Eksperimentalno ispitivanje i numeričko modeliranje ponašanja vitkih armiranobetonskih stupova u seizmičkim uvjetima

Grgić, Nikola

Doctoral thesis / Disertacija

2014

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:
University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

https://doi.org/10.31534/DocT.020.GrgN

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:123:610629

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-08-10**

Repository / Repozitorij:

FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split

UNIVERSITY OF SPLIT

dabar
DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

Nikola Grgić, dipl.ing.građ.

EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE I NUMERIČKO MODELIRANJE PONAŠANJA VITKIH ARMIRANOBETONSKI STUPOVA U SEIZMIČKIM UVJETIMA

Disertacija

Split, 2014.

Nikola Grgić, dipl.ing.građ.
Redni broj: 020

Ova disertacija predana je na ocjenu
Fakultetu Građevinarstva, arhitekture i geodezije
Sveučilišta u Splitu u svrhu stjecanja
akademskog stupnja doktora tehničkih
znanosti u znanstvenom polju građevinarstvo

Tema:

EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE I NUMERIČKO MODELIRANJE PONAŠANJA VITKIH ARMIRANOBETONSKI STUPOVA U SEIZMIČKIM UVJETIMA

Mentor:

Prof. dr. sc. Jure Radnić, dipl.ing.građ.

Povjerenstvo za obranu:

1. Prof. dr. sc. Mladen Glibić, dipl.ing.građ _____
2. Prof. dr. sc. Jure Radnić, dipl.ing.građ. _____
3. Prof. dr. sc. Domagoj Matešan, dipl.ing.građ. _____

Obrana doktorskog rada: 14.studenog, 2014. god.

Tajnica:
Saša Delić Matas dipl. iur.

Rad sadrži:

228 stranica teksta
149 slika
6 tablica
88 citiranih referenci

Posvećeno mojoj obitelji

Iskrenu zahvalnost izražavam:

mentoru prof. dr. sc. Juri Radniću za usmjeravanje i nesebičnu pomoć, kao i za sve korisne diskusije i savjete pri izradi ove disertacije.

komentoru prof. dr. sc. Domagoju Matešanu za nesebičnu pomoć i savjete tijekom izrade radnje,

članu povjerenstva prof. dr. sc. Mladenu Glibiću na korisnim savjetima pri pregledu rada,

kolegama i kolegicama s katedre za Betonske konstrukcije i mostove Fakulteta građevinarstva arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu, a posebno kolegi Anti Buzovu dipl.ing.građ, za pomoć pri provedbi eksperimentalnog dijela rada,

i na kraju, mojoj Ireni Matić.

UDK [624.012.45.042.7:519.87](043.3)

Nikola Grgić, dipl.ing.građ.

Disertacija

EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE I NUMERIČKO MODELIRANJE PONAŠANJA VITKIH ARMIRANOBETONSKI STUPOVA U SEIZMIČKIM UVJETIMA

Sažetak:

U radu su prikazani rezultati eksperimentalnog ispitivanja armiranobetonskih stupova izloženih dinamičkom opterećenju. Istraženi su utjecaji različitih parametara na granično stanje nosivosti i deformabilnosti stupova uslijed potresa. Ispitano je sedam grupa stupova, kod čega je u svakoj grupi istraživan pojedini utjecajni parametar.

Naime istražen je utjecaj različitog tipa pobude, utjecaj temeljnog tla (kao potencijalnog seizmičkog izolatora), utjecaj veličine temelja, utjecaj rubnih uvjeta (način oslanjanja temelja), utjecaj vitkosti (visine) stupa, utjecaj uzdužne armature, utjecaj poprečne armature, utjecaj mase na stupu te utjecaj ekscentriciteta mase. Za svaki od promatranih parametara ispitivano je tri do pet stupova.

Eksperimenti su provedeni u Laboratoriju za seizmička ispitivanja (STC) u Žrnovnici pored Splita, pomoću potresne platforme. Svaki stup iz pojedine grupe izložen je setu pobuda, uz sukcesivno maksimalne ordinate akcelerograma. Stupovi su izloženi horizontalnom (jedno-komponentnom) ubrzanju platforme. Pobude su nanošene sukcesivno, pri čemu su ordinate akcelerograma linearno povećavane uz prirast maksimalne ordinate akcelerograma za po 0.05 g, sve do sloma stupa ili gubitka njegove stabilnosti. Korišteni su umjetni akcelerogrami potresa kreirani pomoću računalnog programa SIMQKE, za projektni elastični spektar odgovora prema EN 1998 tip 1 i tip tla A. Osim umjetnih akcelerograma, korišteni su akcelerogrami potresa Ston (1996), potresa Banja Luka (1982), potresa Monte Negro-Petrovac (1979) i harmonijska pobuda. Za svaku dinamičku pobudu (a_{gmax}=n×0.05 g; n=1,2,3…8) mjereni su karakteristični pomaci i ubrzanja konstrukcije te deformacije u betonu i deformacije klasične armature u karakterističnim točkama, te je praćeno stanje pukotina u stupu sve do dostizanja njegove granične nosivosti.

Osim provedbe eksperimentalnih istraživanja, izvršeno je poboljšanje prethodno razvijenog numeričkog modela za nelinearnu statičku i dinamičku analizu konstrukcija. Valjanost numeričkog modela je testirana na rezultatima provedenih eksperimentalnih ispitivanja.

Ključne riječi: eksperimentalno ispitivanje, armiranobetonski stup, dinamičko opterećenje, potresna platforma, numerički model, nelinearna analiza.

UDC [624.012.45.042.7:519.87](043.3)

Nikola Grgić, dipl.ing.građ.

Ph.D. Thesis

EXPERIMENTAL TESTING AND NUMERICAL MODELING OF SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER SEISMIC CONDITIONS

Abstract:

This dissertation presents the results of experimental tests of slender reinforced concrete columns exposed to dynamic loads. The effects of various parameters on the ultimate bearing capacity and deformation of the columns under earthquake have been investigated. Seven groups of columns were tested, whereby certain influential parameter was considered in each group. Namely, the influence of different types of excitation, the influence of foundation soil types (as potential seismic isolators), the influence of foundation layout size, the influence of boundary conditions (the manner of foundation placement), the influence of slenderness (height) of a column, the influence of longitudinal reinforcement, the influence of transverse reinforcement, the influence of different mass at the top of columns and the influence of mass eccentricity were considered. Three to five columns were tested for each of the considered parameters.

