – Faza II.

U prvoj fazi ispitivanja najprije su naneseni pojedinačni ciklusi male amplitude kontrolirane silom kako bi se identificirao početak nelinearnog ponašanja u tlu. Ciklusi su bili sinusnog oblika, s frekvencijom od 0,5 Hz. Njihova se amplituda postupno povećavala do oko 5% vertikalnog opterećenja. Odziv ispitanog sustava bio linearan s vrlo malim pomacima

Tijekom sljedeće, druge, faze temelj je podvrgnut horizontalnom opterećenju koje je predstavljalo zapis sličan stvarnome potresu. Zapis je preuzet iz laboratorija ELSA izmjeren

na četverokatnoj AB zgradi proračunatoj prema EC8. Vrh horizontalnog opterećenja skaliran je tako da horizontalna sila odgovara otprilike 0,2 vertikalne sile. Apsolutna maksimalna vrijednost horizontalne sile bila je oko 60 kN i 20 kN za zbijeni te za rahli pijesak. Istpitani slučajevi nakon drugog ciklusa imaju izrazito nelinearno ponašanje. Odziv sustava sa zbijenim pijeskom više dominira elastična komponenta, dok sustav s rahlim pijeskom pokazuje vrlo velike deformacije.

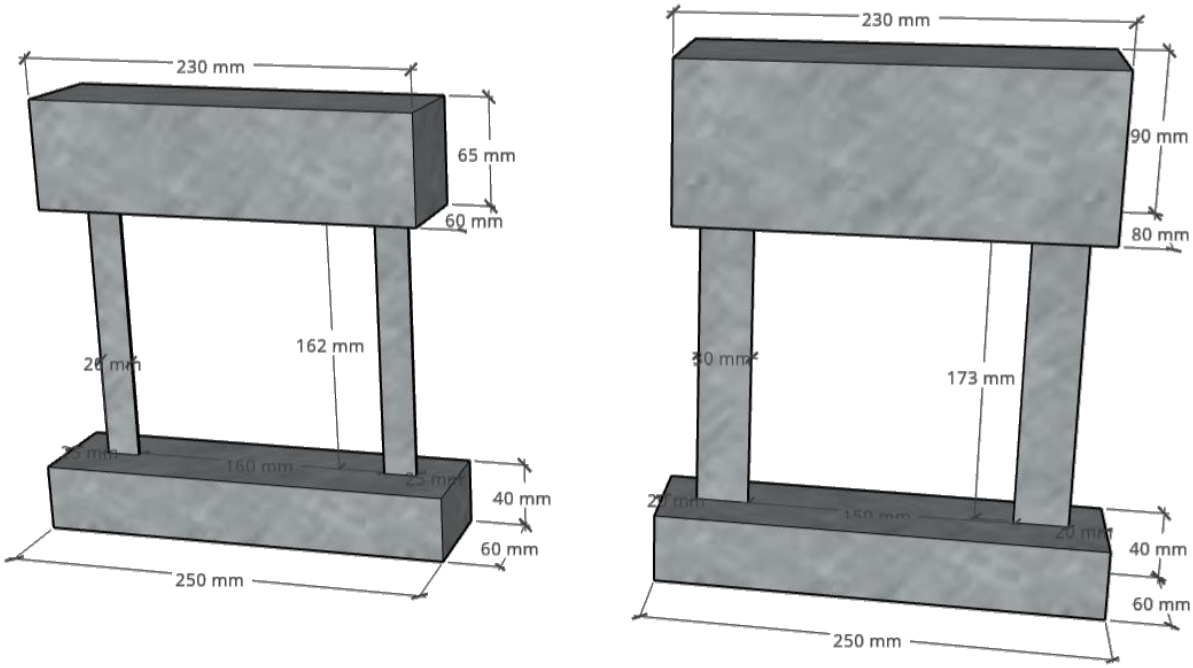
U završnoj, trećoj, fazi korišteni su ciklusi pomaka u obliku sinusne funkcije s povećanjem amplitude na vrhu konstrukcije, sve do postizanja pritiska nosivosti tla ispod temelja. Test je kontroliran pomakom kako bi se omogućilo postizanje konačnog kapaciteta bez razvoja prekomjernih pomaka temelja. Rezultati ispitivanja na zbijenom pijesku pokazuju pravilnije, reverzibilnije petlje u odnosu na rahli pijesak koji pokazuje veliku nelinearnost. Do velike degradacije krutosti došlo je za obje gustoće tla.

3.3 Sustav tlo-temelj-konstrukcija opterećen dinamičkim opterećenjem: SYNERGY eksperiment

Ovo istraživanje financirao je Građevinski i arhitektonski fakultet Osijek. Projekt SYNERGY (oznaka projekta IZIP_A_02) proveden je 2021. godine. U okviru projekta promatrani su dinamički učinci međudjelovanja tla-konstrukcija koristeći modele u umanjenom mjerilu. Eksperimentalno istraživanje sličnog karaktera i mjerila može se naći i u [133, 140, 149].

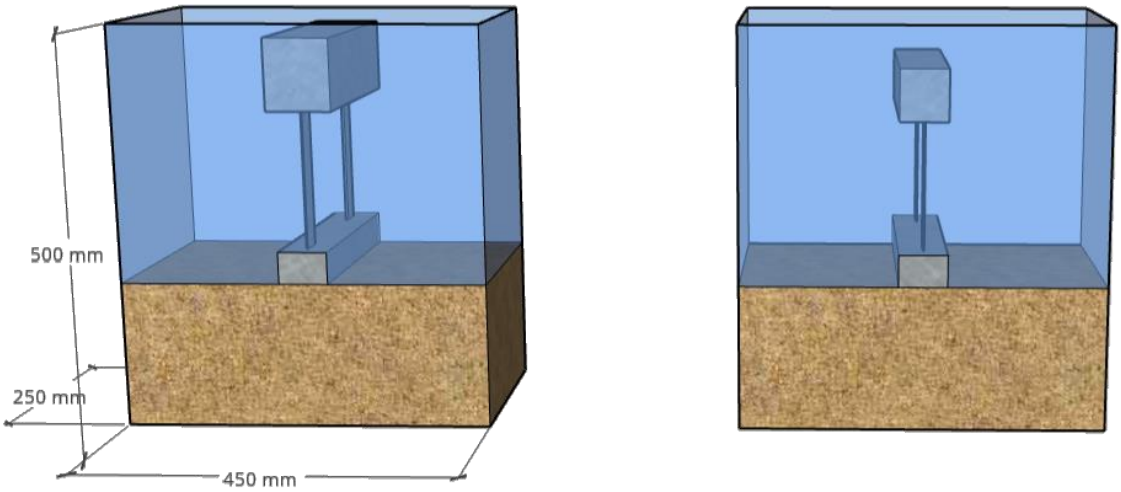
Osnovni cilj projekta bio je preko originalnih eksperimentalnih istraživanja na modelima u malom mjerilu te detaljnim parametarskim analizama dodatno istražiti utjecaj popustljivosti temeljnog tla na potresno ponašanje plitko temeljenih konstrukcija, kako bi se razvila nova znanja te podigla razina sigurnosti potresno otpornih konstrukcija.

U okviru projekta SYNERGY provedena su dinamička ispitivanja modela konstrukcije u umanjenom mjerilu s različitim uvjetima temeljenja (slika 47 i 48). Prvo je ispitan model upet u nedeformabilnu podlogu, a nakon toga je isti model ispitan na zbijenome pijesku. Ispitana su dva tipa modela konstrukcije, jedan s manjom te drugi s većom masom na vrhu stupova (slika 47). Ispitivanja su provedena u Laboratoriju za konstrukcije pri Građevinskom fakultetu Sveučilišta u Rijeci.



(a) (b)

Slika 47. Prikaz fizičkih modela konstrukcije: model s laganom gredom (a) i model s teškom gredom (b).



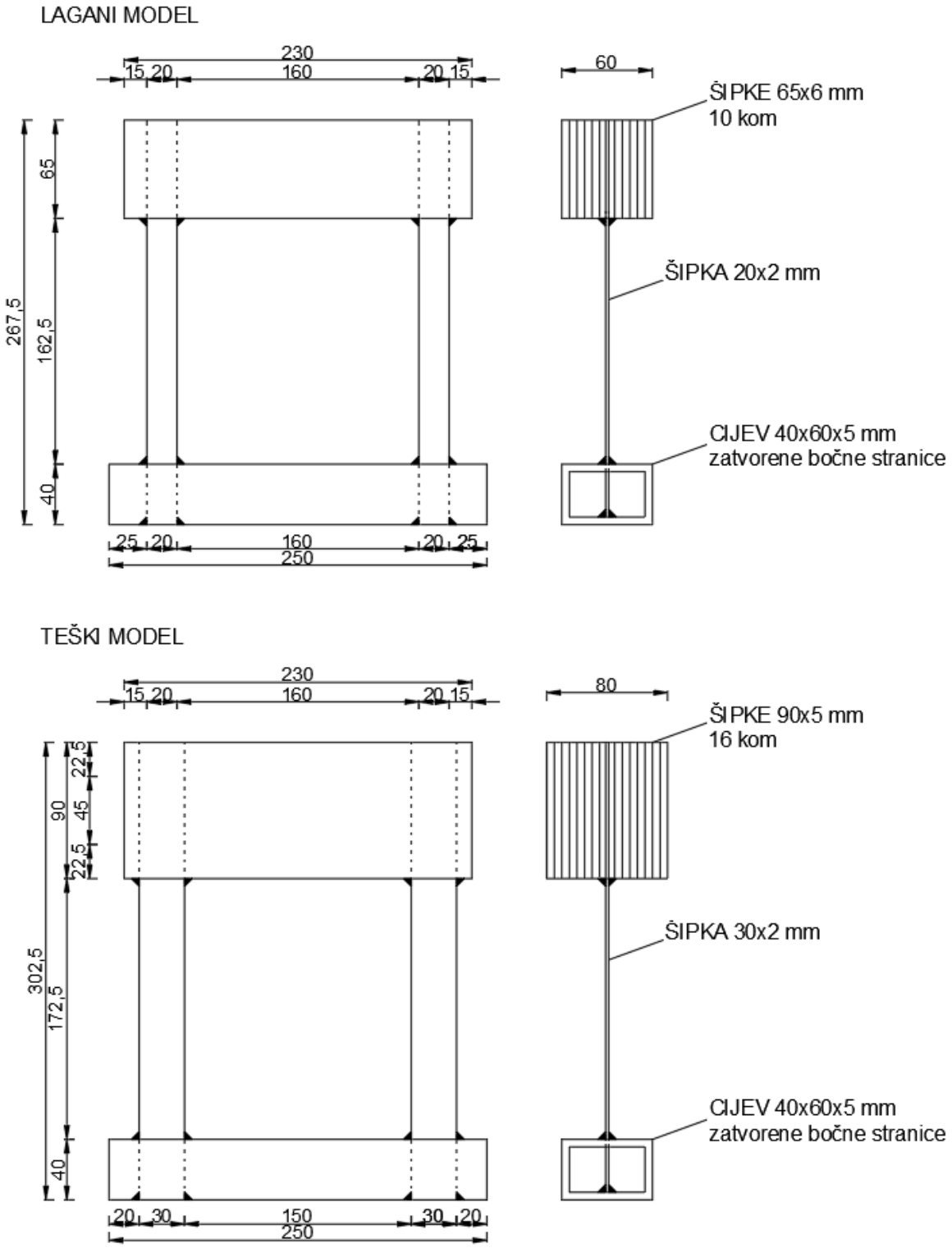
Slika 48. Prikaz sustava tlo-konstrukcija postavljenih na potresnu platformu za oba modela.

3.3.1 Opis modela konstrukcije

Model konstrukcije predstavlja ravninski okvir koji se sastoji od dva stupa povezana krutim temeljem i krutom gredom. Model je izrađen od čelika razreda S275, za koji su fizikalno mehanička svojstva opisana u poglavlju 3.1.7. Stupovi su zavareni u podnožju za pravokutnu cijev koja predstavlja temelj te pri vrhu za čelične pločice koje spajanjem čine gredu. Pomoću krute grede je simulirana masa gornjeg ustroja konstrukcije. Temelj je izrađen od cijevi

pravokutnog poprečnog presjeka dimenzija 60 x 40 mm, a debljine lima od 5 mm. Stupovi su izrađeni od čeličnih limova širine 20 mm i debljine 2 mm za lagani model te širine 30 mm i debljine 2 mm za model s većom masom. Greda je izrađena spajanjem deset čeličnih pločica širine 65 mm i debljine 6 mm, za potrebe laganog modela, odnosno 16 čeličnih pločica širine 90 mm i debljine 5 mm za izradu modela s većom masom. Lagani model imao je sveukupnu masu od 8,68 kg, dok je teški model imao masu od 14,94 kg. Pri izradi modela teženo je tomu da ovako izrađeni model ima neke sličnosti s modelom izrađenim za potrebe projekta PENDULARUM. Tako je odnos mase grede i temeljne grede bio približan, što je ugrubo 4:1 za promatrani model s manjom masom. Također, i piritsak na tlo ovako ispitanog modela bio je približan pritisku na tlo modela s manjom masom projekta PENDULARUM.

U ovom doktorskome radu korišteni su rezultati ispitivanja modela s laganom masom. Model konstrukcije izrađen je tako da ima prvi period vibriranja izvan svoje ravnine iznosom sličan periodu vibriranja modela PENDULARUM. Ispitivanjem je utvrđen prvi period vibriranja koji iznosi $T_1 = 0{,}47$ s te drugi, torzijski, period vibriranja jednak $T_2 = 0,\ 21$ s.

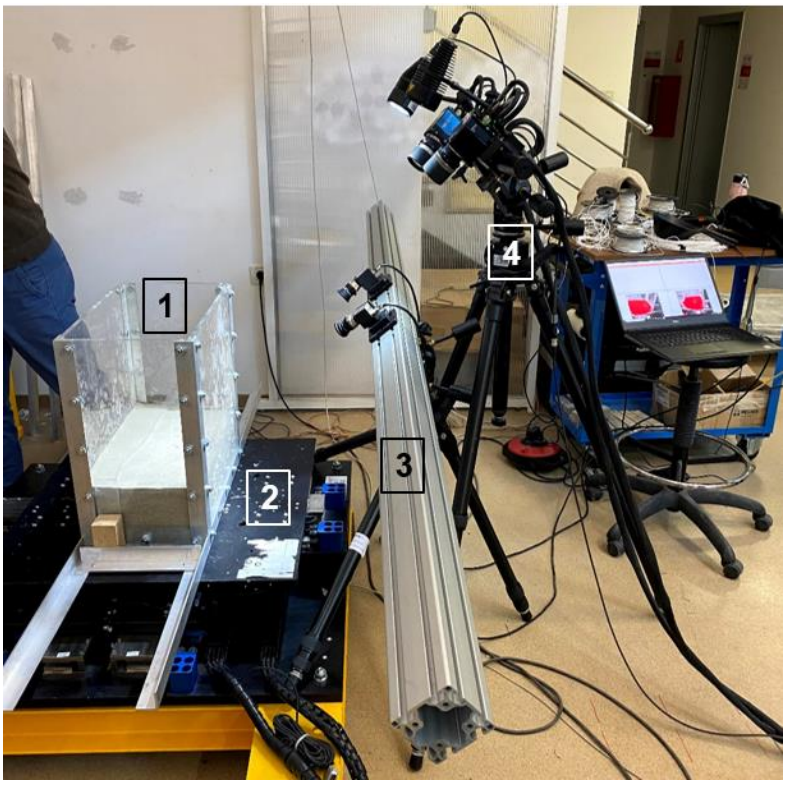


Slika 49. Nacrti fizičkih modela konstrukcije (mm).

3.3.2 Mjerni instrumenti

Za potrebe ispitivanja korišten je velik broj mjerne opreme. Akcelerometri su postavljeni na vrh modela konstrukcije, na temelj te na potresni stol. Pomaci su mjereni optičkim sustavom za mjerenje pomaka u Laboratoriju za konstrukcije Građevinskog fakulteta u Rijeci. U ovome slučaju korištena su dva optička mjerna sustava – jedan sustav za mjerenje pomaka modela konstrukcije, označen brojem 4 na Slici 50., a drugi za mjerenje pomaka modela tla, označen brojem 3 na Slici 50. Dinamički odziv modela konstrukcije bilježen je putem sustava za beskontaktno optičko 3D mjerenje pomaka i deformacija GOM Aramis i Pontos s frekvencijom snimanja do 160 fps u punoj rezoluciji. Mjerni volumen koji sustav pokriva može biti najviše 2000 mm x 1000 mm x 500 mm. Mjerenje pomaka u tlu obavljeno je pomoću sustava za beskontaktno optičko 3D mjerenje pomaka i deformacija GOM Aramis 12M s lećama žarišne duljine 12 mm i brzinom od 3 slike u sekundi.

Dinamička ispitivanja provedena su nanošenjem dinamičke pobude podloge preko potresne platforme Quanser ST-III (označeno brojem 2 na Slici 50.), tlocrtnih dimenzija 70 cm x 70 cm s mogućnošću maksimalnog ubrzanja od 1g u oba smjera, s najvećim teretom od 120 kg.

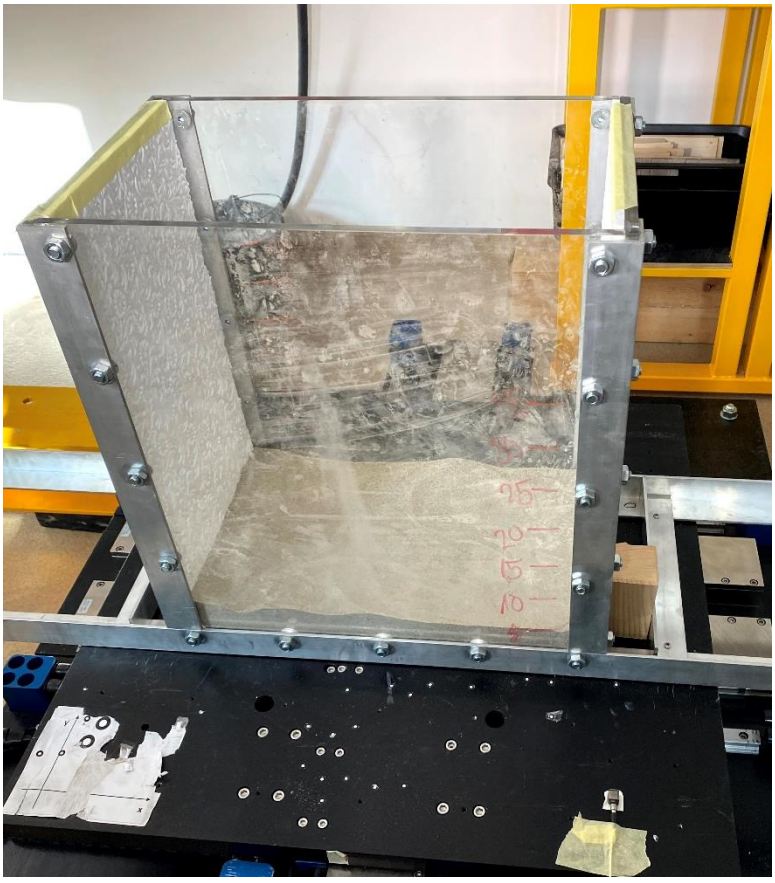


Slika 50. Postav eksperimenta s oznakama opreme eksperimenta s brojevima 1 do 4.

3.3.3 Opis spremnika za pijesak

Za pripremu modela tla korišten je dravski pijesak korišten u ispitivanjima internog istraživačkog projekta PENDULARUM 15-04, a čije su karakteristike navedene u poglavlju 3.1.6. Tako je u oba eksperimenta korišten isti materijal, što olakšava kalibraciju i omogućava dodatnu provjeru valjanosti numeričkog modela tla u kasnijim fazama istraživanja.

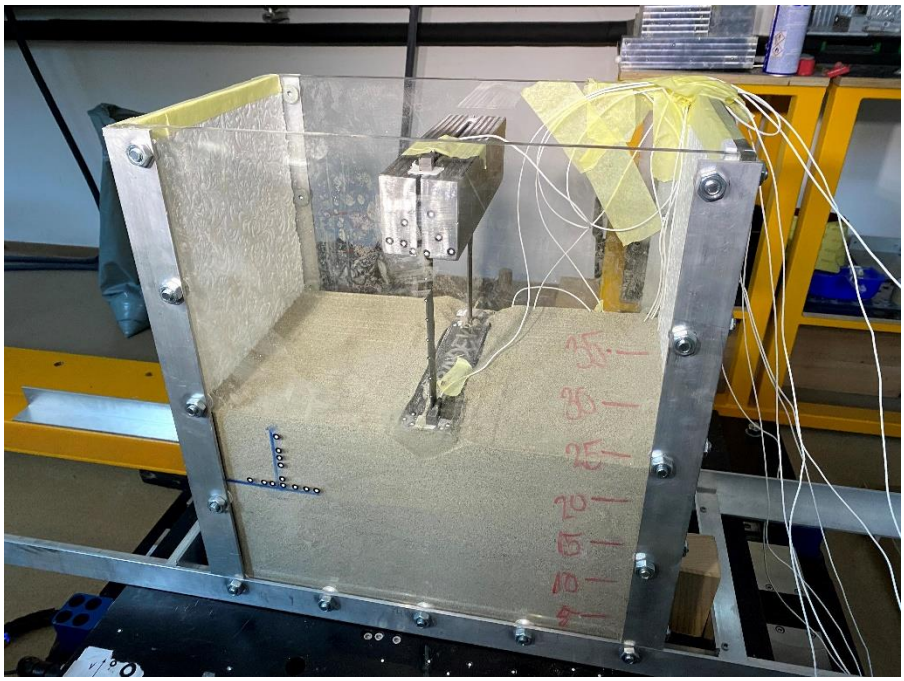
Kruti spremnik za pijesak (slika 50 i oznaka 1 na slici 50) bio je izrađen od aluminijskih profila koji su činili okvir te pleksiglasa. Pleksiglas je korišten kako bi spremnik bio što lakši te kako bi se omogućilo promatranje ponašanje pijeska prije, za vrijeme i poslije ispitivanja. Pomoću aluminijskih profila model je pričvršćen za potresnu platformu. Sveukupna masa spremnika pijeska bila je 34,8 kg. Zbog ograničene nosivosti potresne platforme (120 kg) cijeli model, zajedno sa spremnikom za pijesak te pijeskom, pripremljen je u skladu s preporukama za skaliranje danim u [142].



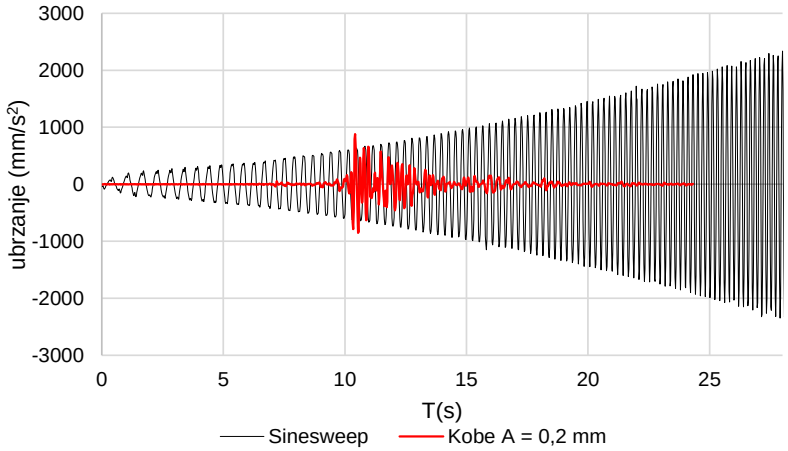
Slika 51. Spremnik za pijesak.

3.3.4 Provođenje eksperimenta

Model je pobuđen zapisom sinusnog oblika s promjenjivom frekvencijom u vremenu (tj. sine sweep) s ciljem određivanja osnovne frekvencija. Uz taj zapis korišten je i zapis potresa Kobe 1995 pri čemu je variran iznos najveće amplitude (slika 53). Model konstrukcije ispitan je za dva slučaja oslanjanja. Prvo je ispitan model pričvršćen za potresnu platformu, a potom je ispitan model položen na sloj pijeska.



Slika 52. Model prije ispitivanja.



Slika 53. Zapis pobuda potresnih platformi.

Potpuno suhi pijesak ugrađen je u slojevima debljine 5 cm. Nakon ugradnje svakog sloja potresna je platforma aktivirana kako bi čestice pijeska poprimile optimalan položaj, tj. kako bi se pijesak zbio. Potresna platforma proizvodila je vibracije visokih frekvencija u trajanju od

otprilike 2 minute. Masa pijeska za svaki ugrađeni sloj određena je vaganjem prije ugrađivanja u spremnik, a volumen ugrađenog pijeska određen je nakon zbijanja očitavanjem visine ugrađenog pijeska u sanduk. Ovako izmjerena masa i volumen korišteni su za određivanje prostorne gustoće ugrađenog pijeska.

4 Numerički modeli provedenih eksperimenata

Eksperimentalno ispitani modeli i mjerene veličine (opisane u prethodnom poglavlju) korišteni su za razvoj, kalibraciju i validaciju odgovarajućih numeričkih modela korištenih za procjenu ponašanja stvarnih plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima. U okviru provedenih istraživanja promatrana su tri različita eksperimentalno ispitana sustava tlo-temelj-konstrukcija te je numerički model tla kalibriran i validiran za tri različite simulirane vrste potresne pobude.

Tako je modeliranje temeljnog tla započeto primjenom rezultata ispitivanja dobivenih na fizičkom modelu ispitanom primjenom metode postupnog guranja (PENDULARUM). U sljedećem slučaju koji je korišten za kalibraciju i provjeru prikladnosti numeričkog modela tla eksperimentalno ispitani model bio je podvrgnut djelovanju cikličke pobude (TRISEE). U tom su slučaju modeli tla dorađeni i testirani. Konačno, model tla testiran je koristeći rezultate ispitivanja dobivene provedbom eksperimenta koji je uključivao dinamičku pobudu (SYNERGY).

Unakrsna validacija za odabrani model tla bila je važna jer Eurocod norme [6] dopuštaju više različitih metoda za modeliranje potresne pobude. Metode dane u Eurkod normi [6], kao metoda ekvivalentne potresne sile ili N2 metoda, često se uspoređuju sa zahtjevnijom dinamičkom analizom u vremenu kako bi se usporedili dobiveni rezultati.

Za izradu numeričkih modela korišten je SAP2000 [44] računalni program. Program je odabran jer omogućuje učinkovito numeričko modeliranje nelinearno ponašanja konstrukcije i učinaka međudjelovanja tla i konstrukcije pri potresnom opterećenju kao što je prikazano u [37, 114, 137, 150].

4.1 Numerički model tla

Modeliranje tla vrlo je kompleksno jer tlo nije inženjerski materijal, već ono što nalazimo u prirodi. Brojni geotehnički računlani programi i pristupi modeliranja daju vrlo realne procjene ponašanja [129, 151, 152], no zahtijevaju relativno velik broj parametara te često složene i vremenski zahtjevne numeričke proračune. Jedan od ciljeva doktorata odnosi se na novu primjenu N2 metode koja je pojednostavljena metoda za potresni proračun konstrukcija pa je težnja zadržati što jednostavnijim model tla. Uzimajući u obzir sve navedeno, odabran je Winklerov model tla [153] koji ponašanje tla simulira pomoću opruga.

Za potrebe izrade numeričkog modela potrebno je definirati krutost tla. Provedena je studija [141] kako bi se donijela odluka o odabiru modela koji će biti korišten u daljnjem istraživanju. Temeljem spomenute studije odabran je model tla predložen u [98], gdje su dani izrazi za

proračun krutosti translacijskih i rotacijskih opruga. Ovi izrazi promatrani su i u [85], gdje su pokazali dobro poklapanje rezultata numeričkog proračuna s eksperimentalno dobivenim rezultatima. Tijekom daljnjeg istraživanja na modelima ispitanih dinamičkim opterećenjem opruge su zamijenjene onima prema Pais i Kaueslu [42] koje su vrlo slične ranije korištenim izrazima, no za ove opruge u propisima [98] dani su i izrazi za prilagodbu krutosti za dinamičko opterećenje i ukopane temelje. Izrazima (24) – (26) opisana je krutost temeljnog tla ispod temelja, dok se izrazi (27) – (29) odnose na prilagodbu krutosti za slučaj ukopanog temelja [98]:

$$k_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[3{,}1\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}75} + 1{,}6\right] \tag{24}$$

$$k_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6{,}8\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 0{,}8\left(\frac{L}{B}\right) + 1{,}6\right] \tag{25}$$

$$k_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6{,}8\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 2{,}4\right] \tag{26}$$

$$\eta_z = \left[1{,}0 + \left(0{,}25 + \frac{0{,}25}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0{,}8}\right] \tag{27}$$

$$\eta_y = \left[1{,}0 + \left(0{,}33 + \frac{1{,}34}{1+L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0{,}8}\right] \tag{28}$$

$$\eta_x \approx \eta_y \tag{29}$$

gdje je:

$k_{z,sur}$ krutost tla u vertikalnom z smjeru,

$k_{y,sur}$ krutost tla u horizontalnom y smjeru,

$k_{x,sur}$ krutost tla u horizontalnom x smjeru,

G modul posmika,

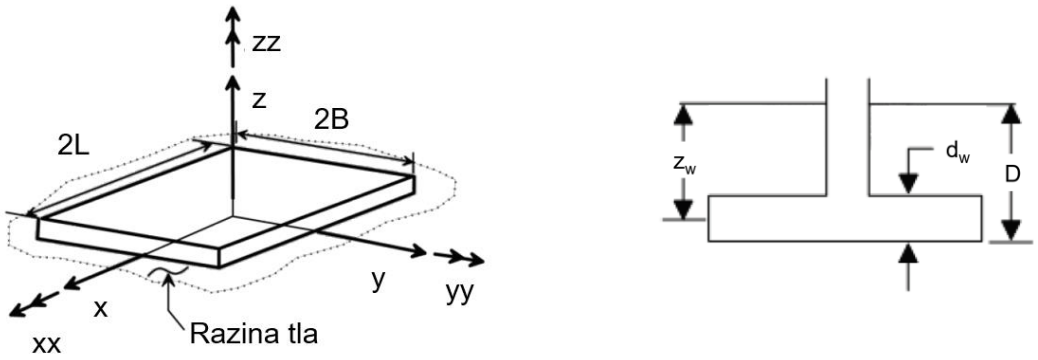
B pola širine temelja,

L pola duljine temelja,

D dubina donje plohe temellja,

v Poissonov koeficijent.

Položaj koordinatnog sustava temelja te geometrijske karakteristike temelja prikazane su slikom 54.



(a) (b)

Slika 54. Opis geometrije modela temelja: aksonometrija (a) i presjek (b), prema [98] (uredila autorica).

Za modeliranje ponašanja tla u vertikalnom smjeru korišteni su nelinearni *link* elementi, *MultiLinear Plastic Link*, dostupni u računalnom programu SAP2000 [44]. *Link* elementi veze su kojima se može dodijeliti određeno ponašanje, a koriste se za modeliranje elemenata, dijelova konstrukcije i sl. Nadalje, u doktoratu će se ovakve veze zvati *link* elementi. Korišteni multilinearni *link* elementi zahtijevaju informacije o krutosti, krivulji sila-pomak te o vrsti histerezne petlje za tlo. Krivulja sila-pomak usvojena je prema preporuci koju daju Rees i Van Imp [154], a koja je primarno definirana za modeliranje tla oko pilota. Krivulja kojom je opisano ponašanje tla prikazana je slikom 55, a sljedeći izrazi korišteni su za proračun točaka pri kojima se javlja promjena krutosti [154, 155]:

$$p_{ult} = \overline{A_s} \cdot p_s \tag{30}$$

$$p_m = \overline{B_s} \cdot p_s \tag{31}$$

$$p = k_{py} \cdot z \cdot y_k \tag{32}$$

$$p_{st} = \gamma \cdot z \cdot \left[\frac{k_0 \cdot z\, tan\varphi\, sin\beta}{tan(\beta-\varphi)\cdot cos\alpha} + \frac{tan\beta}{tan(\beta-\varphi)} \cdot (b + z \cdot tan\beta \cdot tan\alpha) + k_0 \cdot z \cdot tan\beta \cdot (tan\varphi \cdot sin\beta - tan\alpha) - k_\alpha \cdot b\right] \tag{33}$$

gdje je:

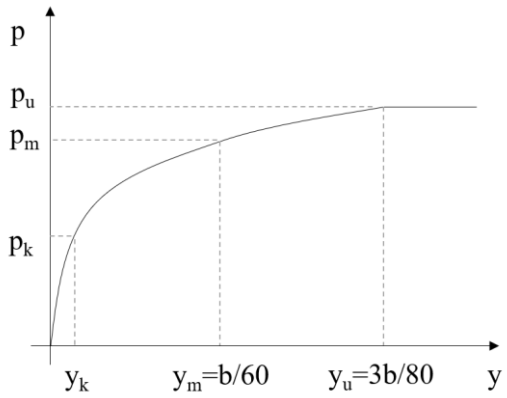
b širina temelja,

z dubina temelja,

γ prostorna težina tla,

φ unutarnji kut trenja.

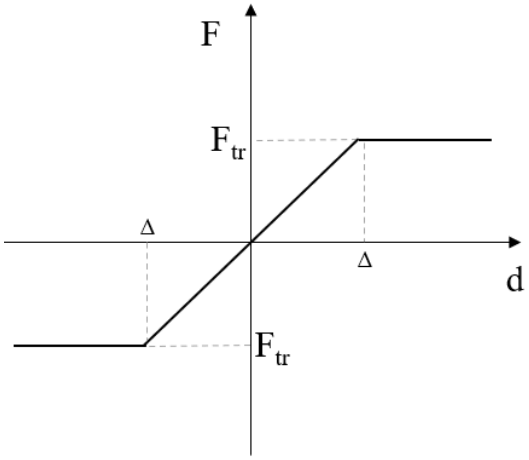
Svi ostali podatci kao što su α, β, k_0, k_a proračunaju se iz postojećih informacija o tlu [155], dok se veličine $\overline{A_s}$, $\overline{B_s}$ očitaju iz dijagrama danog u [155] kao i k_{py} koji se očitava ovisno o tipu i zbijenosti tla [154].



Slika 55. Prikaz p-y krivulje, modificirano prema Reese i Van Impe [154].

Za opis histereznog ponašanja tla odabran je Takedin model [156]. Ovaj histerezni model dostupan je u računalnom programu SAP2000. Korišteni Takedin model primarno je razvijen za potrebe modeliranja odziva armiranobetonskih konstrukcija, no može se koristiti i za nelinearno modeliranje tla [157].

Za modeliranje ponašanja tla u horizontanom smjeru korišten je bilinearni *link* MultiLinear Elastic, gdje je sila trenja F_{tr} na kontaktnoj plohi između temelja i tla korištena kao granična vrijednost proporcionalnosti (slika 56). Sila trenja proračunata je kao umnožak ukupne težine modela i koeficijenta trenja. Vrijednost koeficijenta trenja određen je proračunom iz eksperimentalno dobivenog kuta unutarenjeg trenja pijeska te iznosi μ = 0,5.



Slika 56. Kriuvlja sila-pomak za horizontalni *link* element.

4.2 Numerički model za eksperiment PENDULARUM

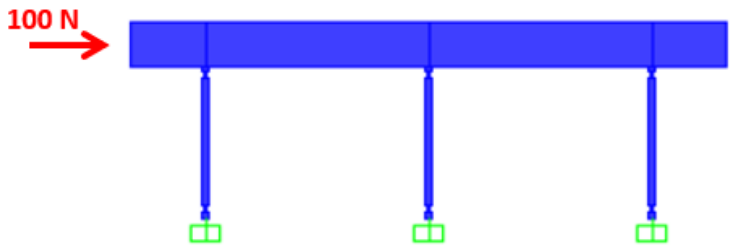
Za potrebe ovoga doktorskog rada obrađeni su i korišteni rezultati eksperimentalno ispitanog modela s manjom masom gornjeg ustroja koji je ispitan kao upet u reaktivnu ploču laboratorija te kao plitko temeljen na modelu tla koristeći dobro zbijeni pijesak.

Računalna simulacija ponašanja eksperimentalno ispitanog modela izrađena je relativno jednostavnim dvodimenzionalnim numeričkim modelom okvira koristeći program SAP2000 [44]. Numerički model sastoji se od štapnih konačnih elemenata pomoću kojih su definirani stupovi i greda eksperimentalno ispitanog modela. Vlastita težina greda i stupova proračunata je automatski u računalnom programu koristeći upisane dimenzije modela te specifičnu težinu materijala. Eksperimentalno ispitani model izrađen je koristeći konstrukcijski čelik S235 opisan u poglavlju 3.1.7. Svojstva čelika utvrđena su ispitivanjima vlačne čvrstoće, što je također opisano u poglavlju 3.1.7.

4.2.1 Numerička simulacija upetog modela

Numerički model izrađen je prema dimenzijama eksperimentalnog modela prikazanom na slici 57. Oslabljeni dijelovi stupova modela opisani su u tablici 8. Eksperimentalno ispitani model numerički je modeliran u mjerilu 1:1 kako bi se minimizirala mogućnost pojave pogrešaka uslijed procesa skaliranja. Stupovi su izrađeni od pet linijskih konačnih elemenata zbog razlikovanja izvornog presjeka i oslabljenog dijela stupa koji služi za definiranje položaja plastičnih zglobova. Oslabljeni dijelovi su za sve stupove usvojeni jednaki – 17 mm. Budući da se stvarna dužina oslabljenja stupova može razlikovati od idealizirane usvojene dužine, očekivana su manja odstupanja numerički proračunatih veličina od veličina mjerenih eksperimentalnim putem. Eksperimentalno ispitani model pričvršćen je u reaktivnu ploču izravno preko čeličnih pločica zavarenih u podnožju stupa. Stoga je numerički model izrađen

bez temelja pri čemu su na donjim krajevima konačnih elemenata stupova definirani upeti oslonci. Numerički modeli stupova su s gornje strane izravno povezani s krutim blokom bez modeliranja spojne pločice i navojnih šipki. U numeričkom modelu debljina spojne pločice uključena je u ukupnu visinu stupa kako bi se u obzir uzeo točan položaj težišta bloka pomoću kojega je simulirana masa gornjeg ustroja konstrukcije, što je značajno utjecalo na period vibriranja modela. Prije provedbe ispitivanja postupnim guranjem model je pobuđen mikro tremorom radi određivanja prirodnih perioda vibriranja. Za model opisan u ovome poglavlju ustanovljen je prirodni period vibriranja u ravnini modela T_1 = 0,28 s. Na kalibriranom numeričkom modelu određen je period vibriranja T_1 = 0,276 s, što je potvrdilo valjanost numeričkog modela. Ostali periodi vibriranja za potrebe ovog rada nisu od velike važnosti pa nisu promatrani.



Slika 57. Numerički model upet u podlogu izrađen programom SAP2000 [44].

Numeričkom su modelu na mjestima oslabljenih dijelova stupova pridruženi plastični zglobovi proračunati prema [50], a u skladu s geometrijom modela. Kako je ranije istaknuto, model je nakon provedenih preliminarnih ispitivanja morao biti dodatno oslabljen. Tako su poprečni presjeci stupova na gornjem i donjem kraju (tj. uz masu i temelj) s 10/30 mm smanjeni na 5/30 mm, što je obavljeno ručno. Zbog toga postoji neznatna razlika u geometriji oslabljenja na krajevima stupova (tablica 8). Svojstva plastičnih zglobova dodijeljena su ručno konačnim elementima stupa jer program SAP2000 [44] nema mogućnost automatskog proračuna plastičnih zglobova za pravokutne pune čelične presjeke. Za svaki zglob posebno proračunana je sila izvijanja i moment plastifikacije za poprečni presjek (tablica 8), a odnos momenta i rotacije zgloba kalibriran je kako bi odgovarao eksperimentalno određenim veličinama. Numerički model najbolje opisuje ponašanje eksperimentalno ispitanog modela za slučaj kada je odnos momenta u zglobu i plastičnog momenta te rotacije i faktora sigurnosti (FS=1) zadan kao u tablici 7.

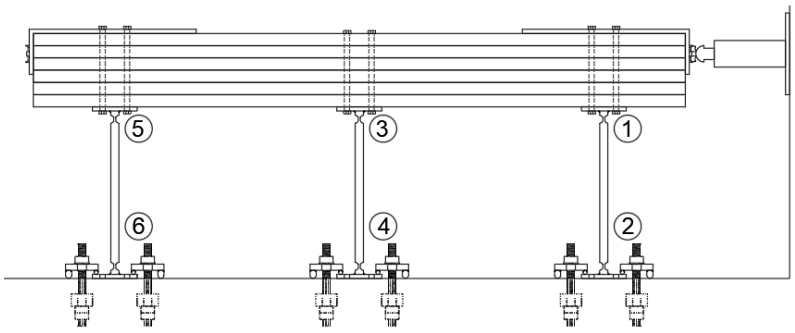
Tablica 7. Odnos momenta i rotacije plastičnog zgloba numeričkog modela.

M / M_{pl}	**ϕ / FS**
0	0
1	0
1,25	6
1,25	6
1,25	6

Kako se proračunom dokazalo da izvijanje nije problematično kod ovih stupova, svim presjecima pridružena je jednaka sila izvijanja od 1000 kN, dok je moment savijanja imao veliki utjecaj na rezultate pa je posebno proračunat za svaki element.

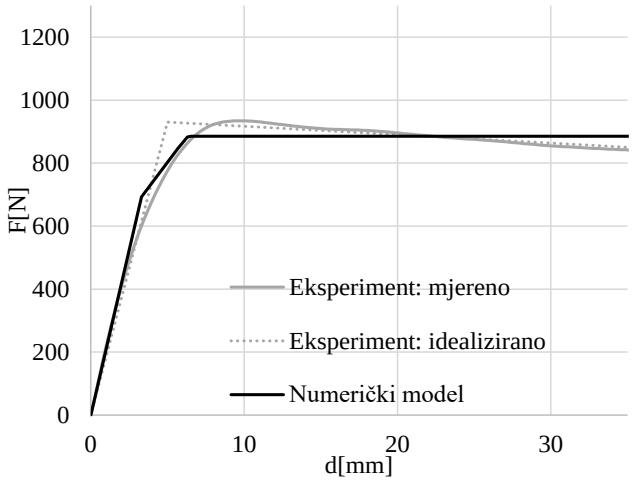
Tablica 8. Geometrijska svojstva oslabljenih dijelova stupa upetog modela.

Oznaka zgloba (slika 58)	***b*/*h* (mm)**	**M_{pl} (Nmm)**
1	5,3/30,0	39100
2	4,9/30,0	32700
3	5,7/30,0	45300
4		
5		
6		



Slika 58. Shematski prikaz modela konstrukcije eksperimenta PENDULARUM.

Provedena je nelinearna statička analiza metodom postupnog guranja s koracima od 100 N (slika 59). Za potrebe proračuna primjenom metode postupnog guranja korištena je jedinična sila u sredini visine bloka. Ova sila simulirala je djelovanje hidraulične preše na fizički model. Slika 59 prikazuje usporedbu krivulje kapaciteta za numerički model i eksperimentalno ispitani model. Idealizirana krivulja kapaciteta izrađena je prema smjernicama danim u [13].



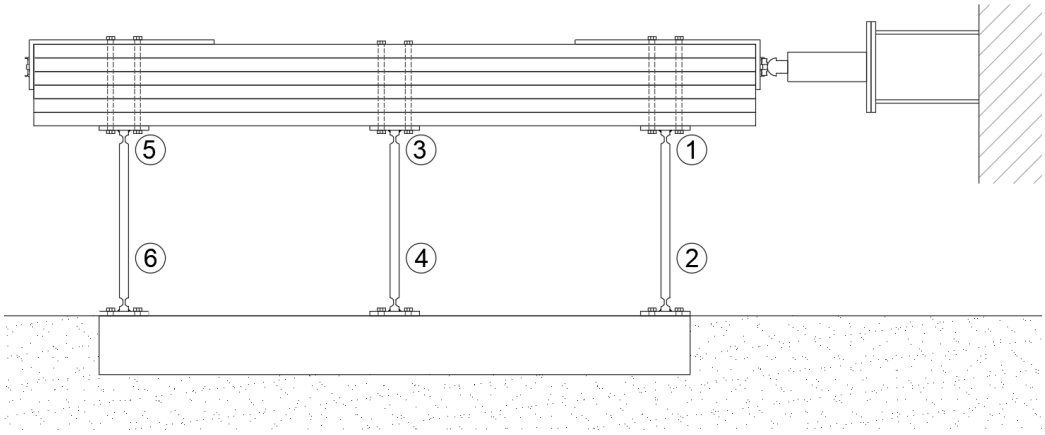
Slika 59. Usporedba krivulje kapaciteta eksperimentalno ispitanog i numeričkog modela upetog u nedeformabilnu podlogu.

4.2.2 Numerička simulacija plitko temeljenog modela na pijesku

Numerički model konstrukcije izrađen je kako je opisano u prethodnom poglavlju, no uz manje razlike u dimenzijama oslabljenih dijelova stupova, a posljedično i razlike momenta plastičnosti za definiranje zglobova stupova, dok su ostali podatci ostali isti. Sve dimenzije te svojstva plastičnih zglobova dane su u tablici 9.

Tablica 9. Geometrijska svojstva kritičnih područja stupova modela temeljenog na pijesku.