A shake table at the Laboratory for seismic testing (STC) in Žrnovnica near Split was used for experimental testing. Each column in a particular group was exposed to a set of excitations, where maximal amplitudes of acceleration were successively increased. The columns were exposed to horizontal (one-component) excitations. The excitations were applied successively, with the increase of the maximum amplitude of 0.05 g until the collapse of the columns or their loss of stability. Artificial accelerograms compatible with the design elastic response spectrum according to EN 1998 Type 1 and soil Type A were used as excitations, generated with the SIMQKE software. Besides the artificial excitations, accelerograms of the earthquake Ston (1996), earthquake Banja Luka (1982), earthquake Monte Negro (earthquake Petrovac) (1979) and harmonic excitation were also used. Characteristic displacements and accelerations of the column, as well as concrete and reinforcement strains at specific points were measured for each applied dynamic excitation (a_{gmax} = n×0.05 g; n = 1, 2, 3, ... , 8). Also, states of cracks (damages) in the column until reaching its critical load were monitored.

The dissertation also presents the improvements of a previously developed numerical model for nonlinear static and dynamic analysis of structures. The validity of the numerical model has been verified by the results of experimental tests.

Keywords: experimental testing, reinforced concrete column, dynamic load, shake table, numerical model, nonlinear analysis.

Sadržaj:

1. UVOD 1

1.1 OPĆENITO 1

1.2 PREGLED TEMELJNE LITERATURE 3

1.3 UVOD U PROBLEMATIKU PODRUČJA ISTRAŽIVANJA 5

1.3.1 Utjecaj tipa potresa na ponašanje armiranobetonskih konzolnih stupova 5

1.3.2 Utjecaj različite rotacijske krutosti temelja i temeljnog tla na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 6

1.3.3 Utjecaj vitkosti armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu 7

1.3.4 Utjecaj količine vertikalne armature na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 8

1.3.5 Utjecaj spona (poprečne armature) na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 8

1.3.6 Utjecaj količine mase na vrhu armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu 9

1.3.7 Utjecaj ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 9

1.4 METODOLOGIJA ISTRAŽIVANJA 10

1.4.1 Plan i program istraživanja u okviru ove disertacije 11

1.4.2 Sadržaj rada 11

2. PROGRAM EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA 13

2.1 OPĆENITO 13

2.2 OSNOVNI PODACI O ISPITIVANIM STUPOVIMA 14

2.2.1 Eksperimentalno istraživanje utjecaja tipa potresa na ponašanje armiranobetonskih konzolnih stupova 14

2.2.2 Eksperimentalno istraživanje utjecaja različite rotacijske krutosti temelja i temeljnog tla na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 16

2.2.3 Eksperimentalno istraživanje utjecaja visine (vitkosti) armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu 18

2.2.4 Eksperimentalno istraživanje utjecaja količine vertikalne armature na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 19

2.2.5 Eksperimentalno istraživanje utjecaja razmaka spona (poprečne armature) na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 20

2.2.6 Eksperimentalno istraživanje utjecaja veličine mase na vrhu armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu 22

2.2.7 Eksperimentalno istraživanje utjecaja ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu 23

2.3 OSNOVNI PODACI O MATERIJALIMA KORIŠTENIM ZA IZRADU TESTIRANIH ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA 25

2.4 OSNOVNI PODACI O KORIŠTENOJ OPREMI 27

2.4.1 Potresna platforma 27

2.4.2 Mjerna mjesta i korištena oprema za mjerenje mehaničkih veličina 28

2.5 POTRESNO OPTEREĆENJE 32

2.5.1 Općenito o problemu potresnog opterećenja 32

2.5.2 Koncept spektra odgovora 32

2.5.3 Umjetni akcelerogram 33

2.5.4 Akcelerogrami korišteni pri eksperimentalnim istraživanjima 35

2.6 PROCEDURA EKSPERIMENATALNOG ISPITIVANJA 40

3. REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA 44

3.1 OPĆENITO 44

3.2 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA TIPA POTRESA NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA 45

3.3 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA RAZLIČITE ROTACIJSKE KRUTOSTI TEMELJA NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU 57

3.3.1 Temelji na sloju kamenog pijeska debljine 20 mm – stupovi C1-1, C2-1, C3-1 58

3.3.2 Temelji na sloju kamenog pijeska debljine 100 mm – stupovi C1-2, C2-2, C3-2 67

3.3.3 Temelji učvršćeni za platformu – stupovi C1-3, C2-3, C3-3 75

3.3.4 Usporedba eksperimentalnih rezultata za pojedini stup u pogledu načina oslanjanja temelja 75

3.3.4.1 Stup C1 75

3.3.4.2 Stup C2 83

3.3.4.3 Stup C3 90

3.4 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA VISINE (VITKOSTI) ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA NA NJIHOVO PONAŠANJE PRI POTRESU 98

3.5 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA KOLIČINE VERTIKALNE ARMATURE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU 109

3.6 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA RAZMAKA SPONA (POPREČNE ARMATURE) NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU 119

3.7 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA VELIČINE MASE NA VRHU ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA NA NJIHOVO PONAŠANJE PRI POTRESUU 132

3.8 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJE UTJECAJA EKSCENTRICITETA UZDUŽNE TLAČNE SILE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU 142

4. NUMERIČKI MODEL ZA DINAMIČKU ANALIZU VITKIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA 153

4.1 OPĆENITO 153

4.2 JEDNADŽBA RAVNOTEŽE I DISKRETIZACIJA KONSTRUKCIJE 154

4.2.1 Prostorna diskretizacija 154

4.2.2 Vremenska diskretizacija 156

4.3 MODELI MATERIJALA 160

4.3.1 Model ponašanja betona 160

4.3.1.1 Modeliranje betona u dvoosnom tlaku 160

4.3.1.2 Modeliranje betona u vlaku 161

4.3.1.3 Veza naprezanje-deformacija nakon pojave pukotine u betona 163

4.3.1.4 Modeliranje vlačne krutosti betona s pukotinama 165

4.3.1.5 Reduciranje posmične krutosti betona s pukotinama 166

4.3.1.6 Modeliranje zatvaranja pukotina 168

4.3.2 Usvojeni model ponašanja armature 169
4.3.3 Model za simulaciju kontakta 169
4.3.4 Model ponašanja tla 172

4.4 MODEL GEOMETRIJSKE NELINEARNOSTI 172
4.4.1 Postupak uključenja geometrijske nelinearnosti 173
4.4.2 Još neki proračunski aspekti 177

5. PROVJERA RAZVIJENOG NUMERIČKOG MODELA ZA ANALIZU VIKIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA 179

5.1 OPĆENITO 179

5.2 DINAMIČKO OPTEREĆENJE 180

5.3 USVOJENI PARAMETRI ZA NUMERIČKU SIMULACIJU 182

5.4 REZULTATI NUMERIČKE SIMULACIJE 185
5.4.1 Primjer 1 185
5.4.2 Primjer 2 190
5.4.3 Primjer 3 194
5.4.4 Primjer 4 198
5.4.5 Primjer 5 202
5.4.6 Primjer 6 206
5.4.7 Primjer 7 210