Oznaka zgloba (slika 60)	**b/h (mm)**	**M_{pl} (Nmm)**
1	6,5 / 30	68204
2	5,5 / 30	49619
3		
4	5,0 / 30	41432,75
5	6,00 / 30	58542,75
6	6,5 / 30	68204

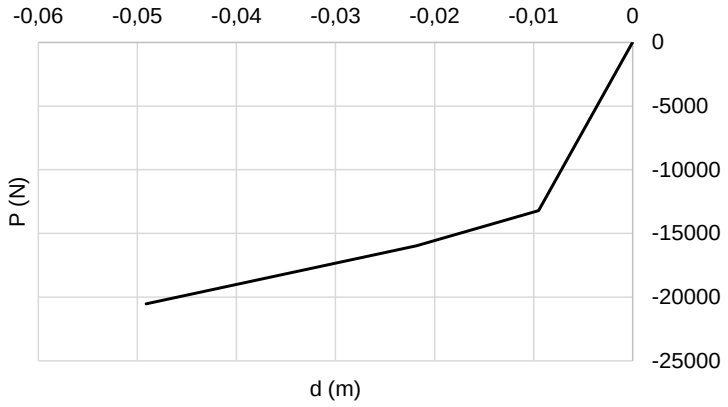


Slika 60. Oznake kritičnih područja stupova modela temeljenog na pijesku.

Temelj je modeliran pomoćnu štapnih konačnih elemenata kutijastog poprečnog presjeka 13/13 cm, debljine lima 5 mm. Širina je temelja u kasnijoj fazi provedbe eksperimenta povećana na 59 cm širine te je ovo proširenje uzeto u obzir prilikom proračuna krutosti opruga te p-y krivulja za simuliranje ponašanje temeljnog tla. Tlo je modelirano kako je opisano u potpoglavlju 2.2. Za modeliranje krutosti u vertikalnom smjeru korišteni su MultiLinear Plastic *linkovi* kojima je pridružen histerezni Takeda model. Odnos sila-pomak definiran je koristeći izraze dane u [154], dok je krutost opruga određena pomoću izraza koje predlažu Pais i Kausel [98]. Za proračun p-y krivulje korišteni su podatci dani u tablici 10.

Tablica 10. Podatci za proračun p-y krivulje.

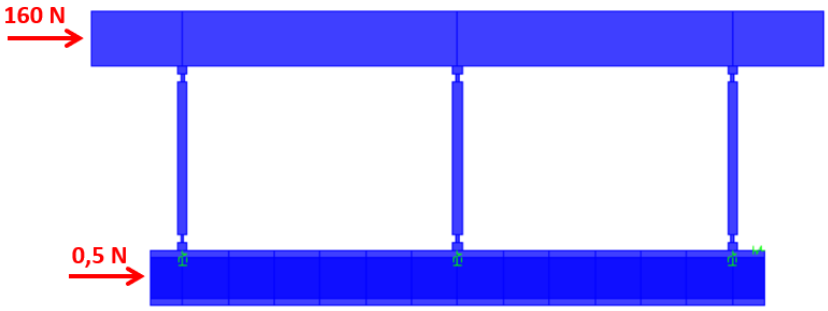
Mjerna veličina	Mjerna jedinica	Iznos
φ	°	33,75°
γ	N/m^3	15205,5
b	m	1,31
z	m	0,59
$\overline{A_s}$	-	0,9
$\overline{B_s}$	-	0,7
k_{py}	MPa	5,4



Slika 61. P-y krivulja vertikalnog *linka.*

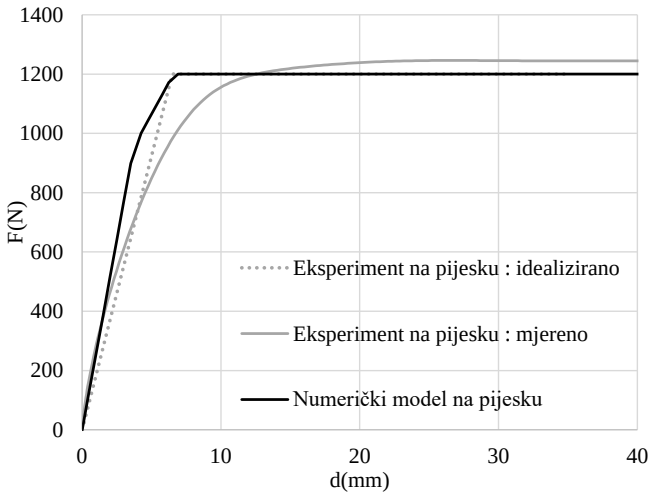
Modelu su pridružena tri vertikalna *linka* u razini temelja. Ovi linkovi smješteni su na vertikalnoj osi koja prolazi težištem poprečnog presjeka svakog stupa. Svakom vertikalnom *linku* pridružena je krutost u iznosu od 31437667 N/m. Odnos sila-pomak za vertikalne *linkove* prikazana je slikom 61. Jedan horizontalni *link* postavljen je na čelu temelja. Krutost horizontalnog *linka* određena je prema preporuci u [154], a iznosi 90784888 N/m. Granična vrijednost pri kojoj se javlja promjena krutost horizontalne opruge jednaka je sili trenja na kontaktu modela i tla, a iznosi 2391 N. Promjena krutosti horizontalne opruge javlja se pri pomaku od 0,026 mm. Koeficijent trenja određen je uzimajući u obzir unutarnji kut trenja pijeska.

Razlika u proračunu primjenom metode postupnog guranja u odnosu na upeti model vidi se i u raspodijeli horizontalnog opterećenja. U ovome slučaju model je bočno opterećen i silom u razini temelja. Za modele koji uključuju učinke međudjelovanja tlo-konstrukcija preporučeno je koristiti vertikalnu raspodjelu bočnog opterećenja definiranu s obzirom na oblik vibriranja [70]. Vertikalna raspodjela bočnog opterećenja na modelu prikazana je slikom 62.



Slika 62. Numerički model na pijesku izrađen u programu SAP2000 [44].

Usporedba krivulja kapaciteta numerike i eksperimenta mogu se vidjeti na slici 63. Rezultati dobiveni numerički vrlo dobro opisuju ponašanje modela. Krutost u linearnom području dobro je pogođena, isto kao i kapacitet sustava, što se vidi preklapanjem rezultata numerike i idealizirane krivulje eksperimenta izračunate prema [13].

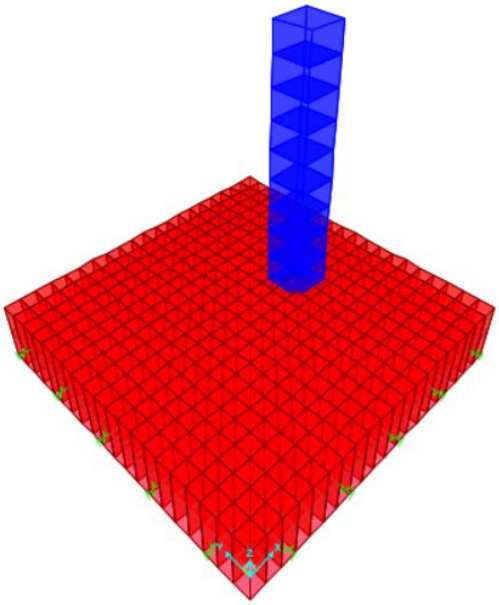


Slika 63. Usporedba krivulje kapaciteta eksperimenta i numeričkog modela za slučaj modela na pijesku.

4.3 Numerički model za eksperiment TRISEE

Za potrebe ovog doktorskog rada korišteni su rezultati ispitivanja modela temeljenog na rahlome pijesku. Tako je gustoća pijeska korištenog u eksperimentu TRISEE bila relativno slična gustoći pijeska korištenog za modeliranje tla u okviru projekata PENDULARUM i SYNERGY, koji su također obrađeni u ovome radu. Međutim, za razliku od ostala dva spomenuta eksperimenta TRISEE eksperiment proveden je koristeći spremnik vrlo velikih dimenzija te saturirani pijesak. Eksperimenti provedeni koristeći modele većih dimenzija realnije opisuju ponašanje stvarnih konstrukcija. Saturirani je pijesak za potrebe ovog

istraživanja promatran kao suhi, što je uzeto u obzir prilikom tumačenja rezultata dobivenih na numeričkim modelima.



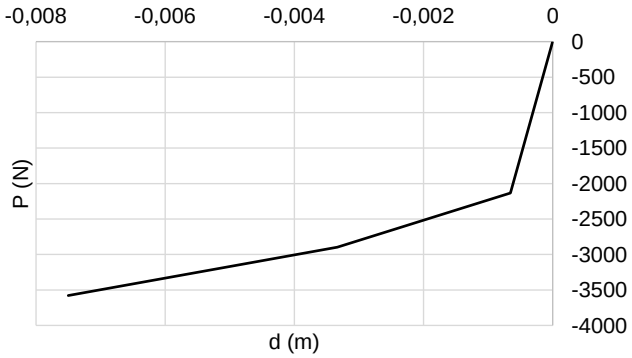
Slika 64. Numerički model za TRISEE eksperiment.

Fizički model konstrukcije modeliran je u tri dimenzije (3D) pomoću plošnih konačnih elemenata koji predstavljaju temeljnu ploču i linijskih elemenata koji predstavljaju stup modela konstrukcije. Zapis opterećenja zabilježen tijekom eksperimenta korišten je kao zapis opterećenja u numeričkom modelu na vrhu stupa, a isto tako i za vertikalne sile. Model je opterećen s tri različite vremenski ovisne funkcije. Dvije funkcije simuliraju gravitacijsko opterećenje u vertikalnom smjeru, a jedna funkcija simulira potresno opterećenje u vodoravnom smjeru. Okomito opterećenje primijenjeno je izravno na temeljnu ploču, dok je vodoravno opterećenje primijenjeno na vrhu stupa. Na visini hidrauličnog pobuđivača na stupu zadana je jedinična sila kojoj je pridružen zapis sile u vremenu prikazan u poglavlju opisa eksperimenta. Modeliranje vertikalnog opterećenja odrađeno je tako što je vertikalni zapis sile u vremenu normaliziran, a koncentrirane sile u vrijednosti od 47,95 kN i 49,56 kN zadane su na mjestima unosa vertikalnih sila u eksperimentu.

Model temelja pridržan je s 25 identičnih vertikalnih *linkova* te s deset horizontalnih *linkova* u oba horizontalna smjera. U tablici 11 nalaze se podatci pomoću kojih je moguće izračunati p-y krivulju (slika 65) za svaki pojedinačni *link*.

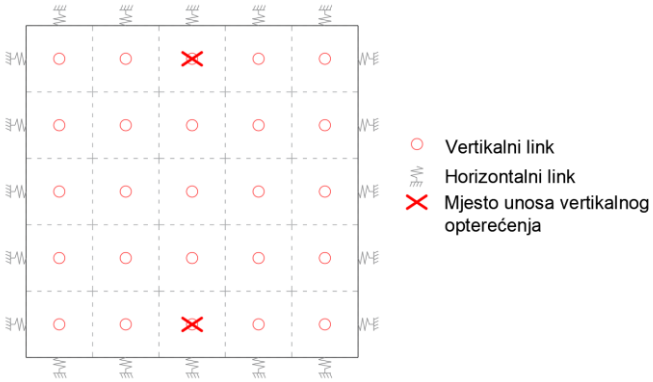
Tablica 11. Podatci za proračun p-y krivulje.

Mjerena veličina	Mjerna jedinica	Iznos
φ	°	35
γ	N/m^3	14813
b	m	0,2
z	m	0,2
$\overline{A_s}$	-	1,05
$\overline{B_s}$	-	0,85
k_{py}	MPa	16,3



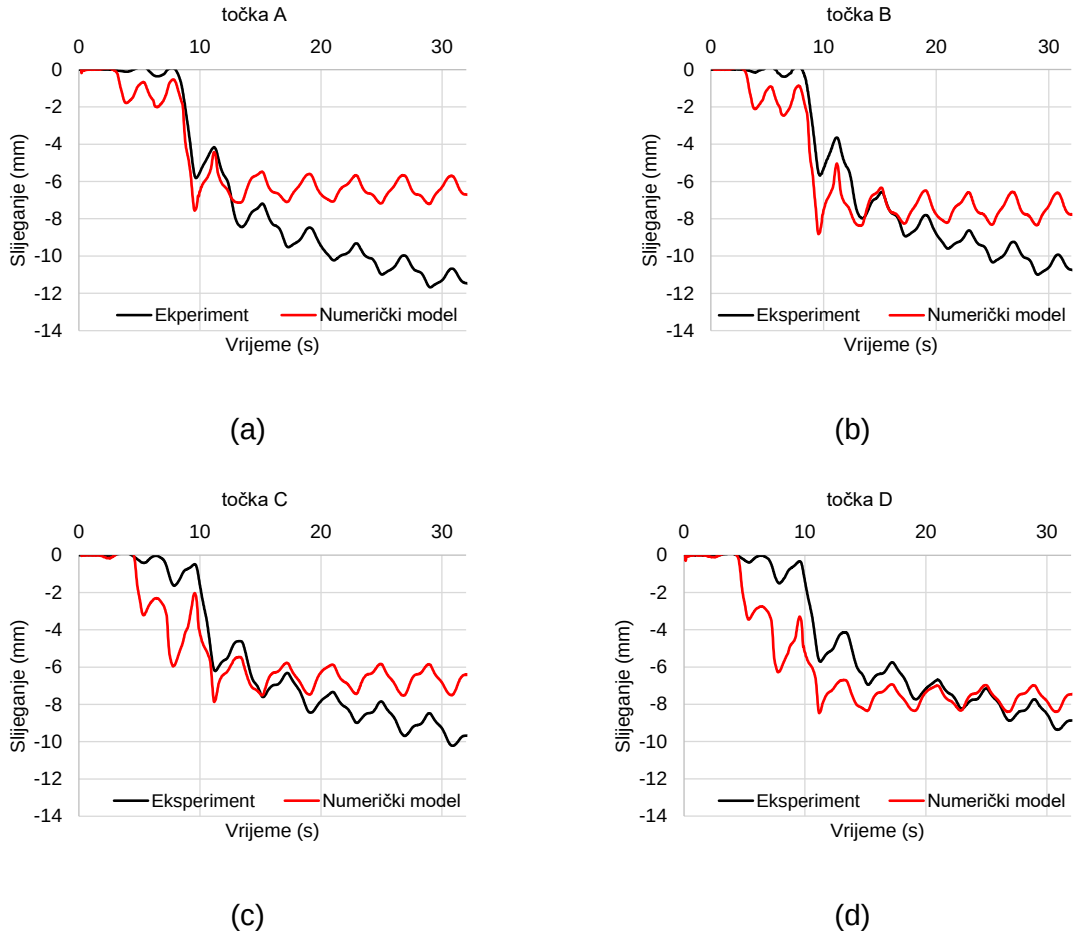
Slika 65. P-y krivulja vertikalnog *linka*.

Krutosti svih *linkova* izračunate su prema propisima [98]. Krutost svakog vertikalnog *linka* iznosila je 6912648 N/m, a svakog horizontalnog *linka* 10205833 N/m. Sila trenja od 61,69 kN raspodijeljena je na 10 *linkova* u svakome horizontalnom smjeru te se sila doseže na 0,3 mm horizontalnog pomaka.

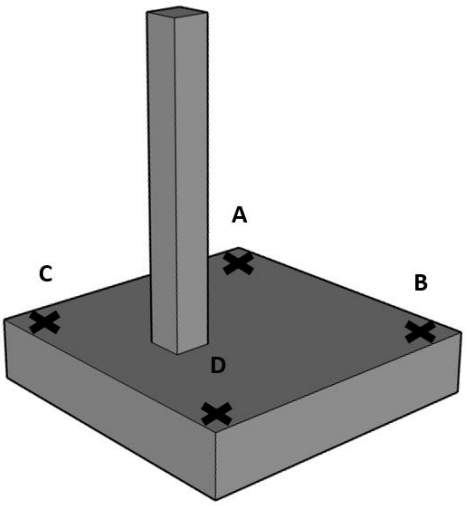


Slika 66. Shema ucrtanih *linkova* u numeričkom modelu.

Nadalje su prikazani rezultati numeričkog modela te usporedba s eksperimentalnim rezultatima. Promatra li se slika 67, mogu se uočiti razlike u slijeganjima uglova temelja tijekom cikličkog opterećenja. Razlike između numeričkog modela i eksperimentalnih rezultata različitih su veličina za svaki ugao, tako je za točku D poklapanje gotovo identično, dok se za točku A uočava najveća razlika. Razlike u slijeganjima uglova temelja u eksperimentalnom istraživanju pojavljuju se najvjerojatnije zbog nesavršenosti eksperimentalnog postava. Važno je naglasiti da model konstrukcije nije bio potpuno vodoravno postavljen na pijesak. Pretpostavlja se da je naginjanje modela rezultiralo plastificiranjem pijeska na jednom kraju temelja. Model je nagnut za oko 2 ° u smjeru unosa horizontalne sile. Implementacija početnog naginjanja u numerički model zahtijeva usvajanje dodatnih pretpostavki, stoga naginjanje nije implementirano u numerički model što može rezultirati razlikama eksperimenta i numeričkog modela.

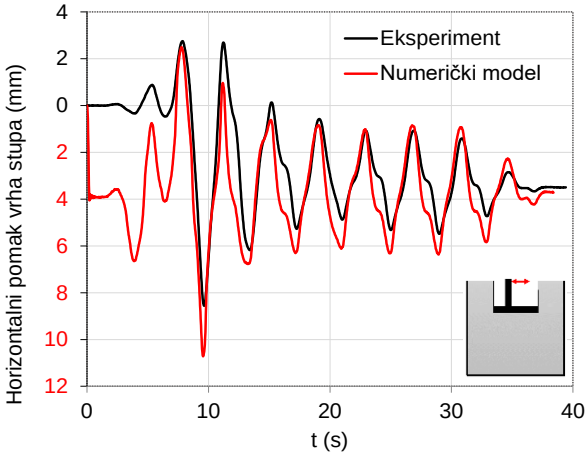


Slika 67. Slijeganje uglova temelja.

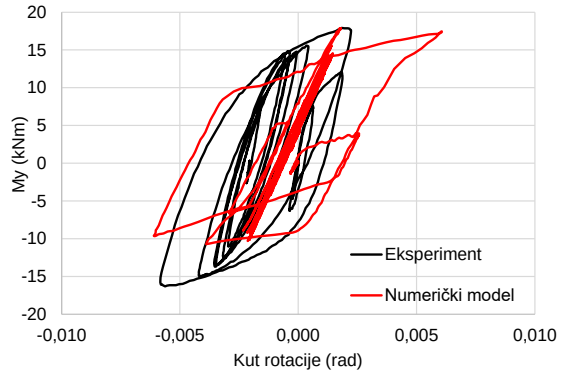


Slika 68. Oznake uglova temelja.

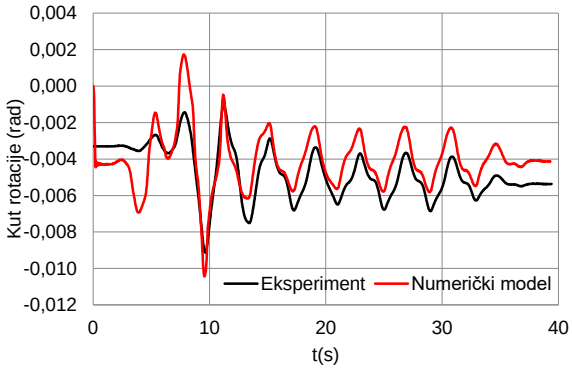
Promatrajući sliku 69, može se zaključiti da se ljuljanje temelja u numeričkom modelu dobro poklapa s eksperimentalnim rezultatima iako slijeganje temelja pokazuje razliku u numeričkom modelu i eksperimentu. Štoviše, ljuljanje temelja pokazuje značajnu razliku na početku sve dok se ne postigne plastifikacija temeljnog tla, oko osme sekunde ispitivanja, nakon čega je amplituda ljuljanja dobro usklađena s pokusom.



Slika 69. Horizontalni pomak vrha stupa.



Slika 70. Histerezna petlja rotacija/moment temelja.



Slika 71. Rotacija temelja.

Nadalje, ograničenja ovog numeričkog modela moraju se naglasiti. Numerički model, točnije model tla, predstavlja uvjete suhog pijeska za razliku od pokusa sa zasićenim tlom. Štoviše, kao što je ranije spomenuto, nedostaci postavljanja modela na temeljno tlo isto nisu uključeni u numerički model. Uzimajući u obzir sve to, učinkovitiji numerički modeli mogli bi još točnije zabilježiti eksperimentalne rezultate.

Unatoč svemu navedenom, histerezna petlja rotacija/moment (Slika 70.), kao i rotacija temelja u vremenu (slika 71) prikazuju oponašanje eksperimentalno ispitanog modela sa zadovoljavajućom točnošću.

4.4 Numerički model dinamičkog eksperimenta SYNERGY

U okviru projekta SYNERGY ispitana su dva modela konstrukcije. Modeli su se razlikovali s obzirom na masu pomoću koje je simuliran gornji ustroj stvarne konstrukcije. U doktorskom

radu korišteni su samo rezultati dobiveni ispitivanjem modela s manjom masom te nastavno i s manjim pritiskom na tlo.

Ovaj eksperiment simuliran je prostornim numeričkim modelom kako bi se sagledali mogući oblici vibriranja i deformiranja izvan ravnine. S obzirom da je fizički model relativno malih dimenzija, a kako bi se tlo moglo prikladno modelirati, numerički model izrađen je u uvećanom mjerilu (10:1). Kako su svi modeli za modeliranje tla razvijeni za konstrukcije realne veličine, nije ih bilo moguće koristiti za potrebe numeričkog modela dimenzija temelja 25 x 6 cm, koji bi dobro oponašao eksperimentalne rezultate.

Eksperimentalno ispitani model i rezultati eksperimentalnog istraživanja uvećani su koristeći pravila za skaliranje 1g eksperimenata prema [129, 151, 158].

Tablica 12 daje izraze i vrijednosti koeficijenata pomoću kojih su skalirani geometrija modela te mjerene veličine, gdje je λ koeficijent skaliranja. Odabran je koeficijent skaliranja λ = 10, kako bi konačne dimenzije uvećanog modela što bolje odražavale dimenzije stvarne konstrukcije.

Tablica 12. Koeficijenti skaliranja modela [129, 151, 158].

Mjerena veličina	**Koeficijent skaliranja (konstrukcija/model)**	**Vrijednost koeficijenta skaliranja (konstrukcija/model)**
Ubrzanje (*a*)	1	1
Gustoća (ρ)	1	1
Dimenzije i pomak (*L*)	λ	10
Vrijeme (*t*)	$\lambda^{1/2}$	3,162
Frekvencija (*f*)	$\lambda^{-1/2}$	0,316
Brzina širenja posmičnih valova (v_s)	$\lambda^{1/2}$	3,162
Modul elastičnosti (*E*)	λ	10

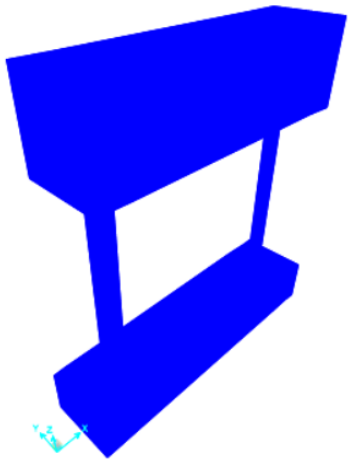
4.4.1 Model upet u nedeformabilnu podlogu

Model konstrukcije (slika 72) izrađen je od linijskih elemenata skaliranih veličina. Greda modela izrađena je od pravokutnog elementa punog čelika kao i stupovi, dok je greda temelja izrađena šuplja prema dimenzijama iz tablice 13. Element grede i temeljne trake iscrtani su u osi elementa prema nacrtu konstrukcije, a stupovi su produženi do centra svakog grednog elementa. Kako bi se realno opisalo ponašanje stupova koji su na svojim krajevima bili fiksirani

za gredne elemente, korištena je *offset end* funckija, gdje su ukrućeni krajevi stupova do dimenzije, gdje su u stvarnom modelu bili vezani za gredne elemente. Stvarni model konstrukcije izrađen je ručnim stanjivanjem određenih elemenata te je nakon izrade detaljno izmjeren kako bi se mogao adekvatno modelirati.

Tablica 13. Dimenzije numeričkog modela.

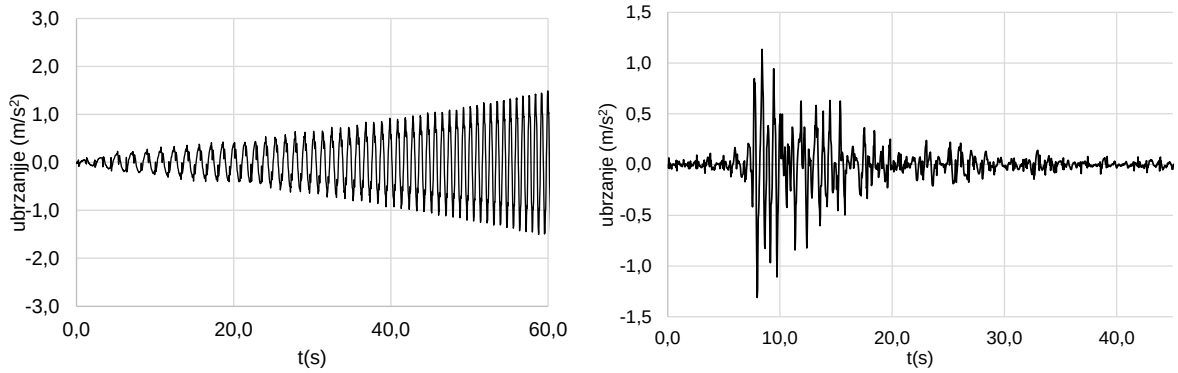
Poprečni presjek elementa	**Dimenzije (m)**
Temeljna traka	0,4 x 0,6 x 0,05
Stupovi	0,2 x 0,0172
Greda	0,65 x 0,6



Slika 72. Numerički model konstrukcije.

Prije provođenja proračuna dinamičke analize u vremenu provjerena je modalna analiza. Numerički model konstrukcije ima dva predominantna perioda vibriranja, prvi u smjeru okomitom na ravninu modela T_1= 1,51 s te drugi torzijski T_2= 0,61 s. Eksperimentalne vrijednosti perioda vibriranja skalirane koristeći izraz iz tablice 12 bile su T_1= 1,52 s i T_2= 0,60 s.

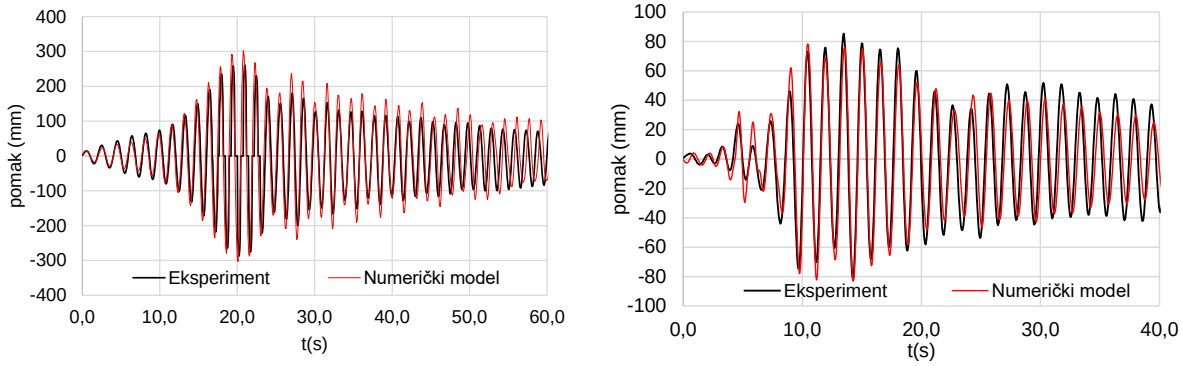
Numerički je model zatim bio pobuđen sinesweep funkcijom koja služi za točno definiranje frekvencije modela. Zapis funkcije prikazan je na slici 73 a). Nakon prvog ispitivanja frekvencije modela, model je pobuđen zapisom potresa Kobe kojemu je amplituda bila skalirana na A = 0,2 cm, a koji je prikazan slikom 73 b).



(a) (b)

Slika 73. Ubrzanje sinesweep funckije (a) i zapisa potresa Kobe (b).

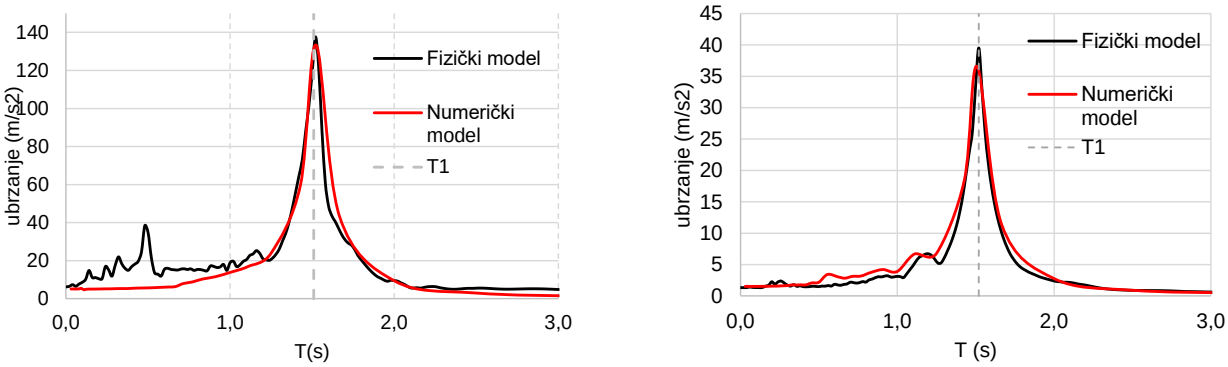
Na slikama 74 a) i b) prikazani su horizontalni pomaci grede izmjereni tijekom ove dvije pobude uspoređeni s numeričkim rezultatima. Iz slobodnih vibracija modela nakon provođenja ispitivanja dinamičkim opterećenjem izmjereno je i proračunato prigušenje upetog fizičkog modela u iznosu od 0,66 %, što je korišteno i u numeričkim modelima.



(a) (b)

Slika 74. Horizontalni pomak grede sinesweep funkcija (a) i zapis potresa Kobe (b).

Nadalje su prikazani i uspoređeni katni spektri odziva za obje pobude (Slika 75 a) i b)). Spektri su pogođeni u dobroj mjeri uz određena odstupanja koristeći ranije navedeno prigušenje 0,66%.

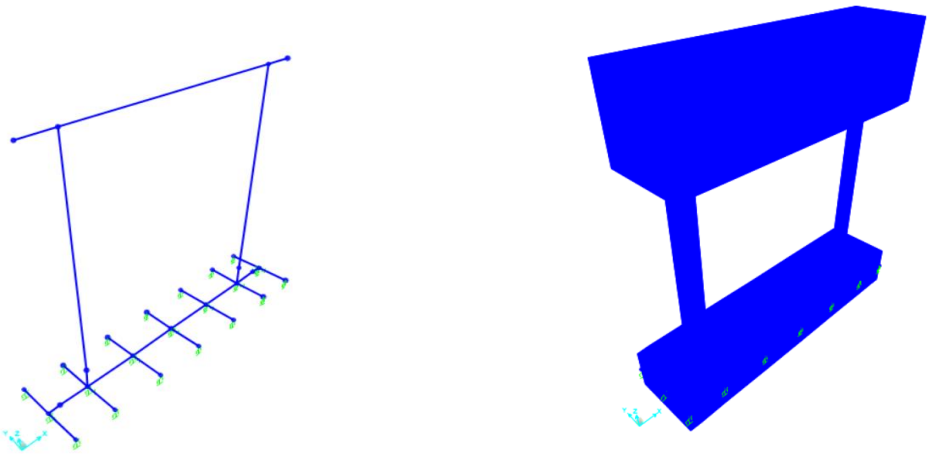


(a) (b)

Slika 75. Katni spektar sinesweep funkcija (a) i zapis potresa Kobe (b).

4.4.2 Model temeljen na pijesku

Numerički model konstrukcije nadograđen je modelom temelja i temeljnog tla. Za potrebe ovog istraživanja rotacijske opruge nisu korištene jer je model bio nestabilan. Umjesto rotacijskih opruga duž temelja raspodijeljeni su vertikalni *linkovi* na jednakim razmacima prikazanih slikom 76 a). *Linkovi* su s modelom temelja povezani preko krutih konzolnih konačnih elemenata bez mase (slika 76 a)). Kruti elementi izrađeni su koristeći materijal s modulom elastičnosti koji ima 100 puta veću vrijednost od modula elastičnosti materijala korištenog za stupove i temelj. Kruti konačni elementi imaju puni kružni poprečni presjek promjera 25 mm. Dužina krutih konačnih elemenata određena je tako da odgovara polovici širine temelja (slika 76 b)).



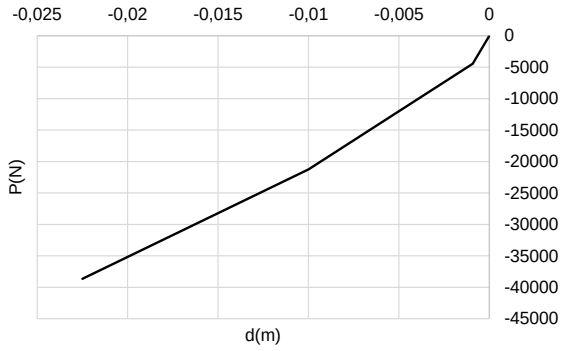
a) b)

Slika 76. Numerički model konstrukcije prikazan pomoću štapnih elemenata (a) te prikazan u tri dimenzije (b).

U modelu je smješteno sveukupno 21 vertikalnih *linkova* te sedam horizontalnih *linkova*. Verikalni *linkovi* izrađeni su kako je opisano u potpoglavlju 4.1 te su svakome *linku* pridruženi podatci iz tablice 14 i slike 77 uz vertikalnu krutost k_z = 82288669 N/m.

Tablica 14. Podatci za proračun p-y krivulje.

Mjerena veličina	**Mjerna jedinica**	**Iznos**
φ	°	35
γ	N/m^3	14813
b	m	0,4
z	m	2,5
$\overline{A_s}$	-	1,00
$\overline{B_s}$	-	0,55
k_{py}	MPa	16,3



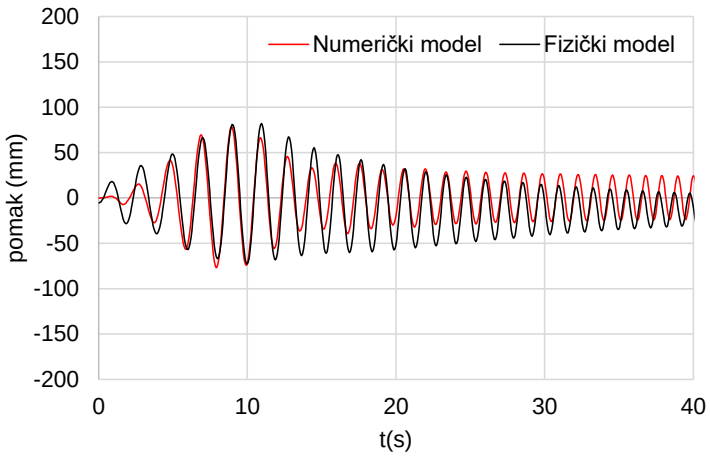
Slika 77. P-y krivulja vertikalnog *linka*.

Horizontalnim *linkovima* dodijeljena je krutost k_y = 277745632 N/m te granična vrijednost sile trenja, pri kojoj se javlja promjena krutosti, F_{TR} = 7580 N. Promjena krutosti javlja se pri pomaku Δ = 0,028 mm. Za modeliranje horizontalnih *linkova* korišten je kinematski histerezni oblik petlje za disipaciju energije jer je isti dao najbolje poklapanje s eksperimentalnim rezultatima.

Modalnom analizom određena su dva predominantna perioda vibriranja modela, T_1 = 1,66 i T_2 = 0,61 s. Eksperimentalno ispitani model u uvećanom mjerilu ima prva dva perioda vibriranja jednaka T_1= 1,54 s i T_2= 0,38 s. Određene razlike perioda vibriranja numeričkog i uvećanog fizičkog modela su evidentne i rezultati pomaka grede su pokazali zadovoljavajuće poklapanje. Kod fizičkog modela ispitanog na tlu uočena je velika promjena perioda vibriranja sustava tijekom ispitivanja zbog promjena nastalih u pijesku zbijanjem, što je nemoguće modelirati i opisati numeričkim modelom.

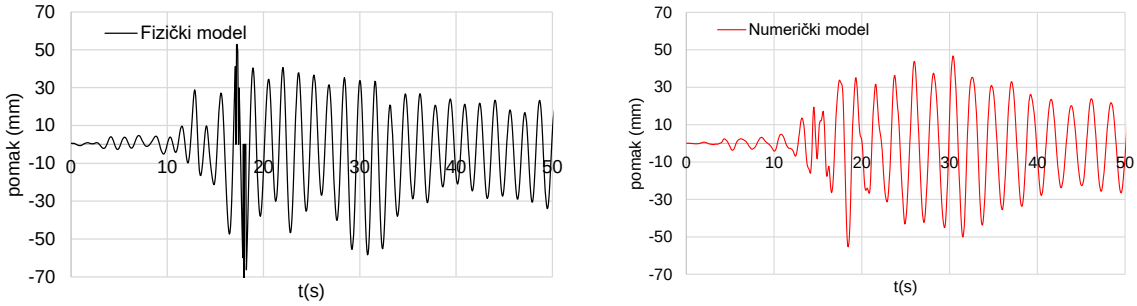
Numerički model sustava tlo-temelj-konstrukcija pobuđen je istim vremenskim zapisima kao i upeti model (slika 73 a) i b)). Odziv eksperimentalno ispitanog i numeričkog modela uspoređen je preko horizontalnog pomaka grede (slika 78 i 79 a) i b)) te katnog spektra sinesweep funkcije (slika 80).

Usporedba pomaka vrha grede prilikom opterećenja sinesweep funkcijom daje zadovoljavajuće poklapanje, što je prikazano na slici 78. Za numeričke modele korišteno je prigušenje u iznosu od 4,66 %. Do povećanja prigušenja u odnosu na upeti fizički model dolazi zbog utjecaja suhog pijeska ispod konstrukcije. Povećanje prigušenja prikazano je i u [43, 159-161].



Slika 78. Horizontalni pomak grede sinesweep funkcija.

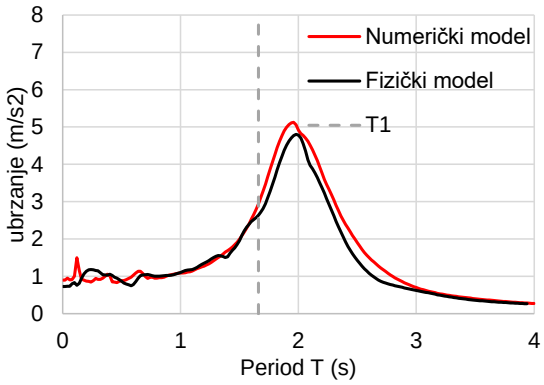
Zbog načina na koji je eksperimentalno ispitivanje provedeno nije bilo moguće izvršiti kalibraciju modela pod zapisom opterećenja Kobe 1995. Naime, sustav tlo-konstrukcija prvo je podvrgnut opterećenju sinesweep funkcijom te je nakon toga opterećen potresom Kobe 1995. Uslijed ispitivanja sinesweep funkcijom dolazi do promjena svojstva tla koje nije moguće izmjeriti te posljedično nije moguće definirati početne uvjete prije ispitivanja potresom Kobe. Iako ne postoje detaljni podatci o početnim uvjetima u tlu, rezultati pomaka grede fizičkog i numeričkog modela prikazani su slikom 77 a) i b). Numerički model opisuje ponašanje fizičkog modela u zadovoljavajućim okvirima uz prigušenje numeričkog modela od 1,2 %. Promjena prigušenja nastaje dodatnim zbijanjem temeljnog tla prilikom ranijih pobuda.



(a) (b)

Slika 79. Horizontalni pomak grede uslijed zapisa potresa Kobe za fizički model (a) i numerički model (b).

Spektar odziva, točnije, katni spektar, je uspoređen za fizički i numerički model za prvih 11,3 s opterećenja modela na tlu sinesweep funkcijom. Do 11,3 s trajanja dinamičkog opterećenja ne dolazi do izražene promjene svojstva temeljnog tla te je u ovome periodu moguće usporediti katne spektre. Promjene u temeljnom tlu događaju se zbog pomicanja fizičkog modela te vibracija od potresne platforme što uzrokuje dodatno zbijanje tla te posljedično promjenu dinamičkih svojstava tla u vremenu - što nije moguće obuhvatiti numeričkim modelima. U prvih 11,3 s numerički model pokazuje dobro poklapanje s fizičkim modelom.



Slika 80. Katni spektar sinesweep funkcija.

5 Analiza odziva sustava tlo-čelična konstrukcija

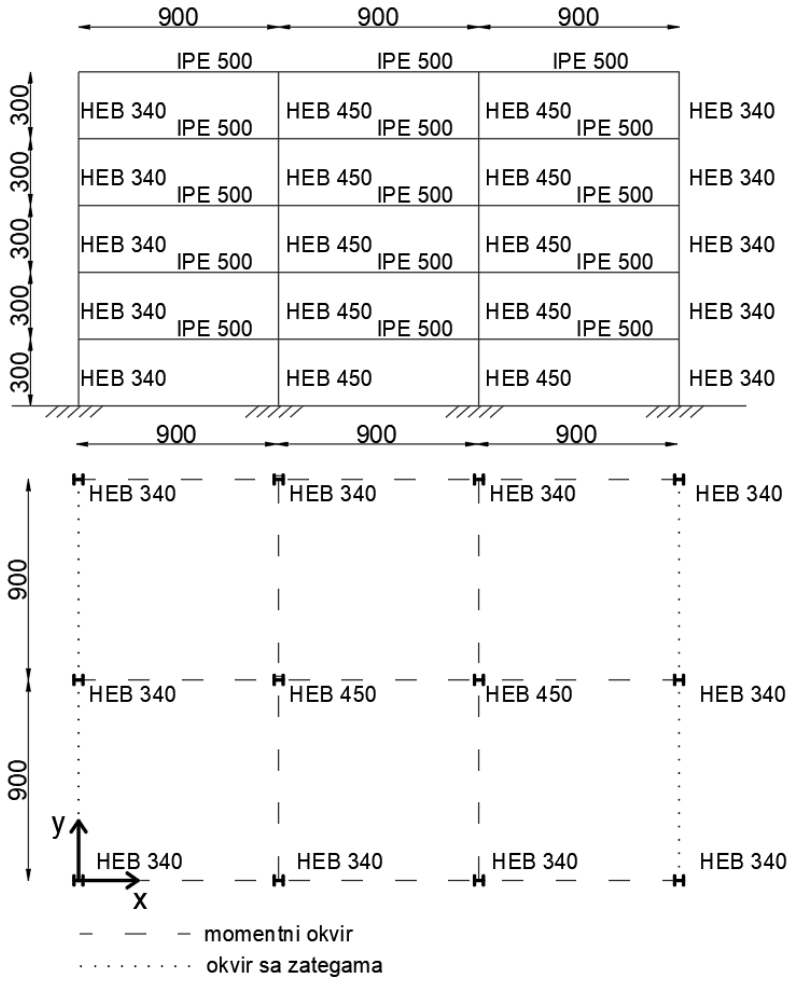
Na osnovu prethodno predloženih modela tla provodena je numerička studija dana sljedećim poglavljem. Modeli tla primijenjeni su na trodimenzionalnoj konstrukciji stvarnih dimenzija dimenzioniranoj prema aktualnim europskim normama. Odabrana je konstrukcija čelična, a sastoji se od momentnih okvira i okvira sa zategama. Konstrukcija je proračunata kao upeta u podlogu, a temelji su posebno dimenzionirani kako bi se mogli promatrati učinci tla. Analiza međudjelovanja tlo-konstrukcija provedena je na konstrukcijskom sustavu temeljenom na

trakastim temeljima. Odzivi modela na tlu uspoređeni su s odzivom modela upetog u nedeformabilnu podlogu. Isto tako, odziv promatrane konstrukcije dobiven primjenom N2 metode verificiran je s obzirom na odziv dobiven nelinearne dinamičke analize u stvarnome vremenu uz korištenje stvarnih zapisa potresa te modificiranih zapisa potresa.

5.1 Opis odabrane konstrukcije

Primjer odabran za proučavanje poboljšane N2 metode jest peterokatna spregnuta čelično-betonska poslovna zgrada koju su dimenzionirali Castro [162] i Elhghazouli et al. [143]. Zgrada se sastoji od tri momentna okvira na razmaku od 9 m. U smjeru okomitom na momentne okvire nalaze se okviri sa zategama. Konstrukcija se nalazi u Europi, a pretpostavljeno je da je temeljena na stijeni, što prema Eurocodeu 8 [6] podrazumijeva kategoriju tla A. Za dimenzioniranje okvira pretpostavljeno je najveće ubrzanje tla (PGA) jednako 0,3 g. Potresni proračun konstrukcije proveden je prema Europskim normama Eurocode 3[163], 4[164] i 8 [50].

Konstrukcija je proračunana na stalno opterećenje koje uključuje vlastitu težinu konstrukcije te težinu slojeva poda od 2 kN/m^2. Osim toga, konstrukcija je opterećena uporabnim opterećenjem u iznosu od 3 kN/m^2. Djelovanja vjetra i snijega nisu uzeta u obzir. Zatim je proveden i proračun na djelovanje potresnog opterećenja metodom ekvivalentnih horizontalnih sila. Zgrada je numerički modelirana koristeći štapne elemente pri čemu je modalna analiza pokazala prvi period vibriranja za srednji okvir konstrukcije u iznosu od 1 s, što je značajno više od vrijednosti 0,65 s koja se dobije približnim (analitičkim) proračunom prema Eurocodeu 8. Nadalje, usvojeni faktor ponašanja iznosi 6,5 (odnosi se na višekatne momente okvire za koje je predložena visoka duktilnost). Proračunom je utvrđena ukupna potresna sila u podnožju zgrade u iznosu od 330 kN, koja je potom raspoređena po visini okvira.



Slika 81. Prikaz tlocrta i presjeka konstrukcije.