5.5 ZAKLJUČCI O POUZDANOSTI NUMERIČKOG MODELA 214

6. ZAKLJUČCI I PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA 215

7. LITERATURA 221

1.UVOD

1.1 OPĆENITO

Prema raspoloživim povijesnim podacima, prvi stupovi u graditeljstvu pojavljuju se u neolitiku (oko 8000 g.pr.Kr). To su bili neobrađeni drveni trupci, čija je uloga bila nošenje (podupiranje) horizontalne ili kose krovne grede. Znatno napredniji stupovi, s dodatnim ulogama osim primarnog podupiranja, građeni su tijekom vremena staro-Egipatske, Asirske, Perzijske i Minojske civilizacije (oko 3000 g.pr.Kr). Egipatski stupovi, osim od drva, vrlo često su izrađivani od kamena. Oblicima poput lotosa, palme, papirusa ili snopa pruća, stupovi dodatno oplemenjuju prostor i čine ga ugodnijim za boravak. Pri gradnji svojih hramova, Egipćani nerijetko grade dvorane čije stropove podupiru masivnim stupovima, koji su pri bazi šireg promjera. Kod pojedinih hramova gradili su stupove bez baze i kapitela, ističući pri tom njihov vitki i krhki izgled, stavljajući naglasak na njihovu funkciju i umijeće graditelja.

U staro Grčkoj arhitekturi, pri izgradnji većih i značajnijih objekata, kamen u potpunosti zamjenjuje drvo kao primarni graditeljski materijal. Pri tom se ističu tri tipa kamenih stupova, koji su okosnica različitih arhitektonskih stilova. To su dorski, jonski i korintski stup. Oni se međusobno razlikuju oblikom baze, visinom i vitkošću, te najviše načinom izrade kapitela.

Brojni ostaci građevina iz doba Rimskog carstva ukazuju na činjenicu da su stupovi i lukovi od opeke, učvršćeni primitivnim betonom, temelj Rimske arhitekture. Rimski graditelji najčešće koriste korintske stupove, koji se odlikuju naglašenom dekoracijom, velikom visinom i izrazitom vitkošću. Rimljani uvode u uporabu i tzv. kompozitni stup, koji je nastao kombinacijom korintskog i jonskog stila.

Razdoblje srednjeg vijeka obilježila je prevlast katoličke Crkve, tako da u srednjovjekovnoj arhitekturi dominiraju vjerski objekti čije stropove često nose, više ili manje, masivni stupovi. Tijekom razdoblja romanike (11.-13. st.) najčešće su građeni masivni stupovi, s kapitelima na kojima su obično biblijski motivi. Za vrijeme gotike (13.-14. st.) pri gradnji katedrala pojavljuju se tzv. snopasti stupovi, tj. masivne podupore izrađene od više stupaca. Doba renesanse (Italija 14 st., a ostatak Europe 16.st.) obilježeno je ponovnom uporabom klasičnih rimskih stupova, dok u doba baroka (17. i 18 st.) ti stupovi poprimaju goleme dimenzije.

Industrijska revolucija dovodi do povećanog intenziteta gradnje industrijskih i drugih popratnih objekata, koji u sebi vrlo često sadržavaju stupove izrađene iz željeza i betona. Moderne građevine nerijetko u svom nosivom sustavu sadržavaju stupove izrađene iz različitih materijala, među kojima i dalje prednjače čelični i armiranobetonski stupovi.

Kroz povijest čovječanstva, evidentno je da svaki civilizacijski iskorak i gospodarski napredak za sobom povlači porast gradnje. Pri tom se grade prometnice te industrijski, stambeni, vjerski i sportski objekti, kao i drugi objekti različitih namjena. Zajedničko za većinu tih objekta, kako kroz povijest tako i danas, je da u svom nosivom sustavu imaju ukomponirane stupove.

Iako ih graditelji kontinuirano koriste preko 10 000 godina, ponašanje stupova pod opterećenjem do današnjih dana nije u potpunosti poznato (osobito pri potresu). Štoviše, može se reći da poznavanje ponašanja stupova u objektima koji su izloženi potresnom opterećenju još uvijek nije zadovoljavajuće. Dokaze za to nalazimo u zastrašujućem broju žrtava širom svijeta nastalih kao posljedica rušenja objekata uslijed potresa. Nažalost, iako vrlo atraktivan graditeljski element, stup se vrlo često pokazao kao najslabija karika u nosivom sustavu građevina, ne samo povijesnih nego i onih koje su izgrađene u skladu s najsuvremenijim spoznajama. Nerijetko svjedočimo činjenicu da se propisi za izgradnju u potresnim uvjetima donose ili korigiraju tek nakon snažnih potresa koji su prouzročili velike ljudske žrtve i razaranja.

Nažalost, živimo u regiji koja je seizmički aktivna, u kojoj su u prošlosti zabilježeni razorni potresi. Stoga je za očekivati da ćemo i u budućnosti biti izloženi toj prirodnoj nepogodi. Najznačajniji potresi u užoj regiji tijekom posljednjih pedesetak godina, koji su prouzročili materijalnu štetu i ljudske žrtve, zabilježeni su u okolici većih gradova (Makarska, Sarajevo, Skopje, Debar, Banja Luka, Crnogorsko primorje, Kopaonik, Ston, Kraljevo). Budući da nas

potresi vjerojatno neće zaobići ni u budućnosti, a kako bi umanjili njihov katastrofalni učinak na građevine te smanjili ili potpuno izbjegli ljudske žrtve, potrebno je izgraditi sigurnije građevine. U tu svrhu, prvo je potrebno detaljno istražiti ponašanje konstrukcija pri djelovanju potresa.

Osnovni cilj ovog rada je doprinos boljem poznavanju ponašanja vitkih armiranobetonskih stupova pri potresu s pomoću potresne platforme, kao i razvoj numeričkih modela za njihov pouzdaniji proračun. a na temelju provedenih eksperimentalnih i numeričkih testova. Krajnji cilj rada je doprinos većoj sigurnosti armiranobetonskih stupova i armiranobetonskih građevina u seizmički aktivnim područjima.

1.2 PREGLED TEMELJNE LITERATURE

Armiranobetonski stupovi u suvremenim građevinama općenito mogu biti opterećeni uzdužnom centričnom ili ekscentričnom tlačnom silom, te poprečnom silom (torzijski momenti su najčešće zanemarivi).

Velika većina radova dostupnih u literaturi odnosi se na istraživanje ponašanja armiranobetonskih stupova izloženih centričnom ili ekscentričnom statičkom tlačnom opterećenju. Drysdale i Huggins [1], Hsu i ostali [2], Iwai i ostali [3], Kim i Lee [4], Mavichak i Furlong [5], Ramamurthy [6], Tsao i Hsu [7], Wang i Hsu [8], Wu i Huggins [9], kao i mnogi drugi, proučavali su ponašanje vitkih armiranobetonskih stupova izloženih centričnom ili ekscentričnom statičkom tlačnom opterećenju. Niz radova u posljednjih desetak godina produciran je od grupe autora s odjela za konstrukcijski inženjering na Polytechnic University of Valencia, Španjolska [10-20]. U tim je radovima eksperimentalno i analitički istraživano ponašanje stupova opterećenih do sloma centričnom tlačnom silom, ekscentričnom tlačnom silom, kombinacijom centrične tlačne sile i horizontalne statičke sile, te kombinacijom centrične tlačne sile i kvazistatičke horizontalne sile.

Pozornost istraživača i projektanata posljednjih godina privlači povećan intenzitet gradnje s predgotovljenim elementima (montažna gradnja). Veliki broj istraživačkih radova je posvećen ovoj temi, pri čemu je često naglasak stavljen na istraživanje ponašanja predgotovljenih armiranobetonskih stupova u sklopu montažne gradnje. Neki od najznačajnijih radova su [21-27].

Provedena eksperimentalna istraživanja armiranobetonskih stupova, dostupna u literaturi, dominantno se odnose na stupove pod centričnim ili ekscentričnim statičkim tlakom. Značajno manji broj ispitivanja odnosi se na stupove izložene centričnom statičkom tlaku u kombinaciji s horizontalnom statičkom ili kvazistatičkom silom. Tek posljednjih godina obavljena je nekolicina eksperimentalnih ispitivanja ponašanja stupova pod dinamičkim opterećenjem na potresnim

platformama. Razlog tomu je zasigurno zahtjevna tehnologija i izrazito visoka cijena opreme za dinamička ispitivanja. Takva ispitivanja najintenzivnije provode SAD i Japan. Primjer jednog takvog istraživanja je projekt eksperimentalnog ispitivanja konstrukcija mostova na potresnim platformama u suradnji udruženja laboratorija iz SAD-a i laboratorija iz Japana, koje je započelo 2005. godine. Utvrđeno je da je slom armiranobetonskih stupova jedan od glavnih uzroka oštećenja objekata stradalih pri potresima Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Chi Chi 1999 i Bolu 1999. Kao primarni ciljevi postavljeni su: istraživanje mehanizma progresivnog sloma armiranobetonskih stupova uslijed potresa, interakcija između tla i temelja, utjecaj likvefakcije, mogućnosti ojačanja postojećih stupova te mogućnosti uporabe prigušivača i seizmičkih izolatora [28].

Na potresnom stolu pri Public Works Research Institute u Japanu (2006. i 2007.), ispitana su tri stupa kružnog poprečnog presjeka promjera 60 cm [29-30]. Cilj ispitivanja je bio definiranje protokola dinamičkog opterećivanja, koji treba poslužiti za buduća ispitivanja na potresnim stolovima. Niz ispitivanja na osam stupova kružnog poprečnog presjeka promjera 40 cm, opterećenih horizontalnim opterećenjem, cikličkim opterećenjem i hibridnim opterećenjem, proveden je na Tokyo Institute of Technology [31] 2005.- 2007. Cilj ispitivanja je bio objašnjenje mehanizma sloma stupova, uz variranje njihovih savojnih i posmičnih karakteristika. Također je istraživan i protokol opterećivanja. Četiri stupa kružnog poprečnog presjeka promjera 40 cm ispitana su na potresnom stolu pri Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley [32]. Cilj je bio istražiti utjecaj dvoosnog dinamičkog opterećenja na odziv jednostavnih stupova mosta, ispitati efekte kratkotrajnih djelovanja zabilježenih blizu rasjeda (kontakta tektonskih ploča) u odnosu na dugotrajne pobude zabilježene na većim udaljenostima od rasjeda, te ispitati pouzdanost nekih linearnih i nelinearnih numeričkih modela za analizu konstrukcija. Tri stupa kružnog poprečnog presjeka promjera 180 cm ispitana su na potresnom stolu E-Defense u Japanu 2009 [33]. Cilj je bio utvrditi mehanizam loma stupova građenih 1970-ih godina u Japanu (sličnih stradalima u potresu Kobe 1995), istražiti mogućnost njihovog ojačanja, te ispitati ponašanje mostovskih stupova koji se grade u Japanu u skladu s trenutno važećim normama. Stup kružnog poprečnog presjeka promjera 120 cm ispitan je na potresnom stolu u Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) centru u San Diegu [34] 2010. godine. Istraživano je ponašanje mostovskih stupova projektiranih prema propisima savezne države California. U kombinaciji s analitičkim simulacijama i drugim eksperimentalnim ispitivanjima, dana je procjena kvalitete rezultata dobivenih ispitivanjem na modelima reducirane veličine. U istom laboratoriju ispitana su dva stupa kružnog poprečnog presjeka promjera 46 cm [35] 2013. godine. U okviru ovih eksperimentalnih testova planirano je istražiti ponašanje

mostovskih stupova kojima je omogućeno odizanje temelja tijekom potresnog djelovanja, te ispitati utjecaj razine podzemne vode u pješčanim tlima na ponašanje stupova mosta pri potresu.

Očigledno je da su katastrofalne posljedice potresa primorale znanstvenike diljem svijeta da što preciznije istraže ponašanje armiranobetonskih stupova u uvjetima potresa, koristeći pri tom najsuvremeniju opremu. U tom kontekstu, nužna su daljnja ispitivanja konstrukcija na dinamičkim platformama. Na tom tragu su i planirana istraživanja u sklopu ovog rada.

1.3 UVOD U PROBLEMATIKU PODRUČJA ISTRAŽIVANJA

Cilj ovog rada je doprinos boljem poznavanju stvarnog ponašanja te većoj sigurnosti armiranobetonskih stupova i armiranobetonskih građevina u seizmički aktivnim područjima. Istraživanje provedeno u sklopu ovog rada je kombinacija eksperimentalnog i numeričkog (analitičkog) istraživanja. Pri tom je istražen utjecaj niza efekata za koje se smatra da su od ključne važnosti pri sagledavanju cjelokupnog ponašanja vitkih armiranobetonskih stupova u seizmičkim uvjetima. U nastavku će biti navedeni i ukratko obrazloženi pojedini istraživani efekti.

1.3.1 Utjecaj tipa potresa na ponašanje armiranobetonskih konzolnih stupova

Potres je nepredvidiva prirodna pojava, čije posljedice mogu biti velika materijalna šteta i gubitak ljudskih života. To je najčešće prirodni proces do kojeg dolazi uslijed pomicanja tektonskih ploča, a posljedica mu je podrhtavanje Zemljine kore. Registrira se uređajima za mjerenje ubrzanja tla u seizmološkim stanicama. Iz ubrzanja tla, izračunavaju se brzine i pomaci tla. Dijagrami ubrzanja, brzina i pomaka u ovisnosti o vremenu, zabilježeni tijekom potresa, osnova su za provedbu dinamičkih analiza konstrukcija.