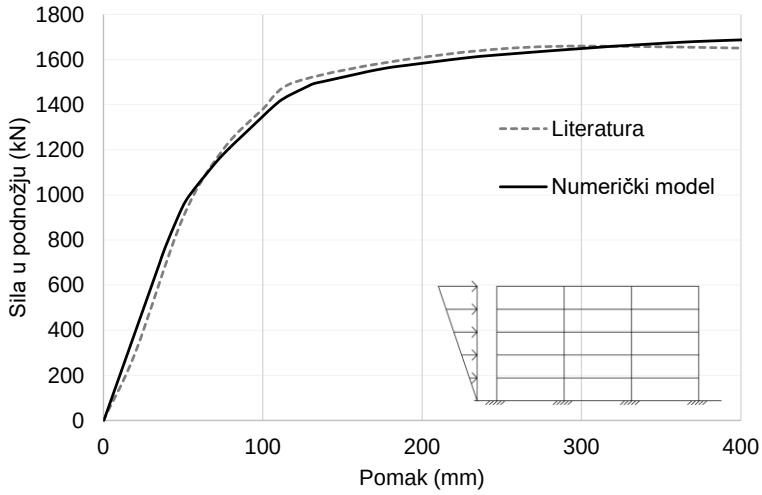
Nakon dimenzioniranja na djelovanje potresa pojedini poprečni presjeci stupova konstrukcije povećani su kako bi imali dostatnu otpornost. Da bi se zadovoljila potrebna nosivost za vertikalna opterećenja, usvojeni su profili HEB 300 za vanjske stupove te HEB 450 za unutarnje stupove. Međutim, zbog pretjerane bočne fleksibilnosti presjeci su dodatno povećani tako da koeficijent osjetljivosti na međukatni pomak (θ), koji mjeri prisutnost učinaka drugog reda ne bi prelazio vrijednost od 0,20. Konačno su za vanjske i unutarnje stupove usvojeni profili redom HEB 340, odnosno HEB 450. Svi elementi izrađeni su od čelika razreda S275.

Kako bi se istražili učinci međudjelovanja tlo-konstrukcija, nakon promatranja 2D okvira te analize konstrukcije u prostoru (3D) istoj konstrukciji dodani su temelji te je provedeno istraživanje na konstrukciji temeljenoj na popustljivoj podlozi. Budući da je promatrana građevina pravilna u ravnini i po visini, ne trpi veliki utjecaj trodimenzionalnih (3D) efekata, što daje mogućnost modeliranja svakog od okvira posebno što je analizirano u radovima [23, 165, 166]. Dakle, okviri i trodimenzionalna konstrukcija prvo se promatraju kao upeti u

nedeformabilnu podlogu, a kasnije kao temeljeni na tlu. Numerički modeli izrađeni su u računalnom programu SAP2000 v21.0.2 [44].

5.1.1 Momentni okvir

Literatura iz koje je preuzeta promatrana konstrukcija [143] daje rezultate isključivo za srednji momentni okvir, i to u X smjeru (slika 81). Stoga je prvo modeliran te kalibriran upravo srednji momentni okvir, tako da dobiveni odziv odgovara odzivu opisanom u literaturi (slika 82). U sljedećoj fazi analize modelirana je cijela 3D konstrukcija te su dimenzionirani elementi koji nedostaju (tj. koji nisu opisani u dostupnoj literaturi), kako bi se mogla provesti analiza učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija na prostornoj konstrukciji. Modalna analiza okvira dala je vrijednost prvog perioda vibriranja u iznosu od 1 s, što se podudara s rezultatima drugih istraživača [143, 162].



Slika 82. Usporedba krivulja kapaciteta nosivosti: puna krivulja ovaj rad, isprekidana krivulja [143].

Nelinearnost materijala razmatrana je u vidu koncentrirane plastičnosti, tj. modela plastičnih zglobova u stupovima i gredama, modeliranih u skladu s Eurocodom 8-dio 3 [50]. Plastični zglobovi modelirani su s trilinearnim odnosom moment-rotacija, dok su moment popuštanja (M_y) i plastični moment (M_p) određeni za svaki presjek posebno te su ručno dodijeljeni elementima numeričkog modela. Na model okvira opterećenja zadana su kao koncentrirane sile. One uključuju vlastitu težinu te dodatna vertikalna opterećenja koja se javljaju zbog težine ploča (dodatnih 45,0 kN/m stalnog opterećenja) te 27,0 kN/m od uporabnog opterećenja. Kako bi se krivulja kapaciteta konstrukcije prikazana u [162] mogla usporediti s krivuljom kapaciteta numeričkog modela, za potrebe provedbe metode postupnog guranja korištena je identična

trokutasta vertikalna raspodjela horizontalnog opterećenja, kako je opisana u [162]. Sudjelujuća masa zgrade sastoji se od 100 % stalnog i 30 % promjenjivog opterećenja.

Tablica 15. Svojstva plastičnih zglobova.

Profil	Kat	M_y (kNm)/M_p (kNm)	θ_y/ θ_p
HEB 340	1, 2, 3, 4, and 5	593/662	0,004/0,026
HEB 450	1, 2, 3, 4, and 5	976/1095	0,003/0,019
IPE 500	1, 2, 3, 4, and 5	530/603	0,009/0,05

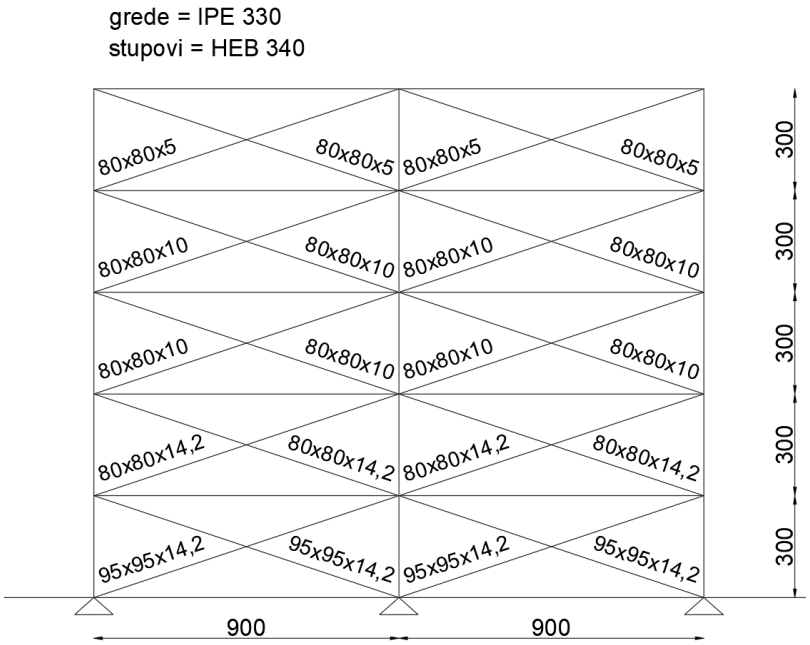
U tablici 15 prikazane su vrijednosti za M_y i M_p, zajedno s odgovarajućom rotacijom pri popuštanju (θ_y) i rotacijom plastičnosti (θ_p). Proračunom je dokazano da uzdužna sila u stupovima ne utječe na nosivost $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} < 4\%\right)$ te su svi zglobovi izrađeni uzimajući u obzir dvoosno savijanje. Zgrada je projektirana prema načelu jak stup-slaba greda te se stoga prvi plastični zglobovi pojavljuju u gredama, a tek onda u stupovima.

5.1.2 Okvir sa zategama

Sljedeći korak u procesu dimenzioniranja odnosi se na provjeru nosivosti okvira u Y-smjeru zgrade. Okviri sa zategama pokazuju drugačije ponašanje od momentnih okvira. Okviri sa zategama izloženi horizontalnim silama ponašaju se kao sustavi s posmičnim zidovima.

Budući da su Castro [162] i Elghazouli et al. [143] analizirali samo momentni okvir te nisu raspoložive informacije o položaju i geometriji zatega okvira u Y-smjeru, proveden je potresni proračun pri djelovanju ekvivalentnih potresnih sila za dimenzioniranje zatega. Odabrani presjeci za zatege prikazani su na Slici 83. Korištene su šuplje čelične cijevi kvadratnog presjeka, a potrebni presjeci definirani su proračunom prema Eurocode 8, čime ispunjavaju propisane zahtjeve [6, 165]. Zatege su postavljene samo na vanjske okvire, što je uobičajeno za ovakve konstrukcije. Stoga su oslonci stupova modelirani kao zglobni u smjeru djelovanja na okvir te tako da preuzimaju momente savijanja u svim ostalim smjerovima.

Numerički model okvira opterećen je vlastitom težinom te vertikalnim silama u čvorovima okvira koje proizlaze od kombinacije stalnog i promjenjivog opterećenja. Izračunate čvorne sile iznose 235 kN za srednje čvorove i 117 kN za vanjske čvorove, za potresnu kombinaciju opterećenja. Plastični zglobovi, opisani u tablici 16, izračunati su za sve presjeke i dodijeljeni modelu. Period vibriranja ovoga okvira iznosi oko 0,31 s, što je znatno manje u odnosu na drugi smjer.



Slika 83. Okvir sa zategama.

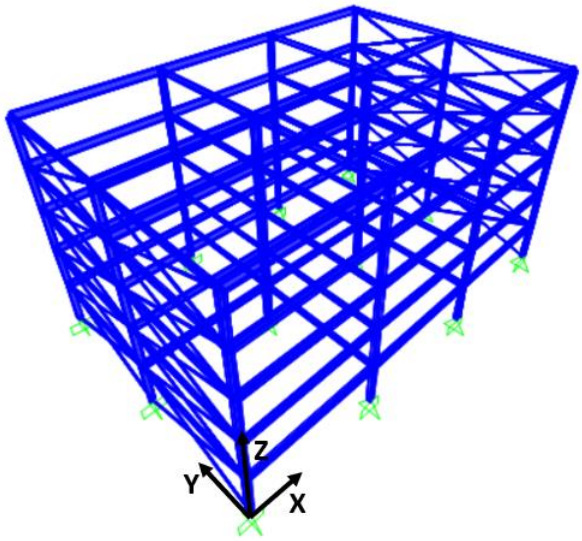
Tablica 16. Svojstva okvira sa zategama..

Presjek	**Kat**	M_y **(kNm)/**M_p **(kNm)**	θ_y/θ_p
HEB 340	1, 2, 3, 4 i 5	178/271	0,007/0,039
HEB 450	1, 2, 3, 4 i 5	215/329	0,007/0,04
IPE 330	1, 2, 3, 4 i 5	196/221	0,013/0,08
Presjek	Kat	+N(kN)/−N(kN)	Δ*t*(mm)/Δ*c*(mm)
80 × 80 × 5	5	412,5/113,58	6,21/1,71
80 × 80 × 10	3 i 4	770/189,74	6,21/1,53
80 × 80 × 14,2	2	1027,68/231,38	6,21/1,39
95 × 95 × 14,2	1	1262,1/406,12	6,21/1,99

U slučaju zatega plastični zglobovi imaju definirana tlačne i vlačne granice za uzdužnu silu te ograničenja deformacija za vlačnu silu Δt i tlačnu silu Δc.

5.2 Prostorni model zgrade upet u nedeformabilnu podlogu

Nakon što su dimenzionirani svi potrebni elementi momentnih okvira i okvira sa zategama, izrađen je prostorni model konstrukcije (slika 84). Svi ranije navedeni podatci vezani za modeliranje usvojeni su i za prostorni numerički model.



Slika 84. Prostorni numerički model konstrukcije.

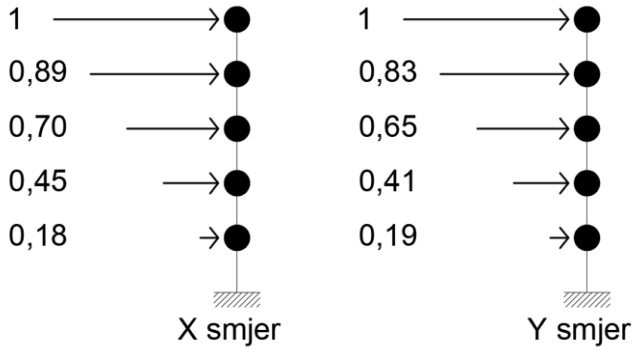
Prvo je provedena modalna analiza prostornog modela konstrukcije te su dobiveni rezultati prikazani tablicom 17. Svakome katu konstrukcije pridružene su krute dijafragme. U težištu mase konstrukcije, tj. u sjecištu prostornih dijagonala stropne ploče i zbog simetričnosti u obje ravnine dodani su čvorovi preko kojih su zadane horizontalne sile za provođenje metode postupnoga guranja.

Tablica 17. Periodi vibriranja prostornog modela konstrukcije.

Oblik vibriranja	**Smjer**	**Period vibriranja (s)**
1	X	1,114
2	Y	0,526
3	torzija	0,408
4	X	0,347
5	Y	0,198

5.2.1 Opis metode postupnog guranja za model upet u nedeformabilnu podlogu

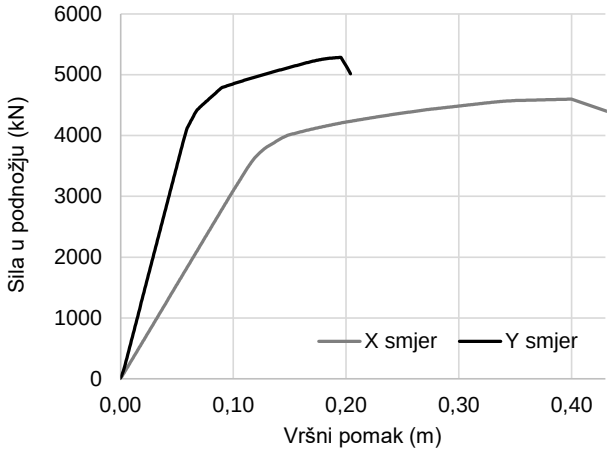
Nakon provedene modalne analize provedena je analiza postupnog guranja za X smjer, tj. u ravnini momentnog okvira te posebno za Y smjer, tj. u ravnini okvira sa zategama. Krivulje kapaciteta za svaki smjer prikazane su slikom 86.



Slika 85. Vertikalna raspodjela bočnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela.

Za potrebe analize uz primjenu postupnog guranja potrebno je definirati vertikalnu raspodjelu bočnih (horizontalnih) sila te je za ovaj slučaj odabrana raspodjela ovisna o modalnim oblicima vibriranja te pripadajućoj masi kata. Tako definirana raspodjela horizontalnog opterećenja preporučena je za primjenu u slučaju modeliranja sustava tlo-konstrukcija, ali i za modeliranje ponašanja konstrukcija upetih u nedeformabilnu podlogu.

Stoga je za X smjer, smjer momentnog okvira, korišten prvi oblik vibriranja, dok je za Y smjer, smjer okvira sa zategama, odabran drugi oblik vibriranja (slika 85).

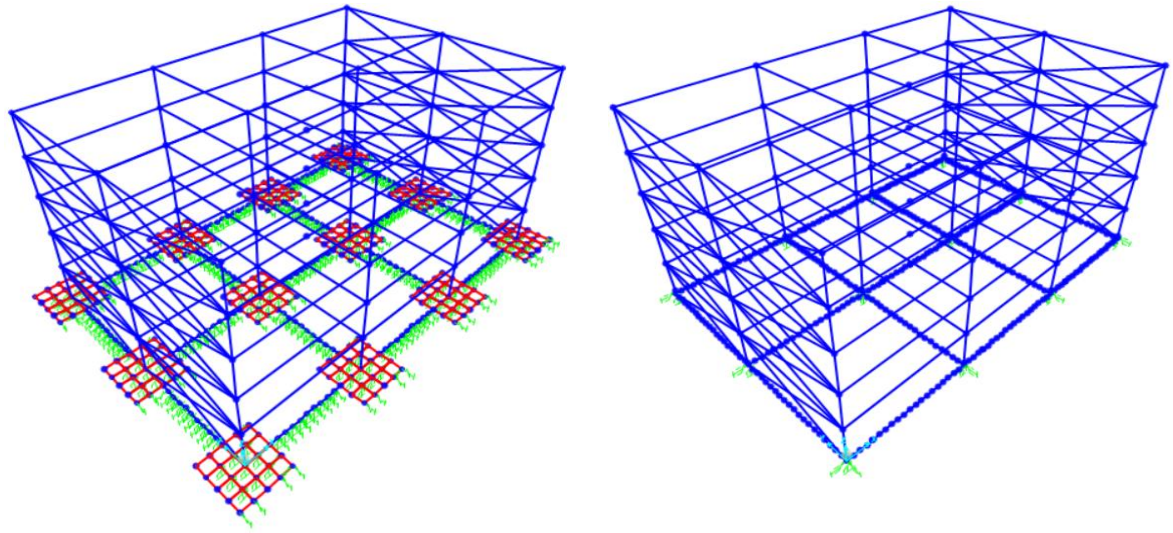


Slika 86. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer numeričkog 3D modela.

5.3 Prostorni model konstrukcije temeljene na tlu

Promatrana čelična konstrukcija [143] dimenzionirana je uz pretpostavku da su stupovi upeti u nedeformabilnu podlogu (dalje u radu: upeti slučaj). Za potrebe istraživanja učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija potrebno je dimenzionirati temelje te modelirati tlo. Svojstva tla za definiranje modela tla preuzeta su iz poglavlja 3, a odnose se na lokalni riječni pijesak.

Oba slučaja temeljenja proračunata su sukladno preporukama danim u normi Eurocod 7 [167] i hrvatskom nacionalnom aneksu [168]. Prema nacionalnom aneksu za Eurocod 7 [168] u Hrvatskoj za projektiranje treba koristiti pristup pod brojem tri.



a) b)

Slika 87. Prostorni numerički model konstrukcije temeljene na: a) temeljima samcima povezanim veznim gredama; b) temeljnim trakama.

Promatrana su dva najčešća tipa plitkog temeljenja za okvirne čelične konstrukcije; temelji samci povezani veznim gredama te roštilj s temeljnim trakama. Rezultati modalne analize za promatrane slučajeve temeljenja prikazani su tablicom 18.

Tablica 18. Periodi vibriranja prostornog modela konstrukcije.

Smjer	**Period vibriranja (s)**	
	Temeljne trake	**Temelji samci s veznim gredama**
X	1,126	1,125
Y	0,567	0,559
Torzija	0,439	0,433
X	0,351	0,350
Y	0,200	0,199

5.3.1 Model konstrukcije temeljene na temeljima samcima povezanim veznim gredama

U prvome promatranome slučaju pod svakim stupom definirani su pojedinačni temelji tlocrtnih dimenzija 3,50 × 3,50 m i dubine 1,0 m. Svi temelji samci povezani su veznim gredama širine

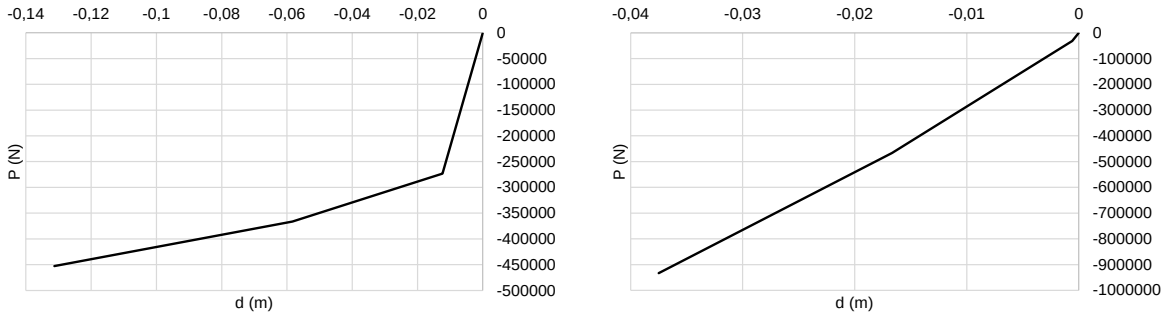
0,8 m i visine 0,5 m. Model tla izrađen je koristeći *link* elemente te je svakom temelju samcu pridruženo devet vertikalnih *link* elemenata te po četiri *link* elementa za svaki horizontalni smjer. Svakoj gredi koja povezuju temelje samce pridruženo je po devet *link* elemenata u vertikalnom i horziontalnom smjeru čije su vrijednosti dane u tablici 19. Vertikalni *linkovi* sadrže i podatke o odnosu sila-pomak prikazane slikama 88 a) i b), dok horizontalni *linkovi* sadrže podatke o sili trenja prikazane tablicom 20.

Tablica 19. Krutosti *link* elemenata ispod temelja samaca i veznih greda.

Pozicija *linka*	**Krutost (N/m)**
Vertikalni ispod temelja	44823428,39
Vertikalni ispod vezne grede	39820612,48
Horizontalni (X) temelj	105890790,9
Horizontalni (Y) temelj	105890790,9
Horizontalni (X) vezna greda	45850547,86
Horizontalni (Y) vezna grede	45850547,86

Tablica 20. Svojstva horizontalnih *link* elemenata.

Pozicija	**Sila trenja F_{TR} (kN)**	**Deformacija Δ (m)**
Horizontalni (X i Y) temelj	310,25	0,00293
Horizontalni (X) vezna greda	27,0	0,000589
Horizontalni (Y) vezna grede	24,0	0,000523



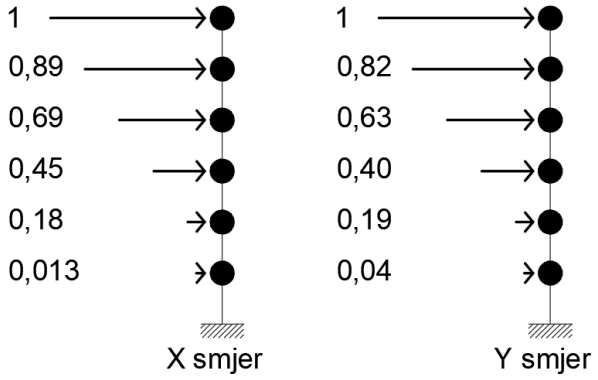
a) b)

Slika 88. Odnos sila-pomak (*P-y*) za a) temelj samac; b) veznu gredu.

Histerezni model trošenja energije za sve *linkove* je Takeda [156] što je u poglavlju pregleda literature i objašnjeno.

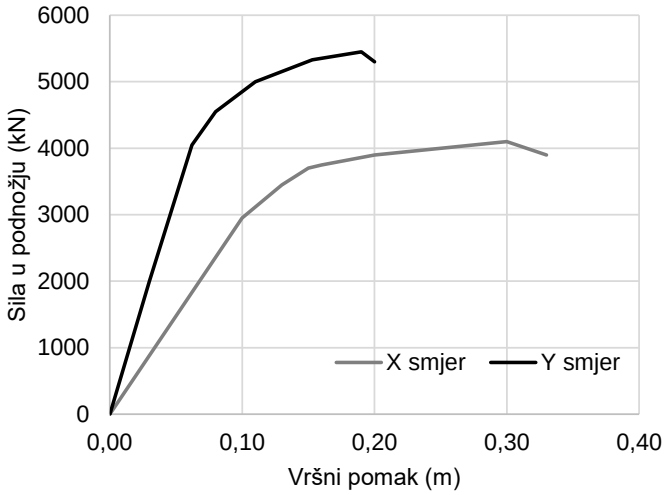
5.3.1.1 Proračun modela konstrukcije temeljene na temeljima samcima opterećene monotono rastućim bočnim opterećenjem

Nakon dodavanja modela tla numeričkom modelu konstrukcije provedena je modalna analiza te je sukladno dobivenim rezultatima određena vertikalna raspodjela horizontalnog opterećenja na konstrukciju. Masa svakog pojedinačnog kata prostornog modela iznosi 290 t, dok masa temelja samaca i veznih greda iznosi 956 t.



Slika 89. Vertikalna raspodjela horizontalnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela.

Nakon provedenog proračuna postupnim guranjem dobivena je krivulja kapaciteta nosivosti prikazana slikom 90. Ako se rezultati prikazani slikom 90 usporede s rezultatima na slici 86, moguće je uočiti razliku u krutosti sustava tlo-konstrukcija u odnosu na konstrukciju upetu u nedeformabilnu podlogu. Sustav konstrukcije temeljene na tlu jest fleksibilniji, no daje prividno veći kapacitet. Povećanje kapaciteta sustava dolazi od utjecaja tla, odnosno temelja uzimajući u obzir deformacije razine temelja te mase. Svakako je važno naglasiti kako kapacitet konstrukcije ostaje ista, neovisno o podlozi na koju je konstrukcija oslonjena.



Slika 90. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer prostornog numeričkog modela.

5.3.2 Model konstrukcije temeljene na trakastim temeljima

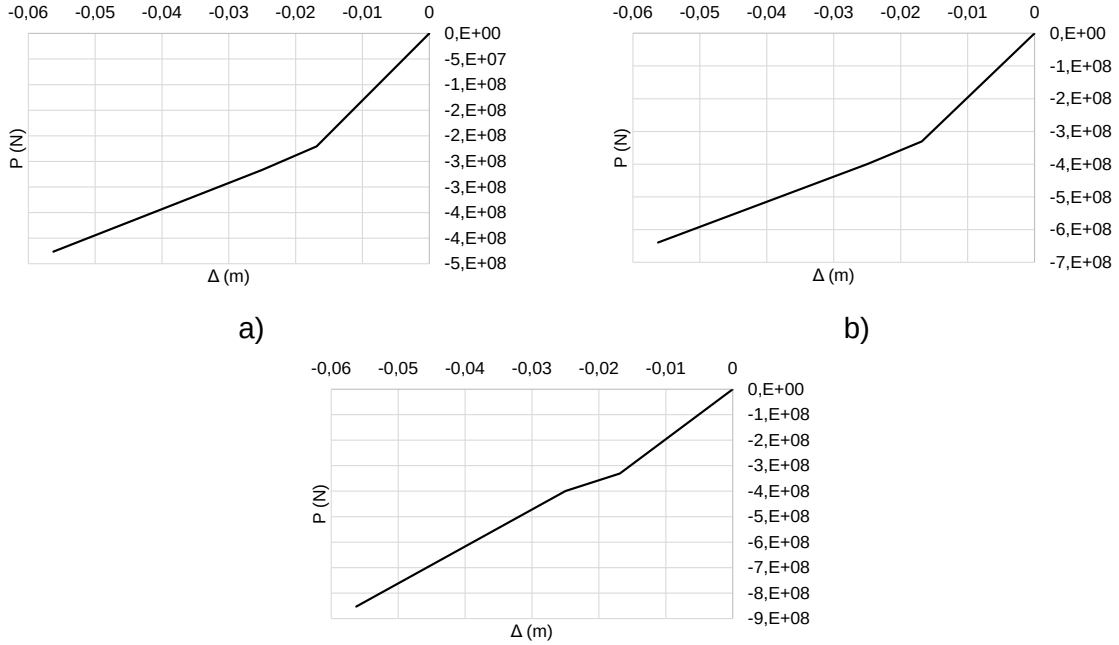
Drugi promatrani slučaj temeljenja podrazumijeva trake širine 1,5 m i dubine 1 m koje povezuju sve stupove u X i Y smjeru tlocrta (tj. roštiljni sustav). Tlo je modelirano pomoću tri *link* elementa ispod svakog stupa. Svojstva svakog *link* elemenata prikazana su tablicama 21 i 22 te slikama 91a, 91b i 91c.

Tablica 21. Krutosti *link* elemenata ispod temeljnih traka.

Pozicija *linka*	**Krutost (N/m)**
Vertikalni ispod stupa u uglu	432494874
Vertikalni ispod stupa na rubu	648742311
Vertikalni ispod stupa u sredini	864989748
Horizontalni X smjer	325552154
Horizontalni Y smjer	416373823

Tablica 22. Svojstva horizontalnih *link* elemenata.

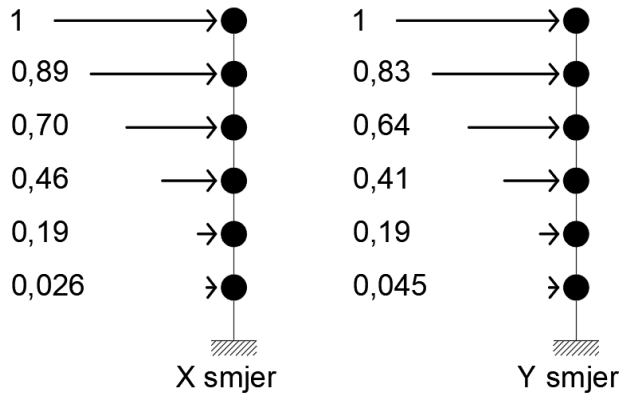
Pozicija	**Sila trenja F_{TR} (N)**	**Deformacija Δ (m)**
Horizontalna (X) traka	1404200	0,00337
Horizontalna (Y) traka	1404200	0,00431



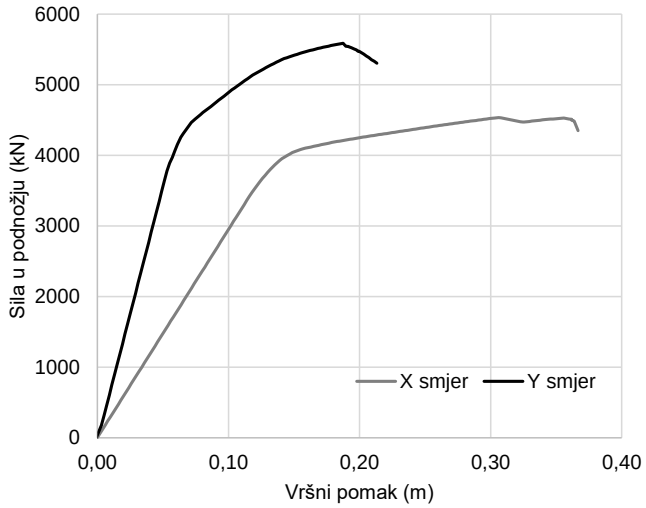
Slika 91. Odnos sila-pomak (*P-y*) za temelj i okolno tlo ispod: a) stupa u uglu, b) stupa na rubu, c) stupa u sredini.

5.3.2.1 Proračun modela konstrukcije temeljene na temeljnim trakama opterećene monotono rasutćim bočnim opterećenjem

Za numerički model konstrukcije s temeljnim trakama i pridruženim modelom tla provedena je modalna analiza. Temeljem ovog proračuna određena je vertikalna raspodjela bočnog opterećenja prikazana slikom 92. Proračun proveden uz ovako određenu raspodjelu horizontalnog opterećenja daje krivulje kapaciteta koji pokazuju nešto manje krutosti od modela upetog u nedeformabilnu podlogu te nešto veći kapacitet nosivosti zbog uključivanja temelja i tla u proračun (slika 93). Masa svakog kata iznosi 290 t, dok je masa trakastih temelja 976 t.



Slika 92. Vertikalna raspodjela horizontalnih sila (kN) za X i Y smjer prostornog numeričkog modela.



Slika 93. Krivulje kapaciteta za X i Y smjer prostornog numeričkog modela.

5.4 Proračun primjenom N2 metode

U nastavku su prikazani rezultati proračuna postupnim guranjem provedenog u sklopu N2 metode. Ovaj je proračun proveden za konstrukciju upetu u nedeformabilnu podlogu te za sustav tlo-konstrukcija. Svi proračuni u nastavku provedeni su za konstrukcije temeljene na temeljnim trakama jer je pregledom literature ustanovljeno da se spomenuta vrsta temelja koristi često [169, 170].

N2 metoda provedena je za dvije razine ubrzanja, konkretno za 0,215 g uz povratno razdoblje od 475 godina te za 0,1 g uz povratno razdoblje od 95 godina. Spektar odziva definiran je uz 5 %-tno prigušenje. Tlo je prema normi [6] svrstano u kategoriju E. Kategorija E predstavlja tla s izraženom promjenom krutosti po dubini, u što se mogu svrstati gotovo svi modeli tla korištenih u eksperimentalnim istraživanjima učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija [8, 126,

134, 139]. Eksperimentalna istraživanja učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija koja se provode na potresnim platformama sastoje se od spremnika i modela tla, u tom slučaju model tla ima znatno manju krutost nego krutost upetoga spremnika [113, 126]. Za dimenzioniranje temelja promatrane prostorne konstrukcije korišteni su podatci o tlu iz eksperimentalnih istraživanja koja je provela doktorandica (v. poglavlje 3), što je dodatni razlog usvajanja tla kategorije E.

Prema usvojenoj Eurocod normi [50] granični katni pomaci trebaju biti provjereni za povratni period od 475 godina - granično stanje znatnog oštećenja (ZO) te granično stanje ograničenog oštećenja (OO) koje odgovara povratnom periodu od 95 godina, što je u narednim poglavljima napravljeno za sve provedene proračne.

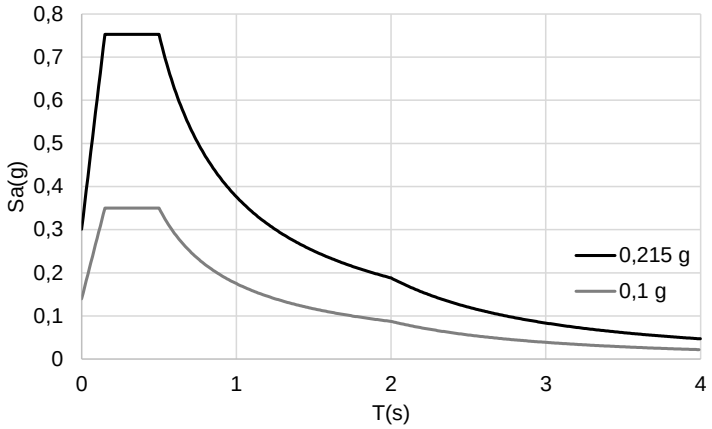
5.4.1 Zahtijevani elastični spektar

Rezultat provedbe proračuna metodom postupnoga guranja krivulja je kapaciteta konstrukcije koja je izvorno u obliku sila – pomak. Ordinatu ove krivulje (sila u podnožju) potrebno je podijeliti s vrijednosti sudjelujuće mase konstrukcije, što dalje rezultira krivuljom ubrzanje-pomak. Nakon što je krivulja kapaciteta definirana, potrebno je izraditi zahtijevani spektar odziva prema normi HRN EN 1998-1 [6] te ga prebaciti u oblik ubrzanje-pomak. Preklapanjem ove dvije krivulje očitava se ciljani pomak što je ujedno i rezultat N2 metode.

Tablica 23. Vrijednosti parametara koji opisuju elastični spektar odziva tipa 1.

Kategorija temeljnog tla	***S***	T_B **(s)**	T_C **(s)**	T_D **(s)**
A	1,0	0,15	0,4	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

U nastavku su konstruirani zahtijevani spektri odziva tipa 1 za obje veličine promatranog ubrzanja (slika 93). Upravo su ovako definirani spektri odziva kasnije korišteni za potrebe provedbe dinamičke analize. Spektar odziva tipa 1 odabran je jer je konstrukcija dimenzionirana prema njemu za kategoriju tla A te najveće ubrzanje 0,3 g, što je ekvivalentno najvećem ubrzanju 0,215 g za kategoriju tla E (tablica 23). Prigušenje uz koje je izrađen spektar odziva za sve slučajeve ispitanih konstrukcija bilo je 5 %.



Slika 94. Elastični spektri odziva za promatrana ubrzanja i kategoriju tla E.

5.4.2 Usporedba rezultata proračuna primjenom metode postupnog guranja

Za potrebe provedbe metode postupnim guranjem korišteni su prostorni numerički modeli konstrukcije i sustava tlo-konstrukcija prikazani u ranijim poglavljima, no uz jednu bitnu razliku. Krivulje kapaciteta prikazane slikama 96, 100 i 103 krivulje su kapaciteta za modele samo s vlačnom zategom, dok se periodi vibriranja konstrukcija modela s jednom zategom nešto mijenjaju za svaki od modela, što je prikazano tablicom 24. Ove vrijednosti perioda vibriranja potrebne su za proračun prigušenja modela ispitanog primjenom dinamičke analize.

Tablica 24. Periodi vibriranja 3D modela konstrukcije.

Smjer	**Period vibriranja (s)**	
	Upeti model	**Model na temeljnim trakama**
X	1,113	1,126
Y	0,719	0,741
Torzija	0,546	0,563
X	0,347	0,351
Y	0,268	0,268

Usporedbom perioda vibriranja modela upetog u nedeformabilnu podlogu te modela oslonjenog na temeljne trake i model tla uočen je porast perioda vibriranja kod modela temeljenih na fleksibilnoj podlozi. Povećanje perioda vibriranja iznosi oko 3 %.

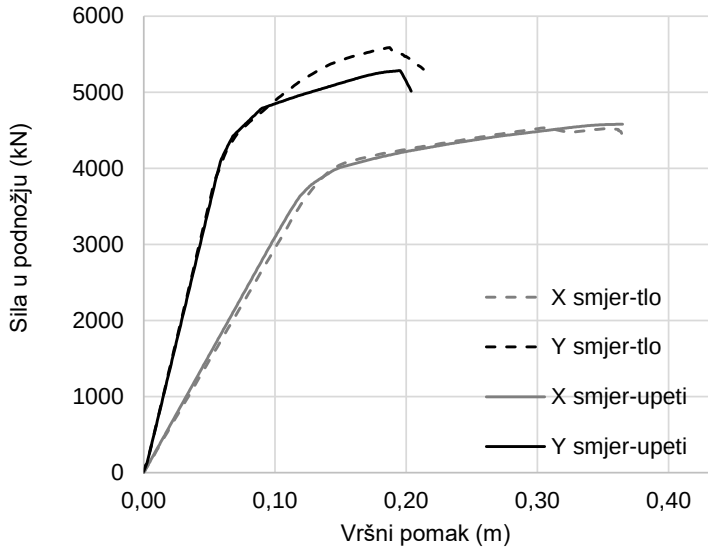
U tablici 25 prikazani su ciljani pomaci za oba smjera za koje je proveden proračun konstrukcije upete u nedeformabilnu podlogu (nadalje upeti model) te za slučaj konstrukcije oslonjene na temeljne trake i model tla (nadalje tlo).

Tablica 25. Ciljani pomaci prostornog modela konstrukcije prema N2 metodi.

Slučaj	Ciljani pomak 0,1g (cm)	Ciljani pomak 0,215g (cm)
X-upeti	6,50	14,00
Y-upeti	4,50	9,60
X-tlo	6,70	15,00
Y-tlo	4,60	9,80

U tablici 25 moguće je uočiti povećanje ciiljanog pomaka za slučajeve konstrukcije na tlu u odnosu na upetu konstrukciju. Uočeno je povećanje ciljanog pomaka u iznosu od oko 7 % za modele koji uključuju temelj i to, no potrebno je analizirati i provjeriti međukatne pomake te krivulje sposobnosti nosivosti za svaki od ispitanih slučajeva prije nego se donesu određeni zaključci. Iako se na prvi pogled može zaključiti da je ciljani pomak povećan, to ne znači nužno povećanje međukatnih pomaka jer se i tlo deformira te doprinosu ukupnome odzivu konstrukcije.

Krivulje kapaciteta prikazane su slikom 95. Moguće je uočiti neznatnu razliku između krutosti te kapaciteta nosivosti za oba promatrana slučaja oslanjanja konstrukcije. Upeti numerički modeli imaju veću krutost od modela s temeljem i tlom, upravo zbog mogućnosti deformiranja tla prilikom guranja sustava tlo-konstrukcija. Prividno veću sposobnost nosivosti, tj. kapacitet sustava tlo-konstrukcija treba promatrati kritičkim očima jer povećanje sposobnosti nosivosti dolazi od dodatne sile guranja modela u razini temelja, a ne od povećanja kapaciteta same konstrukcije.



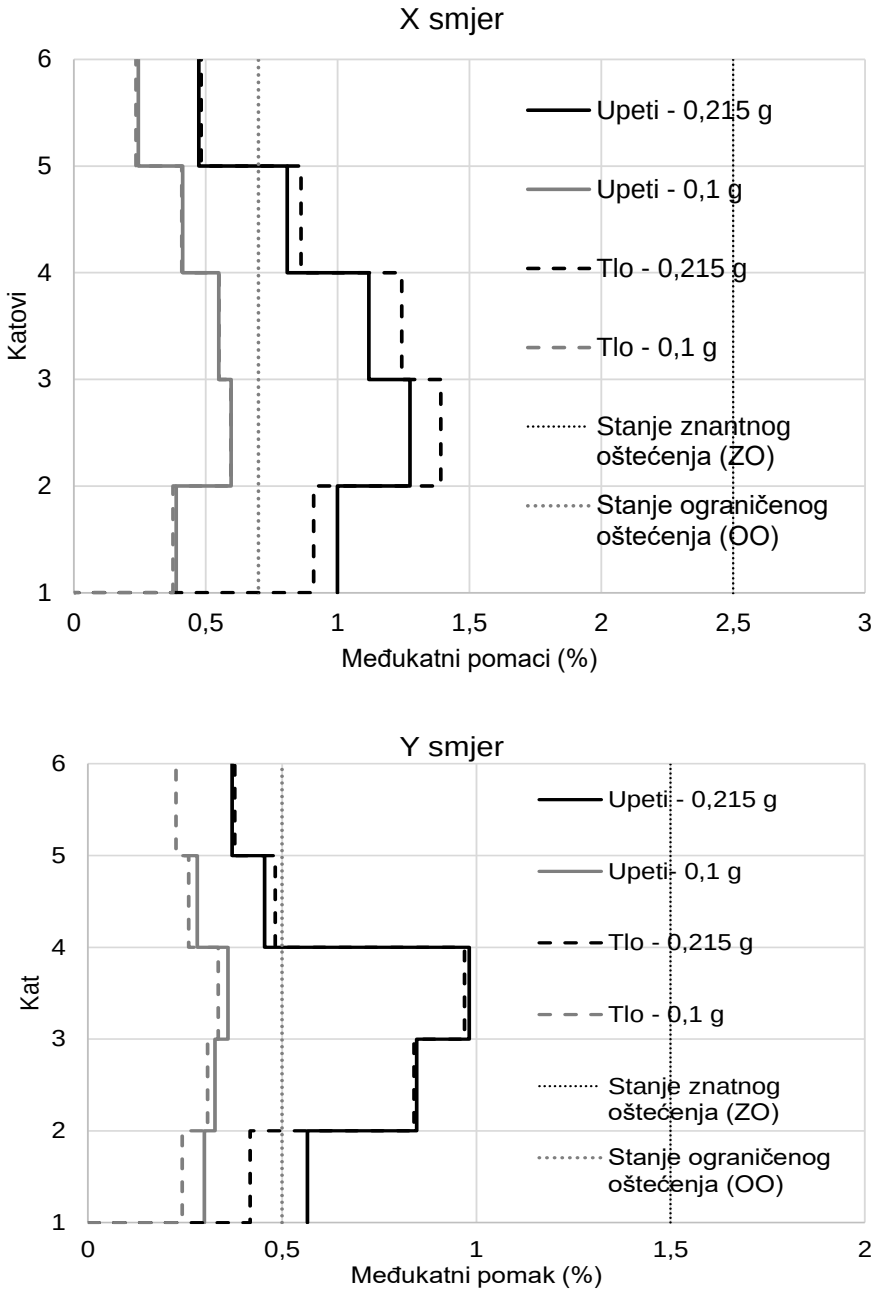
Slika 95. Krivulje kapaciteta.

Vrijednosti graničnih međukatnih pomaka za smjer momentnog okvira i okvira sa zategama prikazane su tablicom 26. Granični pomaci momentnog okvira određuju se preko kuta zaokreta profila prilikom plastifikacije, dok se za određivanje graničnog pomaka okvira sa zategama koristi granično produljenje zatege opterećene vlačnom silom. Detaljniji postupak te odabir graničnih vrijednosti dan je u [13, 50].

Tablica 26. Granične vrijednosti međukatnih pomaka.