Neka građevina na nekom lokalitetu može biti izložena različitim jačinama potresa, s njihovim različitim epicentrima i hipocentrima. Pri analizama građevina, obično se koriste registrirani akcelerogrami za potrese prethodno zabilježene u užem i širem području. Na temelju takvih akcelerograma, formira se više projektnih akcelerograma i to najčešće tako da se skaliraju ordinate prethodno zabilježenih akcelerograma potresa. Skaliranje se najčešće vrši tako da se ordinate polaznih akcelerograma pomnože omjerom usvojenog najvećeg proračunskog ubrzanja tla i najvećeg ubrzanja polaznog akcelerograma, dok se vremenski slijed pobude zadržava kao kod originalnog potresa.

Nažalost, problem definiranja najnepovoljnijih mogućih akcelerograma potresa za neku građevinu na nekoj lokaciji u nekom seizmički aktivnom području, s pripadajućim karakteristikama tla užeg i šireg područja, još dugo neće biti moguće precizno riješiti.

U ovom je radu eksperimentalno istražen odziv jednog tipa konstrukcije izloženog djelovanju više različitih potresa. Naime, testirano je pet jednakih konzolnih armiranobetonskih stupova s pomoću potresne platforme, pri čemu je svaki stup izložen različitom akcelerogramu potresa. Kod svih akcelerograma maksimalno ubrzanje je svedeno na jednaku vrijednost. Pri tom su korištena tri akcelerograma zabilježena uslijed realnih potresa, jedan umjetno generirani akcelerogram i jedna harmonijska pobuda.

1.3.2 Utjecaj različite rotacijske krutosti temelja i temeljnog tla na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Pri tradicionalnim praktičnim proračunima armiranobetonskih stupova još uvijek se najčešće pretpostavlja da su oni ukliješteni u krute temelje. Nakon njihovog dimenzioniranja na mjerodavna opterećenja, utvrđuju se tlocrtne dimenzije temelja iz uvjeta zadovoljenja granične nosivosti tla te iz uvjeta osiguranja dostatne sigurnosti temelja na klizanje i prevrtanje. Potom se proračunava potrebna armatura temelja.

Kod preciznijih praktičnih proračuna građevinskih konstrukcija temelji su uključeni u numerički model. Kod toga se redovito uzima da su oni oslonjeni na elastičnu podlogu, koja dopušta vertikalne pomake i rotaciju temelja. Grublji modeli dopuštaju mogućnost pojave vertikalnih vlačnih naprezanja na spoju temeljne stope i tla, dok su kod preciznijih modela ona isključena. Takvim su pristupom pomaci i rotacije temelja izravno uključeni u raspodjelu unutarnjih sila (naprezanja) u čitavoj konstrukciji i njene pomake. Naprezanja u tlu ispod temelja također se dobivaju izravno.

Kod oba prethodno navedena pristupa tlocrtne dimenzije temelja bitno ovise o nosivosti i deformabilnosti temeljnog tla. Kod tla male nosivosti tlocrtna površina temelja može biti daleko veća od one kod tla velike nosivosti. Dakle, u praksi su prisutne velike razlike u tlocrtnim dimenzijama temelja, tj. u njihovoj rotacijskoj krutosti.

Za adekvatno sagledavanje (projektiranje) građevinskih konstrukcija od osobitog je značaja poznavanje stvarnog ponašanja konstrukcije s temeljima pri potresu. Naime, pri potresu dolazi do dinamičke interakcije sustava konstrukcija-temelj-tlo. Generirane unutarnje sile u konstrukciji uslijed djelovanja potresa u izravnoj su vezi s karakteristikama temelja i temeljnog

tla. Kod toga tlocrtne dimenzije temelja mogu imati veliki utjecaj na ponašanje i sigurnost konstrukcija pri potresu.

Koristeći potresnu platformu, u ovom je radu eksperimentalno istraženo ponašanje konzolnog armiranobetonskog stupa s različitim veličinama temelja. Usvojene su tri različite tlocrtne dimenzije temelja, tj. tri različite rotacijske krutosti temelja (velika, srednja, mala). Svi parametri stupa (vitkost, svojstva materijala, raspored i površina armature, masa na vrhu stupa i sl.) jednaki su za sve tri konstrukcije. Temelji stupa su oslanjani na dinamičku platformu na tri načina: preko sloja kamenog pijeska debljine 20 mm, preko sloja kamenog pijeska debljine 100 mm te temelji učvršćeni (fiksirani) za dinamičku platformu. Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

1.3.3 Utjecaj vitkosti armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu

U realnim građevinama prisutni su stupovi s vrlo različitim vitkostima (λ): od malih (λ do oko 25), preko srednjih (λ do oko 50) i velikih (λ do oko 100) do ekstremnih (λ do oko 150). Kod toga su manje vitkosti redovito prisutne kod stupova opterećenih velikim tlačnim silama (velikim tlačnim naprezanjima u odnosu na tlačnu čvrstoću betona), a veće vitkosti kod stupova s većim utjecajem savijanja i manjim utjecajem uzdužnih sila. Najveće vitkosti stupova obično su prisutne kod visokih konzolnih stupova u montažnoj gradnji hala. Vitkost stupa ima značajan utjecaj na njegovo ponašanje i graničnu nosivost.

U ovom su radu izvršena eksperimentalna istraživanja utjecaja vitkosti konzolnih betonskih stupova pri potresu s pomoću dinamičke platforme. Razmatrana su četiri armiranobetonska stupa s vitkostima oko λ=50, λ=75, λ=100 i λ=125. Kod toga su svi stupovi imali jednaka ostala svojstva (temelj, materijale, količinu i raspored armature, masu na vrhu stupa i sl.). Masa na vrhu stupa postavljena je centrično u odnosu na os stupa, odnosno razmatrani su centrično tlačno opterećeni stupovi, a temelji su kruto pridržani za dinamičku platformu. Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

1.3.4 Utjecaj količine vertikalne armature na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Armiranobetonski stupovi u praksi su armirani s različitim odnosom površine vertikalne armature u odnosu na površinu betonskog presjeka stupa, tj. armirani su s različitim koeficijentom armiranja. Koeficijent armiranja najčešće se kreće u rasponu od 0.003 do 0.03, tj. od 0.3% do 3% površine stupa. U praktičnim konstrukcijama nailazimo i na veće koeficijente armiranja (do 6%) betonskog presjeka stupa. Niske koeficijente armiranja u jače opterećenim stupovima treba izbjegavati, a osobito kod građevina u područjima gdje je velika vjerojatnost jakih potresa, u slučajevima gdje je izražen utjecaj puzanja i skupljanja betona, pri malim ekscentricitetima tlačne uzdužne sile i sl. Nosivost stupa je u izravnoj vezi s njegovim koeficijentom armiranja.

Koristeći potresnu platformu, u ovom je radu eksperimentalno istraženo kako količina vertikalne armature utječe na ponašanje centrično opterećenih vitkih konzolnih armiranobetonskih stupova. Ispitana su tri stupa s različitim postocima armiranja: 1.1 %, 2.0 % i 3.1 %. Svi ostali parametri stupa su jednaki (materijal, temelji, geometrija stupa, gravitacijsko opterećenje, dinamička pobuda i sl.). Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

1.3.5 Utjecaj spona (poprečne armature) na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Na stvarnim armiranobetonskim konstrukcijama koje su bile izložene jačim potresima, već odavno je uočen veliki utjecaj spona u stupovima na njihova oštećenja i graničnu nosivost. Nažalost, kod mnogih je stupova dolazilo do njihovih teških oštećenja ili urušavanja pri potresu zbog male površine spona ili njihovog velikog razmaka po visini stupa.

U stupovima izloženim statičkom i dinamičkom opterećenju uloga spona je višestruka. One povećavaju tlačnu nosivost betona opasivanjem stupa (uvodeći višeoosno stanje naprezanja) i potpomažu betonu u preuzimanju poprečnih sila, a smanjivanjem njihova razmaka povećavaju i nosivost tlačne armature (smanjuju duljinu izvijanja tlačnih šipki) te smanjuju širinu i razmak pukotina u betonu. Izbor optimalne površine spona u odnosu na površinu poprečnog presjeka stupa, a osobito izbor optimalnog razmaka spona, je jedna od važnih zadaća pri projektiranju armiranobetonskih stupova.

Utjecaj razmaka spona (poprečne armature) na ponašanje i graničnu nosivost konzolnih armiranobetonskih stupova istražen je u ovom radu uz pomoć potresne platforme. Provedeno je

relativno usko eksperimentalno istraživanje na tri stupa, s tri različita razmaka jednakih spona. Kod toga su svi stupovi imali ostala svojstva jednaka (temelje, materijale, vertikalnu armaturu, masu na vrhu stupa i sl.). Temelji stupova su pridržani za platformu. Masa na vrhu stupova je centrično položena u odnosu na njihovu os i kruto je vezana za vrh stupa. Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

1.3.6 Utjecaj količine mase na vrhu armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu

U praksi su prisutni konzolni stupovi s velikom razlikom u veličini mase (težine) kojom su opterećeni na svom vrhu. Veličina mase utječe na njihovo ponašanje pri statičkom, a osobito pri dinamičkom opterećenju. Naime, povećanjem mase na vrhu stupa povećavaju se u njemu tlačna naprezanja od gravitacijskog (stalnog) opterećenja, kao i unutrašnje sile nastale uslijed inercijalnih sila kod građevina izloženih djelovanju potresa. Veća masa na vrhu konzolnih stupova često rezultira njihovom velikom deformabilnošću i malom graničnom nosivošću pri potresu, a osobito kod stupova veće vitkosti.

U ovom je radu istraženo ponašanje konzolnih armiranobetonskih stupova s tri različite mase na vrhu stupa, u omjeru 1:2:3, s pomoću potresne platforme. Analiziran je konzolni armiranobetonski stup visine 1.44 m, vitkosti (λ) oko 100. Kod toga svi stupovi imaju jednake temelje, armaturu (uzdužnu i poprečnu), jednaku dinamičku pobudu i sl. Temelji stupova su pridržani za platformu. Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

1.3.7 Utjecaj ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

U praktičnim konstrukcijama betonski stupovi mogu biti opterećeni širokim spektrom različitih omjera momenta savijanja (M) i uzdužne tlačne sile (N), tj. širokim spektrom različitih ekscentriciteta tlačne sile (e): $e=M/N$. Pri tome oni mogu biti centrično tlačno opterećeni ($e=0$) pa do slučajeva s dominantnim utjecajem savijanja ($e\rightarrow\infty$). Ponašanje stupova pri uporabnim opterećenjima i osobito pri graničnim stanjima nosivosti značajno ovisi o ekscentricitetu uzdužne tlačne sile. Za jednaki ekscentricitet sile, ponašanje stupa značajno ovisi o njenoj veličini.

Najveću uzdužnu silu mogu nositi centrično opterećeni stupovi. Njihova je duktilnost tada najmanja. Najveće momente savijanja stup može nositi uz određene niže razine tlačne sile.

Povećanjem ekscentriciteta, smanjuje se tlačna sila koju stup može nositi. Ta je promjena najviše izražena pri malim ekscentricitetima sile.

U ovom su radu izvršena eksperimentalna istraživanja utjecaja ekscentriciteta uzdužne tlačne sile, na vrhu betonskih stupova pri potresu s pomoću dinamičke platforme. Razmatrana su četiri jednaka konzolna stupa kvadratnog poprečnog presjeka, s jednakom masom (gravitacijskom silom) i različitim malim ekscentricitetima u odnosu na os stupa. Naime, razmatrani su stupovi s e=0, e=0.25a, e=0.5a i e=a, gdje je a duljina stranice stupa. Stupovi su izloženi horizontalnoj komponenti ubrzanja umjetno generiranog akcelerograma.

1.4 METODOLOGIJA ISTRAŽIVANJA

Većina kvalitetnih suvremenih istraživanja obuhvaća kombinaciju eksperimentalnog i numeričkog (analitičkog) istraživanja. Pri tom eksperimentalna ispitivanja u mnogim područjima fundamentalnog i razvojnog istraživanja predstavljaju osnovu istraživačkog procesa. Metode i tehnike koje se koriste pri istraživanjima takvog tipa svakodnevno napreduju, ponajviše zahvaljujući ubrzanom razvoju elektronske opreme (primarno povećava precizniju kontrolu procesa i preciznije mjerenje). Realizacija eksperimenata postaje sve složenija i zahtjeva poznavanje velikog broja inženjerskih znanja i principa iz srodnih tehničkih disciplina. Posljedica su kvalitetniji eksperimenti te precizniji i pouzdaniji rezultati.

Činjenica da su sile u konstrukciji izazvane potresom proizvoljnog (slučajnog) karaktera, ukazuje na osobiti značaj eksperimentalnog istraživanja u potresnom inženjerstvu. Ispitivanja do sloma neke inženjerske konstrukcije (brane, mosta, nuklearne elektrane i sl.) pri djelovanju jakog potresa nisu moguća zbog njihove unikatnosti, cijene, dimenzija i niza drugih razloga. Stoga se najčešće pribjegava modelskim ispitivanjima, odnosno ispitivanjima pojedinih dijelova konstrukcije zasebno.