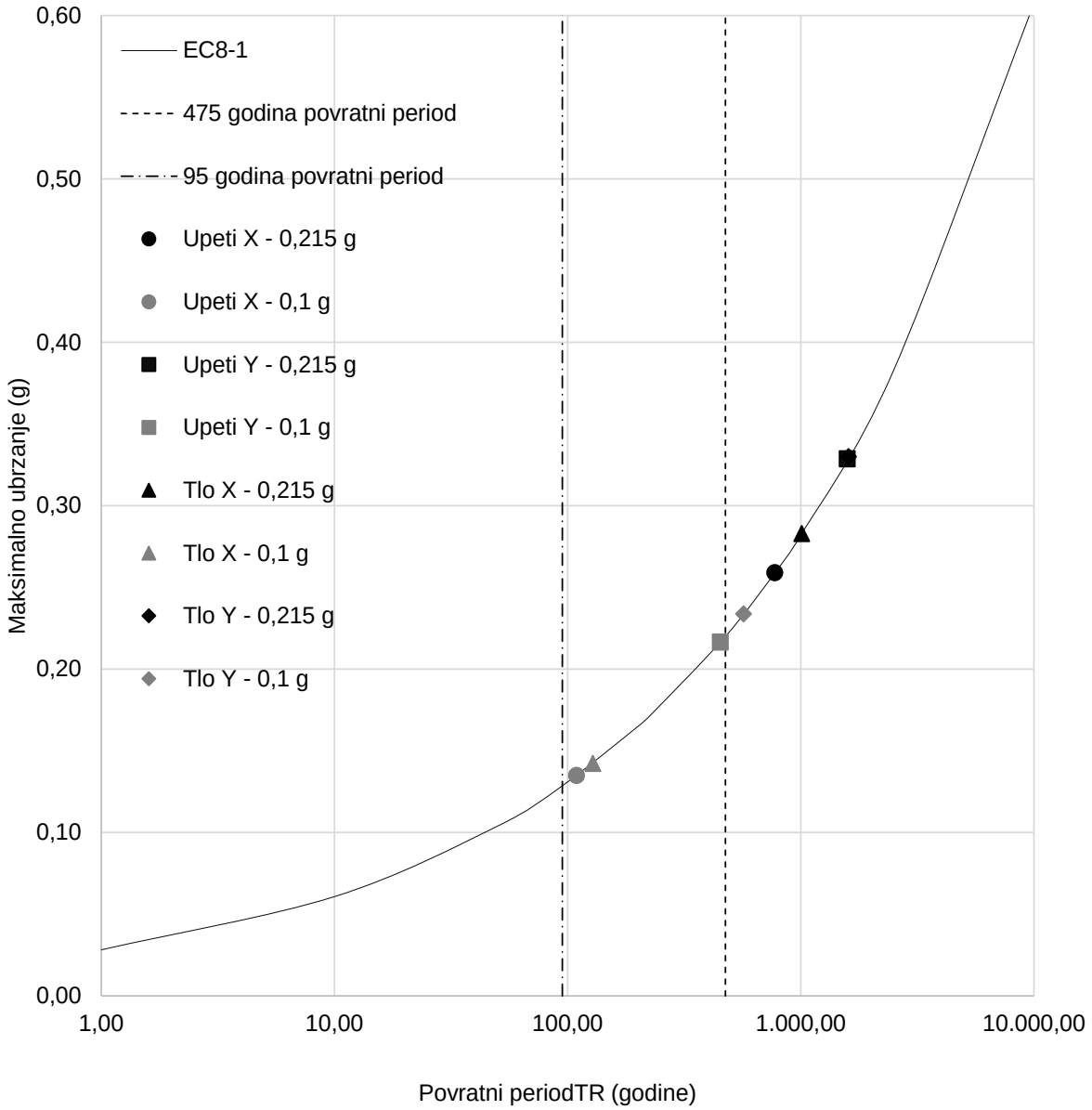
Granično stanje oštećenja	**Vrsta nosive konstrukcije**	
	Momentni okvir	**Okvir sa zategama**
Znatno oštećenje	2,5 %	1,5 %
Ograničeno oštećenje	0,7 %	0,5 %

Na slikama 96 a) i b) prikazani su katni pomaci za iznose ciljanih pomaka iz tablice 25. Točnije, prikazani su međukatni pomaci za odgovarajuća najveća ubrzanja prema N2 metodi. Iako su ciljani pomaci modela oslonjenog na temelj i tlo veći u odnosu na vrijednosti dobivene za upete modele, međukatni pomaci konstrukcije vrijednosti su i većih i manjih u odnosu na upeto stanje modela. Tako je kod svih modela oslonjenih na tlu uočeno smanjenje međukatnog pomaka u prizemlju, dok su srednji katovi uglavnom imali ili jednake ili veće međukatne pomake u odnosu na model upet u nedeformabilnu podlogu. Važno je napomenuti da niti jedan model nije rezultirao međukatnim pomacima većim od graničnih vrijednosti, no promjene pomaka treba uzeti u obzir jer nije moguće istoznačno zaključiti radi li se o smanjenju ili povećanju međukatnih pomaka prilikom uključivanja tla u proračun.



Slika 96. Međukatni pomaci prostornih modela konstrukcije: a) X smjer - momentni okvir, b) Y smjer - okvir sa zategama.

Osim međukatnih pomaka provedena je i usporedba povratnih perioda za svaki ciljani pomak dobiven N2 metodom prikazan slikom 97. Usporedbom odgovarajućih parova podataka za model upet u nedeformabilnu podlogu i model temeljen na tlu za isti smjer i istu razinu ubrzanja, primjećuje se trend povećanja povratnog perioda za modele temeljene na tlu. Za pojedine slučajeve povećanje povratnog perioda manje je izraženo. Tako je za slučaj Y smjera ubrzanje 0,215 g, gdje je ono iznosilo oko 1,5 %, dok je za slučaj X smjera i ubrzanje 0,215 g porast povratnog perioda bio oko 30%.



Slika 97. Povratni periodi slučajeva ispitanih N2 metodom.

5.5 Nelinearni proračun u vremenu

Općenito je poznato da nelinearni proračun u vremenu daje najprecizniju procjenu odziva konstrukcije opterećene snažnim potresnim pobudama [171]. Ova metoda temelji se na čvrstim temeljnim principima i ima sposobnost reprodukcije neelastičnog dinamičkog ponašanja konstrukcija. Upravo iz tog razloga proračun u vremenu često je korišten za

provjeru drugih proračunskih metoda [172], kao što je to prikazano i u nastavku ovoga potpoglavlja.

Odabir ulaznih potresnih zapisa za potrebe provedbe proračuna u vremenu uvijek je ključna tema svakog numeričkog istraživanja. Generalno, potresni zapisi sastavljeni su od jedne ili više komponenti koje sadrže vremenske zapise ubrzanja tla zabilježene tijekom potresa; ili su umjetno generirani.

Norme za proračun obično nameću najmanji broj zapisa koje je potrebno koristiti prilikom proračuna i daju kriterije usklađenosti zapisa s važećim zahtijevanim spektrima. Tako npr. Eurocod 8 [6] zahtijeva najmanje tri zapisa za procjenu potresnog odziva konstrukcije. Međutim, kao što je to učinjeno u drugim istraživačkim studijama [173, 174], uobičajeno je usvojiti najmanje sedam zapisa kako bi se disperzija rezultata svela na najmanju moguću mjeru. Korištenjem većeg broja zapisa moguće je interpretirati prosječne vrijednosti rezultata, a ne samo maksimalne vrijednosti rezultata proračuna.

Brojne poteškoće nastaju pri odabiru konkretnih zapisa za dinamičku analizu. Općenito, moguće je koristiti različite kriterije za odabir zapisa. Kriteriji odabira temelje se na količini dostupnih informacija inženjeru u fazi projektiranja. U stvarnosti, za konstrukcije niske do srednje složenosti nisu izrađene detaljne seizmološke studije specifične za lokaciju obično, stoga se inženjeri pa i znanstvena zajednica vode smjernicama danim u normama. Konkretno, odabir se sastoji od pronalaženja zapisa koji imaju sličan oblik kao i elastični zahtijevani spektar prema normi za područje sa sličnim karakteristikama.

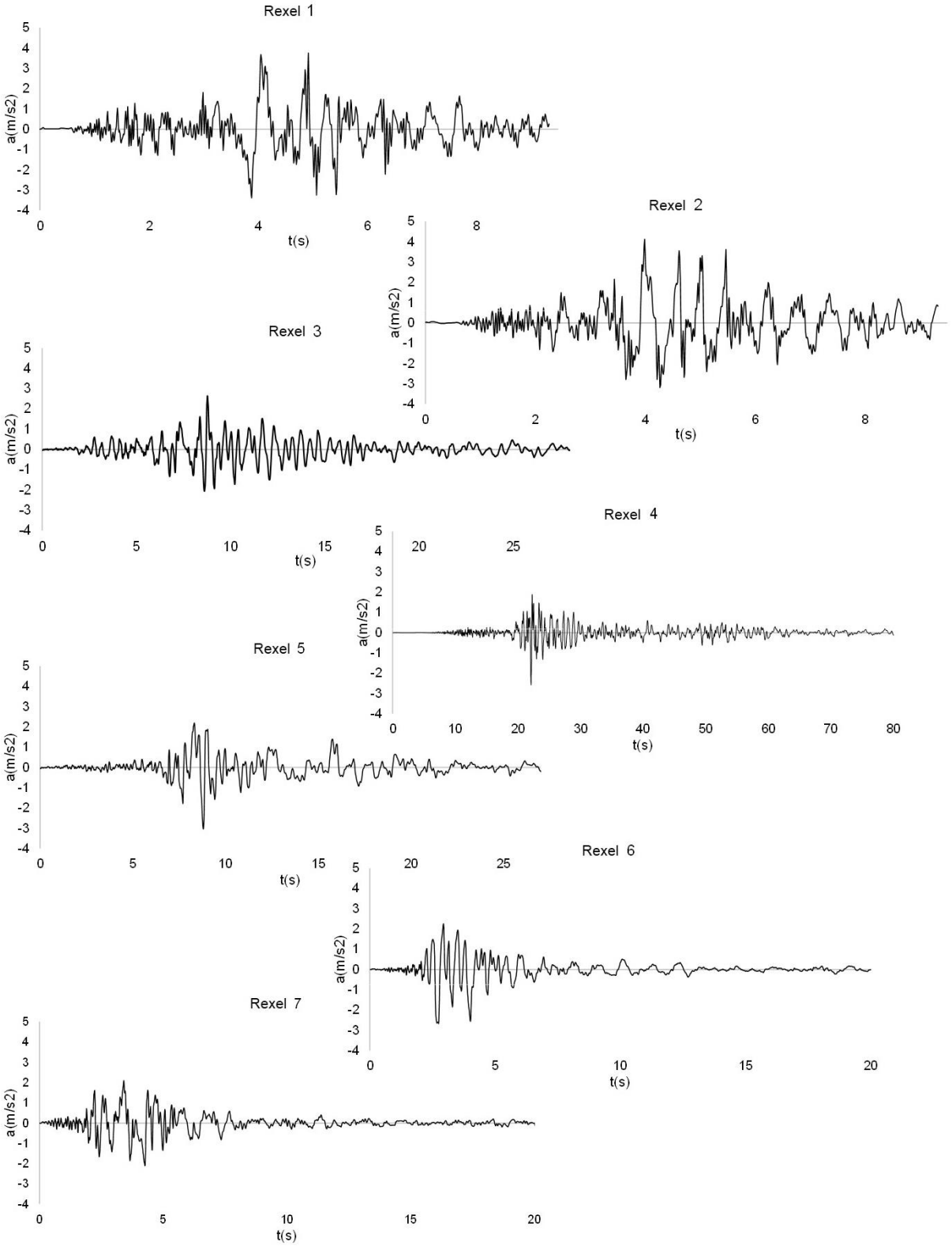
Za potrebe ovoga doktorskoga rada za odabir zapisa potresa korišten je program REXEL [175]. Pretraženi su zapisi potresa s obzirom na svojstva opisana u narednom poglavlju. Za svaki od sedam odabranih zapisa potresa izrađen je spektar odziva koji je u sljedećem koraku modificiran tako da bolje odgovara karakteristikama zahtijevanog spektra odziva. Na ovaj način dobiveno je 14 zapisa potresa koji su korišteni prilikom nelinarnog proračuna u vremenu. Svi zapisi izrađeni su za kategoriju tla E s najvećim ubrzanjem od 0,215 g, što odgovara povratnom periodu od 475 godina. Isti su dodatno skalirani tako da odgovaraju povratnom periodu od 95 godina te pripadajućem ubrzanju od 0,1 g. Parametarska analiza provedena je kako bi se istražio odziv konstrukcije opterećene s dva različita seta zapisa potresa, dvije veličine maksimalnog ubrzanja, dva različita smjera te za slučaj kada je konstrukcija upeta u nedeformabilnu podlogu i kada je temeljena na popustljivome tlu.

5.5.1 Odabir zapisa potresa – program REXEL

REXEL [175] je javno dostupan računalni program koji omogućuje izradu elastičnog spektra prema normi EC8, omogućuje pretragu zapisa potresa Europske baze koji odgovaraju definiranome elastičnome spektru. Prema [6] moguće je promatrati prosječne vrijednosti učinaka na konstrukciju, a ne nužno najveće vrijednosti, i to ako se provede najmanje sedam nelinearnih proračuna u vremenu. Naravno, svi zapisi trebaju odgovarati zahtjevima kao što su kategorija tla, najveće ubrzanje te, između ostaloga, zahtijevana nosivost.

Tako je za potrebe ovog doktorskog rada odabrano sedam zapisa potresa iz Europske baze. Ovi zapisi potresa zabilježeni su na područjima koja odgovaraju tlima kategorije od A do E, no skalirani su tako da odgovaraju kategoriji tla E, koja odgovara slučajevima promatranim u ovome doktoratu. Najveće ubrzanje za koje su zapisi izrađeni je 0,215 g te su nadalje skalirani na razinu ubrzanja od 0,1 g kako bi se ciljano proveo proračun koji odgovara promatranim graničnim stanjima oštećenja konstrukcije i povratnim periodima.

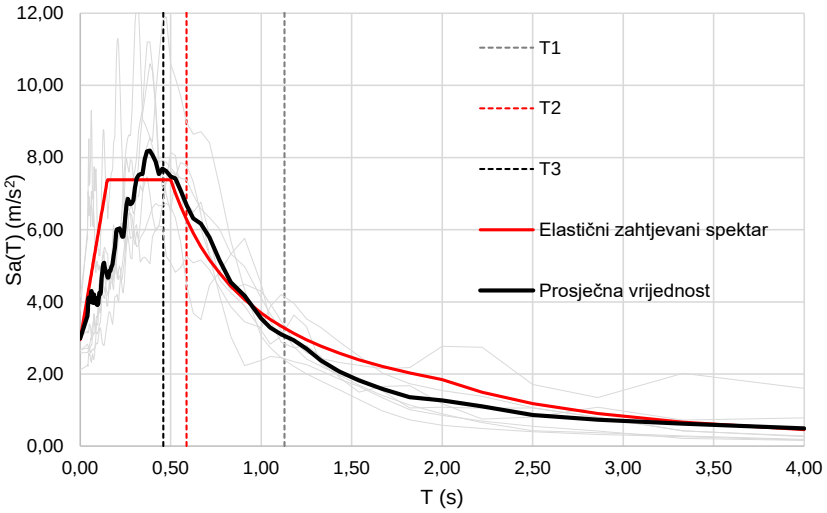
Slika 98 prikazuje zapise potresa koji su sugerirani tako da odgovaraju željenom elastičnom spektru. Ovako definirani zapisi korišteni su prilikom proračuna u računalnom programu SAP2000 kao ubrzanje kojim je opterećen model konstrukcije. Spektar odziva svakog zapisa, kao i prosječni spektar, dani su na slici 99., gdje su uspoređeni s elastičnim zahtijevanim spektrom.



Slika 98. Vremenski zapisi potresnog djelovanja.

Preklapanje prosječnog spektra odziva, izrađenog za odabrane zapise potresa, i zahtijevanog elastičnog spektra vrlo je dobro, osobito u područjima perioda vibriranja koji se odnose na

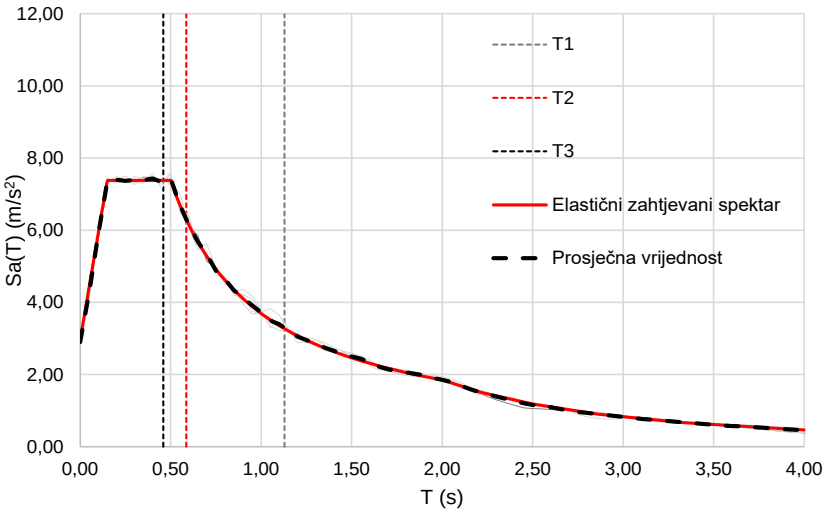
promatranu konstrukciju. Ovo je važno jer značajno utječe na odziv konstrukcije tijekom proračuna.



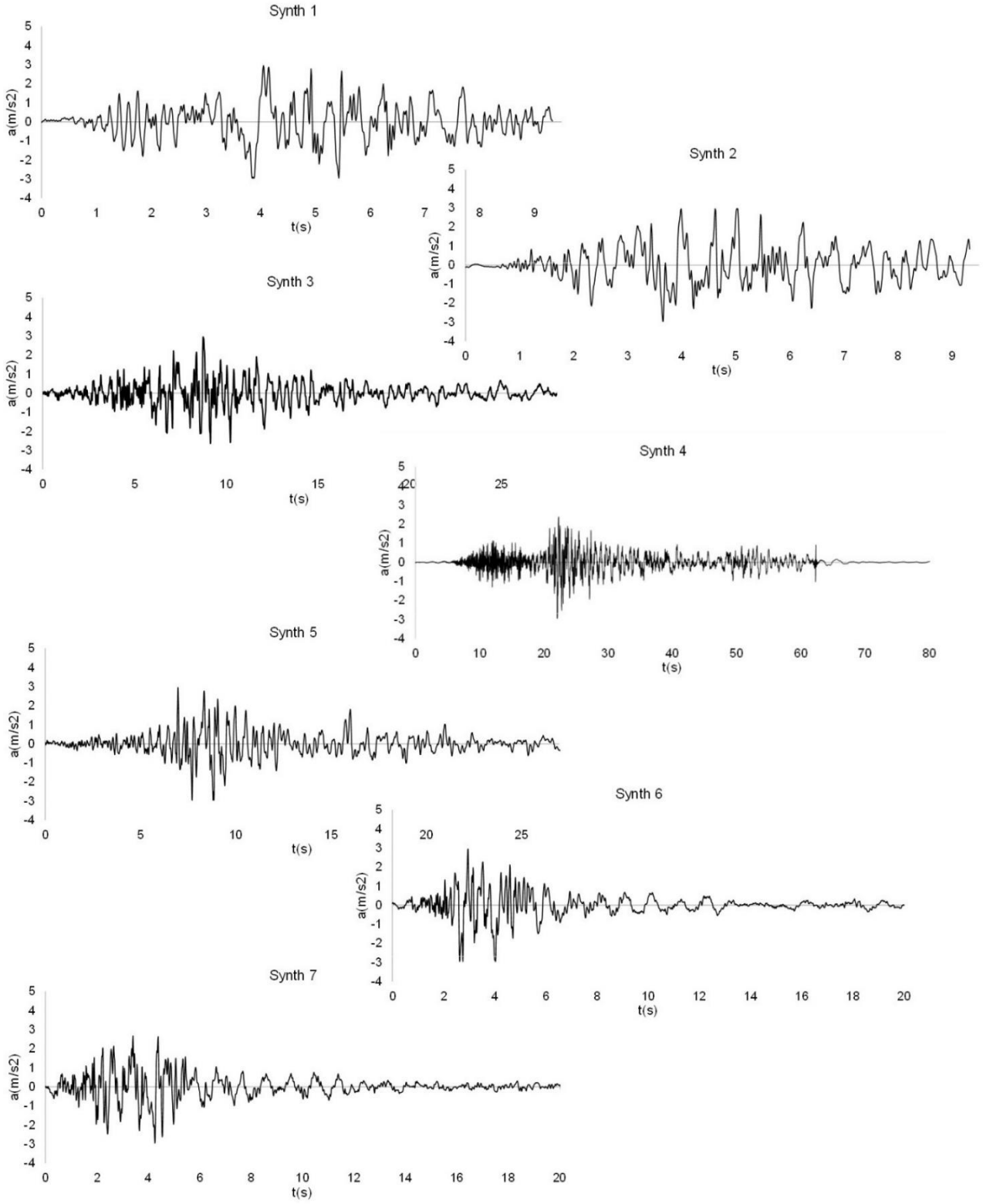
Slika 99. Zahtijevani i prosječni spektar.

5.5.2 Modifikacija zapisa potresa prema zahtijevanom spektru

Spektri odziva odabranih vremenskih zapisa potresa dalje su uspoređeni s normiranim elastičnim zahtijevanim spektrom. Promatrajući koeficijent varijacije *CV,* koji se izračunava kao odnos standardne devijacije spektara svih zapisa i srednje vrijednosti spektra, ustanovljeno je da je njegova vrijednost općenito veća od 10 %, dok pri pojedinim periodima doseže vrijednost i do 60 %. Stoga su zapisi naknadno modificirani uz pomoć računalnog programa SYNTH [176], kako bi se zapisi bolje prilagodili zahtijevanom elastičnom spektru odziva. Slikom 100 prikazani su svi spektri odziva, elastični zahtijevani spektar te prosječna vrijednost spektara odziva, pri čemu je moguće uočiti izvrsno poklapanja promatranih krivulja. Provjeren je i koeficijent varijacije koji pri svim periodima ima vrijednost manju od 10 %, što je prihvatljiva mjera. Ovako modificirani zapisi (slika 101) korišteni su kao drugi set za potrebe provedbe nelinearnog proračuna u vremenu.



Slika 100. Zahtijevani i prosječni spektar.



Slika 101. Vremenski zapisi potresnog djelovanja.

5.5.3 Prigušenje numeričkog modela

Definicija prigušenja modela važan je korak za potrebe provedbe dinamičke analize. Za potrebe provedbe potresnog proračuna korišteno je prigušenje od 5 %, što predlaže norma [6], dok je prigušenje numeričkome modelu pridruženo na dva različita načina. Prvo je modelu dodijeljeno viskozno Rayleighevo prigušenje koje je definirano prema Satake et al. [177]. Uz to, numeričkome modelu dodjeljeno je histerezno prigušenje koje je uključeno kroz plastične zglobove. Za čeličnu konstrukciju odabrana je kinematička histerezna petlja za potrebe definiranja plastičnih zglobova.

Histerezno prigušenje svakog zgloba automatski proračunava računalni program SAP2000 tijekom analize, dok je viskozno prigušenje potrebno proračunati i upisati u računalni program. Prema Satake et al. [177] Rayleighevo prigušenje moguće je proračunati prema sljedećem izrazu uzimajući u obzir osnovnu frekvenciju vibriranja numeričkog modela:

$$h_1 = 0{,}013 \cdot f_1 + 0{,}0029 \tag{1}$$

Uzimajući u obzir da je prva frekviencija vibriranja f_1 modela konstrukcije upetog u nedeformabilnu podlogu 0,898 Hz, tada je prigušenje jednako 1,46 %. Drugi način određvanja prigušenja koristeći frekvenciju vibriranja jest pomoću grafa prikaznog u [177], gdje je očitana vrijednost približno 1,3 %. Za provedbu dinamičke analize usvojena je srednja vrijednost od navedene dvije vrijednosti prigušenja te je za prvi oblik vibriranja prigušenje jednako 1,4 %. Prigušenje je potrebno odrediti i za ostale oblike vibriranja konstrukcije za što je korišten sljedeći izraz [177]:

$$h_n = 1{,}32 \cdot h_{n-1} \tag{2}$$

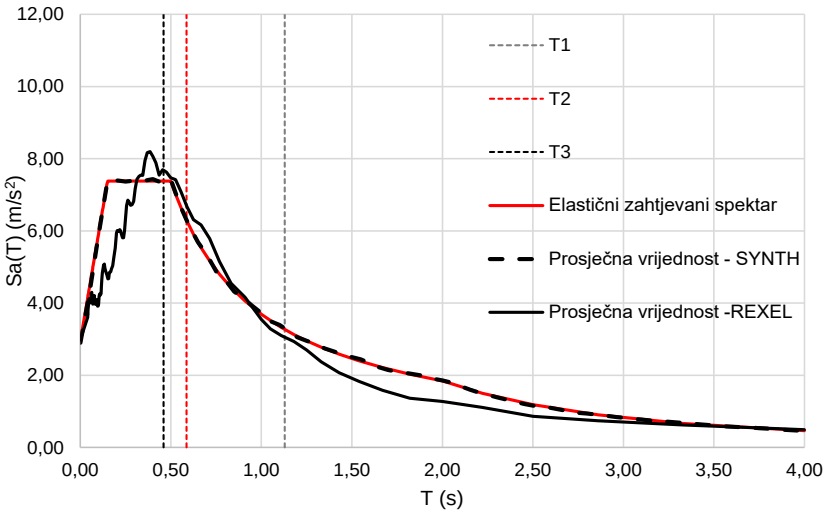
Prigušenje svakog sljedećeg oblika vibriranja izračunava se koristeći prigušenje prijašnjeg oblika vibriranja te su sve vrijednosti korištene u ovoj dinamičko analizi prikazane tablicom 27.

Tablica 27. Vrijednosti Rayleigheva prigušenja.

Smjer	**Prigušenje (%)**	
	Upeti model	Model oslonjen na temeljne trake
X	1,40	1,44
Y	1,75	1,90
Torzija	2,31	2,51
X	3,05	3,30
Y	4,03	4,37

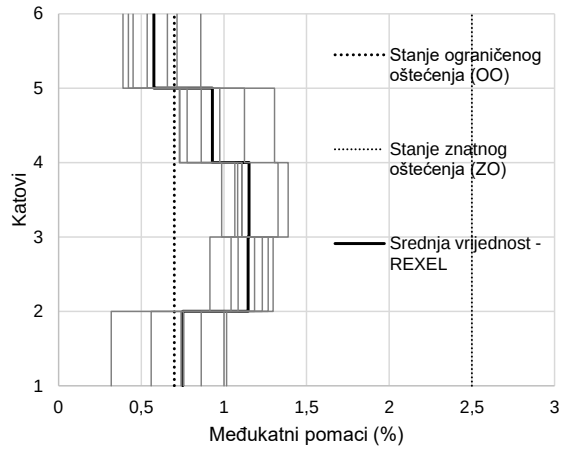
5.5.4 Rezultati dinamičke analize

Ovdje su prikazani rezultati dinamičke analize za svih 14 korištenih vremenskih zapisa te prosječne vrijednosti međukatnih pomaka za oba seta zapisa. Na Slici 102. prikazan je zahtijevani spektar te prosječni spektar svih zapisa izabranih programom REXEL te modificiranih programom SYNTH. Prosječni spektar odziva zapisa potresa definiranih koristeći program REXEL prikazuje lošije poklapanje sa zahtijevanim spektrom odziva u odnosu s poklapanjem prosječnog spektra prema SYNTH-u koji izvrsno pogađa zahtijevani spektar.

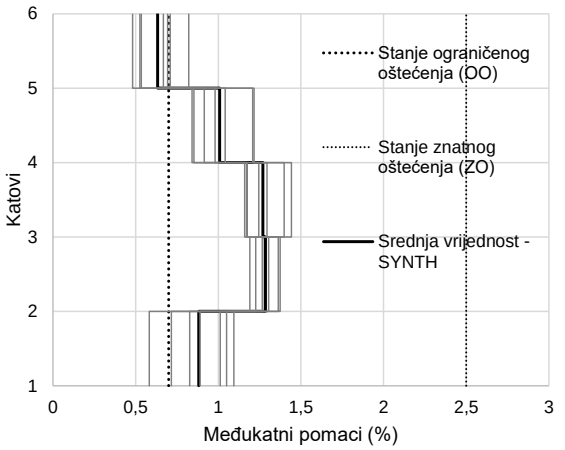


Slika 102. Spektri odziva.

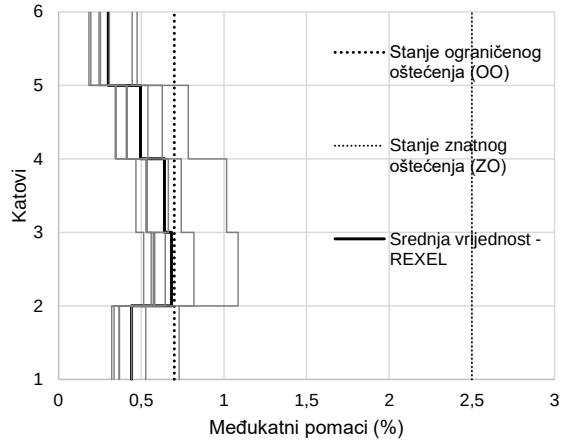
U nastavku su uspoređeni međukatni pomaci dobiveni koristeći zapise odabrane koristeći program programom REXEL te pomoću modificiranih zapisa određenih primjenom programa SYNTH. Uočava se veći rasap u odzivu konstrukcije za slučaj zapisa potresa dobivenih direktno iz programa REXEL. S obzirom da je korišteno sedam zapisa, moguće je promatrati i srednju vrijednost pomaka, a ne najveću, stoga je prosječna vrijednost izračunata i prikazana na grafovima na slikama 103 i 104. Grafovi prikazani za X smjer odnose se na momentni okvir, a Y smjer odnosi se na okvir sa zategama. Grafovi su prikazani s obzirom na razinu ubrzanja za koju je provedena dinamička analiza te s obzirom na računalni program koji je korišten za obradu zapisa potresa: REXEL ili SYNTH. Oznaka *upeti* podrazumijeva prostorni model upet u nedeformabilnu podlogu, dok se oznaka *tlo* odnosi na sustav tlo-konstrukcija.



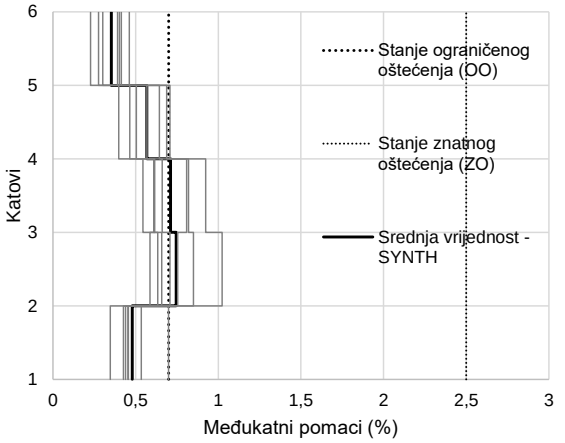
a) X upeti – 0,215 g – REXEL



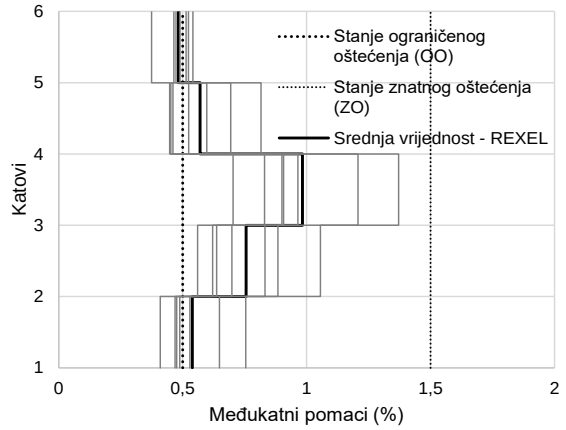
b) X upeti – 0,215 g – SYNTH



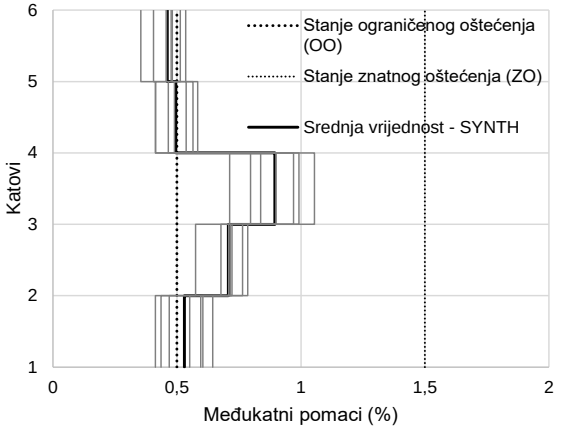
c) X upeti – 0,1 g – REXEL



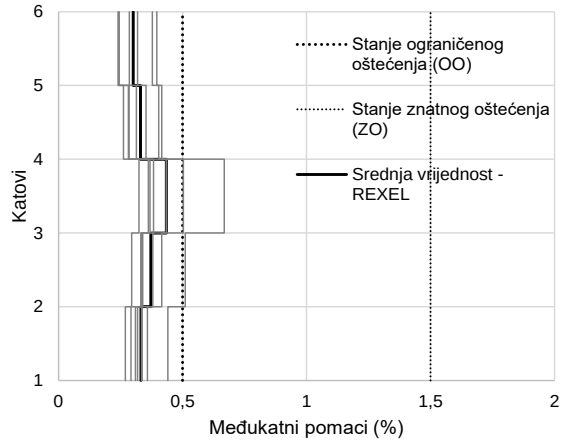
d) X upeti – 0,1 g – SYNTH



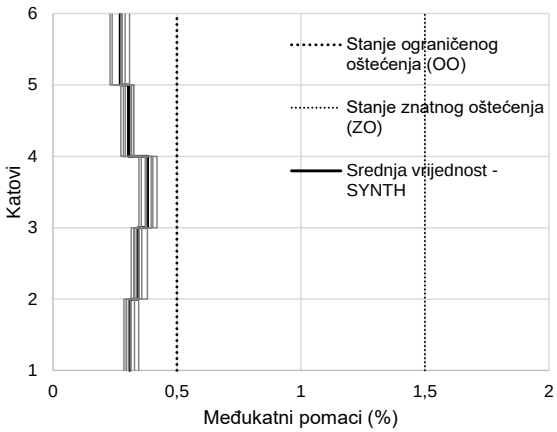
e) Y upeti – 0,215 g – REXEL



f) Y upeti – 0,215 g – SYNTH

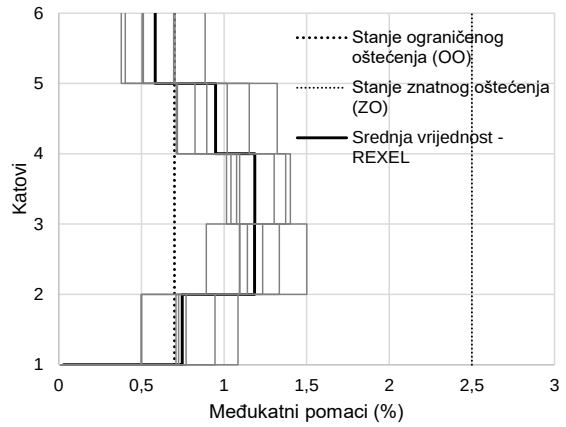


g) Y upeti – 0,1 g – REXEL

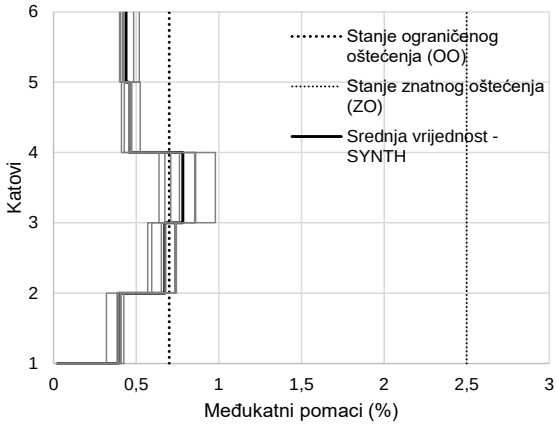


h) Y upeti – 0,1 g – SYNTH

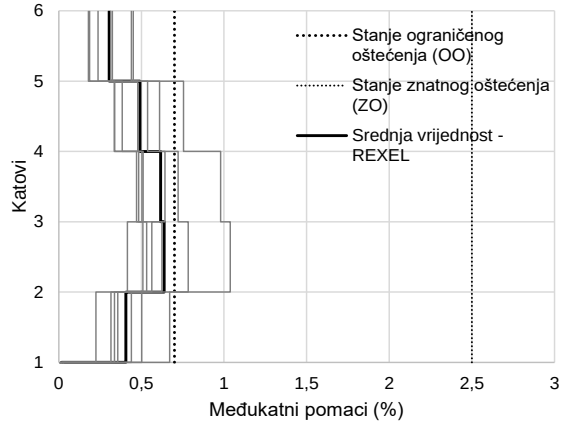
Slika 103. Međukatni pomaci modela upetog u nedeformabilnu podlogu



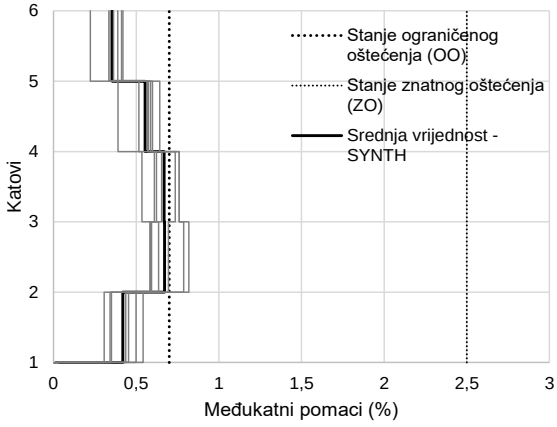
a) X tlo – 0,215 g – REXEL



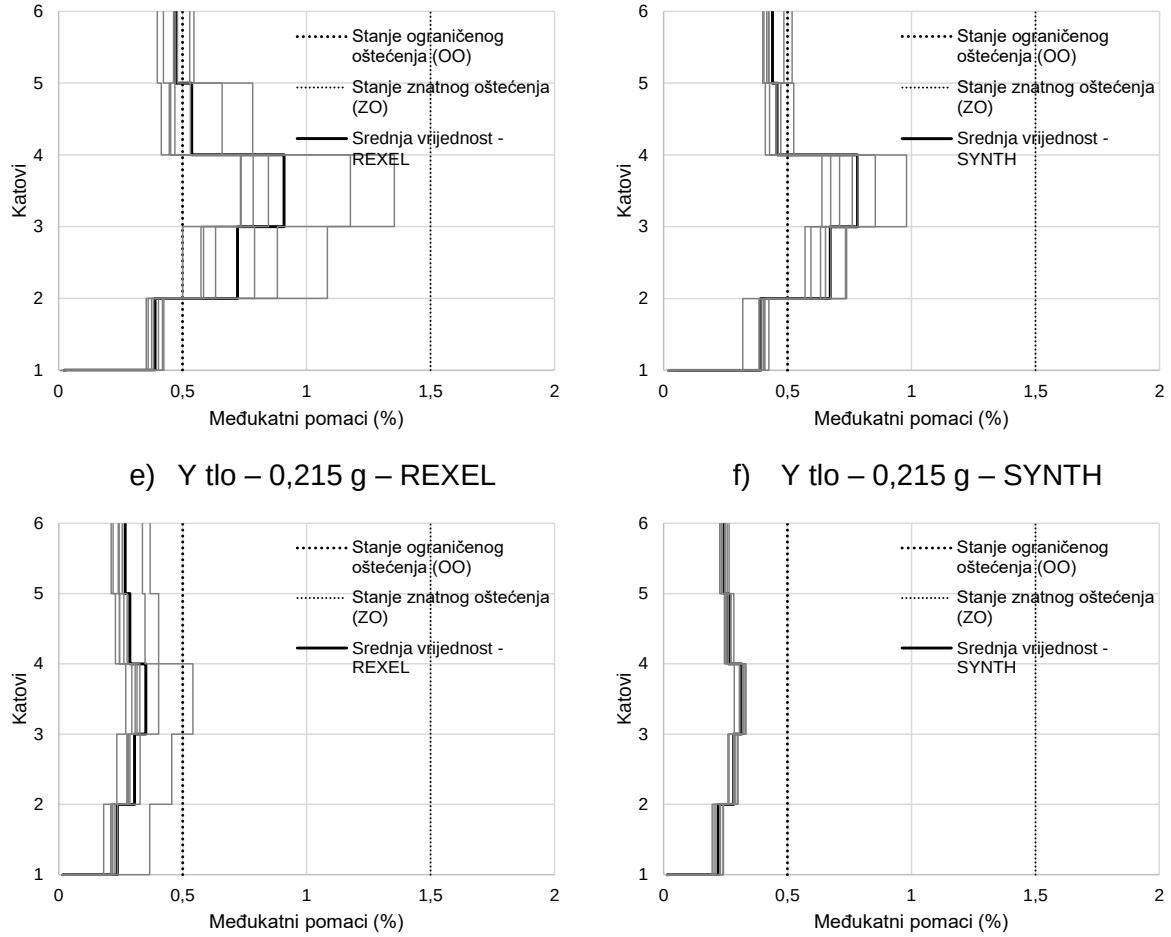
b) X tlo – 0,215 g – SYNTH



c) X tlo – 0,1 g – REXEL



d) X tlo – 0,1 g – SYNTH



e) Y tlo – 0,215 g – REXEL

f) Y tlo – 0,215 g – SYNTH

g) Y tlo – 0,1 g – REXEL

h) Y tlo – 0,1 g – SYNTH

Slika 104. Međukatni pomaci modela temeljenog na tlu.

Za ubrzanja razine 0,1 g svi zapisi potresa daju vrlo slične vrijednosti odziva – međukatnog pomaka (slika 104 c), d), g), h)), dok je za slučaj većih razina ubrzanja, tj. 0,215 g uočen veći rasap u pomacima (slika 104 a), b), e), g)). Očekivano je da će zapisi modificirani prema SYNTH programu biti sličnih vrijednosti kao i prosječna vrijednost pomaka jer su spektri svih zapisa gotovo identični. Dok je kod zapisa prema REXELu izražena razlika u svakom od spektara jer se radi o stvarnim potresima te vrijednosti svakog od pomaka odstupaju od prosječne vrijednosti, tj. veći je rasap vrijednosti međukatnih pomaka.

5.6 Usporedba rezultata proračuna primjenom N2 metode i dinamičke analize

Validacija provedene N2 metode opisane u poglavlju 3 potvrđena je usporedbom rezultata s rezultatima nelinearne dinamičke analize. Rezultat N2 metode, pomoću kojega se provodi dimenzioniranje i/ili procjena odziva, ciljani je vršni pomak konstrukcije. Ciljani pomak uspoređen je u tablici 28 s prosječnom vrijednosti najvećeg vršnog pomaka dobivenog

nelinearnom dinamičkom analizom. Usporedbe su provedene za najveće ubrzanje povratnog perioda označeno u tablici PGA.

Tablica 28. Usporedba ciljanog pomaka s prosječnom vrijednosti vršnog pomaka.

Smjer	**Način temeljenja**	**PGA (g)**	**Ciljani pomak, N2 metoda (cm)**	**Prosječna vrijednost najvećeg pomaka (cm)**	
				REXEL	SYNTH
X	Upeti	0,215	14,00	13,67	15,23
		0,1	6,50	7,68	8,57
	Tlo	0,215	15,00	14,04	15,77
		0,1	6,70	7,42	8,04
Y	Upeti	0,215	9,60	10,00	9,26
		0,1	4,50	5,31	4,83
	Tlo	0,215	9,80	9,16	8,31
		0,1	4,60	4,40	4,02

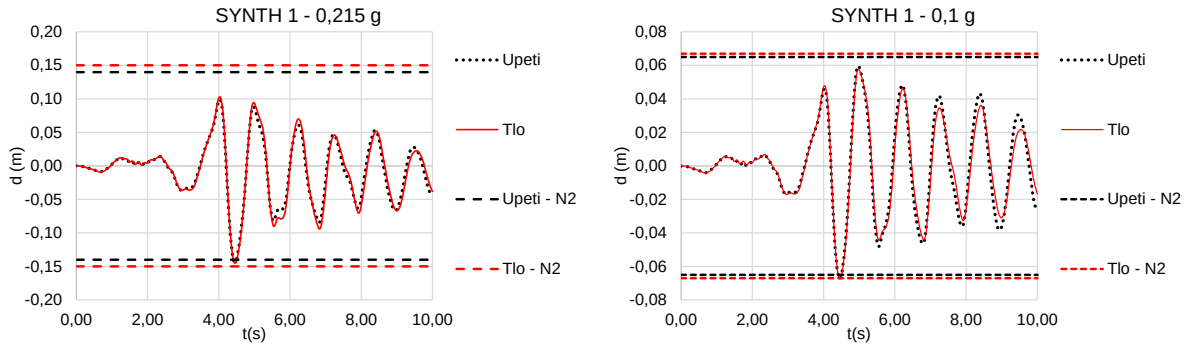
Nelinearni dinamički proračun daje relativno najtočniju procjenu ponašanja stvarne konstrukcije pri djelovanju potresa. Koristeći sedam zapisa potresa, proračunata je srednja vrijednost vršnog pomaka upete konstrukcije te konstrukcije oslonjene na tlo, i to za dvije razine ubrzanja. Također je proračunata i standardna devijacija koja daje informaciju o odstupanju ciljanog pomaka N2 metode od istovrijednog pomaka određenog primjenom nelinearne dinamičke analize.

Tako je za slučaj konstrukcije upete u nedeformabilnu podlogu i najveće ubrzanje od 0,215 g u X smjeru standardna devijacija iznosila 1,1 cm za REXEL zapise, odnosno 0,56 cm za zapise definirane koristeći program SYNTH. Ciljani pomak N2 metode za ovaj smjer iznosi 14 cm, što se uklapa u okvire standardne devijacije REXEL zapisa, ali je manje od granice standardne devijacije SYNTH zapisa koja iznosi 14,67 cm.

Standardna devijacija Y smjera za REXEL zapise iznosila je 1,7 cm, a za SYNTH zapise 0,7 cm. Ciljani pomak konstrukcije dobro je obuhvaćen unutar granica standardne devijacije REXEL i SYNTH zapisa. Promatra li se manje vršno ubrzanje (0,1 g), za X smjer ciljani je pomak unutar granica standardne devijacije REXEL zapisa, dok je za SYNTH zapise ciljani pomak manji od standardne devijacije koja iznosi 7,1 cm. Ciljani pomak N2 metode za Y smjer i ubrzanje 0,1 g nalazi se unutar granica standardne devijacije za oba promatrana slučaja zapisa potresa.

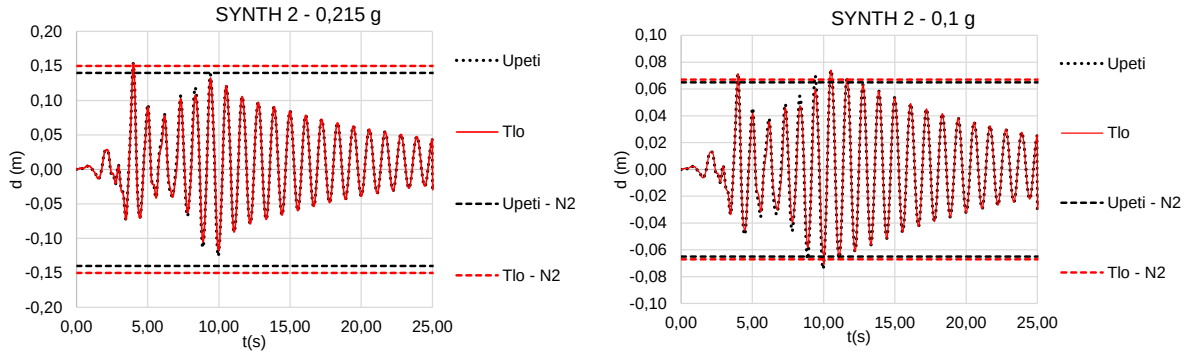
Nadalje su promatrani vršni pomaci modela na tlu te ja za X smjer i ubrzanje 0,215 g ciljani pomak 15 cm, što je unutar graničnih područja standardne devijacije REXEL i SYNTH zapisa. Ciljani pomak Y smjera je 9,8 cm, što je unutar granica za REXEL zapise, ali je veći od standardne devijacije SYNTH zapisa koja iznosi 8,78 cm. Ciljani pomak N2 metode ubrzanja 0,1 g za X smjer dobro poklapa pomake REXEL zapisa, ali ga podcjenjuje za granicu SYNTH zapisa. Tako je ciljani pomak iznosio 6,7 cm, dok je donja granica SYNTH zapisa 7,1 cm. Smjer okvira sa zategama – Y smjer – daje ciljani pomak unutar granica REXEL zapisa, ali veći od SYNTH zapisa za ubrzanje od 0,1g. Zapisi potresa prema SYNTH modelu daju prosječni maksimalni vršni pomak između 4,13 cm i 3,91 cm, dok je ciljani pomak N2 metode 4,6 cm.