Čest cilj eksperimentalnih ispitivanja je provjera valjanosti postojećih analitičkih (numeričkih) modela, provjera postojećih i razvoj novih metoda projektiranja konstrukcija, ispitivanje kao dokaz kvalitete pojedinih komponenti za potrebe projektiranja i proizvodnje (posebice ako su analitičke procedure jako skupe, kompleksne ili nepouzdane) te ispitivanje komponenti ili objekata koji se proizvode u velikim serijama (npr. predgotovljene zgrade).

1.4.1 Plan i program istraživanja u okviru ove disertacije

Prvi korak je bio upoznavanje sa suvremenim postignućima, kao i s najvažnijim problemima u istraživanom području. Potom je bilo potrebno ovladati temeljnom problematikom provedbe dinamičkih analiza samostalnih konstrukcija, te konstrukcija u interakciji s tlom. Također je bilo potrebno pobliže se upoznati sa svojstvima nelinearnih numeričkih modela za analizu razmatranih konstrukcija, s naglaskom na modele gradiva. Nadalje, bilo je nužno ovladati vrlo složenom problematikom eksperimentalnog ispitivanja konstrukcija pomoću potresne platforme.

Slijedi niz numeričkih testova različitih stupova izloženih različitim harmonijskim dinamičkim pobudama, sintetskim dinamičkim pobudama i nekim realnim potresima.

Potom je uslijedila izrada detaljnog plana i programa eksperimentalnog ispitivanja armiranobetonskih stupova. Nakon toga proveden je niz eksperimentalnih ispitivanja stupova na dinamičkoj platformi. Ispitivani stupovi su odabrani tako da se kroz eksperimentalni rad istaknu pojedini nelinearni efekti koji su od značaja za ponašanje stupova, te da se pokušaju otkloniti nedoumice koje su nastale tijekom analize rezultata dobivenih provedbom numeričkih testova.

Slijedi usporedba numeričkih rezultata i rezultata dobivenih eksperimentalnim ispitivanjem.

Na kraju su sublimirali najvažniji rezultati provedenih istraživanja, te navedeni ključni zaključci i smjernice za daljnja istraživanja.

1.4.2 Sadržaj rada

Rad je podijeljen u sedam poglavlja.

U prvom uvodnom poglavlju ukratko je izložena osnovna problematika te dan uvid u način i sadržaj istraživanja.

U drugom poglavlju detaljno je izložen program eksperimentalnog ispitivanja armirano betonskih stupova na platformi za potresna ispitivanja. Detaljno je prikazana geometrija testiranih stupova i raspored armature (uzdužne i poprečne), kao i način oslanjanja stupova. Također je prikazan raspored mjernih mjesta, kao i opis mjernih uređaja korištenih pri eksperimentalnom ispitivanju. Protokol ispitivanja, kao i protokol nanošenja stalnog tereta i dinamičkog opterećenja, detaljno su prikazani u ovom poglavlju. Program ispitivanja stupova je podijeljen u sedam cjelina. Svaka je cjelina zamišljena tako da se kroz nju istraži utjecaj pojedinog efekta koji značajno utječe na ponašanje vitkih armiranobetonskih stupova u potresnim uvjetima. Pri tom je istraživan utjecaj tipa pobude, utjecaj temeljnog tla (kao potencijalnog seizmičkog izolatora), utjecaj

veličine temelja, utjecaj uzdužne armature, utjecaj poprečne armature, utjecaj mase na vrhu stupa, utjecaj vitkosti stupa te utjecaj rubnih uvjeta (način oslanjanja temelja).

Detaljan prikaz najvažnijih rezultata dobivenih mjerenjem prilikom eksperimentalnih ispitivanja stupova na dinamičkoj platformi dat je u trećem poglavlju. Rezultati su prikazani grafički i dijelom tabelarno. Također je dan i kritički osvrt na izmjerene rezultate, uz analizu utjecaja pojedinih istraživanih parametara na ponašanje stupova.

U četvrtom poglavlju najprije je ukratko opisana temeljna problematika provedbe nelinearnih statičkih i dinamičkih analiza konstrukcija, s usvojenim inkrementalno-iterativnim postupcima rješavanja problema. Potom su ukratko izložene osnove primijenjenih nelinearnih numeričkih modela i procedura za simulaciju razmatranih armiranobetonskih konstrukcija, s naglaskom na korištene modele materijala. Izložen je prethodno razvijeni i provjereni numerički model [36-44] koji je za potrebe istraživanja prikazanih u ovom radu dopunjen i posebno prilagođen za dinamičku analizu vitkih armiranobetonskih konstrukcija, te poboljšan u segmentu modeliranja reverzibilnog naprezanja (mehanizam višekratnog opterećenja i rasterećenja). Također, model je dopunjen u segmentu uključivanja geometrijske nelinearnosti. Za uključenje utjecaja velikih pomaka korišten je tzv. pomični Lagrange-ov koordinatni sustav.

U petom poglavlju prikazana je usporedba rezultata dobivenih numeričkom analizom s rezultatima dobivenim mjerenjem pri eksperimentalnom ispitivanju. Također je dan i kritički osvrt na usporedbu rezultata.

Najvažniji zaključci provedenih istraživanja, kao i smjernice za buduća istraživanja, prikazani su u šestom poglavlju.

U sedmom je poglavlju navedena korištena literatura.

2. PROGRAM EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA

2.1 OPĆENITO

Jedan od osnovnih ciljeva provedenog eksperimentalnog ispitivanja je istraživanje utjecaja različitih parametara na granično stanje nosivosti i deformabilnosti konzolnih armiranobetonskih stupova uslijed potresa. U tu svrhu, ispitano je sedam grupa stupova, kod kojih je u svakoj grupi istraživan pojedini parametar. Eksperimenti su provedeni u Laboratoriju za seizmička ispitivanja (STC) u Žrnovnici pored Splita, pomoću potresne platforme. Svaki stup iz pojedine grupe izložen je setu pobuda, uz sukcesivno povećanje ordinata pobude.

Za potrebe istraživanja, korišteni su umjetni akcelerogrami potresa kreirani pomoću računalnog programa SIMQKE [45]. Postupak kreiranja umjetnih akcelerograma na ovakav način omogućava da se za proizvoljni projektni spektar može kreirati reprezentativni akcelerogram. Korišteni akcelerogrami su kreirani za projektni elastični spektar odgovora prema EN 1998 [46] tip 1 i tip tla A. Osim umjetnih akcelerograma, korišteni su akcelerogrami potresa Ston (1996), potresa Banja Luka (1982), potresa Monte Negro-Petrovac (1979) i jedna harmonijska pobuda.