Slikama 105 -108 prikazani su vršni pomaci dobiveni za sve odabrane zapise potresa, i to za obje promatrane razine ubrzanja (X i Y), pri čemu su svi uspoređeni s ciljanim pomacima dobivenim primjenom N2 metode.



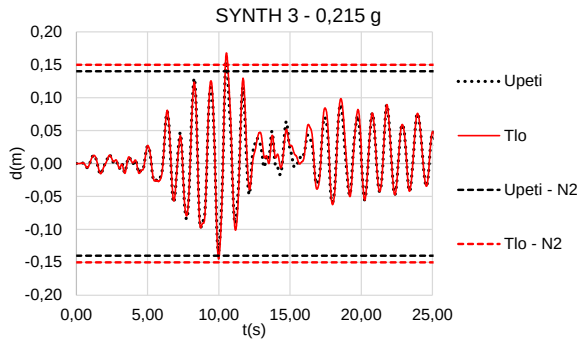
a)

b)

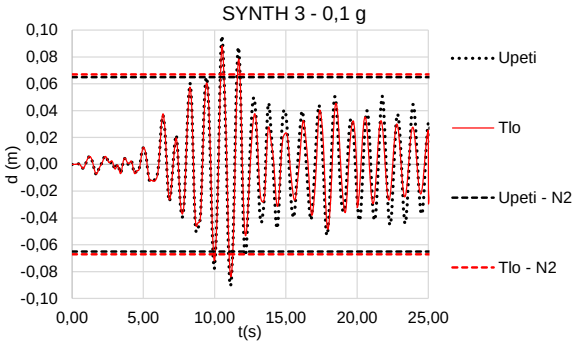


c)

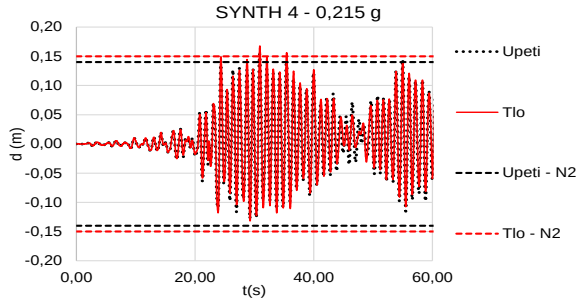
d)


SYNTH 3 - 0,215 g
d(m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

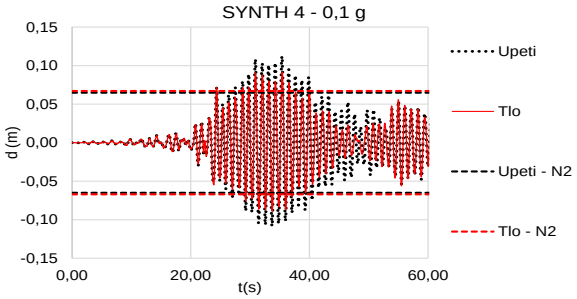
e)


SYNTH 3 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

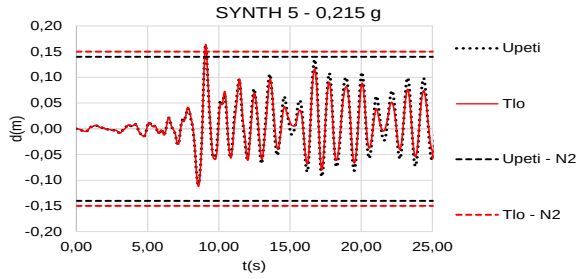
f)


SYNTH 4 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

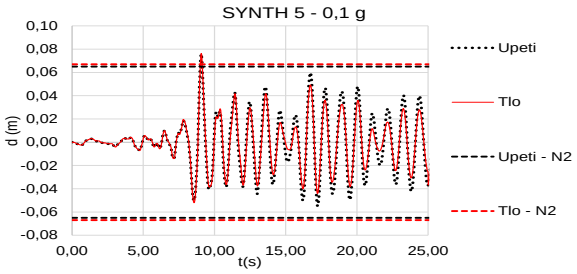
g)


SYNTH 4 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

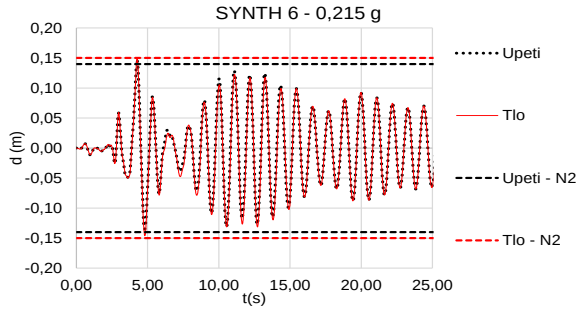
h)


SYNTH 5 - 0,215 g
d(m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

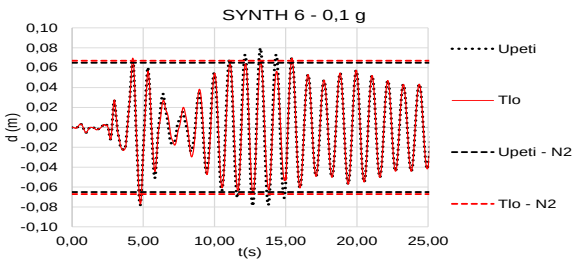
i)


SYNTH 5 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

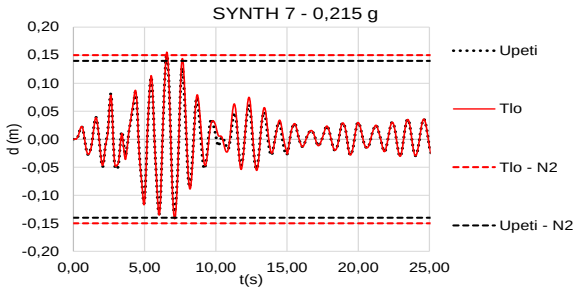
j)


SYNTH 6 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

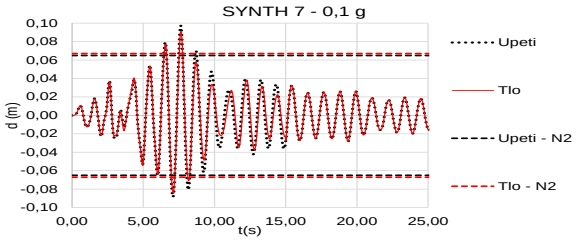
k)


SYNTH 6 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

l)



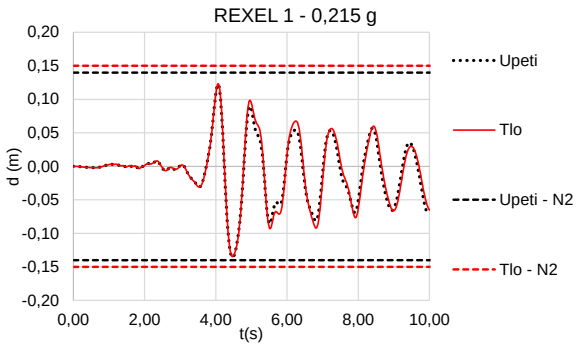
m)



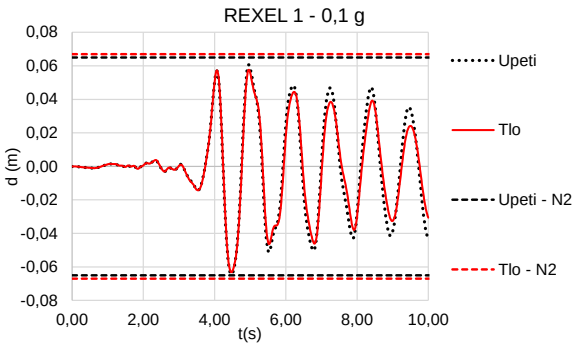
n)

Slika 105. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u nedeformabilnu podlogu te položenog na tlo za X smjer za različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n).

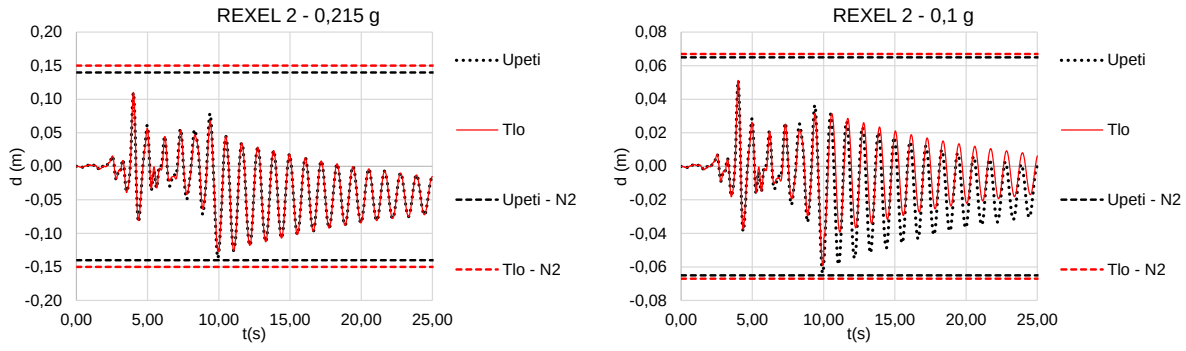
Promatra li se sustav tlo-konstrukcija, ciljani pomak N2 metode veće je vrijednosti u odnosu na konstrukciju upetu u nedeformabilnu podlogu za X i Y smjer te ubrzanja 0,215 g i 0,1 g. Slikom 105 prikazani su vremenski zapisi vršnog pomaka određeni za zapise definirane programom SYNTH. Uočeno je da uključivanje tla u proračun ne daje istovrijedne rezultate za svaki zapis u svakom trenutku. Tako je za ubrzanje od 0,215 g i zapis 5 (slika 105 i) uočeno smanjenje vršnih pomaka u slučaju kada je tlo uključeno u proračun, dok je za ubrzanje 0,215 g i zapis 7 (slika 105 m) uočeno povećanje pomaka kod modela na tlu. Za ubrzanje od 0,1 g promjene je lakše uočiti te je tako za sve zapise ubrzanja (slika 105a-n) uočeno smanjenje vršnih pomaka određenih za sustav tlo-konstrukcija u odnosu na model konstrukcije upete u nedeformabilnu podlogu. Ciljani pomaci određeni N2 metodom prekoračeni su u 30 % slučajeva, najviše za ubrzanje od 0,1 g, što je moguće vidjeti na slici 105f, 105h i 105n. Ciljani pomaci određeni za model upet u nedeformabilnu podlogu daju veća odstupanja u odnosu na pomake proračunane primjenom nelinearne dinamičke analize, dok je ciljani pomak određen za sustav tlo-konstrukcija bliži vrijednostima pomaka određenog primjenom nelinearne dinamičke analize.



a)



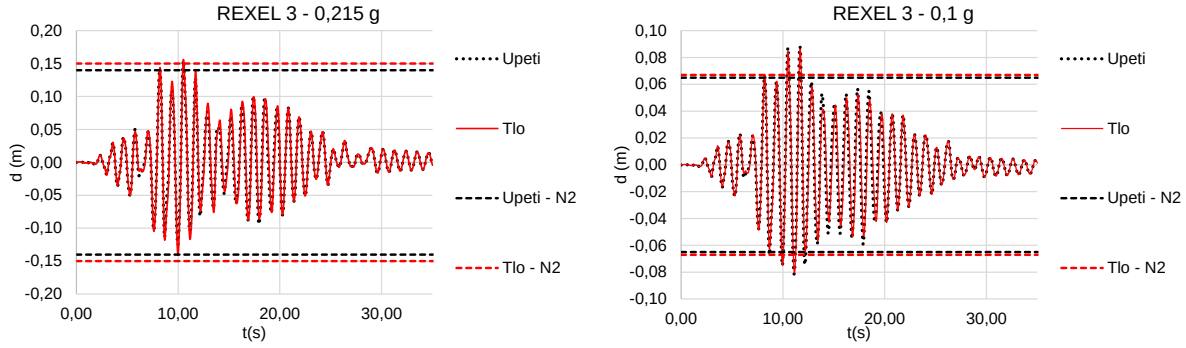
b)


REXEL 2 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

c)

REXEL 2 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

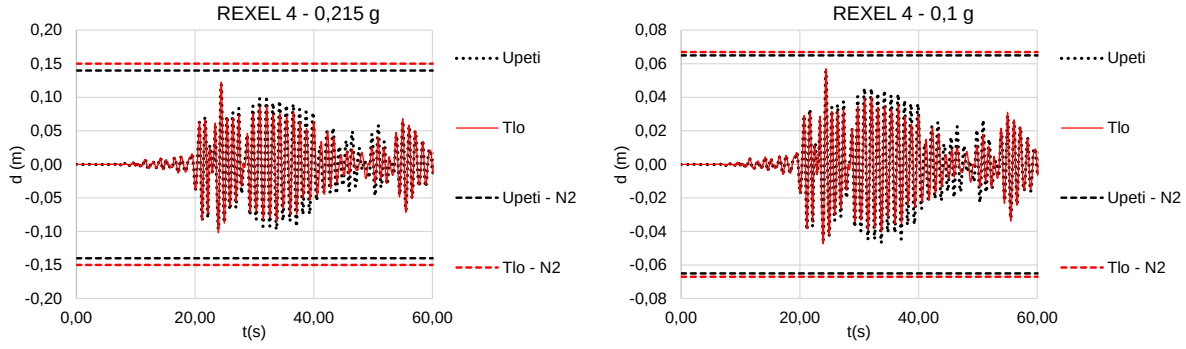
d)


REXEL 3 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

e)

REXEL 3 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

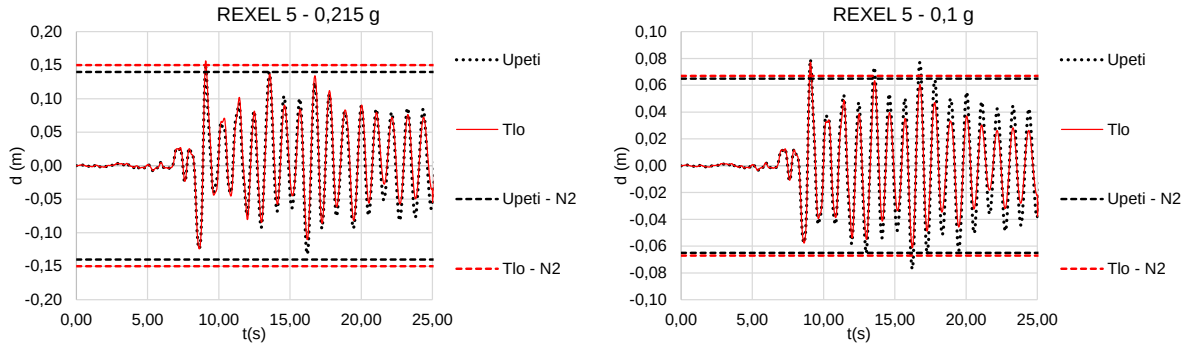
f)


REXEL 4 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

g)

REXEL 4 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

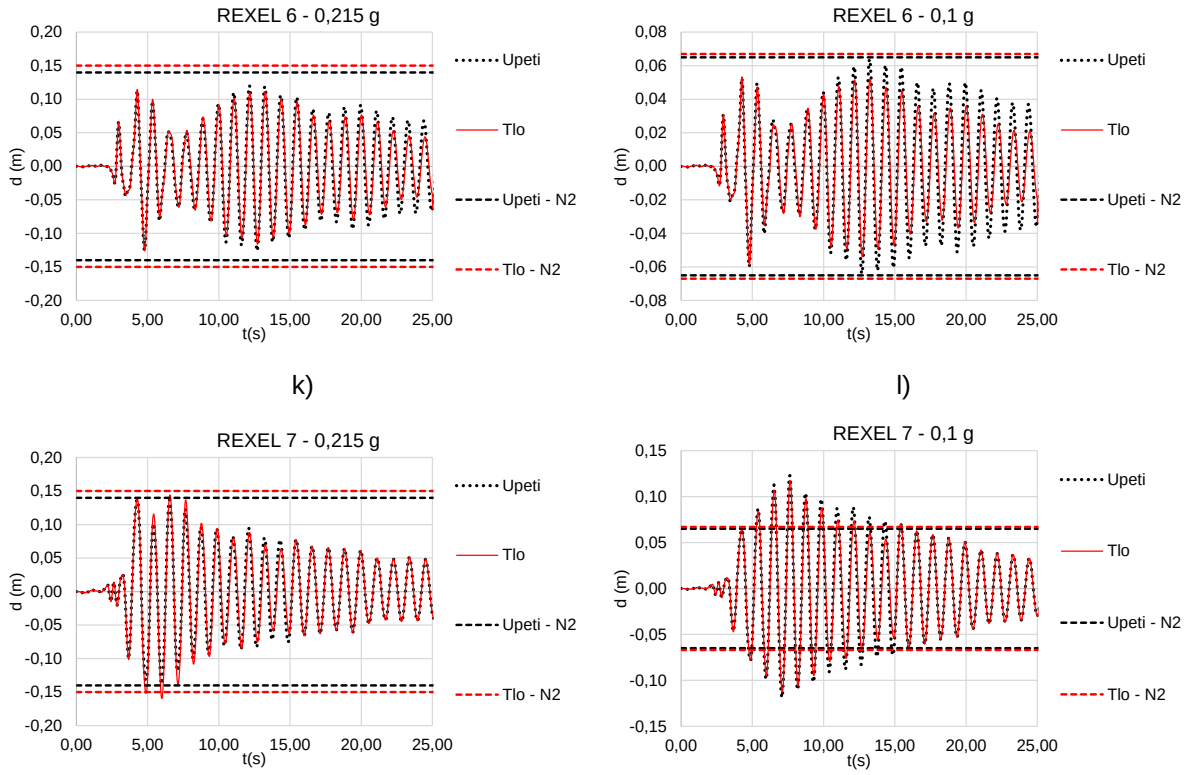
h)


REXEL 5 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

i)

REXEL 5 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

j)

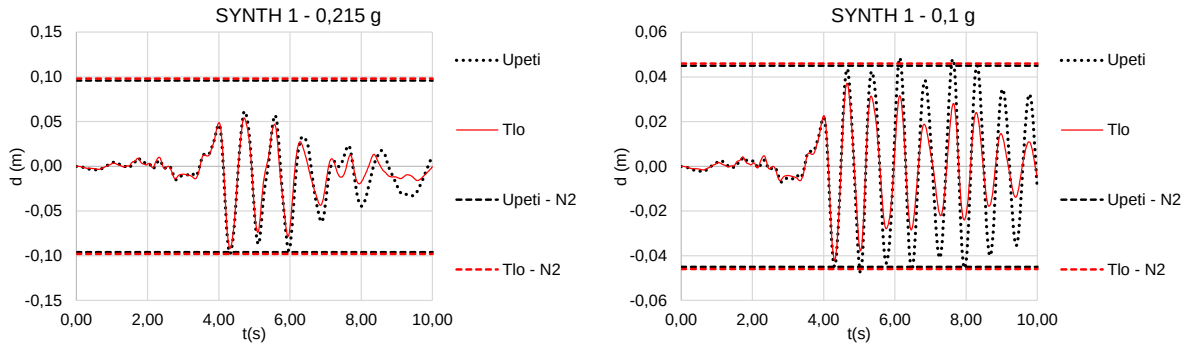


k) l)

m) n)

Slika 106. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u nedeformabilnu podlogu te položene na tlo za X smjer za različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n).

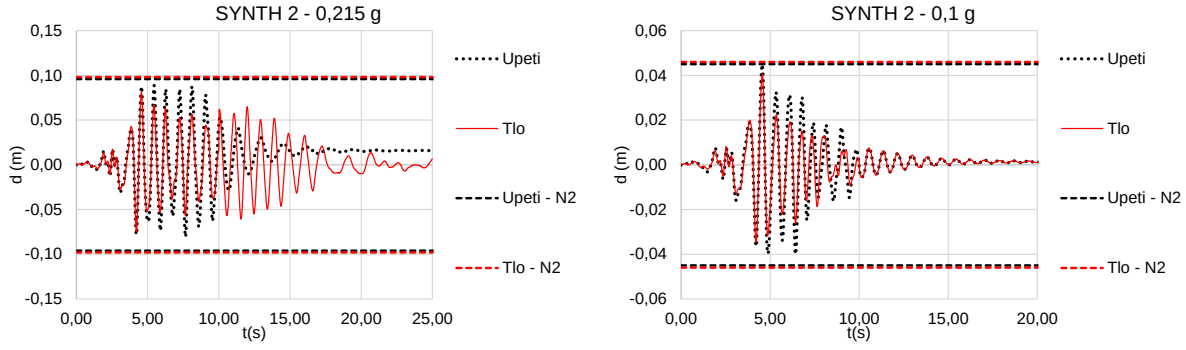
Zapisi odabrani pomoću programa REXEL, za ubrzanje od 0,1 g, daju manje vršne pomake kada je tlo uključeno u proračun. Ciljani pomaci za oba slučaja oslanjanja konstrukcije pokazuju veće vrijednosti u odnosu na vršne pomake određene na konstrukciji pobuđene određenim zapisima potresa (slika 106f i 106n), no ipak u manjoj mjeri kada je tlo uključeno u proračun. Za ubrzanje od 0,215 g ciljani pomaci nisu premašeni, a uočeno je da tlo djeluje kao izolator uključi li se u proračun (slika 106g, 106i i 106k). Blago povećanje vrijednosti međukatnih pomaka sustava tlo-konstrukcija uočeno je pri većim ubrzanjima, što je prikazano na svim zapisima u početnim sekundama potresne pobude.


SYNTH 1 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

a)

SYNTH 1 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

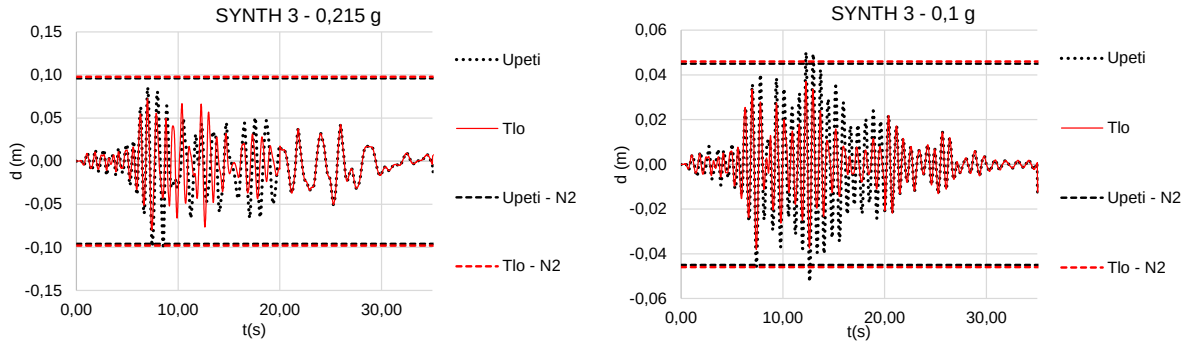
b)


SYNTH 2 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

c)

SYNTH 2 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

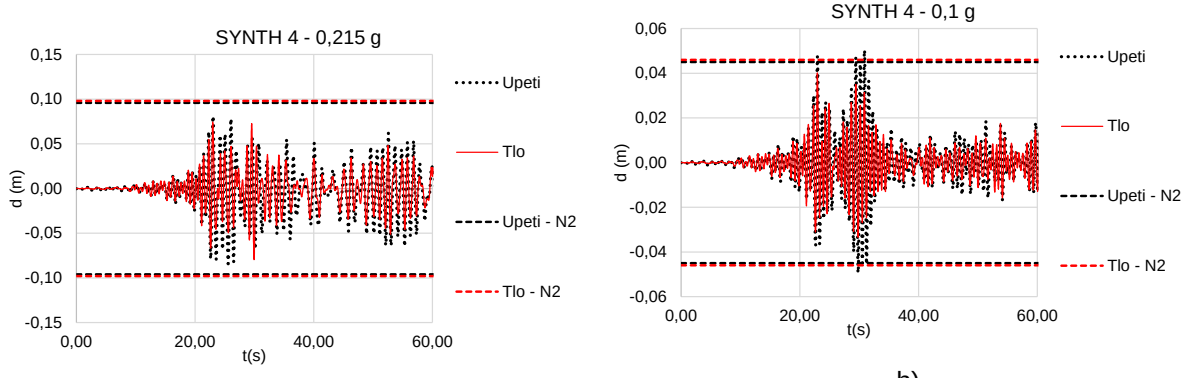
d)


SYNTH 3 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

e)

SYNTH 3 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

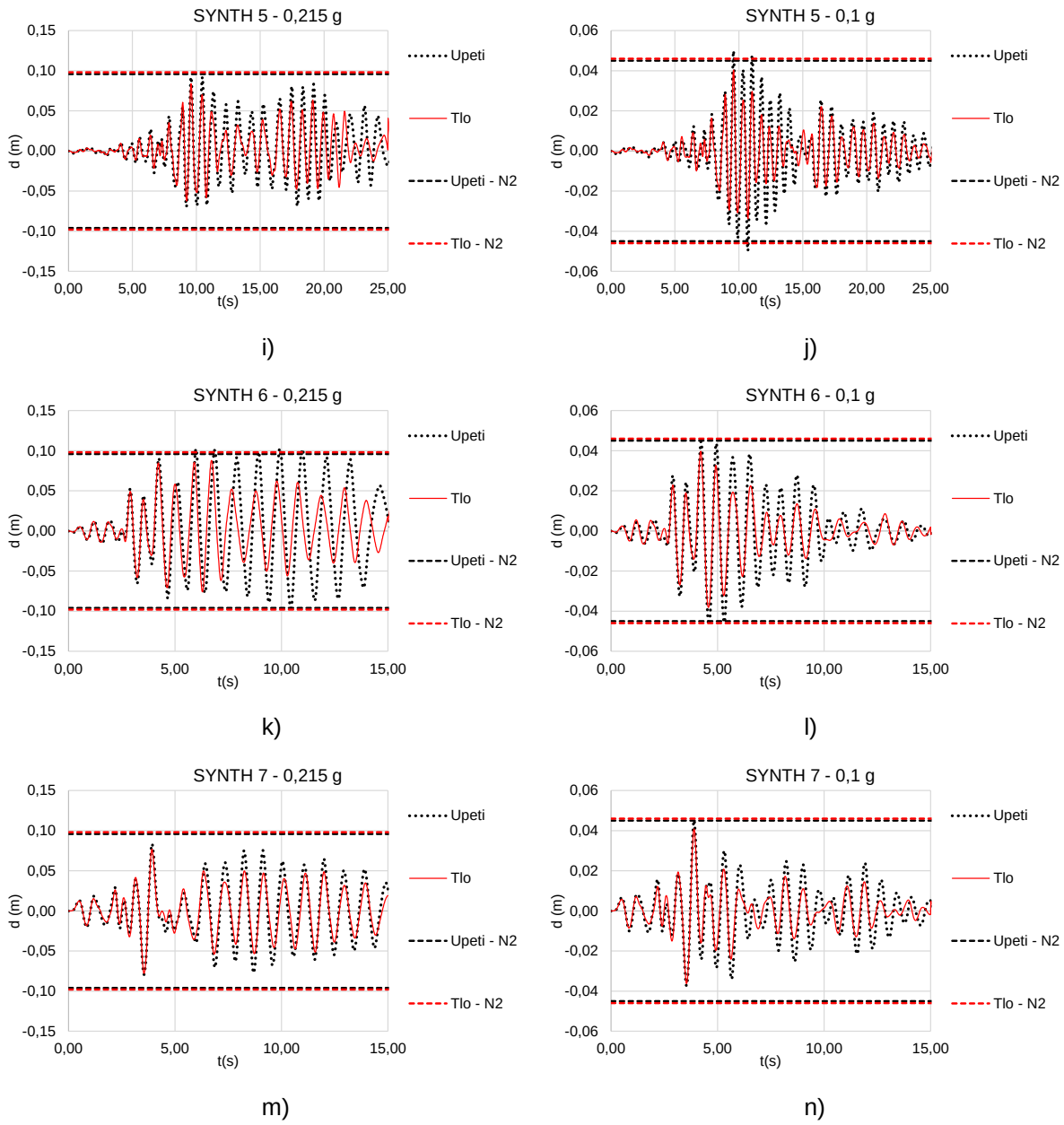
f)


SYNTH 4 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

g)

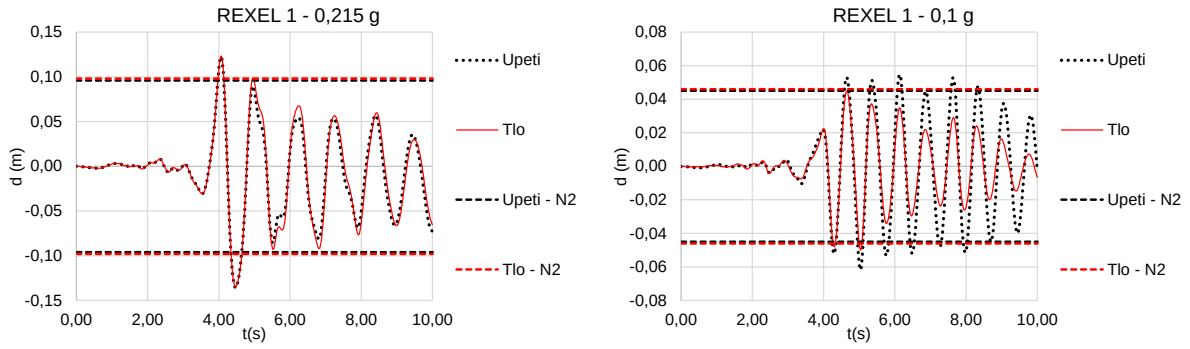
SYNTH 4 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

h)



Slika 107. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u podlogu te na tlu za Y smjer te različite zapise potresa i vrijednosti ubrzanja a)-n).

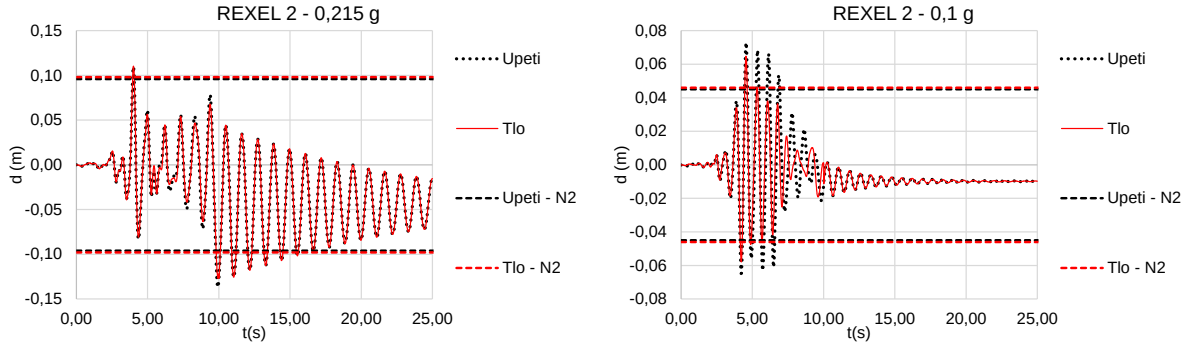
Promatra li se Y smjer, učinci pospustljivosti tla na vršne pomake konstrukcije su izraženiji. Tako je za ubrzanje od 0,215 g i zapise određene koristeći program SYNTH uočeno smanjenje vršnog pomaka za sve promatrane slučajeve, što je još izraženije za iste zapise, ali s ubrzanjem 0,1 g. Ciljani pomak za sve promatrane zapise potresa i ubrzanja nije niti u jednom vremenskom trenutku premašen u značajnoj mjeri.


REXEL 1 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

a)

REXEL 1 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

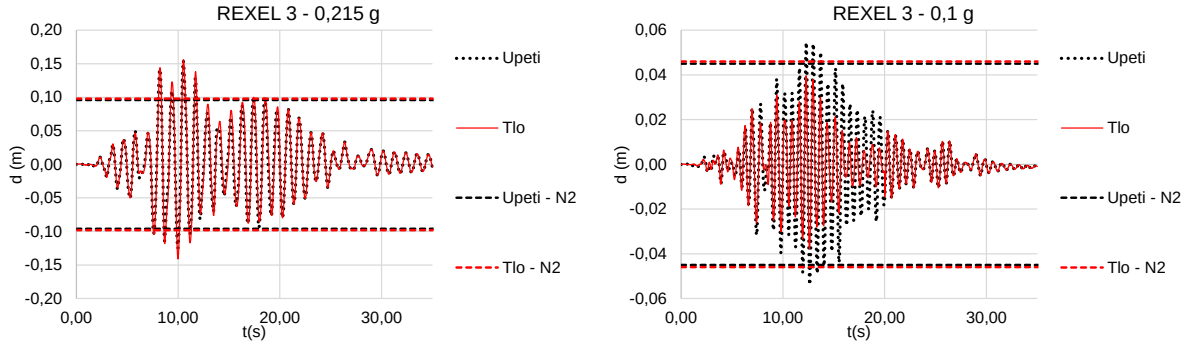
b)


REXEL 2 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

c)

REXEL 2 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

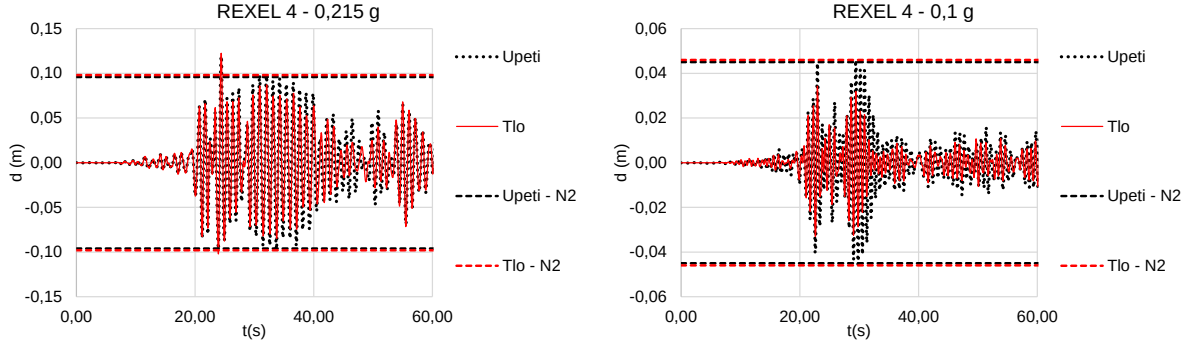
d)


REXEL 3 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

e)

REXEL 3 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

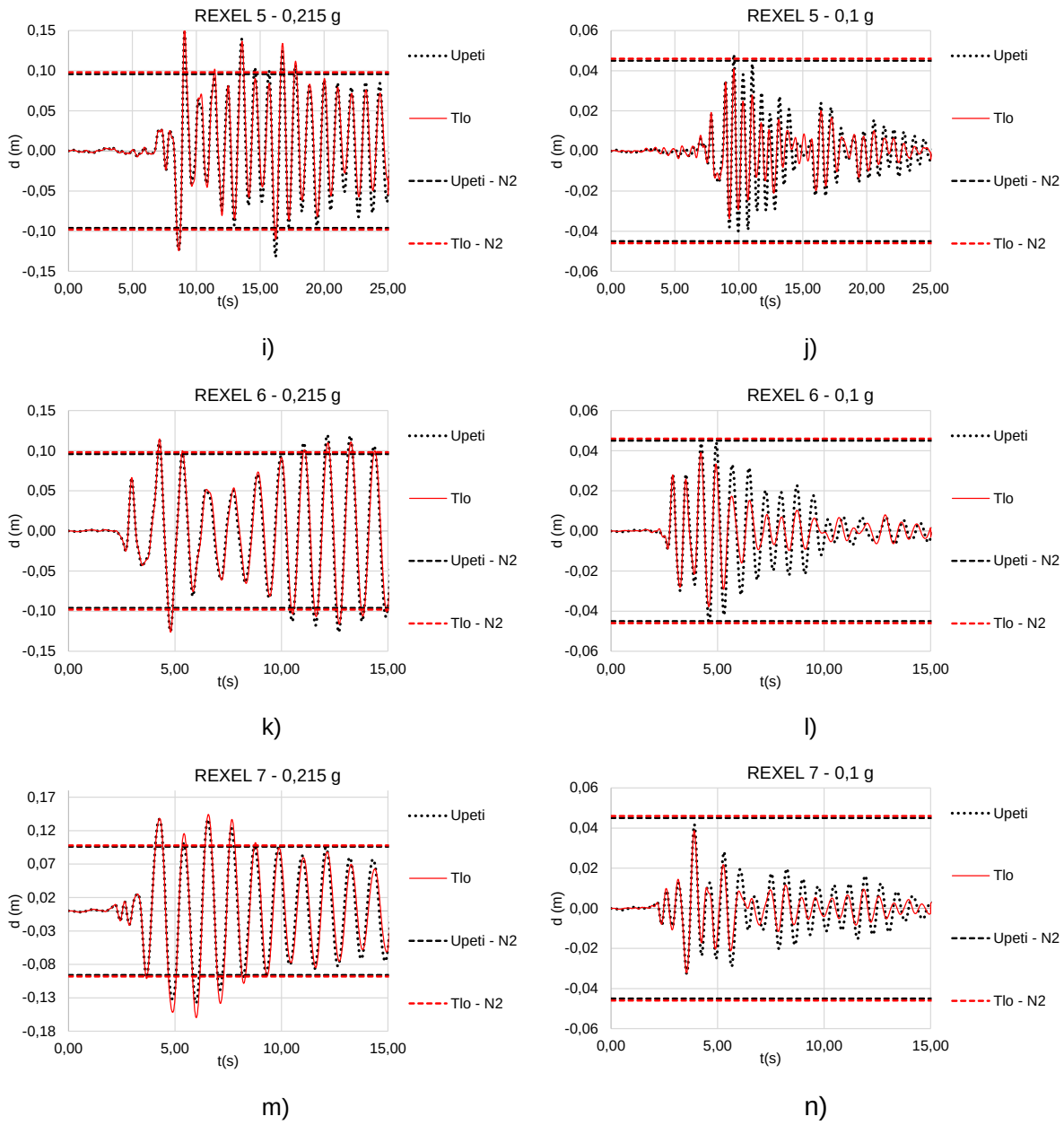
f)


REXEL 4 - 0,215 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

g)

REXEL 4 - 0,1 g
d (m)
t(s)
Upeti
Tlo
Upeti - N2
Tlo - N2

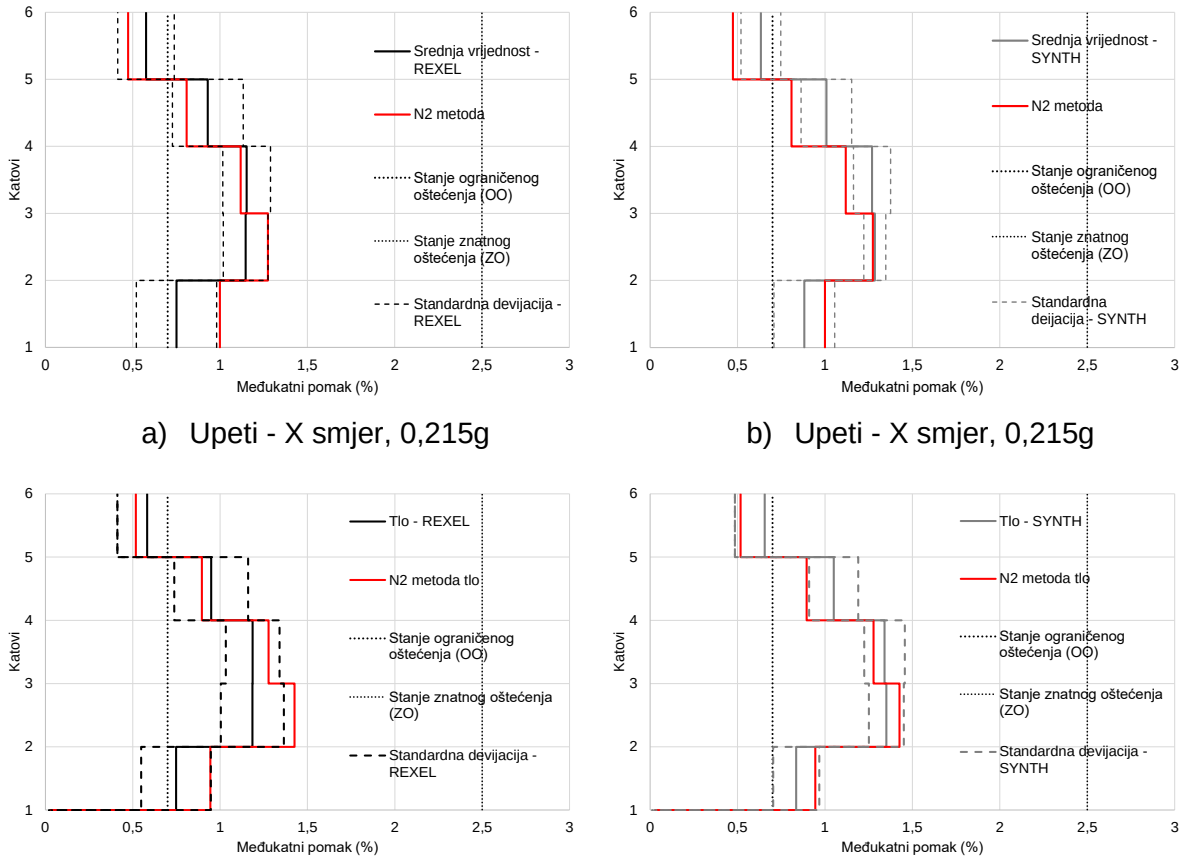
h)



Slika 108. Usporedba pomaka vrha konstrukcije modela upetog u podlogu te na tlu za Y smjer te različite zapise potresa i razine ubrzanja a)-n).

Promatraju li se zapisi dobiveni programom REXEL, razlike između najvećih vršnih pomaka dinamičke analize i ciljanih pomaka N2 metode su uočljivije. Tako je za gotovo sve slučajeve pobude s ubrzanjima od 0,215 g premašen ciljani pomak za upeti model te model na tlu. Za ubrzanje od 0,1 g uočeno je značajno premašenje ciljanog pomaka za samo dva zapisa (slika 107 d i 107 f). Ciljani pomak dobiven primjenom N2 metode za modele na tlu veći je u odnosu na ciljani pomak određen N2 metodom za upeti model, što je konzervativno jer je dinamička analiza provedena za sve zapise (slika 107 a-n) pokazala smanjenje vršnih pomaka u situacijama kada je tlo uključeno u proračun.

S obzirom da samo usporedba ciljanog vršnog pomaka i najvećeg vršnog pomaka nije jedini pokazatelj razine oštećenja konstrukcije, promatrani su i međukatni pomaci, koji su uspoređeni s graničnim vrijednostima definiranim uz određena stanja oštećenja konstrukcije.



a) Upeti - X smjer, 0,215g

b) Upeti - X smjer, 0,215g

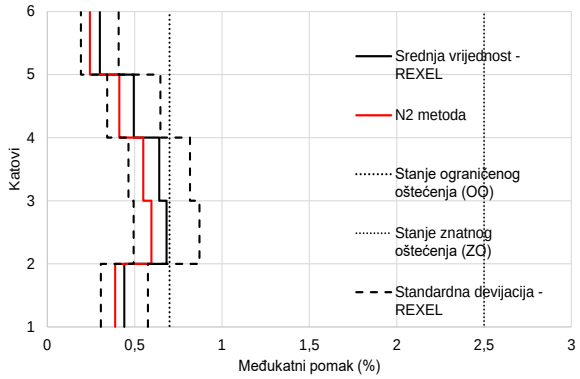
c) Tlo – X smjer, 0,215 g

d) Tlo – X smjer, 0,215 g

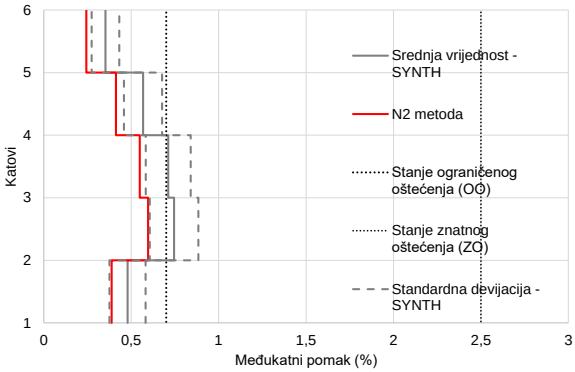
Slika 109. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize za X smjer i ubrzanje 0,215 g a)-d).

Uspoređeni su međukatni pomaci konstrukcije određeni primjenom N2 metode te prosječne vrijednosti međukatnih pomaka određenih primjenom nelinearnog dinamičkog proračuna koristeći vremenske zapise određene pomoću programa REXEL i SYNTH. Promatran je slučaj ubrzanja od 0,215 g te momenti okvir (X smjer). Upeti model konstrukcije (slika 109 a i 109 b) za oba seta korištenih ubrzanja (SYNTH i REXEL) daje slične vrijednosti međukatnih pomaka. Međukatni pomaci dobiveni N2 metodom nalaze se unutar granica standarde devijacije međukatnih pomaka za REXEL zapise, dok je kod SYNTH zapisa uočeno malo odstupanje pomaka kod viših katova. Promatrajući usporedbe međukatnih pomaka za sustave tlo-konstrukcija, ali za model na tlu N2 metoda daje međukatne pomake unutar granica standardne devijacije za obje dinamičke pobude kod većine katova. Općenito, model na tlu

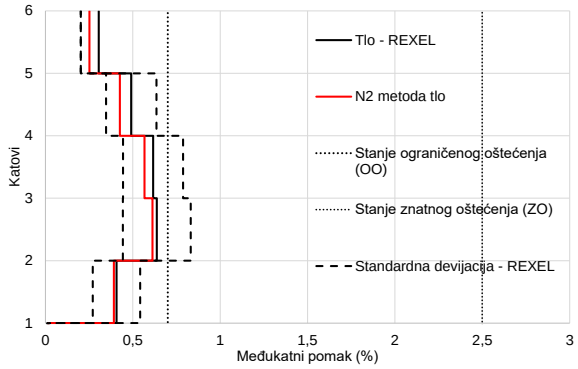
precjenjuje vrijednosti međukatnih pomaka određenih prema N2 metodi, no unutar prihvatljivih vrijednosti.



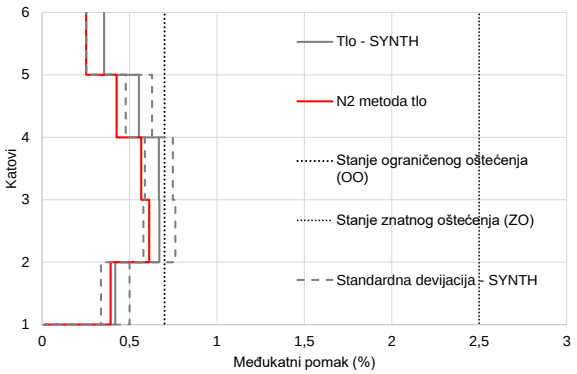
a) Upeti - X smjer, 0,1g



b) Upeti - X smjer, 0,1g



c) Tlo - X smjer, 0,1g



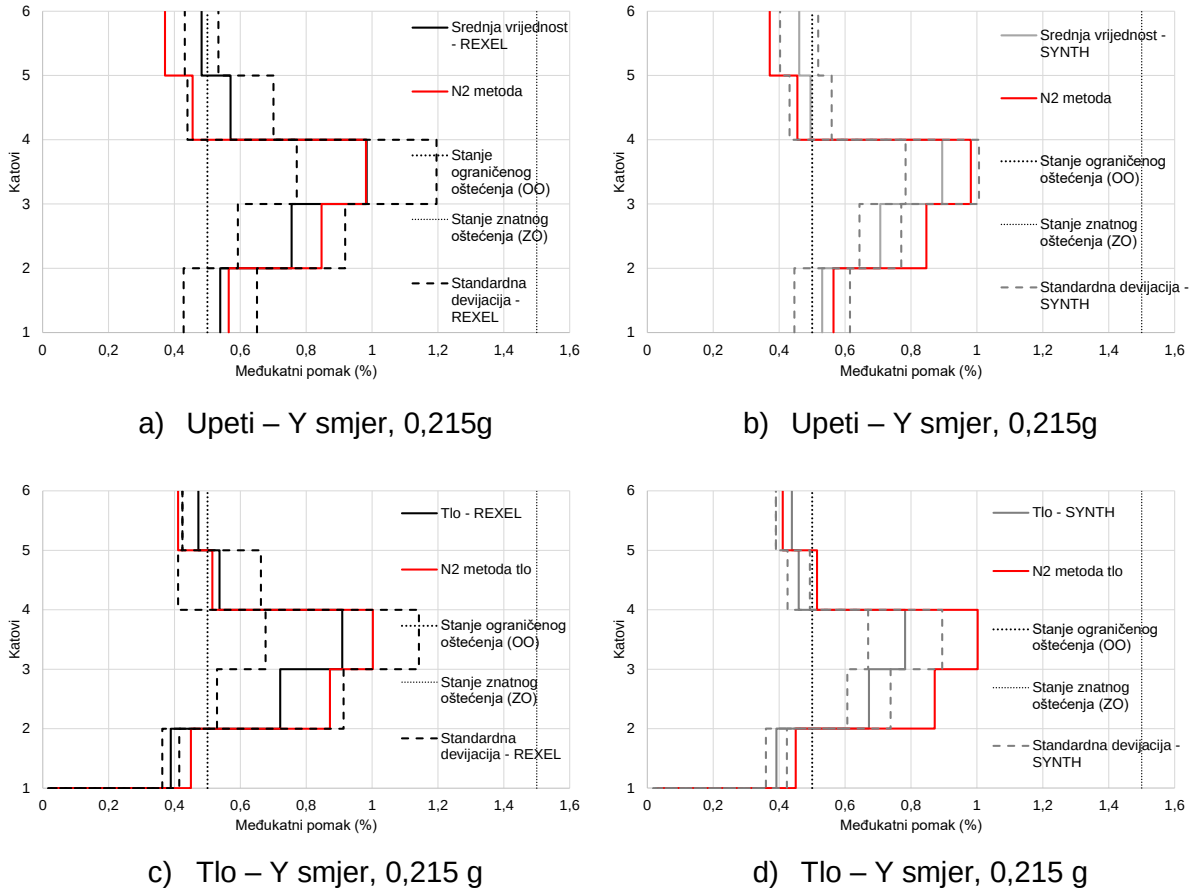
d) Tlo - X smjer, 0,1g

Slika 110. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize a)-d) za X smjer i ubrzanje 0,1 g.

Uspoređuju li se međukatni pomaci za ubrzanje 0,1 g, poklapanja međukatnih pomaka N2 metode i dinamičke nelinearne analize još su bolji. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i dinamičke analize daje izvrsno poklapanje s rezultatima REXEL zapisa, dok je usporedba sa SYNTH zapisima dala međukatne pomake bliže granici standardne devijacije. Važno je naglasiti kako su svi promatrani međukatni pomaci manji od vrijednosti međukatnih pomaka ograničenih stanja oštećenja.

Za konstrukciju na tlu N2 metoda daje gotovo identične međukatne pomake kao i REXEL zapisi, dok ja kod SYNTH zapisa razlika međukatnih pomaka vidljiva, ali prihvatljiva.

Kod svih do sada promatranih dijagrama pod slikama 109 i 110, uočava se isti oblik deforamcije – pomak prizemlja (1-2) manji je u odnosu na izraženiji pomak na višim katovima (2-3 i 3-4).



a) Upeti – Y smjer, 0,215g

b) Upeti – Y smjer, 0,215g

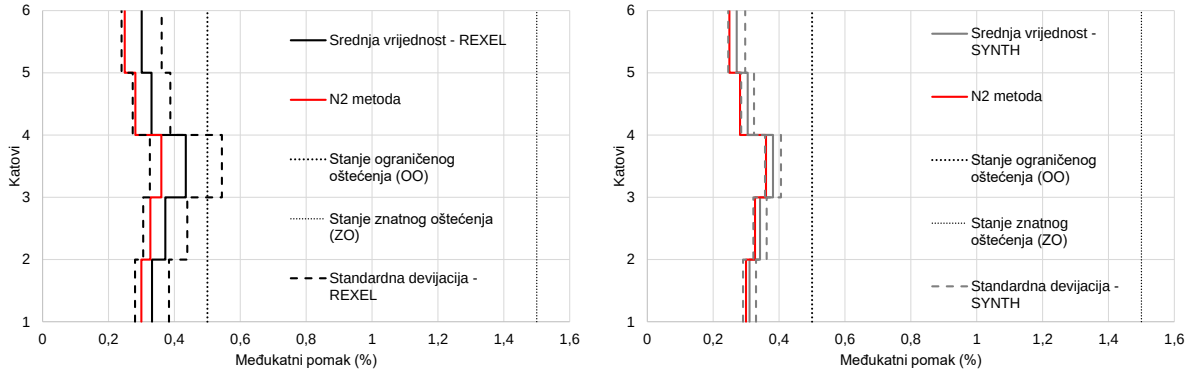
c) Tlo – Y smjer, 0,215 g

d) Tlo – Y smjer, 0,215 g

Slika 111. Usporedba međukatnih pomaka N2 metode i nelinearne dinamičke analize a)-d) za Y smjer i ubrzanje 0,215 g.

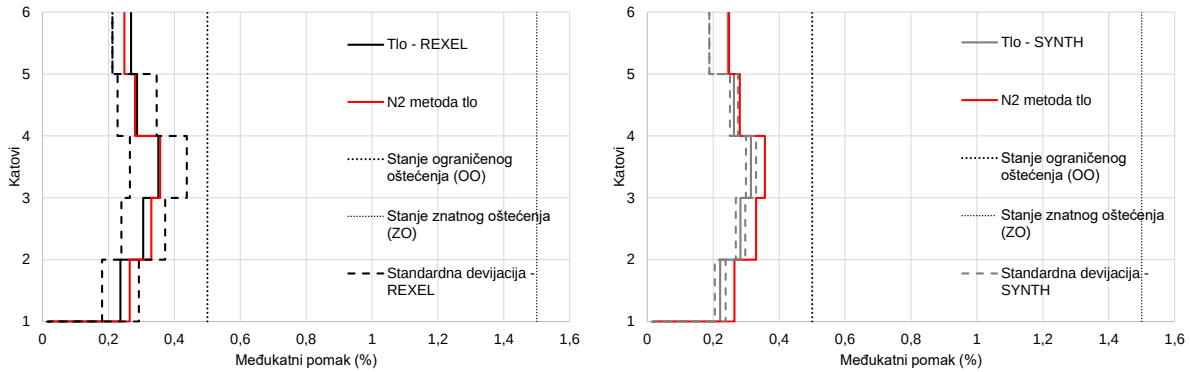
Usporedba međukatnih pomaka okvira sa zategama daje još bolja poklapanja nego momentni okvir. Kada se promatra konstrukcija upeta u podlogu (slika 111 a) i b)) N2 metode i REXEL zapisi daju isti oblik međukatnih pomaka, s malim odstupanjima, dok je za SYNTH zapise N2 metoda konzervativna te daje veće međukatne pomake od dinamičke analize. Opet je moguće uočiti (na slici 111) kako je izražen međukatni pomak drugog i trećeg kata, dok međukatni pomak prizemlja nije kritičan.

Promatra li se slučaj na pijesku (slika 111 c) i d)) N2 metoda dobro prognozira međukatne pomake dobivene dinamičkom analizom REXEL zapisa, no precjenjuje pomake u usporedbi sa SYNTH zapisima – najviše na katovima na kojima su pomaci vrlo izraženi.



a) Upeti – Y smjer, 0,1 g

b) Upeti – Y smjer, 0,1 g



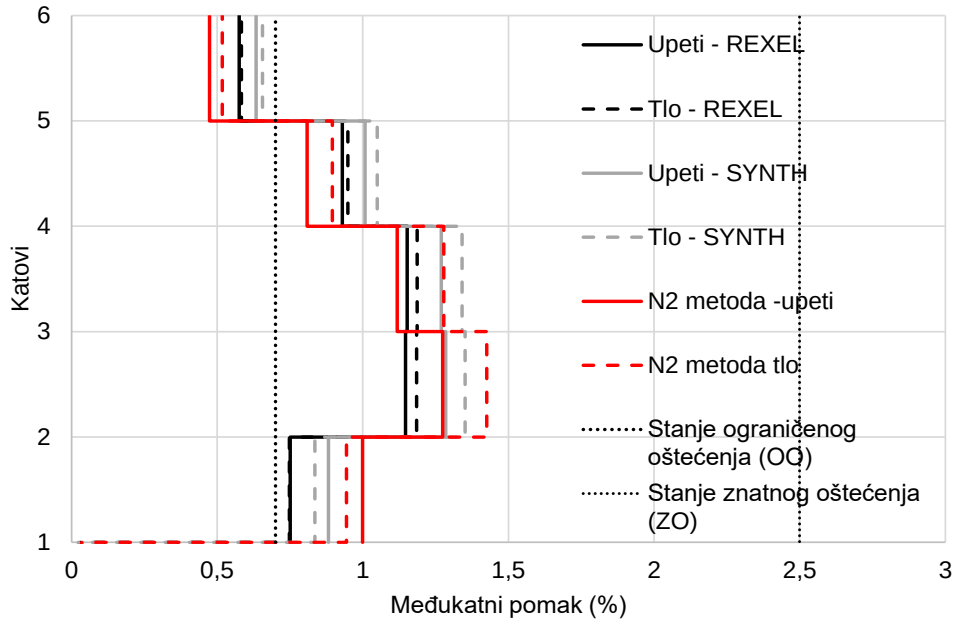
c) Tlo – Y smjer, 0,1 g

d) Tlo – Y smjer, 0,1 g

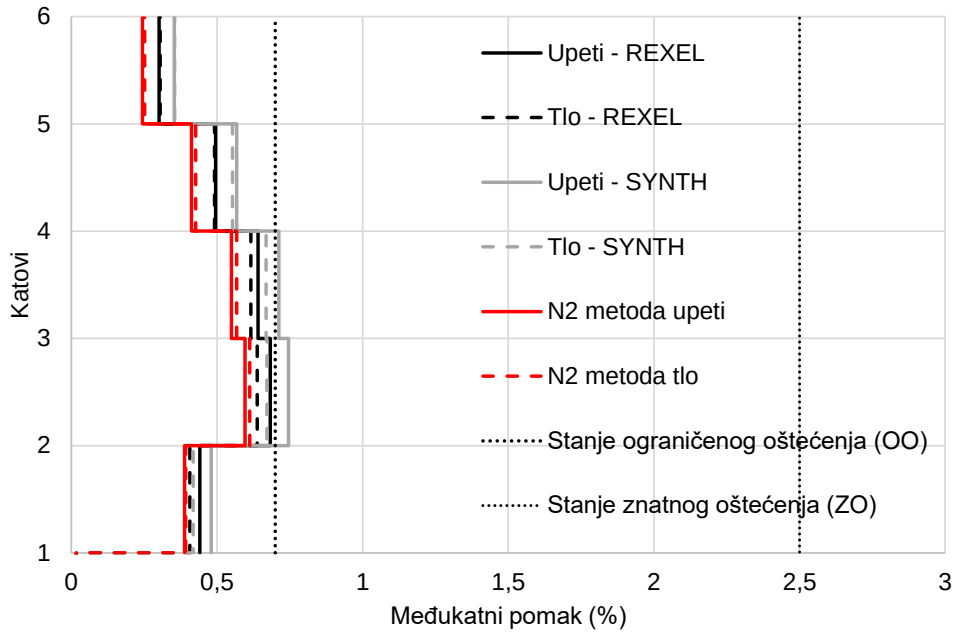
Slika 112. Usporedba međukatnih pomaka dobivenih N2 metodom i nelinearnom dinamičkom metodom a)-d).

Manje vršno ubrzanje daje i manje razlike međukatnih pomaka N2 metode i dinamičkih analiza. Tako je za slučaj konstrukcije upete u podlogu poklapanje sa SYNTH zapisima izvrsno, dok je kod REXEL zapisa uočena razlika, no u granicama standardne devijacije. Za slučaj konstrukcije na tlu poklapanja su izvrsna kod REXEL zapisa, dok su za SYNTH zapise međukatni pomaci prema N2 metodi konzervativni. Svi su pomaci unutar prihvatljivih vrijednosti prema normi [50].

Kako bi bilo moguće donijeti konačne zaključke rezultata N2 metode na tlu, za ovaj slučaj konstrukcije uspoređeni su pomaci upete te konstrukcije temeljene na tlu s dinamičkim rezultatima (slika 103 i 104).



a)

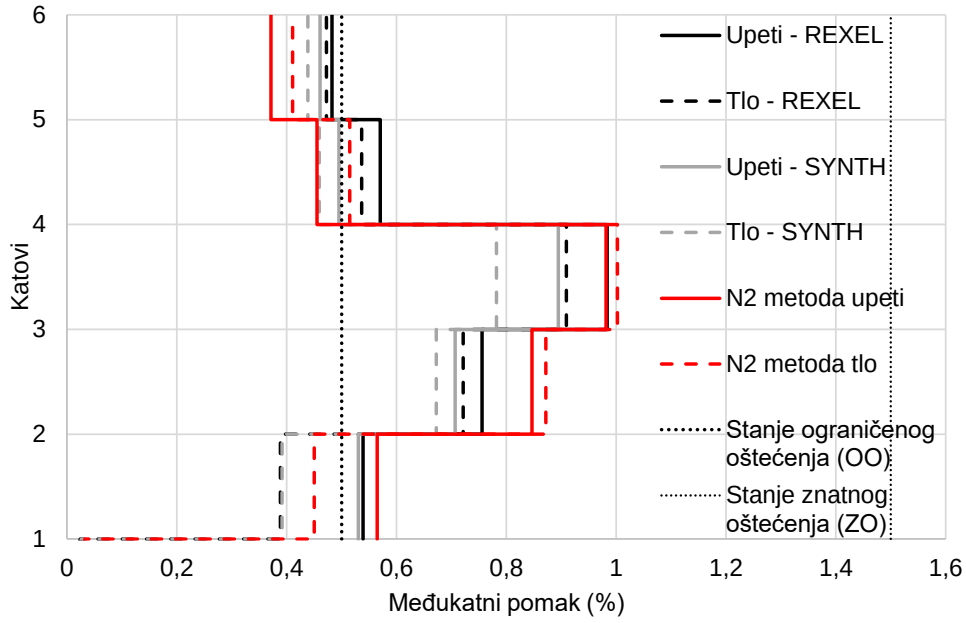


b)

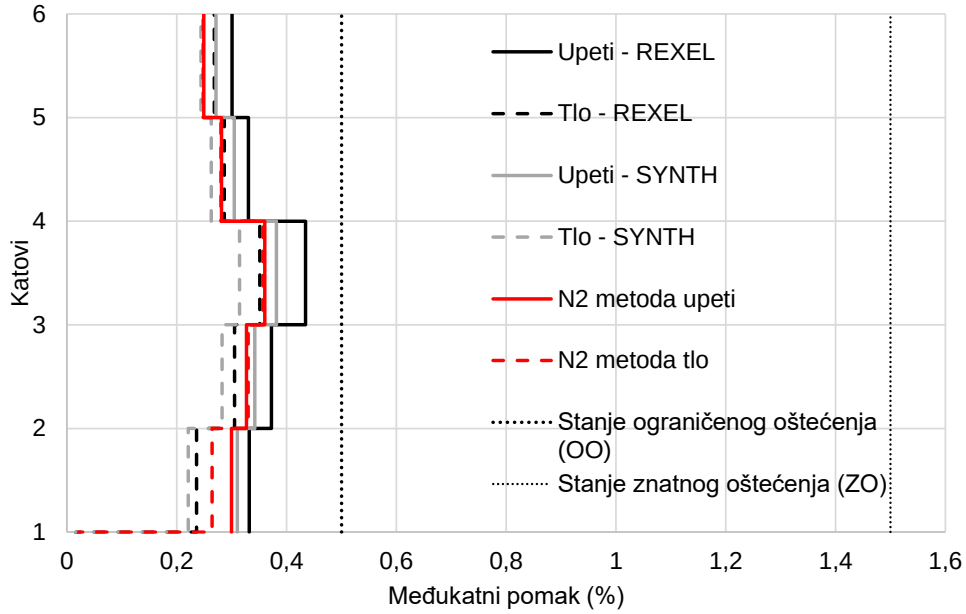
Slika 113. Usporedba međukatnih pomaka za ubrzanje: a) X smjer 0,215 g, b) X smjer 0,1 g.

Međukatni pomaci X smjera i ubrzanja 0,215 g prikazani slikom 113 a) pokazuju isti trend ponašanja. Tako je moguće uočiti smanjenje međukatnih pomaka kada se konstrukcija promatra temeljena na tlu za prvi kat – prizemlje, dok je za isti slučaj viših katova uočeno povećanje međukatnih pomaka. Uočeni trend ponavlja se i za rezultate dobivene N2 metodom te obje dinamičke analize.

Ubrzanje od 0,1 g prikazuje sličan oblik pomaka katova podrazumijevajući izraženije pomake drugoga i trećega kata uz vrlo male pomake prizemlja. U ovome slučaju nije moguće istoznačno opisati rezultate svih provedenih analiza jer je, primjerice, uočeno blago smanjenje katnih pomaka za obje dinamičke analize, dok su rezultati N2 metode prikazali povećanje međukatnih pomaka kada je tlo uključeno u proračun. Promatrajući jedino ove rezultate, nije moguće zaključiti ponaša li se tlo ispod konstrukcije kao prigušivač ili pojačivač potresnog opterećenja.



a)



b)

Slika 114. Usporedba međukatnih pomaka za ubrzanje: a) Y smjer 0,215 g i b) Y smjer 0,1.

Očekivano je kako će rezultati okvira sa zategama biti različiti u odnosu na rezultate momentog okvira. Okviri sa zategama općenito imaju sličnije ponašanje posmičnim zidovima. Tako je uočeno smanjenje međukatnih pomaka u prizmelju konstrukcije kada je tlo uključeno u proračun za obje razine ubrzanja (slika 114 a) i b)). N2 metoda daje veće međukatne pomake u odnosu na dinamičke analize za konstrukciju upetu u podlogu te temeljenu na tlu. Za sve katove iznad prizemlja dinamičke analize sustava tlo-konstrukcija prognoziraju smanjenje međukatnih pomaka, dok su rezultati N2 metode pokazali povećanje. Oblik je deformacija isti kod svih ispitanih modela, s izraženijim pomacima viših katova.

5.7 Parametarska analiza N2 metode na promatranoj konstrukciji

Osjetljivosti rezultata N2 metode na veličine ulaznih parametara provjerena je sljedećim potpoglavljima. Prvo su rezultati N2 metode provjereni u vidu međukatnih pomaka za različita ubrzanja – provedena je inkrementalna N2 metoda. Sljedeće je provjeren utjecaj promjene modula posmika tla na ponašanje modela na tlu te je također promatrana i promjena razine prigušenja u utjecaju na rezultate metode.

5.7.1 Inkrementalna N2 metoda

Provjeren je utjecaj porasta ubrzanja na rezultate N2 metode ako se promatra slučaj konstrukcije upete u nedefromabilnu podlogu te temeljenu na tlu. Za inkrementalnu metodu korišten je ranije opisan slučaj konstrukcije (poglavlje 5) upete u podlogu te modela na tlu.

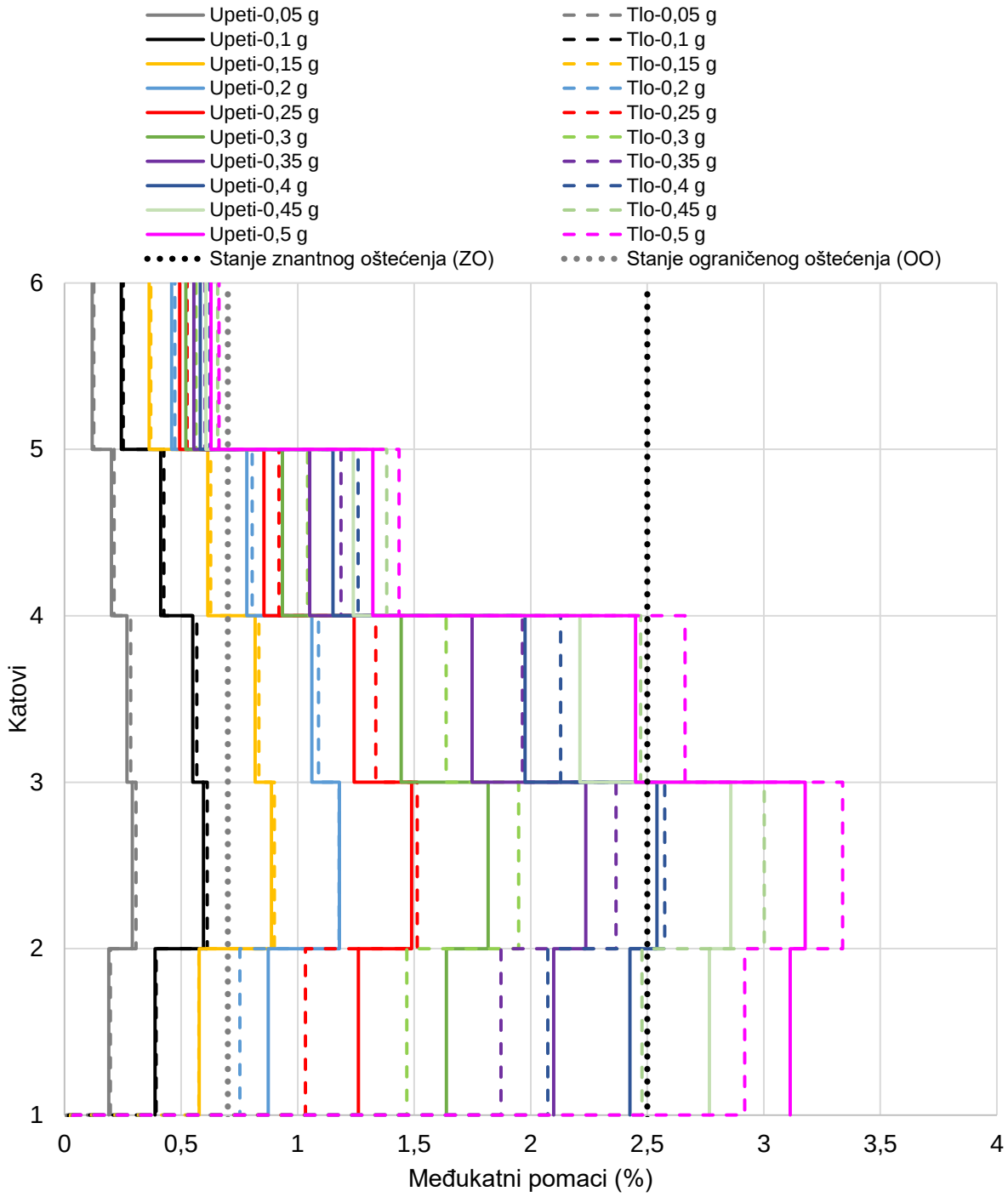
Inkrementalnom N2 metodom za izradu zahtijevanog spektra varirano je ubrzanje u koracima od 0,05 g od 0 do 0,5 g. Prigušenje spektra je za sve slučajeve bilo 5 %.

Rezultati su prikazani tablicama 29 i 30 te slikama 115 i 116. Tablice daju odnos vrijednosti međukatnih pomaka promatranog slučaja ubrzanja za model na tlu u odnosu na model upet u nedefromabilnu podlogu. Konkretno, prikazan je porast ili smanjenje međukatnog pomaka modela na tlu u odnosu na upetu konstrukciju.

Tablica 29. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za X smjer.

Međukatni pomak sustava tlo-konstrukcija / Međukatni pomak konstrukcije upete u podlogu										
Kat	**Razina ubrzanja**									
	0,05 g	0,1 g	0,15 g	0,2 g	0,25 g	0,3 g	0,35 g	0,4 g	0,45 g	0,5 g
Prizemlje	1,04	1,01	1,00	0,86	0,82	0,90	0,89	0,85	0,90	0,94
1. kat	1,05	1,03	1,01	1,00	1,02	1,07	1,06	1,01	1,05	1,05
2. kat	1,06	1,03	1,02	1,03	1,07	1,13	1,12	1,08	1,12	1,09
3. kat	1,06	1,03	1,02	1,03	1,08	1,11	1,13	1,09	1,12	1,09
4. kat	1,06	1,02	1,02	1,03	1,07	1,08	1,09	1,07	1,08	1,05

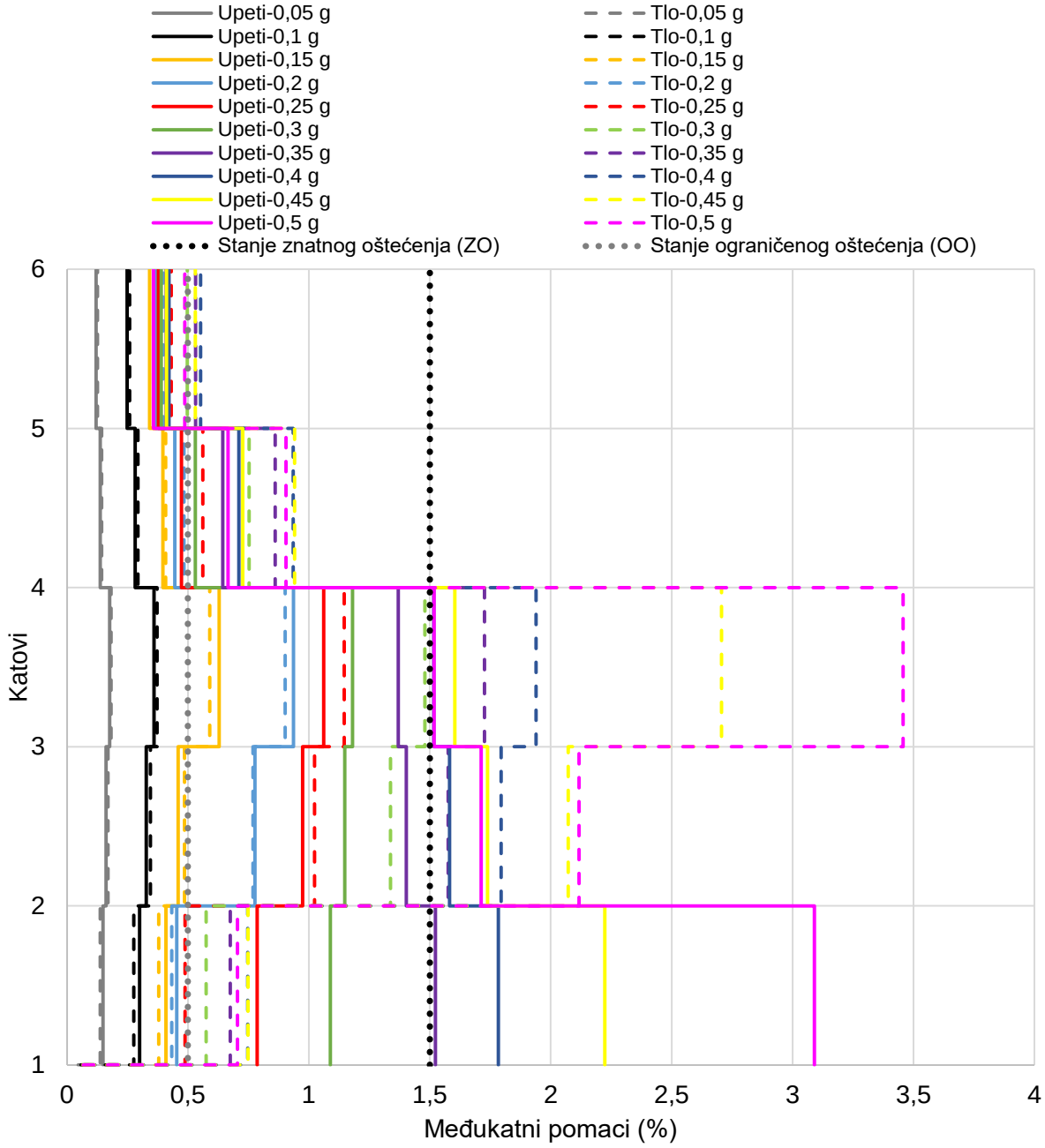
Slikom 115 uočava se smanjenje katnih pomaka za razinu prizemlja konstrukcije kada je tlo uključeno u proračun. Smanjenje pomaka izraženije je za ubrzanja veća od 0,2 g, dok je kod manjih ubrzanja ponašanje modela na tlu gotovo identično ponašanju modela upetog u podlogu. Nasuprot smanjenju pomaka razine prizemllja za razine ubrzanja veće od 0,25 g vidi se znatno povećanje međukatnih pomaka katova 1, 2 i 3, dok je promjena pomaka zadnjega kata zanemariva. Konkretnije razlike međukatnih pomaka prikazane su i tablicom 29, gdje maskimalna razlika pomaka razine prizemlja odgovara 82 % pomaka upetog modela za urbzanje od 0,25 g. Isto tako, maksimalno povećanje međukatnog pomaka od 113 % očitano je za razinu ubrzanja od 0,3 g i 0,35 g za 2. i 3. kat.



Slika 115. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za X smjer.

Naldalje su promatrane razlike za Y smjer konstrukcije. Za smjer okvira sa zategama razlike međukatnih pomaka još su veće i izraženije, naročito za razinu prizemlja te 2. i 3. kata. Smanjenje katnog pomaka za razinu prizemlja pojavljuje se za sve razine ubrzanja, a najveća razlika uočena je za ubrzanja 0,45 i 0,5 g, što je moguće vidjeti na slici 115 i tablici 29.

Povećanje međukatnog pomaka izraženo je za ubrzanja veća od 0,3 g za katove 2., 3. i 4. Sve promjene međukatnih pomaka manje su izražene za razine ubrzanja do 0,15 g.



Slika 116. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za Y smjer.

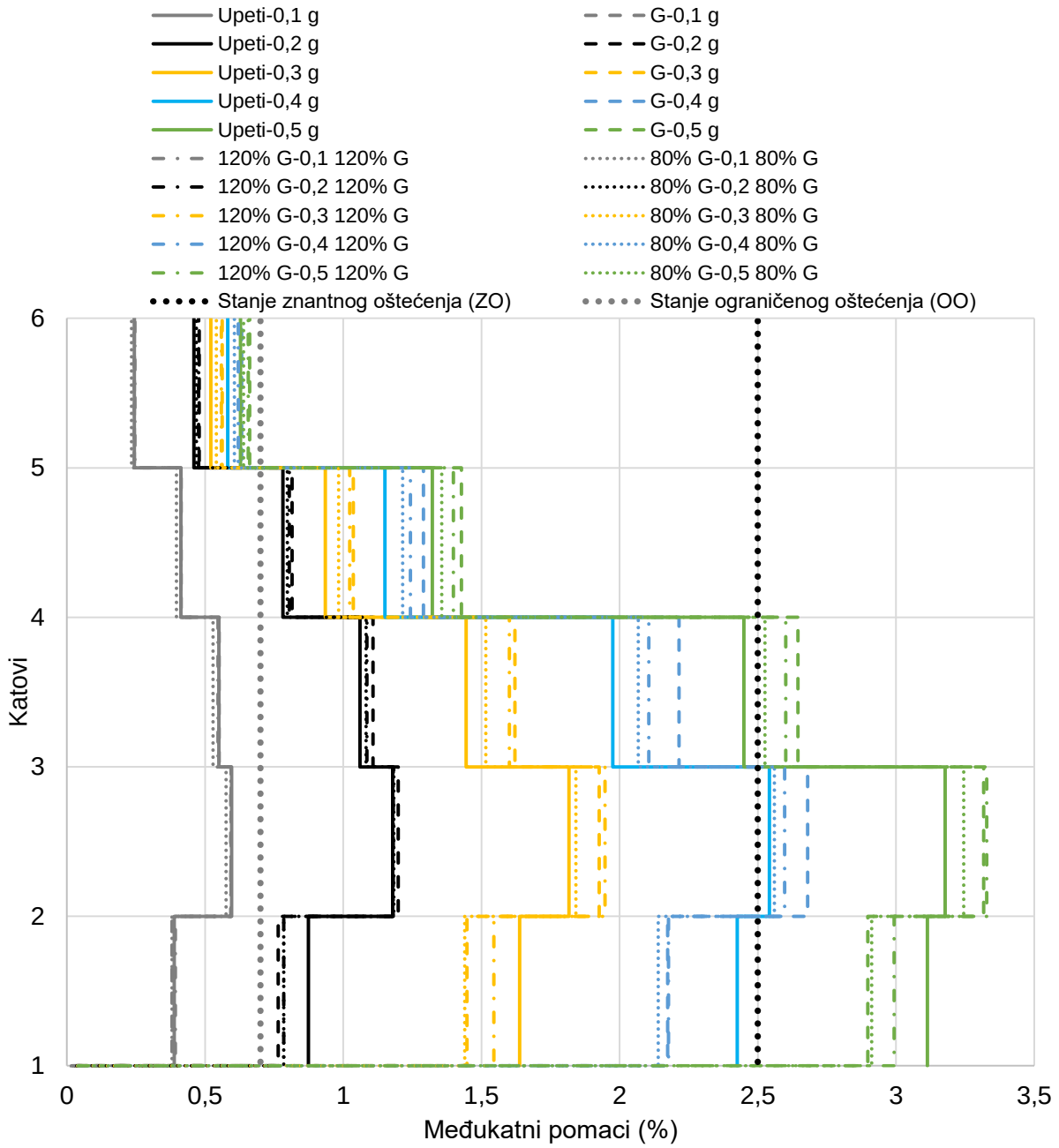
Tablica 30. Međukatni pomaci inkrementalne N2 metode za Y smjer.

Međukatni pomak sustava tlo-konstrukcija / Međukatni pomak konstrukcije upete u podlogu										
Katovi	**Razina ubrzanja**									
	0,05 g	0,1 g	0,15 g	0,2 g	0,25 g	0,3 g	0,35 g	0,4 g	0,45 g	0,5 g
Prizemlje	0,92	0,92	0,93	0,95	0,62	0,53	0,44	0,42	0,34	0,23
1. kat	1,05	1,05	1,06	0,99	1,05	1,16	1,12	1,13	1,19	1,24
2. kat	1,03	1,03	0,94	0,96	1,08	1,25	1,26	1,28	1,69	2,28
3. kat	1,04	1,04	1,03	1,08	1,19	1,42	1,34	1,32	1,30	1,36
4. kat	1,04	1,05	1,05	1,08	1,14	1,28	1,30	1,31	1,29	1,36

5.7.2 Promjena modula posmika

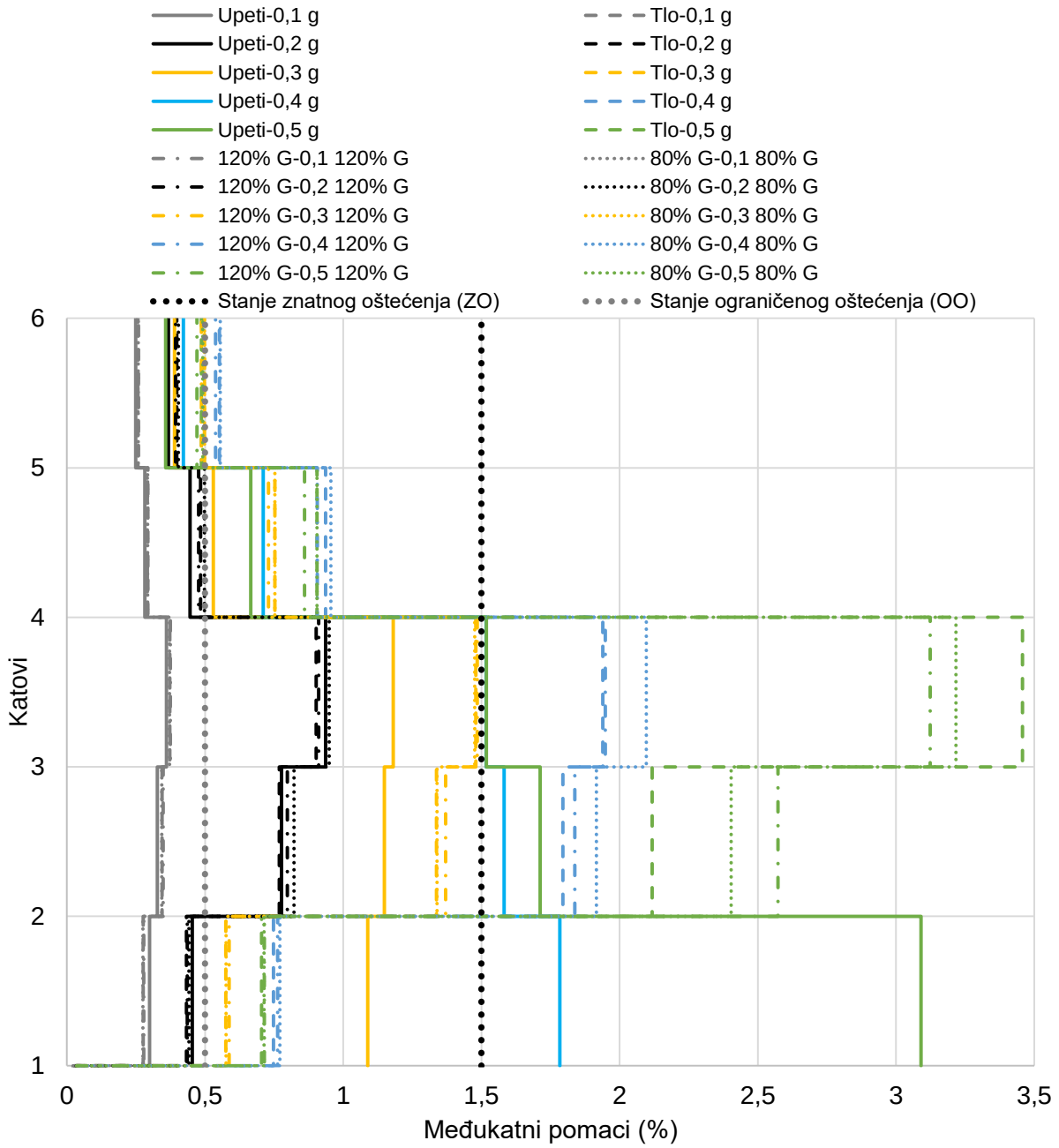
Varirana je vrijednost modula posmika kako bi se ustanovila osjetljivost rezultata na istu. Kao referentna vrijednost korištena je vrijednost modula posmika iz poglavlja 3.1.6 te je ista smanjena i povećana za 20 % u koracima analize.

Promatra li se X smjer (slika 117), promjena veličine modula posmika ima veći utjecaj za više razine ubrzanja od 0,2 g do 0,5 g. Tako je smanjenje pomaka prizemlja uočeno kod svih modela, a smanjenje međukatnog pomaka modela na tlu veće je za slučaj manje krutosti – manjeg modula posmika. Veći modul posmika rezultira većom krutosti te ponašanjem modela na tlu sličnije ponašanju upetog modela.



Slika 117. Parametarska analiza modula posmika s rezultatima za X smjer.

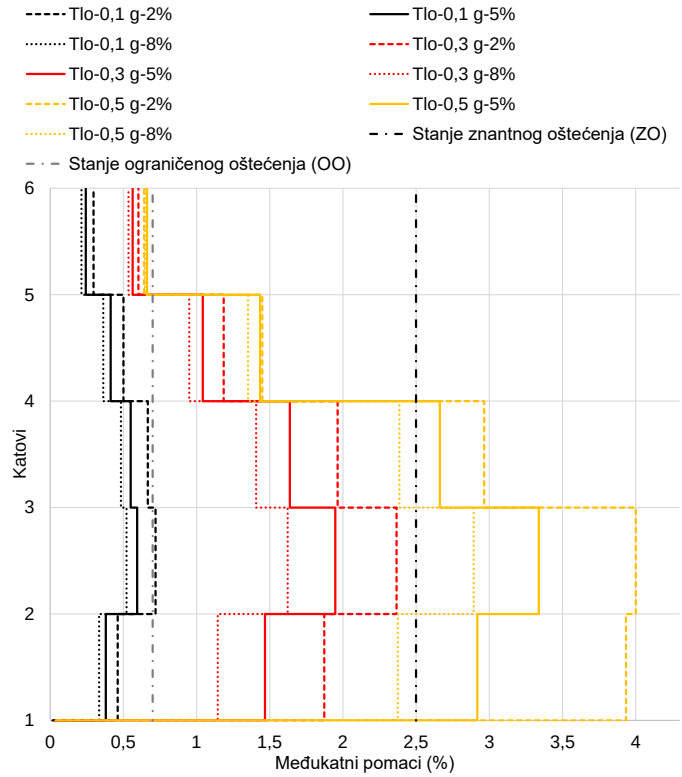
Smjer okvira sa zategama (slika 118) prikazuje veću osjetljivost na promjenu modula posmika u odnosu na smjer momentnih okvira (slika 117). Međukatni pomaci prizemlja Y smjera mnogo su manji za model na tlu u odnosu na model upet u podlogu, a isto tako povećanje međukatnog pomaka za model na tlu izraženije je kod modela s manjom krutosti temeljnog tla. Povećanjem ubrzanja razlike postaju sve izraženije što je i prikazano slikom 118.



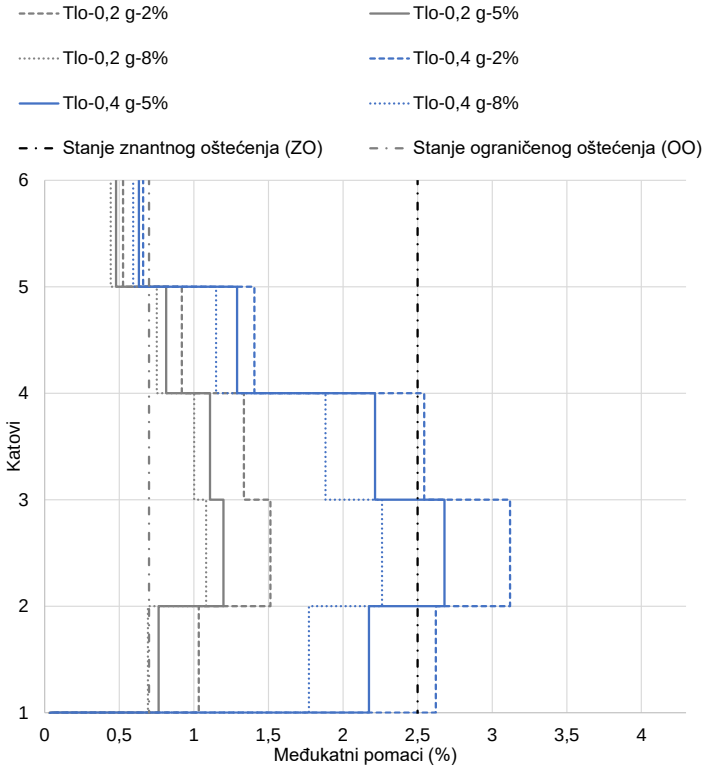
Slika 118. Parametarska analiza modula posmika s rezultatima za Y smjer.

5.7.3 Promjena razine prigušenja

Slikama 119 i 120 prikazani su rezultati parametarske analize na razinu prigušenja zahtijevanog spektra. Korištene su tri razine prigušenja: 2 %, 5 % i 8 %. Prigušenje od 2 % općenito odgovara prigušenju čeličnih konstrukcija, dok prigušenje od 5% može biti pretpostavljeno prema normi Eurocode 8. Prigušenje u vrijednosti od 8 % može odgovarati konstrukciji s dodanim prigušenjem od tla ispod konstrukcije.

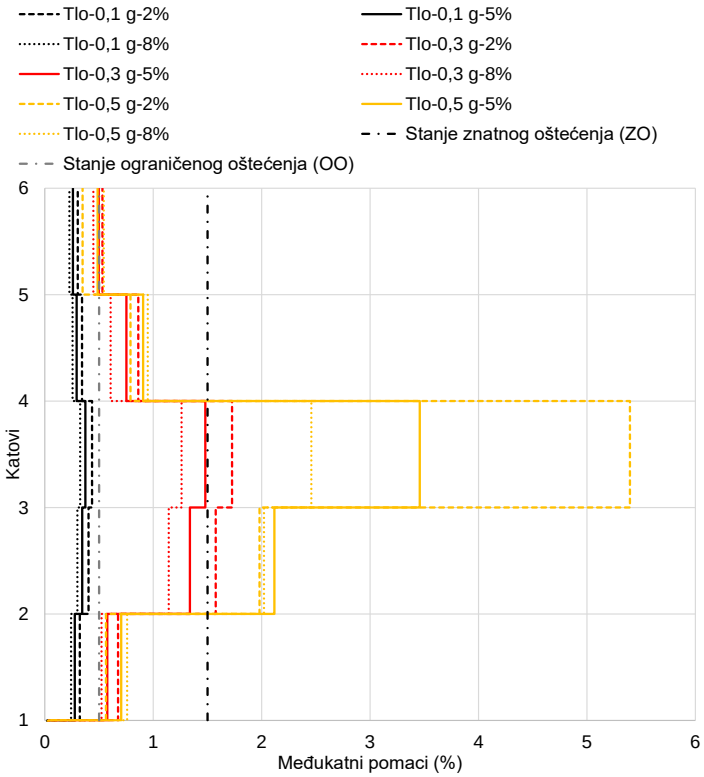


(a)

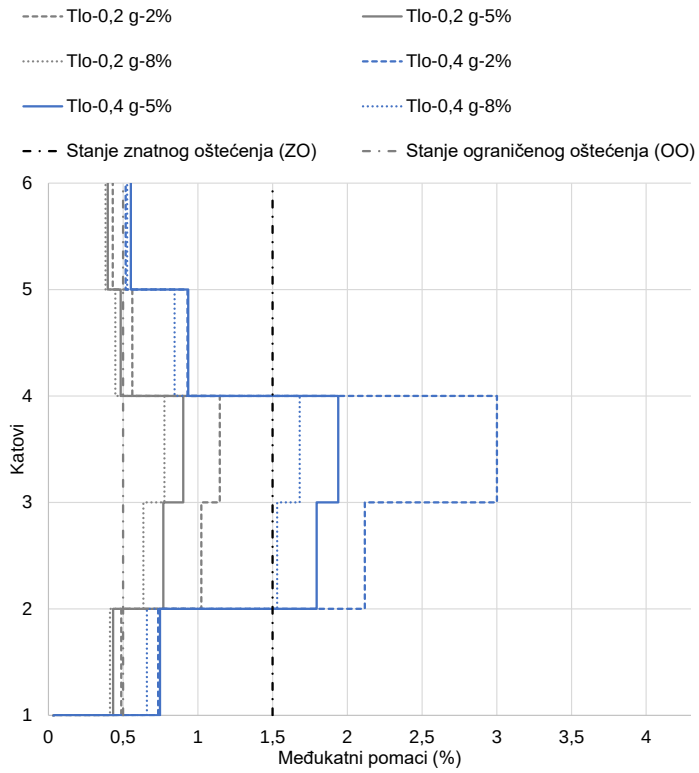


(b)

Slika 119. Osjetljivost promjene međukatnih pomaka X smjera na prigušenje zahtijevanog spektra.


Tlo-0,1 g-2%
Tlo-0,1 g-5%
Tlo-0,1 g-8%
Tlo-0,3 g-2%
Tlo-0,3 g-5%
Tlo-0,3 g-8%
Tlo-0,5 g-2%
Tlo-0,5 g-5%
Tlo-0,5 g-8%
Stanje znatnog oštećenja (ZO)
Stanje ograničenog oštećenja (OO)
Katovi
Međukatni pomaci (%)

(a)


Tlo-0,2 g-2%
Tlo-0,2 g-5%
Tlo-0,2 g-8%
Tlo-0,4 g-2%
Tlo-0,4 g-5%
Tlo-0,4 g-8%
Stanje znatnog oštećenja (ZO)
Stanje ograničenog oštećenja (OO)
Katovi
Međukatni pomaci (%)

(b)

Slika 120. Osjetljivost promjene međukatnih pomaka Y smjera na prigušenje zahtijevanog spektra.

Razlike međukatnih pomaka izražene su za više katove konstrukcije ako se promatraju različite vrijednosti prigušenja. Pigušenje od 2 % rezultira znatno većim međukatnim pomacima, što je izraženije za razine ubrzanja veće od 0,3 g.

Parametarskom analizom promatrana je promjena međukatnih pomaka za različite razine ubrzanja, veličinu modula posmika te prigušenje. Mehanizmi ponašanja sustava tlo konstrukcija pojačavaju se zajedno s razinom ubrzanja što podrazumijeva smanjenje pomaka prizemlja, a povećanja pomaka 2. i 3. kata, što je izraženije kod okvira sa zategama.

Isto tako, povećanjem modula posmika ustanovljeno je da se ponašanje sustava tlo–konstrukcija približava ponašanju modela upetog u podlogu, što je uočeno i za momentni okvir i okvir sa zategama.

Razina prigušenja u velikoj mjeri utječe na veličinu međukatnih pomaka konstrukcije, osobito za konstrukciju sa zategama gdje su mehanizmi ponašanja sustava tlo-konstrukcija vrlo izraženi.

5.8 Nova primjena N2 metode uz korištenje zahtijevanog spektra prema drugoj generaciji norme HRN EN 1998-1-1

Druga generacija Eurocoda EN 1998-1-1 sadrži velike izmjene u odnosu na trenutno važeću normu EN 1998-1: 2004. Razlika koja je od velikog značaja za provođenje nove primjene N2 metode vezana je uz definiranje zahtijevanog spektra. Nova norma EN 1998-1-1 sastoji se 12 povratnih razdoblja ubrzanja od potresa što je razlika u odnosu na dosadašnja dva, nadalje, ukidaju se tipovi spektara, a definiraju se četiri granična uvjeta, dok je do sada bilo samo dva. Uvodi se i nova magnituda momentna Mw, dok se napušta površinske magnitude Ms.

Detaljan postupak modeliranja novog spektra dan je radom Čaušević a i Bulića [178] te će isti biti korišten za modeliranje odgovarajućeg spektra za promatrani slučaj zgrade kako bi se usporedio s trenutno važećim zahtijevanim spektrom. Ova usporedba neće biti potpuno odgovarajuća jer još uvijek ne postoji nacionalni dodatak koji bi definirao otvorenja pitanja norme te će se za usporedbu koristiti određena pojednostavljenja i pretpostavke.

Za konstrukciju opisanu poglavljem 5 definirana je stambena namjena, što znači da je razred posljedica za ovu konstrukciju prema novome spektru CC2. Za ovaj razred potrebno je provjeriti granično stanje oštećenja SD koje bi odgovaralo dosadašnjem stanju znatnog oštećenja (ZO) te povratnom periodu ubrzanja od 475 godina. I dalje je nejasno hoće li se dosadašnje karte potresnih ubrzanja moći koristiti za novi spektar, ali u nedostatku novih u

ovome koraku oslonit ćemo se na postojeće informacije. Tako će ubrzanje za povratni period od 475 godina odgovarati području umjerenog potresnog ubrzanja.

Sljedeći je korak definicija kategorije terena. Prema podatcima o tlu koji su korišteni za dosadašnje provođenje metode tlo je odgovaralo kategoriji E, a tako bi bilo svrstano i prema novoj normi. Naslage mekoga tla s niskim brzinama širenja posmičnih valova u definiciji daju kategoriju E.

Određivanje poredbenog maksimalnog ubrzanja $S_{\alpha,ref}$ i poredbenog spektralnog ubrzanja $S_{\beta,ref}$ jedan je od najvažnijih koraka za formiranje novog spektra. Dosadašnje korišteno ubrzanje moguće je svrstati u umjereno potresno područje te će za ubrzanje $S_{\alpha,ref}$biti uzeta vrijednost od 4 $^{m}/_{s^2}$, a vrijednost $S_{\beta,ref}$ za područja umjerene potresne aktivnosti računa se prema izrazu $S_{\beta,ref} = 0{,}3 \cdot S_{\alpha,ref}$, što odgovara vrijednosti od 1,2 $^{m}/_{s^2}$. Faktor učinka $\gamma_{LS,CC}$ jest 1, što znači da ranije definirana ubrzanja $S_{\alpha,ref}$ i $S_{\beta,ref}$ odgovaraju vrijednostima $S_{\alpha,RP}$ i $S_{\beta,RP}$.

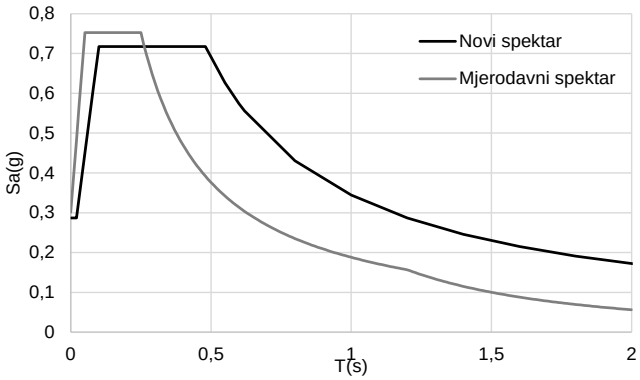
U spektru je potrebno definirati i nulti period T_A koji je 0,02 s, a zadane su i vrijednosti $\chi = 4$ i vrijednost perioda $T_D = 1 + S_{\beta,RP} = 2{,}2\ s$ za $S_{\beta,RP} > 1\ ^{m}/_{s^2}$.

$$T_C = \frac{S_\beta \cdot T_\beta}{S_\alpha} \tag{1}$$

$$S_\alpha = F_T \cdot F_\alpha \cdot S_{\alpha,RP} \tag{2}$$

$$S_\beta = F_T \cdot F_\beta \cdot S_{\beta,RP} \tag{3}$$

Period T_C je izračunat u vrijednosti od 0,48 s, što služi za definiciju perioda T_B=0,1 s za $^{T_C}/_{\chi} > 0{,}1\ s$. Prema tablici iz [178] odrede se vrijednosti F_α= 1,925 i F_β= 2,96, a za F_T odabrana je vrijednost 1,0. Uz sve ranije definirane parametre moguće je definirati elastični zahtijevani spektar prikazan slikom 121.



Slika 121. Prikaz novog i trenutno važećeg spektra.

Vrijednosti ciljanog pomaka N2 metode uz korištenje novog i mjerodavnog spektra dane su tablicom 31.

Tablica 31. Vrijednosti ciljanog pomaka prema važećem i novom spektru.

Vrijednost ciljanog pomaka (cm)		
Promatrani slučaj	Važeći spektar	Novi spektar
Upeti X smjer	14	13,4
Upeti Y smjer	9,6	9,05
Tlo X smjer	15	13,9
Tlo Y smjer	9,8	9,25

Ciljani pomaci prikazani tablicom 31 definirani su na identičan način kao i za trenutno važeći spektar kroz bilinearizirani krivulju kapaciteta te koeficijent transformacije. Vrijednosti dobivene ovim proračunima vrlo su slične te usporedive. No, prije nego se donesu daljni zaključci, potrebno je pričekati nacionalni dodatak za definiciju novog spektra kako bi se izbjegla kriva pojednostavljenja i parametri. Od parametara bit će najvažniji definicija ubrzanja $S_{\alpha,ref}$ za koju je u ovome slučaju preuzeta srednja vrijednost ubrzanja za područja umjerene potresne aktinosti.

Isto tako, definicija novog spektra zahtijevat će provjeru valjanosti kako standardne, tako i nove primjene N2 metode za sustave tlo-konstrukcija.

6 Nova primjena nelinearne statičke metode

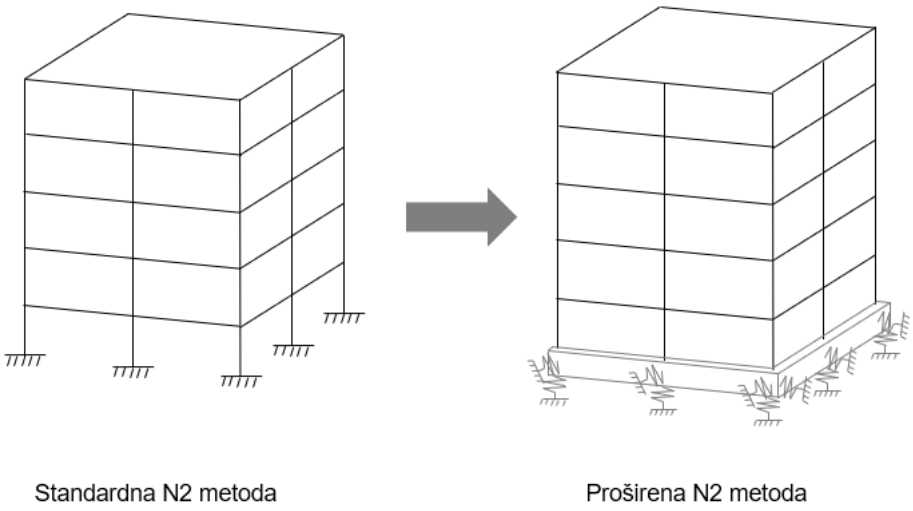
Ovo poglavlje daje prijedlog provedbe nove primjene N2 metode na sustavima tlo–konstrukcija. U ovome poglavlju opisani su svi klasični koraci s naglaskom na dodatne korake i izmjene u postupku provedbe N2 metode za sustave tlo-konstrukcija.

Prednost nove primjene N2 metode, u odnosu na klasičnu N2 metodu, vidi se u tome što predloženo proširenje omogućava uvid ne samo u plastifikaciju nosivih elemenata konstrukcije, već i uvid u plastifikaciju tla. Isto tako, moguće je dobiti informaciju o rotaciji temelja i konstrukcije za različite razine ubrzanja.

6.1 Postupak provedbe nove primjene N2 metode za sustave tlo-konstrukcija

Prije opisa koraka koji se odnose na N2 metodu valja naglasiti da je potrebno provesti metodu postupnog guranja na modelu s više stupnjeva slobode. U ovome koraku potrebno je izraditi numerički model konstrukcije (model bez temelja i okolnog tla) te modelirati mjesta u kojima se očekuje pojava plastičnih zglobova prema predloženim postupcima iz 3. dijela Eurocoda 8 [50]. Za potrebe provedbe metode postupnog guranja nužna je pojava plastifikacije elemenata kako bi se odredio kapacitet konstrukcije, tj. kako bi krivulja kapaciteta bila dostupna za potrebe provedbe N2 metode.

Prva razlika prijedloga nove primjene N2 metode u odnosu na klasičnu metodu očituje se u izradi numeričkog modela konstrukcije. Klasična N2 metoda promatra konstrukciju bez temelja sa stupovima koji su upeti u podnožju. Za potrebe provedbe nove primjene N2 metode nužno je dimenzionirati temelje prateći postupke iz Eurocod 7 norme, što je za Hrvatsku postupak dimenzioniranja broj 2 [167]. Ovako definirana i provedena metoda provjerena je i validirana u okviru poglavlja 5 i to za slučaj zgrade temeljene na plitkim temeljnim trakama ispod stupova u prizemlju.



Slika 122. Shematski prikaz numeričkog modela prema standardnoj N2 metodi (lijevo) i prijedlogu nove primjene N2 metode (desno).

Temeljnim trakama potrebno je dodijeliti vlastitu težinu te je proračunati za potrebe sljedećih koraka analize. Vlastita težina tla se zanemaruje.

Sljedeći korak odnosi se na uključivanje modela tla u numerički model sustava tlo-temelj-konstrukcija. Za potrebe ovog koraka potrebne su informacije o geometriji dimenzioniranih temelja te parametri kojima su opisana svojstva i ponašanje tla. Potrebno je poznavati veličinu modula posmika tla i Poissonov koeficijent te koristeći izraze za definiciju krutosti tla, odrediti vrijednosti za svaki smjer posebno. Proračunavaju se *linkovi* za vertikalnu i horizontalne krutosti tla jer se temelj modela oslanja isključivo na *linkove* kako bi se simuliralo stvarno ponašanje temelja na popustljivom mediju. Tlo je potrebno modelirati pomoću nelinearnih opruga koje imaju mogućnost zadavanja krutosti, histerezne petlje te odnosa sila-pomak.

Za proračun opruga koriste se sljedeći izrazi:

$$k_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[3{,}1\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}75} + 1{,}6\right] \quad (1)$$

$$k_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6{,}8\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 0{,}8\left(\frac{L}{B}\right) + 1{,}6\right] \quad (2)$$

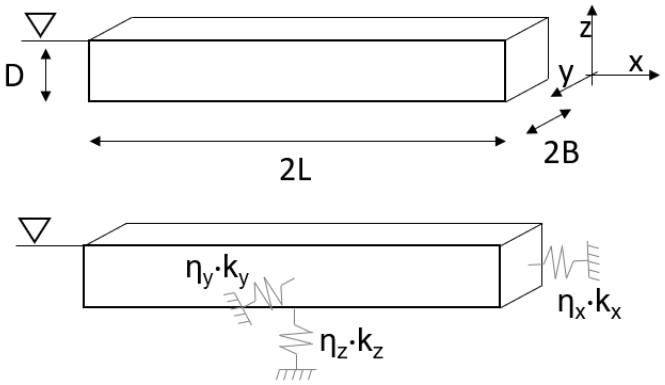
$$k_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[6{,}8\left(\frac{L}{B}\right)^{0{,}65} + 2{,}4\right] \quad (3)$$

$$\eta_z = \left[1{,}0 + \left(0{,}25 + \frac{0{,}25}{L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0{,}8}\right] \quad (4)$$

$$\eta_y = \left[1{,}0 + \left(0{,}33 + \frac{1{,}34}{1 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0{,}8}\right] \tag{5}$$

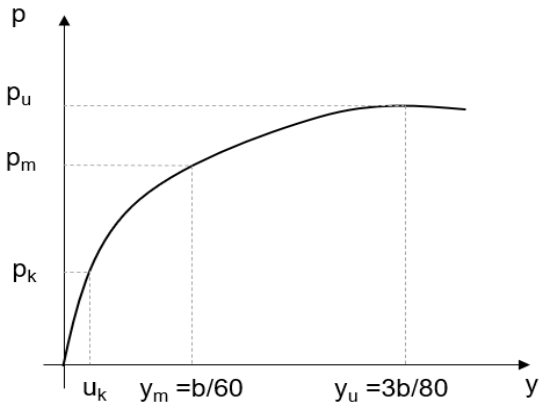
$$\eta_x \approx \eta_y \tag{6}$$

gdje je *L* pola dužine temelja, *B* je pola širine temelja, *G* je modul posmika temeljnog tla, ν je Poissonov koeficijent temeljnog tla, a *D* je dubina donje plohe temelja (slika 123). Krutosti k_x, k_y, k_z odnose se na temelj položen na tlo te se množenjem koeficijenta η krutost transformira za slučaj ukopanog temelja. Sve oznake te smjerovi mogu se vidjeti na slici 123.



Slika 123. Prikaz geometrijskih veličina i pripadajućih krutosti za slučaj djelovanja potresnog opterećenja paralelno s dužom stranicom temelja

Link elementi (tj. opruge) zadaju se ispod svakog stupa za sva tri smjera, jedan vertikalni i dva horizontalna smjera. Nastavno, potrebno je proračunate krutosti te odnos sila-pomak razdijeliti na broj stupova koji se nalaze na promatranom temelju.



Slika 124. Odnos sila-pomak za *link* element.

Krutost podloge ispod temelja jednostavno se raspodijeli na broj stupova, dok se odnos sila-pomak transformira množenjem s pripadajućom dužinom temelja. Za definiciju odnosa sila-pomak koriste se sljedeći izrazi pomoću kojih se dobije krivulja prikazana slikom 124:

$$p_{ult} = \overline{A_s} \cdot p_s \tag{7}$$

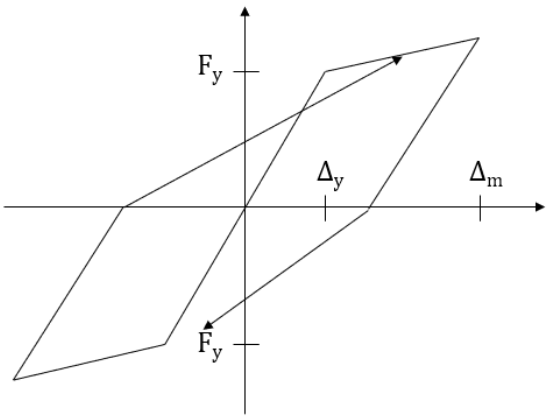
$$p_m = \overline{B_s} \cdot p_s \tag{8}$$

$$p = k_{py} \cdot z \cdot y_k \tag{9}$$

$$p_{st} = \gamma \cdot z \cdot \left[\frac{k_0 \cdot z\, tan\varphi\, sin\beta}{tan(\beta-\varphi)\cdot cos\alpha} + \frac{tan\beta}{tan(\beta-\varphi)} \cdot (b + z \cdot tan\beta \cdot tan\alpha) + k_0 \cdot z \cdot tan\beta \cdot (tan\varphi \cdot sin\beta - tan\alpha) - k_\alpha \cdot b\right] \tag{10}$$

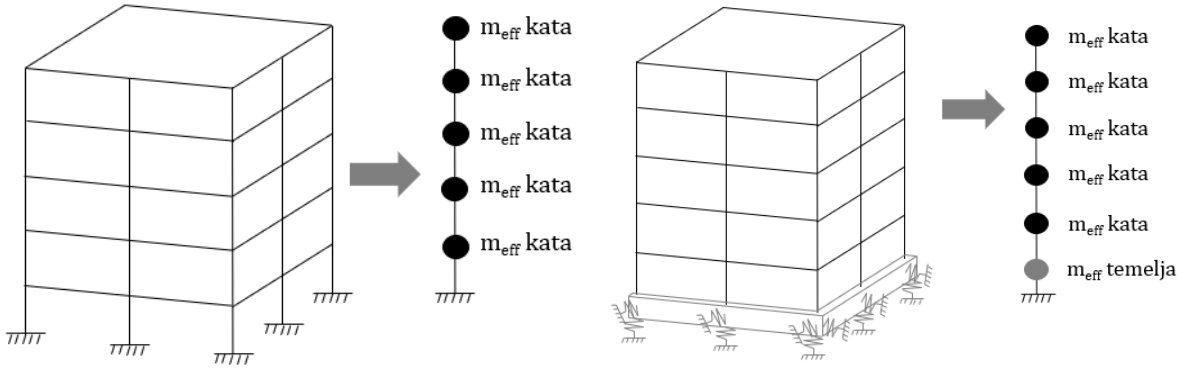
gdje je *b* širina temelja okomito na smjer djelovanja potresa, *z* dubina temelja, *γ* prostornu težinu tla, *φ* unutarnji kut trenja tla. Svi ostali podatci, kao što su *α, β,* k_0, k_a , proračunaju se iz postojećih informacija o tlu [155], dok se veličine $\overline{A_s}$, $\overline{B_s}$ očitaju iz dijagrama danog u [155] kao i k_{py} koji se očitava ovisno o tipu i zbijenosti tla [154].

Za potrebe definiranja *link* elemenata (tj. opruga) potrebno je odrediti i histerezni oblik petlje za trošenje energije. U numeričkim programima za modeliranje konstrukcija postoje ranije definirane petlje te se odabire petlja koja najbliže opisuje ponašanje promatranog temeljnog tla. Za jednoliki fini pijesak odabrana je histerezna petlja prema Takedi prikazana slikom 125.



Slika 125. Takedina histerezna petlja.

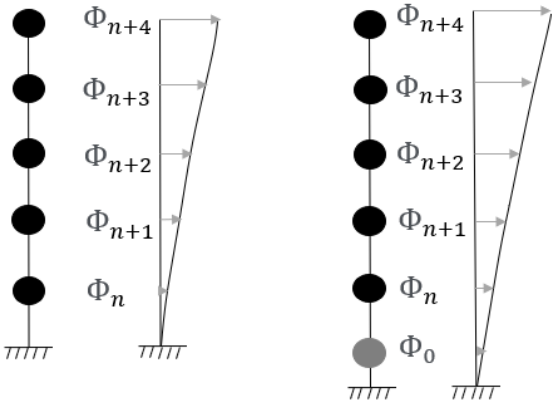
S definicijom *link* elemenata završen je numerički model sustava tlo-temelj-konstrukcija te je moguće započeti s postupkom provedbe analize postupnim guranjem. Analiza postupnim guranjem provodi se opterećivanjem konstrukcije horizontalnim monotono rastućim opterećenjem do gubitka nosivosti. Za potrebe provedbe ove analize potrebno je definirati vertikalnu raspodjelu horizontalnog opterećenja na sustav, a za sustave tlo-konstrukcija potrebno je koristiti raspodjelu koja ovisi o modalnom obliku vibriranja (slika 126 a). Važno je imati na umu da vertikalna raspodjela horizontalnih sila ovisi o masi katova te da se u ovom slučaju temelj iznad *link* elemenata (tj. opruga) promatra kao jedan kat (slika 126 b).



(a) (b)

Slika 126. Katne mase prostornog numeričog modela upetog u nedefromabilnu podlogu (a) te temeljenog na tlu (b).

Ovako definirane katne mase (slika 126 b) uz iznose pomaka katova (slika 127 desno) odgovarajućih oblika vibriranja potrebni su za definiciju vertikalne raspodjele horizontalnog opterećenja koje se koristi pri provedbi metode postupnog guranja.



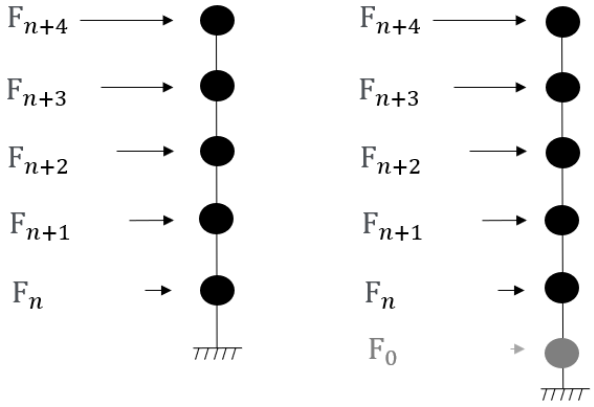
Slika 127. Oblik vibriranja modela upetog u nedefromabilnu podlogu (lijevo) i modela s temeljem na tlu (desno).

Za proračun ukupne potresne sile koristi se sljedeći izraz:

$$F_n = \frac{m_n \cdot \Phi_n}{\sum m_n \cdot \Phi_n} F_n \tag{11}$$

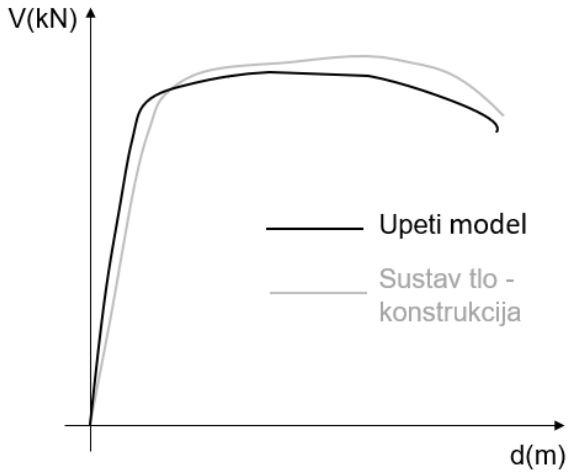
gdje je F_b ukupna potresna sila, m_n je masa promatranog kata, a Φ_n je pomak promatranog kata za oblik vibriranja konstrukcije koji odgovara smjeru u kojemu se provodi metoda postupnog guranja.

Konačno, definiran je oblik vertikalne raspodjele horizontalnog opterećenja slikom 128.



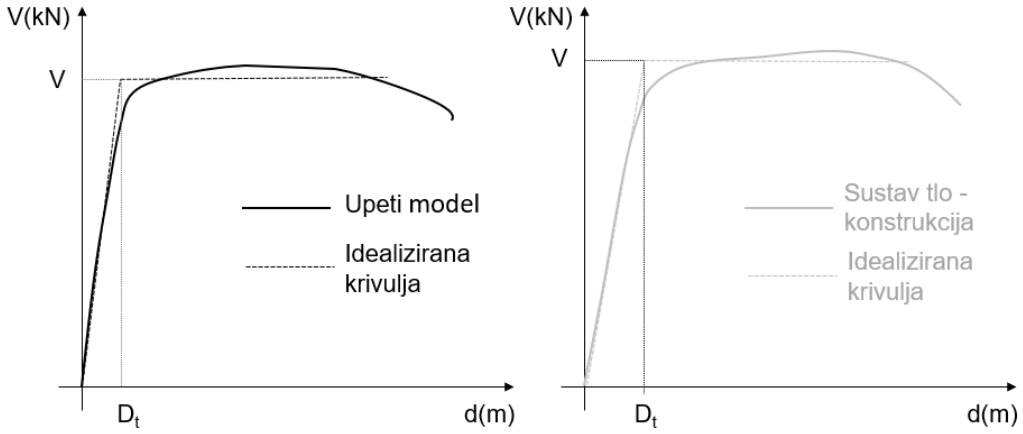
Slika 128. Vertikalna raspodjela horizontalnog opterećenja za model upet u nedeformabilnu podlogu (lijevo) i model s temeljima na tlu (desno).

Sljedeći korak odnosi se na provedbu metode postupnog guranja kako bi se definirala krivulja kapaciteta konstrukcije. Krivulja kapaciteta za oba slučaja, konstrukciju upetu u nedeformabilnu podlogu i konstrukciju temeljenu na tlu prikazane su slikom 129.



Slika 129. Krivulje kapaciteta.

Za potrebe provedbe N2 metode potrebno je provesti transformaciju MDOF sustava u SDOF sustav, što se odrađuje aprkosimacijom krivlje kapacitata u bilinearnu krivulju prikazano slikom 130. Za transformaciju mogu se koristii smjernice iz FEMA 356 [13]. Segmenti bilinearne krivulje definiraju se iterativno grafičkim postupkom koji približno uravnotežuje površine ispod i iznad krivulje. Krutost prvog segmenta seknantna je krutost krivulje izračunata za 60 % efektivne granice popuštanja konstukcije, dok je drugi segment definiran najvećim pomakom prije nego konstrukcija izgubi nosivost.



Slika 130. Prikaz idealiziranih krivulja kapaciteta za upeti model (lijevo) i sustav tlo-konstrukcija (desno).

Ovako definiranu krivulju kapaciteta potrebno je prebaciti u oblik ubrzanje-pomak, što se postiže dijeljenjem vrijednosti ordinate, tj. poprečne sile sa sudjelujućom masom konstrukcije.

Nadalje, potrebno je odrediti period vibriranja istovrijednog SDOF sustava, što je prikazano sljedećim izrazom:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \tag{12}$$

gdje je m^* je masa istovrijednog SDOF sustava s uključenom masom temelja, a D^*_y i F^*_y su redom pomak i poprečna sila u podnožju SDOF sustava pri popuštanju. Masa SDOF sustava određuje se prema sljedećem izrazu:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \tag{13}$$

gdje je m_i masa pojedinog kata, a Φ_i je vektor pomaka *i*-te razine promatranog MDOF sustava. Pomak *D** istovrijednog SDOF sustava izračunava se pomoću transformacijskog koeficijenta *Γ:*

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \tag{14}$$

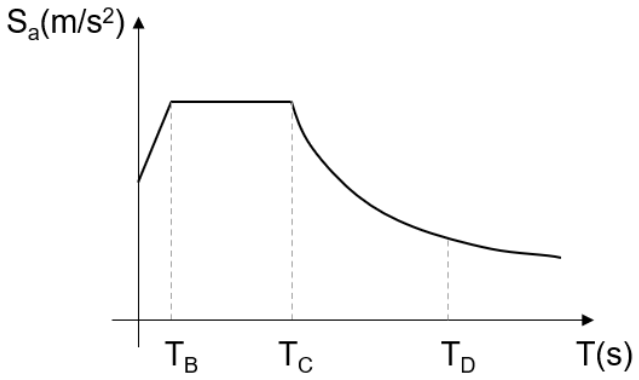
gdje je D_t vršni pomak MDOF sustava. Poprečna sila u podnožju zgrade *F** istovrijednog SDOF sustava također se određuje pomoću koeficijeta transformacije:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \tag{15}$$

gdje je *V* poprečna sila u podnožju MDOF sustava. Transformacijski se koeficijent nadalje određuje *Γ* koristeći sljedeći izraz:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \tag{16}$$

S ovim korakom završena je obrada podataka numeričkoga modela te se nastavlja s provođenjem N2 metode. Konačni rezultat N2 metode ciljani je pomak do kojega se dolazi preklapanjem idealizirane krivulje kapaciteta u obliku ubrzanje-pomak sa zahtijevanim spektrom u istome obliku. Spektar odziva potrebno je izraditi prema smjernicama danim u Eurocode 8, gdje se odabire razina najvećeg ubrzanja tla mjerodavna za promatrani slučaj i kategorija tla ispod konstrukcije.



Slika 131. Prikaz s zahtijevanog spektra odziva.

Za povezivanje spektralnog pomaka S_d i spektralnog ubrzanja S_a koristi se sljedeći izraz:

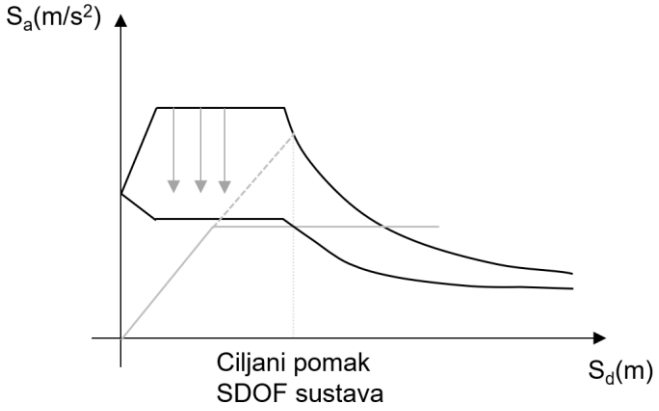
$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu}\frac{T^2}{4\pi^2}S_a \tag{17}$$

gdje T predstavlja prirodni period vibriranja konstrukcije, μ je koeficijent duktilnosti definiran kao omjer najvećeg pomaka i pomaka pri popuštanju, a R_μ je koeficijent redukcije zbog histereznog trošenja energije. Koeficijent redukcije može se odrediti koristeći više različitih izraza, a približni proračun, korišten i u literaturi [19, 22, 27, 64, 65], prikazan je sljedećim izrazima:

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{za} \quad T < T_C \tag{18}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{za} \quad T \geq T_C \tag{19}$$

gdje je T_c period u funkciji kategorije tla na kojem je temeljena konstrukcija.



Slika 132. Određivanje ciljanog pomaka.

Preklapanjem krivulje kapaciteta i zahtijevanog spektra odziva očitava se ciljani pomak SDOF sustava. Konačno, ciljani pomak vrha MDOF sustava određuje se množenjem zahtijevanog spektralnog pomaka istovrijednog SDOF sustava s koeficijentom transformacije Γ. Na kraju, dimenzioniranje i procjena oštećenja MDOF sustava određuju se koristeći metodu postupnog guranja do vrijednosti ciljanog pomaka.

6.2 Algoritam provođenja nove primjene N2 metode

Ovim potpoglavljem dan je algoritam provođenja nove primjene N2 metode. Algoritam je dodano opisan pomoću grafičkog prikaza na slici 134 te u vidu slike 133 i sljedećih koraka:

1. Proračun i dimenzioniranje temelja konstrukcije. Izračun krutosti tla, odnosa sila-deformacija te histereznog modela kako bi se tlo i temelj mogli uključiti u numeričku analizu.

2. Izrada numeričkog modela uz dodavanje temelja i modeliranje nelinearnih veza koje oponašaju ponašanje tla.

3. Definicija vertikalne raspodjele bočnog opterećenja ovisno o obliku vibriranja. Razinu temelja s pripadajućom masom i modalnim pomakom potrebno je promatrati kao dodatni kat konstrukcije.

4. Provođenje metode postupnog guranja kako bi se definirala krivulja kapaciteta u obliku sila-pomak za MDOF.

5. Idealizacija krivulje kapaciteta konstrukcije i transformacija idealizirane krivulje kapaciteta u oblik ubrzanje-pomak.

6. Definicija zahtijevanog spektra odziva koristeći podatke vezane za temeljno tlo i ubrzanje s odgovarajućim povratnim periodom. Ovako definirani spektar dan je u formatu ubrzanje-period.

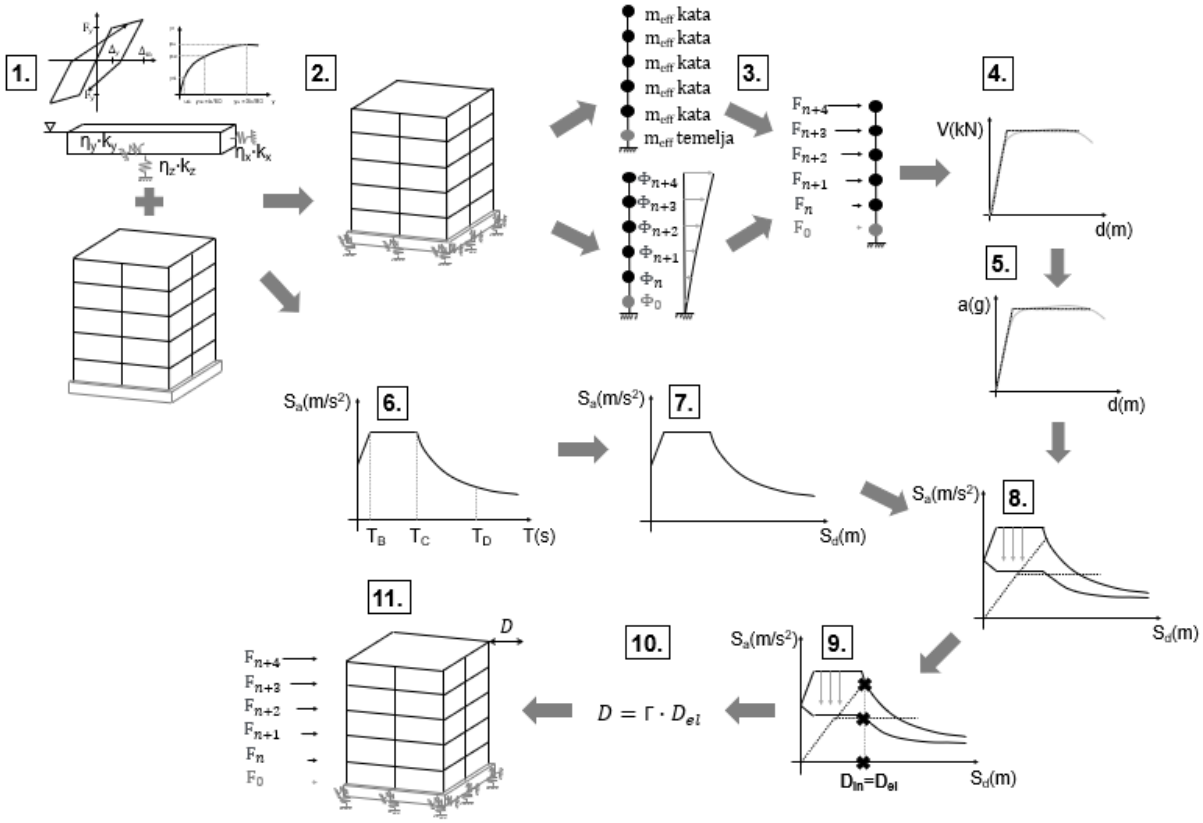
7. Transformacija spektra odziva u oblik ubrzanje-pomak.

8. Preklapanje idealizirane i transformirane krivulje kapaciteta s transformiranim zahtijevanim spektrom odziva.

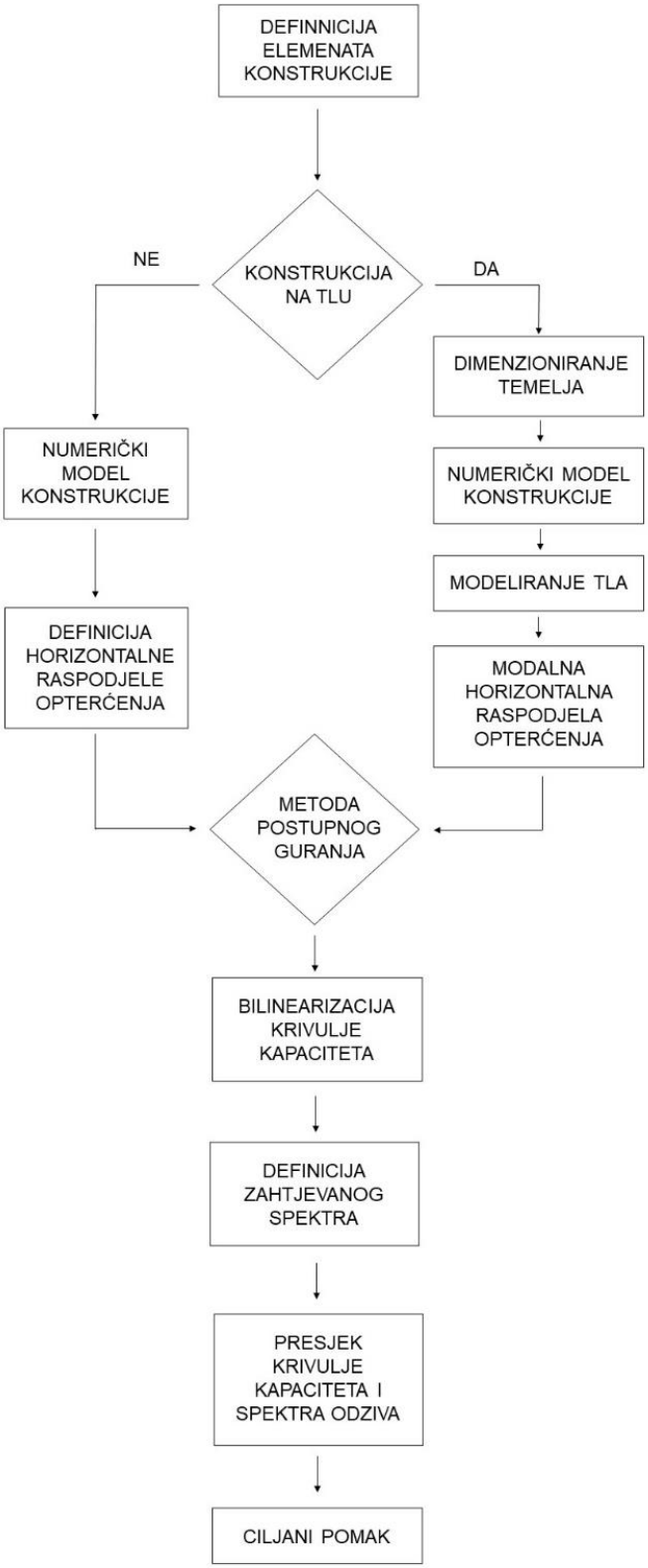
9. Određivanje presjecišta krivulja iz koraka 8 te definiranje ciljanog pomaka. Ukoliko se presjecište nalazi na elastičnoj grani krivulje kapaciteta, može se koristiti elastični spektar odziva, dok je u suprotnom potrebno definirati i neelastični spektar odziva.

10. Transformacija ciljanog pomaka za odgovarajući MDOF sustav.

11. Provođenje analize postupnog guranja prostornog numeričkog modela do vrijednosti ciljanog pomaka za potrebe dimenzioniranja ili procjene oštećenja konstrukcije.



Slika 133. Algoritam provođenja nove primjene N2 metode na sustvima tlo-konstrukcija.



Slika 134. Algoritam nove primjene N2 metode.

7 Zaključak

Glavni cilj ovog doktorskog rada odnosio se uključivanje učinaka međudjelovanja tlo-konstrukcija u nelonearnu statičku metodu, kao što je postojeća N2 metoda. Klasična N2 metoda opisana je aneksom B u Eurocode 8 normi. Jedna od značajnih prednosti ove metode odnosi se na grafički prikaz konačnog rezultata, što pojednostavljuje tumačenje ponašanja promatranog konstrukcijskog sustava. Metoda se može koristiti za dimenzioniranje novih konstrukcija ili za provjeru oštećenja postojećih konstrukcija.

Glavna hipoteza ovoga istraživanja navodi da je primjena N2 metoda moguća za sustave tlo-konstrukcija. Hipoteza se nadovezuje na pretpostavku da se tlo može promatrati kao prigušivač ispod konstrukcije. Pretpostavlja se da konstrukcije na prigušivačima predominantno vibriraju u jednom (prvom) obliku, što je ujedino i glavna pretpostavka N2 metode. Ova pretpostavka je već ranije omogućila proširivanje N2 metode za potrebe procjene ponašanja zgrada na izolatorima. Ove pretpostavke vodile su ka kreiranju hipoteze o novoj primjeni N2 metode za procjenu ponašanja sustava tlo-konstrukcija. Hipoteza je provjerena i testirana uz potporu rezultata rigoroznih eksperimentalnih istraživanja provedenih na modelima konstrukcija temeljenih na tlu te uz potporu numeričke studije na prostornom modelu čelične okvirne konstrukcije.

Provedba klasične N2 metode podrazumijeva numerički modeliranu konstrukciju sa stupovima prizemlja upetim u nedeformabilnu podlogu. Nova primjena N2 metode zahtijeva dimenzioniranje i modeliranje temelja pa i modeliranje tla, a deteljan korak-po-korak posutpak provođenja metode dan je u poglavlju 6. Ovim istraživanjem provjerena je nova primjena N2 metode na konstrukciji s krutim temeljnim trakama postavljenim na tlo relativno male krutosti. Za numeričko modeliranje tla potrebno je koristiti nelinearne opruge koje dopuštaju uključivanje promjenu krutosti, definiranje odnosa sila-pomak za promatrani temelj te histerezne petlje koja obuhvaća trošenje potresne energije u tlu.

Krutost temeljnog tla proračunava se koristeći izraze koje su definirali Pais i Kausel. Za proračun krutosti potrebni su podatci o geometriji temelja te svojstva temeljnog tla. Parametri koji su potrebni za izradu modela temelja jesu modul posmika, zbijenost, unutarnji kut trenja i Poissonov koeficijent. Korišten je odnos sila-pomak definiran za procjenu ponašanja pilota, a za slučaj plitkog temeljenja, kakav je promatran u okviru ovog doktorskog rada, transformiran je s obzirom na promatrani broj vertikalnih opruga ispod temelja. Histerezna petlja, koju je izvorno definirao Takeda za opis ponašanja betonskih konstrukcija, odabrana je jer oblikom najbolje odgovara histereznoj petlji tla korištenog u eksperimentalnim istraživanjima u okviru

ovog doktorskog rada, tj. za lokalni dravski pijesak. Svi detalji vezani uz parametre tla nalaze se u poglavlju 2.2.

Modeliranje tla istraženo je i definirano koristeći rezultate tri različita eksperimentalna istraživanja – nelinearno statičko i dinamičko istraživanje koje je provela doktorandica te cikličko istraživanje čiji su rezultati preuzeti iz dostupne literature i javnih baza podataka.

Prvo je provedeno eksperimentalno istraživanje koje je uključivalo opterećivanje modela konstrukcije monotono rastućim bočnim opterećenjem. U okviru tog istraživanja promatran je model okvira temeljen na suhome pijesku. Ovaj eksperiment provela je doktorandica u okviru projekta PENDULARUM te je detaljno opisan u poglavlju 3.1. Ispitan je ravninski čelični okvir s vertikalnim elementima koji imaju mogućnost plastifikacije. Ovo eksperimentalno istraživanje osmišljeno je tako da u najvećoj mogućoj mjeri odgovara karakteru N2 metode. Stoga su rezultati ovog istraživanja korišteni za kalibraciju modela proračunanog uz primjenu klasične i nove primjene N2 metode. Rezultati istraživanja dali su uvid u promjenu perioda vibriranja konstrukcije te uvid u raspodjelu horizontalnih sila za potrebe provedebe postupnog guranja. Sve je simulirano numeričkim modelima koji su kalibrirani na eksperimentalne rezultate. Ovim istraživanjem ustanovljeno je da je krutost tla potrebno izračunati koristeći izraze koje predlažu Pais i Kausel te da je krutost potrebno zadati u sva tri smjera posebno. Oprugama orijentiranim u vertikalnom smjeru definirano je nelinearno ponašanje uz zadavanje odnosa sila-pomak te koristeći Takedin histerezni model trošenje energije. Horizontalne opruge definirane su u bilinearnom obliku, a za definiciju granice popuštanja koristi se sila trenja. Kako nelinearnom statičkom analizom nije moguće provjeriti i testirati ponašanje opruga pri djelovanju dinamičkog opterećenja, a i zato što u provedenom nelinearnom statičkom eksperimentu tlo ispod konstrukcije nije doživjelo plastifikaciju, ponašanje opruga na djelovanje cikličkog opterećenja provjereno je koristeći javno dostupne rezultate iz projekta TRISEE.

U okviru eksperimenta u velikog mjerilu testirano je cikličko ponašanje modela tlo-konstrukcija pri izraženoj plastifikaciji tla. Tako je provjeren odnos krivulje sile-pomak zadane za svaku oprugu. Rezultati istraživanja iz okvira projekta TRISEE, opisanog u poglavlju 3.2, preuzeti su od strane drugih autora, no zasićenost tla nije uzeta u obzir.

Treće eksperimentalno istraživanje dano poglavljem 3.3. provedeno je u okviru projekta SYNERGY koristeći potresnu platformu za ispitivanje ponašanja sustava tlo-konstrukcija. Ovaj korak poslužio je za detaljnu provjeru definiranih opruga te je njime bilo obuhvaćeno sveukupno ponašanje tla u numeričkom modelu. Histerezni je model potvrđen te je sljedećim korakom testirano i provjereno ponašanje opruga na konstrukciji stvarnih dimenzija.

Odabrana je čelična okvirna prostorna konstrukcija koja je dimenzionirana prema europskim normama. Svi podatci o konstrukciiji te numeričkom modelu dani su poglavljem 5. Konstrukcija je u jednome smjeru sastavljena od momentnih okvira, dok je u drugome smjeru sastavljena od okvira sa zategama, pri čemu se sastoji od pet katova. Okviri sa zategama imaju slično ponašanje kao posmični zidovi, za razliku od momentnih okvira, što omogućuje usporedbu utjecaja tla na ponašanje dva različita tipa konstrukcije. Za čeličnu konstrukciju dimenzionirane su i modelirane temeljne trake. Nelinearne opruge za modeliranje temeljnog tla dodane su svim čvorovima ispod stupova te je provedena modalna analiza. Proračunate su sve katne mase uključujući i masu razine temelja bez tla te je uz modalni oblik vibriranja definirana vertikalna raspodjela bočnog opterećenja na konstrukciji za potrebe provedbe proračuna metodom postupnog guranja. Metoda je provedena do gubitka nosivosti sustava tlo-konstrukcija za oba smjera posebno.

Nakon definiranja krivulje kapaciteta za oba smjera prostorne konstrukcije provedena je nova primjena N2 metode. Rezultati metode rezultirali su sličnim odzivom sustava za oba smjera. Tako je ustanovljeno smanjenje međukatnog pomaka u razini prizemlja, ali i povećanje međukatnih pomaka srednjih katova konstrukcije za slučaj konstrukcije temeljene na tlu.

Validacija nove primjene metode provedena je pomoću dinamičke nelinearne analize u vremenu. Za validaciju je korišteno sedam potresnih zapisa iz europske baze potresa odabranih pomoću programa REXEL. Zapisi su skalirani tako da odgovaraju tipu tla i ubrzanju korištenom u novoj primjeni N2 metode. Nadalje, svih sedam zapisa potresa modificirano je programom SYNTH kako bi se ostvarilo bolje poklapanje spektra odziva za svaki od zapisa sa zahtijevanim spektrom odziva za ovaj slučaj analize. U konačnici, modeli konstrukcije za slučaj kada je ona upeta u nedeformabilnu podlogu te kada je temeljena na tlu opterećeni su s 14 zapisa potresa u oba smjera te su svi zapisi skalirani i na manju razinu ubrzanja koja odgovara nižoj razini oštećenja konstrukcije. Dinamička analiza u vremenu daje rezultate najsličnije ponašanju stvarne konstrukcije prilikom potresa te je često korištena za validaciju drugih metoda. Usporedba nelinearne statičke metode i dinamičke nelinearne metode daje dobro podudaranje rezultata u vidu međukatnih pomaka i razina oštećenja konstrukcije, što je još jedna potvrda valjanosti nove primjene N2 metode za sustave tlo-konstrukcija, a svi rezultati dani su u potpoglavljima 5.4-5.6.

Osjetljivost rezultata nove primjene N2 metode istražena je parametarskom studijom, potpoglavlja 5.7, u okviru koje je promatran utjecaj promjene modula posmika tla, razine ubrzanja i spektralnog prigušenja na rezultate.

Ustanovljeno je da pri ubrzanjima do otprilike 0,15 g nema značajnih razlika u ponašanju i oštećenju konstrukcije kada je ona promatrana kao upeta u podlogu te temeljena na tlu. S porastom ubrzanja povećava se utjecaj popustljivosti tla na konstrukciju. Za najveće promatrano ubrzanje od 0,5 g uočene su najveća odstupanja u ponašanju i oštećenju konstrukcije temeljene na tlu u odnosu na istu upetu konstrukciju. Uočeno je da uključivanje tla u numeričkm modelu rezultira smanjenjem međukatnih pomaka prizemlja, ali i povećanjem međukatnih pomaka viših katova što je vidljivo kod momentnih okvira, ali značajno izraženo za okvire sa zategama.

Testiran je i utjecaj razine prigušenja na rezultate nove primjene N2 metode, posebice na vrijednosti međukatnih pomaka. Povećanje prigušenja utječe najviše na više katove konstrukcije, dok za prizemlje uključena vrijednost prigušenja ne daje značajne promjene. Veća razina prigušenja rezultira manjim međukatnim pomacima viših katova, dok se smanjenjem prigušenja međukatni pomaci povećavaju.

Numerički model konstrukcije s temeljem i temeljnim tlom razlikuje se u svojem ponašanju i svojstvima kada se usporedi s modelom čiji su stupovi upeti u nedeformabilnun podlogu jer ima produžen period vibriranja i veću sudjelujuću masu. Povećanje mase i smanjenje popusljivosti podloge ispod temelja rezultira produženjem perioda vibriranja konstrukcije, što u konačnici može utjecati na iznos potresne sile koja djeluje na konstrukciju.

Prilikom provedbe nove primjene N2 metode nužno je definirati broj katova konstrukcije, pripadajuće mase i normalizirani pomak modalnog oblika vibriranja. Uključivanje tla u N2 metodu zahtijeva dodavanje dodatnog kata u proračun (tj. temelja s okolnim temeljnim tlom).

Promjena modalnog oblika, sudjelujuće mase te broja katova rezultira promjenom vertikalne raspodjele bočnog (horizontalnog) opterećenja za potrebe provedbe postupnog guranja. Za sustave tlo-konstrukcija potrebno je odabrati raspodjelu opterećenja koja odgovara modalnom obliku, a odnosi se na sve katove konstrukcije uključujući i razinu temelja. Metoda postupnog guranja dalje se provodi kao i za slučaj klasične N2 metode.

Kako bi bilo moguće provesti N2 metodu, potrebno je definirati bilinearnu krivulju kapaciteta, a za provedbu ovog koraka nužno je u proračun sudjelujuće mase konstrukcije u obzir uzeti i masu temelja. Ostatak N2 metode provodi se klasičnim postupkom, što znači da je potrebno definirati zahtijevani spektar odziva i preklopiti ga s krivuljom kapaciteta kako bi se odredio ciljani pomak.

Metoda je provedena i koristeći elastični spektar odziva prema novoj normi te su uspoređeni rezultate svake od metoda. Ciljani pomak za novi elastični spektar i za važeći spektar slučnih su vrijednosti, a detaljan opis postupka dan je potpoglavljem 5.8.

Istraživanjem u okviru doktorskog rada provedeno je ispitivanje svojstava i ponašanja lokalnog dravskog pijeska za koji ne postoje provedena detaljna istraživanja. Određena su fizikalno-mehanička svojstva (potpoglavlje 3.1.6) promatranog pijeska potrebna za izradu numeričkih modela tlo-konstrukcija. Ustanovljen je Poissonov koeficijent za ovaj pijesak jednak 0,24, a za slučaj kada je specifična gustoća pijeska jednaka 1550 kg/m^3, izmjerena je brzina širenja posmičnih valova u iznosu od 135 m/s. Unutarnji kut trenja promatranog dravskog pijeska iznosi 33,75°.

Konačno, definiran je algoritam nove primjene N2 metode (slika 133) opisan poglavljem 6.

7.1 Ograničenja metode

N2 metoda nelinearna je statička metoda te ne daje uvid u trošenje potresne energije unutar sustava tlo-konstrukcija, već se iznos trošenja energije može pretpostaviti i u metodu uključiti uz potporu drugih znanstvenih istraživanja.

Nova primjena N2 metode za sustave tlo-konstrukcija razvijena je u okviru ovoga doktorskog rada koristeći rezultate tri različita eksperimentalna istraživanja. No, testirana je i validirana na pravilnoj, simetričnoj, čeličnoj konstrukciji srednje visine, što je ne čini primjenjivom na relativno velikom broju slučajeva. Ovako definirana konstrukcija vibrira predominantno u jednom (prvom) obliku, što odgovara početnim pretpostavkama klasične N2 metode, međutim, to nije svojstvo svih građevinskih konstrukcija.

Zgrada srednje visine, tj. zgrada s pet katova, korištena u ovome doktoratu daje uvid u mogućnost primjene N2 metode na istovrijednim i sličnim konstrukcijama. No, postoji mogućnost da će određene promjene u novoj primjeni N2 metode morati biti uvedene nakon što se metoda testira na konstrukcijama različitim od konstrukcija korištenih u ovome radu.

Također, cjelokupna analiza u okviru ovoga doktorata provedena je na čeličnim konstrukcijama. Novu primjenu N2 metode potrebno je testirati i na armiranobetonskim, ali i drvenim te spregnutim konstrukcijama.

Nova primjena N2 metode za sustave tlo-konstrukcija razvijena je uz potporu rezultata prikupljenih kroz eksperimentalna istraživanja koja su uključivala modele jednostavnih konsturkcija temeljenih na tlu relativno male zbijenosti, što zahtijeva dodatnu provjeru koristeći eksperimentalna istraživanja provedena uz modele tla veće zbijenosti.

Nadalje, za razvoj nove primjene N2 metode korišten je jednoliki, suhi, dravski pijesak. Metodu je potrebno provjeriti koristeći modele tala izrađenih koristeći drugačije pijeske, gline i/ili njihove kombinacije u saturiranim ili nesaturiranim uvjetima.

Numerički model tla korišten za testiranje nove primjene N2 metode testiran je za slučaj temeljenja konstrukcije na krutim temeljnim trakama, međutim, građevinske je konstrukcije moguće temeljiti i na temeljnim pločama ili temeljima samcima povezanih gredama, za koje je potrebno testirati novu primjenu N2 metode.

7.2 Smjernice za buduća istraživanja

Kako bi nova primjena N2 metode bila primjenjiva na većem broju sustava tlo-konstrukcija, dane su smjernice za buduća istraživanja:

1. Testirati novu primjenu N2 metode na konstrukcija od armiranog betona, drvenim i spregnutim konstrukcijama.
2. Testirati novu primjenu N2 metode na konstrukcijama s većim i manjim brojem katova.
3. Provjeriti novu primjenu N2 metode na konstrukcijama koje ne vibriraju predominantno u jednom obliku.
4. Testirati novu primjenu N2 metode za razne vrste tla (veće zbijenosti i veće plastičnosti) u saturiranim i nesaturiranim uvjetima.
5. Provesti istraživanja o novoj primjeni N2 metode na sustavima s različitim vrstama tla.
6. Novu primjenu N2 metode testirati i na drugim sustavima temeljenja.
7. Uzeti u obzir promjene koje će biti dane novim normama, posebice izmjenama vezanim za zahtijevani spektar odziva te testirati i validirati novu primjenu N2 metode.

7.3 Izvorni znanstveni doprinosi

Ovim potpoglavljem definirani su i pobrojani znanstveni doprinosi doktorskog rada. Znanstveni doprinosi su sljedeći:

1. Nova primjena N2 metode za sustave tlo-plitko temeljena zgrada validirane primjenom rezultata eksperimenata i numeričkih simulacija. Uvođenjem dodatnih koraka za numeričko modeliranje konstrukcije te definiranja N2 metode, omogućeno je korištenje N2 metode na sustavila tlo-plitko temeljenja zgrada.
2. Definirana metodologija za uključivanje učinaka tla u algoritam N2 metode. Provođenjem studije slučaja i proučavanjem eksperimentalnih istraživanja sustava tlo-konstrukcija definirana je metodologija te svi potrebni parametri za uključivanje učinka tla u provođenje N2 metode.
3. Ispitana svojstva i parametri dravskog pijeska. Dravski pijesak detaljno je istražen te su definirani parametri potrebni za uključivanje tla - ovog pijeska u N2 metodu.
4. Izrada smjernica i uputa za praktičnu primjenu N2 metode za sustave tlo-plitko temeljena zgrada. Sažete su i nabrojane te grafički prikazane sve smjernice za primjenu N2 metode na sustavima tlo-plitko temeljena zgrada.
5. Ispitivanje okvirnog modela konstrukcije monotono rastućim bočnim opterećenjem, u sklopu istraživanja PENDULARU, za slučaj kada je okvir upet u nedeformabilnu podlogu te temeljen na plitkim temeljima na dravskom pijesku. Ovim ciljem definiran je novi postav eksperimentalnog istraživanja na dravskom pijesku koji do sada nije korišten znanstvenoj zajednici.
6. Obrada podataka cikličkog eksperimentalnog istraživanja TRISEE za slučaj konstrukcije na pijesku niže zbijenosti, što prema znanju autorice do sada nije bilo proučavano.
7. Izrada i provedba originalnih eksperimentalnih istraživanja okvirne konstrukcije na potresnoj platformi za slučaj upetosti konstrukcije u podlogu te na lokalnom dravskom pijesku. Ovakav tip eksperimenta još nije proveden na ovome tipu konstrukcije te na dravskome pijesku.

REFERENCE

[1] Latečki H, Molinari I, Stipčević J. 3D physics-based seismic shaking scenarios for city of Zagreb, Capital of Croatia. Bulletin of Earthquake Engineering. 2021:1-26.
[2] Markušić S, Stanko D, Korbar T, Belić N, Penava D, Kordić B. The Zagreb (Croatia) M5. 5 Earthquake on 22 March 2020. Geosciences. 2020;10:252.
[3] Dell'Acqua F, Gamba P, Jaiswal K. Spatial aspects of building and population exposure data and their implications for global earthquake exposure modeling. Natural hazards. 2013;68:1291-309.
[4] Nikoo M, Ramezani F, Hadzima-Nyarko M, Nyarko EK, Nikoo M. Flood-routing modeling with neural network optimized by social-based algorithm. Natural Hazards. 2016;82:1-24.
[5] Giardini D, Grünthal G, Shedlock K, Zhang P. The GSHAP global seismic hazard map. International handbook of earthquake and engineering seismology: Academic Press; 2003. p. 1233-9.
[6] CEN. 2005a. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, design code EN 1998-1. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation.
[7] Pender M, Algie T, Orense R, Wotherspoon L, Sa'Don N. Snap-back testing for estimation of nonlinear behaviour of shallow and pile foundations. Proc, 9th Pacific Conf on Earthquake Engineering: Building an Earthquake Resilient Society Wellington, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering2011.
[8] Anastasopoulos I. Beyond conventional capacity design: towards a new design philosophy. Soil–foundation–structure interaction New York: CRC Press, Taylor & Francis Group. 2010:213-20.
[9] Gazetas G. Soil-foundation-structure systems beyond conventional seismic failure thresholds. Proc, 18th Int Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics: French Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (CFMS), Rueil …; 2013.
[10] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Use of global ductility for design of structure–foundation systems. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2011;31:1018-26.
[11] Raychowdhury P. Seismic response of low-rise steel moment-resisting frame (SMRF) buildings incorporating nonlinear soil–structure interaction (SSI). Engineering Structures. 2011;33:958-67.
[12] Mylonakis G, Gazetas G. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? Journal of Earthquake Engineering. 2000;4:277-301.
[13] Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA. FEMA-356. Washington DC2000.
[14] Agency DoHSFEM. FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procdures. Washington, D.C2005.
[15] Kraus I. Spektri potresnog odziva plitko temeljenih konstrukcija na mekim tlima: Josip Juraj Strossmayer University of Osijek. Faculty of Civil Engineering.; 2014.
[16] Verbič B. Analysis of certain structure-foundation interaction systems: Rice University; 1973.
[17] Veletsos AS, Meek JW. Dynamic behaviour of building-foundation systems. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1974;3:121-38.
[18] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Diagrams of effective periods and dampings of soil-structure systems. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. 1999;125:711-5.
[19] Fajfar P. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. Earthquake Spectra. 2000;16:573-92.
[20] Čaušević M, Zehentner E. Nelinearni seizmički proračun konstrukcija prema normi EN 1998-1: 2004. Građevinar. 2007;59:767-77.

[21] Bhatt C, Bento R. Assessing the seismic response of existing RC buildings using the extended N2 method. Bulletin of Earthquake Engineering. 2011;9:1183-201.
[22] Fajfar P, Fischinger M, Isaković T. Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova. Građevinar. 2000;52:663-71.
[23] Krolo P, Čaušević M, Bulić M. The extended N2 method in seismic design of steel frames considering semi-rigid joints. Proceedings of the Second European Conference on Earthquake Engineering, paper2014. p. 1-10.
[24] Mekki M, Elachachi S, Breysse D, Nedjar D, Zoutat M. Soil-structure interaction effects on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2014;18:945-62.
[25] Fischinger PFM. N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. Ninth World Conference in Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, Japan1988.
[26] Fajfar P, Gašperšič P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. Earthquake engineering & structural dynamics. 1996;25:31-46.
[27] Fajfar P, Kilar V, Marusic D, Perus I, Magliulo G. The extension of the N2 method to asymmetric buildings. Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures2005.
[28] KILAR V, FAJFAR P. SIMPLE PUSH-OVER ANALYSIS OF ASYMMETRIC BUILDINGS. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1997;26:233-49.
[29] Kreslin M, Fajfar P. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. Bulletin of Earthquake Engineering. 2012;10:695-715.
[30] Petrovčič S, Kilar V. Effects of horizontal and vertical mass-asymmetric distributions on the seismic response of a high-rack steel structure. Advances in Structural Engineering. 2012;15:1977-88.
[31] Kilar V, Koren D. Usability of pushover analysis for asymmetric base-isolated buildings. COMPDYN, Corfu, Greece. 2011.
[32] Kilar V, Koren D. Usage of simplified N2 method for analysis of base isolated structures. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China2008. p. 12-7.
[33] Kilar V, Petrovčič S, Šilih S, Koren D. Financial aspects of a seismic base isolation system for a steel high-rack structure. Informes de la Construcción. 2013;65:533-43.
[34] Kilar V, Koren D. Simplified inelastic seismic analysis of base-isolated structures using the N2 method. Earthquake engineering & structural dynamics. 2010;39:967-89.
[35] Dolšek M, Fajfar P. Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. Earthquake engineering & structural dynamics. 2005;34:49-66.
[36] Dolšek M, Fajfar P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment. Engineering Structures. 2008;30:1991-2001.
[37] Petrovčič S, Kilar V. Seismic retrofitting of historic masonry structures with the use of base isolation—modeling and analysis aspects. International Journal of Architectural Heritage. 2017;11:229-46.
[38] Šimunić Ž, Skender A. Viscoelastic properties in seismic insulation. Građevinar. 2010;62:793-802.
[39] Šimunić Ž, Skender A. Viskoelastična svojstva u potresnoj izolaciji. Građevinar. 2010;62:793-802.
[40] Ikuo T. Geotehnical Earthquake Engineering: Springer-Verlag Berlin Heidelberg; 2008.
[41] Gazetas G. Foundation vibrations. Foundation engineering handbook: Springer; 1991. p. 553-93.
[42] Pais A, Kausel E. Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1988;7:213-27.

[43] Zoutat M, Elachachi S, Mekki M, Hamane M. Global sensitivity analysis of soil structure interaction system using N2-SSI method. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2018;22:192-211.
[44] CSI. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design. Computers and Structures Inc. 2013;Berkeley, California.
[45] Rošer J, Gosar A. Determination of Vs30 for seismic ground classification in the Ljubljana area, Slovenia. Acta Geotechnica Slovenica. 2010;7:60-76.
[46] Ambraseys N, Smit P, Douglas J, Margaris B, Sigbjörnsson R, Olafsson S et al. Internet site for European strong-motion data. Bollettino di geofisica teorica ed applicata. 2004;45:113-29.
[47] Čaušević M. Potresno inženjerstvo:(odabarana poglavlja): Školska knjiga; 2001.
[48] Čaušević M. Dinamika konstrukcija: diskretni sustavi: Školska knjiga; 2005.
[49] Čaušević M. Dinamika konstrukcija: potresno inženjerstvo, aerodinamika, konstrukcijske euronorme. Golden marketing–Tehnička knjiga, Zagreb. 2010.
[50] CEN. 2005b. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – part 3: General rules, seismic actions and rules for buildings, design code EN 1998-3. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation.
[51] Šusteršić I, Fragiacomo M, Dujić B. Influence of connection properties on the ductility and seismic resistance of multi-storey cross-lam buildings. CIB-W18, Italy. 2011.
[52] Isaković T, Fischinger M. Simplified nonlinear method for the analysis of concrete bridges. Građevinar. 2009;61.
[53] Magliulo G, Maddaloni G, Cosenza E. Extension of N2 method to plan irregular buildings considering accidental eccentricity. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2012;43:69-84.
[54] Krawinkler H. Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it. Proceedings of the 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California1996. p. 17-36.
[55] Kuramoto H, Teshigawara M, Okuzono T, Koshika N, Takayama M, Hori T. Predicting the earthquake response of buildings using equivalent single degree of freedom system. Proceedings of Twentieth World Conference on Earthquake Engineering2000.
[56] Krawinkler H, Seneviratna GDPK. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Engineering Structures. 1998;20:452-64.
[57] Davidson B, Fenwick R, Chung B. P-delta effects in multi-storey structural design. Earthquake Engineering Tenth World Conference, Rotterdam1992. p. 3847-52.
[58] Pettinga JD, Priestley MN. Accounting for p-delta effects in structures when using direct displacement-based design: IUSS Press Pavia, Italy; 2007.
[59] Gaspersic P, Fajfar P, Fischinger M. An approximate method for seismic damage analysis of buildings. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain1992. p. 19-24.
[60] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. Earthquake engineering & structural dynamics. 2004;33:903-27.
[61] Bhatt C, Bento R. Comparison of nonlinear static methods for the seismic assessment of plan irregular frame buildings with non seismic details. Journal of Earthquake Engineering. 2012;16:15-39.
[62] Kreslin M, Fajfar P. The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation. Earthquake engineering & structural dynamics. 2011;40:1571-89.
[63] Koren D, Kilar V. Seismic vulnerability of reinforced concrete building structures founded on an XPS layer. Earthquakes and Structures. 2016;10:939-63.
[64] Mitrović S, Čaušević M. Nelinearni statički seizmički proračuni konstrukcija. Građevinar. 2009;61:521-31.

[65] Amadio C, Rinaldin G, Fragiacomo M. Investigation on the accuracy of the N2 method and the equivalent linearization procedure for different hysteretic models. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2016;83:69-80.
[66] Fajfar P. The Story of the N2 Method. International association for earthquake engineering; 2021.
[67] Kim G-W, Song J-G. Lateral Load Distribution Factor for Modal Pushover Analysis. Proceedings of the Earthquake Engineering Society of Korea Conference: Earthquake Engineering Society of Korea; 2005. p. 236-43.
[68] Korpar B. Ocena uporabnosti N2 metode za tipično AB stenasto stavbo: magistrsko delo: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo; 2012.
[69] SEAONC. Tentative Seismic Isolation Design Requirements. Structural Engineers Association of Northern California San Francisco, CA; 1986.
[70] Wang F, Ou J. Pushover analysis procedure for system considering SSI effects based on capacity spectrum method. Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 2007;6:269-79.
[71] Liu L, Gou W, Xie Q, Bi L, Li Y, Wu Y. Analysis of elasto-plastic soil-structure interaction system using pushover method. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal2012. p. 24-8.
[72] Ganjavi B, Hajirasouliha I, Bolourchi A. Optimum lateral load distribution for seismic design of nonlinear shear-buildings considering soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2016;88:356-68.
[73] Ganjavi B, Hao H. A parametric study on the evaluation of ductility demand distribution in multi-degree-of-freedom systems considering soil–structure interaction effects. Engineering Structures. 2012;43:88–104.
[74] Ganjavi B, Hao H. Optimum lateral load pattern for seismic design of elastic shear-buildings incorporating soil–structure interaction effects. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2013;42:913-33.
[75] Council AT. ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California1996.
[76] Agency FEM. FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC1997.
[77] Causevic M, Mitrovic S. Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. Bulletin of earthquake engineering. 2011;9:467-89.
[78] Lagaros ND, Fragiadakis M. Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2011;31:77-90.
[79] Avilés J, Pérez-Rocha LE. Soil–structure interaction in yielding systems. Earthquake engineering & structural dynamics. 2003;32:1749-71.
[80] Elachachi S, Mekki M, Breysse D. Effects of soil-structure interaction and soil variability on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework, ICOSSAR 16-20 June 2013. 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, New York2013.
[81] Safety IS. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450). 2003.
[82] Pender M, Algie T, Storie L, Salimath R. Rocking controlled design of shallow foundations. Proc of 2013 NZSEE Conf2013.
[83] Deng L, Kutter B, Kunnath S, Algie T. Performance of bridge systems with nonlinear soil-footing-structure interactions. RP Orense, N Chouw and MJ Pender, eds. 2010:49-56.
[84] Khalil L, Sadek M, Shahrour I. Influence of the soil–structure interaction on the fundamental period of buildings. Earthquake engineering & structural dynamics. 2007;36:2445-53.

[85] Brandis A, Kraus I, Petrovčič S. Simplified Numerical Analysis of Soil–Structure Systems Subjected to Monotonically Increasing Lateral Load. Applied Sciences. 2021;11:4219.
[86] Medina C, Aznárez JJ, Padrón LA, Maeso O. Effects of soil–structure interaction on the dynamic properties and seismic response of piled structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2013;53:160-75.
[87] Sotiriadis D, Kostinakis K, Morfidis K. Effects of nonlinear soil–structure-interaction on seismic damage of 3D buildings on cohesive and frictional soils. Bulletin of Earthquake Engineering. 2017;15:3581-610.
[88] Engineers ASoC. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers; 2014.
[89] Vucetic M, Dobry R. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of geotechnical engineering. 1991;117:89-107.
[90] Vucetic M, Lanzo G, Doroudian M. Damping at small strains in cyclic simple shear test. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. 1998;124:585-94.
[91] Lanzo G, Vucetic M. Effect of soil plasticity on damping ratio at small cyclic strains. Soils and Foundations. 1999;39:131-41.
[92] Ishihara K. Soil behaviour in earthquake geotechnics. 1996.
[93] Verruijt A, Cordova C. Moving loads on an elastic half-plane with hysteritic damping. Journal of Applied Mechanics. 2001;5:1-8.
[94] Boulanger R, Ziotopoulou K. A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report number: UCD/CGM-10. 2010;1.
[95] Hardin BO, Drnevich VP. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (terzaghi leture). Journal of the soil mechanics and foundations division. 1972;98:603-24.
[96] Wang Y-H, Santamarina JC. Attenuation in sand: an exploratory study on the small-strain behavior and the influence of moisture condensation. Granular Matter. 2007;9:365-76.
[97] Marchenko M, Mosicheva I, Aniskin A. Estimation of Poisson's ratio of soil using stiffness of loose soils. Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS. 2018;9:85-94.
[98] NIST. Soil-structure interaction for building structures. National Institute of Standards and Technology, US Department of Commerce, Washington DC Project Technical Committee. 2012.
[99] Mylonakis G, Nikolaou S, Gazetas G. Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2006;26:824-53.
[100] Wolf JP, Somaini DR. Approximate dynamic model of embedded foundation in time domain. Earthquake engineering & structural dynamics. 1986;14:683-703.
[101] Winkler E. Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten, etc: H. Dominicus; 1867.
[102] Selvadurai AP. Elastic analysis of soil-foundation interaction: Elsevier; 2013.
[103] Dhadse GD, Ramtekkar G, Bhatt G. Finite Element Modeling of Soil Structure Interaction System with Interface: A Review. Archives of Computational Methods in Engineering. 2020:1-18.
[104] Brinkgreve RB. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. Soil constitutive models: Evaluation, selection, and calibration2005. p. 69-98.
[105] Gazetas G. Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. Journal of geotechnical engineering. 1991;117:1363-81.
[106] Dutta SC, Roy R. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. Computers & structures. 2002;80:1579-94.
[107] Makris N, Gazetas G. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response. Earthquake engineering & structural dynamics. 1992;21:145-62.

[108] Gerolymos N, Gazetas G. Development of Winkler model for static and dynamic response of caisson foundations with soil and interface nonlinearities. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2006;26:363-76.
[109] Burnwal ML, Raychowdhury P. A Comparative Study on Predictive Capability of Different SSI Models. Seismic Design and Performance: Select Proceedings of 7th ICRAGEE 2020. 2021;120:193.
[110] Crouse C, Hushmand B, Martin GR. Dynamic soil–structure interaction of a single-span bridge. Earthquake engineering & structural dynamics. 1987;15:711-29.
[111] Aldaikh H, Alexander NA, Ibraim E, Oddbjornsson O. Two dimensional numerical and experimental models for the study of structure–soil–structure interaction involving three buildings. Computers & Structures. 2015;150:79-91.
[112] Kocak S, Mengi Y. A simple soil–structure interaction model. Applied Mathematical Modelling. 2000;24:607-35.
[113] Kumar M, Mishra S. Study of seismic response characteristics of building frame models using shake table test and considering soil–structure interaction. Asian Journal of Civil Engineering. 2019;20:409-19.
[114] Pitilakis D, Rovithis E, Anastasiadis A, Vratsikidis A, Manakou M. Field evidence of SSI from full-scale structure testing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2018;112:89-106.
[115] Dok G, Aktas M, Kirtel O. Soil-Structure Interaction in Nonlinear Pushover Analysis of Frame and Shear Wall-Frame RC Structures: Nonhomogeneous Soil Condition. Proceedings of the 2nd International Symposium on Natural Hazards and Disaster Management, Sakarya University Cul-ture and Congress Center, Sakarya, Turkey2018. p. 4-6.
[116] Sideth P. Simulated effects of soil-structure interaction on seismic amplification of building on Bangkok subsoil using etabs: School of Civil Engineering Institute of Engineering Suranaree University of …; 2014.
[117] Suryawanshi AC, Bogar V. Seismic Analysis of Building Resting on Sloping Ground with Soil Structure Interaction. International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology. 2019;6:2135-49.
[118] Long RR. On the Boussinesq approximation and its role in the theory of internal waves. Tellus. 1965;17:46-52.
[119] Kausel E, Waas G, Roësset JM. Dynamic analysis of footings on layered media. Journal of the engineering mechanics division. 1975;101:679-93.
[120] Lysmer J, Waas G. Shear waves in plane infinite structures. Journal of the Engineering Mechanics Division. 1972;98:85-105.
[121] Roesset JM, Ettouney MM. Transmitting boundaries: A comparison. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. 1977;1:151-76.
[122] Kausel E. Local transmitting boundaries. Journal of engineering mechanics. 1988;114:1011-27.
[123] Chen AT. Transmitting boundaries and seismic response. Journal of Geotechnical Engineering. 1985;111:174-80.
[124] Kuhlemeyer RL, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1973;99:421-7.
[125] Markou G, Sabouni R, Suleiman F, El-Chouli R. Full-scale modeling of the soil-structure interaction problem through the use of hybrid models (HYMOD). International Journal of Current Engineering and Technology. 2015;5:885-92.
[126] Ahn S, Park G, Yoon H, Han J-H, Jung J. Evaluation of Soil–Structure Interaction in Structure Models via Shaking Table Test. Sustainability. 2021;13:4995.
[127] Li J, Yin X, Lin G. An Efficiency Substructure Method for Nonlinear SSI Analysis of Large-scale Concrete Structures in Time Domain on the ANSYS Platform.
[128] Ghiocel DM, Saremi M. Accurate linear and nonlinear seismic ssi analysis based on ANSYS FE modeling extending SASSI methodology. 2017.

[129] Goktepe F, Celebi E, Omid AJ. Numerical and experimental study on scaled soil-structure model for small shaking table tests. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2019;119:308-19.
[130] Prevost JH, Scanlan RH. Dynamic soil-structure interaction: centrifugal modeling. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1983;2:212-21.
[131] Weissman K, Prevost JH. Centrifugal modelling of dynamic soil-structure interaction. Earthquake engineering & structural dynamics. 1989;18:1145-61.
[132] Elgamal A, Yang Z, Lai T, Kutter BL, Wilson DW. Dynamic response of saturated dense sand in laminated centrifuge container. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2005;131:598-609.
[133] Knappett J, Haigh SK, Madabhushi SG. Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2006;26:91-102.
[134] Bransby M, Davies M, Nahas AE. Centrifuge modelling of normal fault–foundation interaction. Bulletin of Earthquake Engineering. 2008;6:585-605.
[135] Deng L, Kutter BL. Characterization of rocking shallow foundations using centrifuge model tests. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2012;41:1043-60.
[136] Abate G, Massimino MR. Dynamic soil-structure interaction analysis by experimental and numerical modelling. Riv Ital Geotecn. 2016;50:44-70.
[137] Lim E, Chouw N, Jiang L. Seismic performance of a non-structural component with two supports in bidirectional earthquakes considering soil-structure interaction. Seismic Performance of Soil-Foundation-Structure Systems: CRC Press; 2017. p. 73-80.
[138] Martakis P, Taeseri D, Chatzi E, Laue J. A centrifuge-based experimental verification of Soil-Structure Interaction effects. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2017;103:1-14.
[139] Hirave V, Kalyanshetti M. Seismic response of steel braced building frame considering soil structure interaction (SSI): an experimental study. Journal of the Institution of Engineers (India): Series A. 2018;99:113-22.
[140] Lee M, Bae K-T, Lee I-W, Yoo M. Cyclic py curves of monopiles in dense dry sand using centrifuge model tests. Applied Sciences. 2019;9:1641.
[141] Adriana Cerovečki IK, Simon Petrovčič. Validation of simplified methods for modeling of soil with comparison to experimentally tested scaled model. 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Crete, Greece2019.
[142] Harris HG, Sabnis G. Structural modeling and experimental techniques: CRC press; 1999.
[143] Elghazouli A, Castro J, Izzuddin B. Seismic performance of composite moment-resisting frames. Engineering structures. 2008;30:1802-19.
[144] Negro P, Paolucci R, Pedretti S, Faccioli E. Large-scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading. 2000.
[145] Negro P, Verzeletti G, Molina F, Pedretti S, Lo Presti D, Pedroni S et al. 3D Site Effects and Soil-Foundation Interaction in Earthquake and Vibration Risk Evaluation: Large-Scale Geotechnical Experiments on Soil-Foundation Interaction1999.
[146] Jagodnik V, Kraus I, Ivanda S, Arbanas Ž. Behaviour of Uniform Drava River Sand in Drained Condition—A Critical State Approach. Applied Sciences. 2020;10:5733.
[147] Bellotti R, Jamiolkowski M, Presti DL, O'neill D. Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. Geotechnique. 1996;46:115-31.
[148] Pincus HJ, Lo Presti D, Berardi R, Pedroni S, Crippa V. A New Traveling Sand Pluviator to Reconstitute Specimens of Well-Graded Silty Sands. Geotechnical Testing Journal - GEOTECH TESTING J. 1993;16.
[149] Anastasopoulos I, Kourkoulis R, Gelagoti F, Papadopoulos E. Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2012;40:15-33.

[150] Nitish Kumar. S PJV, Raveesh R. M. Study of Soil Structure Interaction Effect on Multi-Story RC Frame Structures Resting Over Raft Foundation under Earthquake Caused Agitation. International Journal of Engineering Research & Technology. 2016;05.
[151] Pitilakis D, Dietz M, Wood DM, Clouteau D, Modaressi A. Numerical simulation of dynamic soil–structure interaction in shaking table testing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2008;28:453-67.
[152] Al Heib M, Emeriault F, Nghiem H-L. On the use of 1g physical models for ground movements and soil-structure interaction problems. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 2020;12:197-211.
[153] FrÝBa L. History of Winkler Foundation. Vehicle System Dynamics. 1995;24:7-12.
[154] Reese LC, Van Impe WF. Single piles and pile groups under lateral loading: CRC press; 2000.
[155] Jagodnik V. Behavior of laterally loaded piles in natural sandy gravels: Ph. D. thesis, University of Rijeka Faculty of Civil Engineering; 2014.
[156] Takeda T, Sozen MA, Nielsen NN. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. Journal of the structural division. 1970;96:2557-73.
[157] Erhan S, Dicleli M. Effect of dynamic soil–bridge interaction modeling assumptions on the calculated seismic response of integral bridges. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2014;66:42-55.
[158] Kheradi H, Nagano K, Nishi H, Zhang F. 1-g shaking table tests on seismic enhancement of existing box culvert with partial ground-improvement method and its 2D dynamic simulation. Soils and Foundations. 2018;58:563-81.
[159] Ostadan F, Deng N, Roesset JM. Estimating total system damping for soil-structure interaction systems. Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Menlo Park, California, USA2004. p. 1-33.
[160] Vivek B, Raychowdhury P. Influence of SSI on period and damping of buildings supported by shallow foundations on cohesionless soil. International Journal of Geomechanics. 2017;17:04017030.
[161] Zhang Z, Wei H, Qin X. Experimental study on damping characteristics of soil-structure interaction system based on shaking table test. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2017;98:183-90.
[162] Castro JMDF. Seismic behaviour of composite moment-resisting frames: Imperial College London (University of London); 2006.
[163] CEN 2005a. Eurocode 3: Design of Steel. Structures, Part 1-1. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
[164] CEN 2004. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
[165] Bisch P, Carvalho E, Degee H, Fajfar P, Fardis M, Franchin P et al. Eurocode 8: seismic design of buildings worked examples. Luxembourg: Publications Office of the European Union. 2012.
[166] Azinović B, Kilar V, Koren D. Energy-efficient solution for the foundation of passive houses in earthquake-prone regions. Engineering Structures. 2016;112:133-45.
[167] CEN. 2004. Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, en 1997-1. In: Brussels B, Standardisation. ECf, editors.
[168] norme Hzz. HRN EN 1997-1:2012/A1:2014, Eurokod 7: Geotehničko projektiranje -- 1. dio: Opća pravila (EN 1997-1:2004/A1:2013). 2014.
[169] Spyrakos C, Beskos D. Dynamic response of flexible strip-foundations by boundary and finite elements. Soil dynamics and earthquake engineering. 1986;5:84-96.
[170] Wang Y, Rajapakse R, Shah A. Dynamic interaction between flexible strip foundations. Earthquake engineering & structural dynamics. 1991;20:441-54.

[171] Boulanger RW, Curras CJ, Kutter BL, Wilson DW, Abghari A. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. 1999;125:750-9.
[172] Mwafy A, Elnashai AS. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. Engineering structures. 2001;23:407-24.
[173] Kappos A. Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. Engineering Structures. 1999;21:823-35.
[174] Elnashai A, Mwafy A. Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. The structural design of tall buildings. 2002;11:329-51.
[175] Iervolino I, Galasso C, Cosenza E. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering. 2010;8:339-62.
[176] Naumoski N. Program SYNTH–Generation of artificial accelerograms compatible with a target spectrum. Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Ont. 2001.
[177] Satake N, Suda K-i, Arakawa T, Sasaki A, Tamura Y. Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan. Journal of structural engineering. 2003;129:470-7.
[178] Čaušević M, Bulić M. Prijedlog spektara odziva u drugoj generaciji Eurokoda EN1998-1-1 za seizmička područja i usporedba s postojećom normom EN 1998-1: 2004. Građevinar. 2020;72:895-904.

Curriculum vitae

Studentica poslijediplomskog studija Adriana Brandis, mag. ing. aedif., rođena je 19. studenoga 1991. godine u Osijeku.

Diplomirala je na Građevinskom fakultetu u Osijeku 2015. godine i stekla akademski naziv magistra inženjerka građevinarstva. Za vrijeme studija boravila je na Cipru, gdje je odradila studentsku praksu, te je jedan semester provela na Sveučilištu Bauhaus u Weimaru, gdje je pohađala i ljetnu školu. Bila je aktivan član udruge SGFOS te je dobila tri dekanove nagrade i jednu nagradu Liones Rotary kluba.

Nakon završetka fakulteta radila je u Uredu ovlaštenog inženjera građevinarstva Ines Cerovečki, nakon čega je zaposlena na Građevinskom i arhitektonskom fakultetu Osijek gdje je upisala i poslijediplomski studij. Tijekom studija ostvarila je moblinosti u Ljubljanu, Weimar, Napulj, Aveiru i Budimpeštu u ukupnom trajanju od 18 tjedana. Sudjelovala je na šest međunarodnih i tri domaće konferencije. Objavila je 13 znanstvenih radova od toga tri izvorna rada u SCI expanded bazi i jedan u Emerging SCI bazi.

Sudjelovala je u pet znanstveno-istraživačkih projekata od kojih je na internom projektu Građevinskog i arhitektnoskog fakulteta za asistente bila voditelj.

Na Građevinskom i arhitektonskom fakultetu Osijek vodi vježbe iz kolegija Betonske konstrukcije II, Drvene konstrukcije te Osnove proračuna i djelovanja na konstrukcije. Od 2021. godine također je predsjednica Povjerenstva za popularizaciju znanosti i tehničke kulture u sklopu kojeg je bila zadužena za promociju fakutleta na smotrama sveučilišta, festivalima znanosti, festivalima tehničke kulture, zimskim školama i slično. Osim promocije fakulteta i rada s učenicima i djecom mlađeg uzrasta sudjelovala je na brojnim edukacijama vezanim uz poučavanje i znanost, a neke od njih su: *Projektno učenje, Academic Teaching Excellence, Networking and Relationship Building for Success, Success with Presentations* u organizaciji agencije British Council. U svibnju 2018. godine završila je Program pedagoško-psihološke i didaktičko-metodičke izobrazbe.