Stupovi su izloženi horizontalnom (jedno-komponentnom) ubrzanju platforme. Pobude su nanošene sukcesivno, pri čemu su ordinate akcelerograma linearno povećavane uz prirast maksimalne ordinate akcelerograma za po 0.05 g, sve do sloma stupa ili gubitka njegove

stabilnosti. Za svaku dinamičku pobudu (a_{gmax}= n x 0.05 g; n=1,2,3…) praćeni su karakteristični pomaci i ubrzanja konstrukcije te deformacije u betonu i deformacije klasične armature u karakterističnim točkama, kao i stanje pukotina u stupu sve do dostizanja njegove granične nosivosti.

Istraženi su utjecaji različitog tipa pobude, utjecaji temeljnog tla (kao potencijalnog seizmičkog izolatora), utjecaj veličine temelja, utjecaj rubnih uvjeta (način oslanjanja temelja), utjecaj vitkosti (visine) stupa, utjecaj uzdužne armature, utjecaj poprečne armature, utjecaj veličine mase na stupu te utjecaj ekscentriciteta mase. Za svaki od promatranih parametara ispitivano je i tri do pet stupova.

Stupovi su izrađeni iz betona klase C30/37. Mješavina betona pripremljena je iz vapnenačkog agregata najvećeg zrna 4 mm, te portland cementa uobičajenih karakteristika. Svi elementi su izrađeni iz iste mješavine betona. Veza naprezanje-deformacija betona ustanovljena je na dan ispitivanja stupova. Također je ustanovljena i veza naprezanje-deformacija čelika za armiranje.

2.2 OSNOVNI PODACI O ISPITIVANIM STUPOVIMA

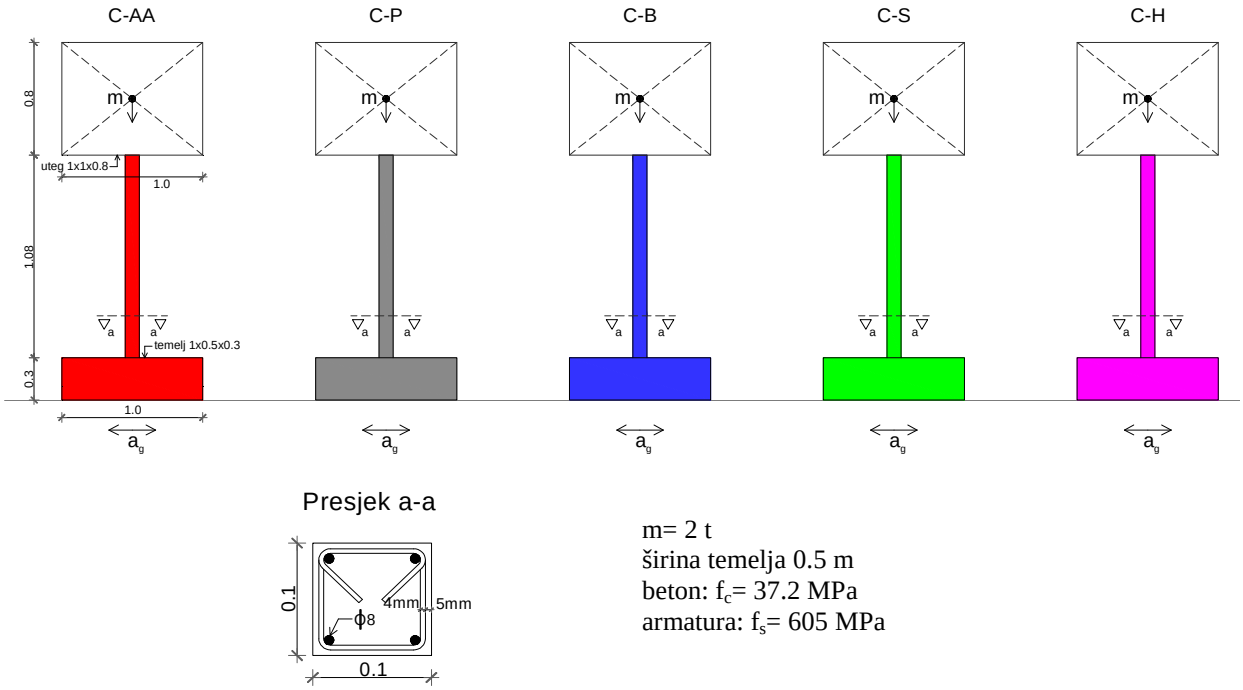
Kao što je prethodno spomenuto, eksperimentalna istraživanja prezentirana u nastavku ovog rada podijeljena su u grupe. Pri tome je unutar svake pojedine grupe varirano samo jedno svojstvo (utjecajni faktor) armiranobetonskih stupova, dok su im sve ostale karakteristike bile jednake. Na takav je način istražen utjecaj promatranog parametra (svojstva) na ponašanje armirano betonskih stupova u seizmičkim uvjetima. U nastavku su navedene karakteristike pojedine testirane grupe stupova, te je naveden način na koji su varirana pojedina promatrana svojstva.

2.2.1 Eksperimentalno istraživanje utjecaja tipa potresa na ponašanje armiranobetonskih konzolnih stupova

Kroz ovo eksperimentalno ispitivanje istraženo je ponašanje pet jednakih konzolnih, armiranobetonskih stupova s pomoću potresne platforme, pri čemu je svaki stup izložen različitom akcelerogramu potresa, tj. različitom tipu potresa. Svi tipovi akcelerograma svedeni su na jednako maksimalno ubrzanje linearnim skaliranjem, i na jednak su način aplicirani na testirane uzorke. Korištena su tri akcelerograma realnih potresa, jedan umjetno generirani akcelerogram i

harmonijska pobuda. Kod toga je svaki akcelerogram apliciran sukcesivno, počevši od pobude s maksimalnim ubrzanjem a_{gmax}=0.5 ms^{-2}, uz postupno povećanje maksimalne amplitude za po 0.5 ms^{-2}, sve do rušenja stupa ili njegovog teškog oštećenja. Za svaki stup i svaku pobudu mjereni su karakteristični pomaci i ubrzanja, te karakteristične deformacije armature i betona u stupu. Dakle, ispitan je utjecaj pet različitih akcelerograma na ponašanje jednakih armiranobetonskih stupova.

Geometrijski podaci ispitanih konzolnih armiranobetonskih stupova prikazani su na slici 2.1. Svi stupovi imaju u svemu jednaka rješenja, pri čemu je svaki od njih izložen različitim horizontalnim ubrzanjima platforme. Stup C-AA izložen je umjetno generiranom akcelerogramu, stup C-P izložen je horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Petrovcu (1979)-Crna Gora, stup C-BL izložen je horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Banja Luci (1981)-Bosna i Hercegovina, stup C-S izložen je horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Stonu (1996) u Hrvatskoj i stup C-H izložen je pobudi sa harmonijskom (sinusnom) funkcijom ubrzanja u vremenu.



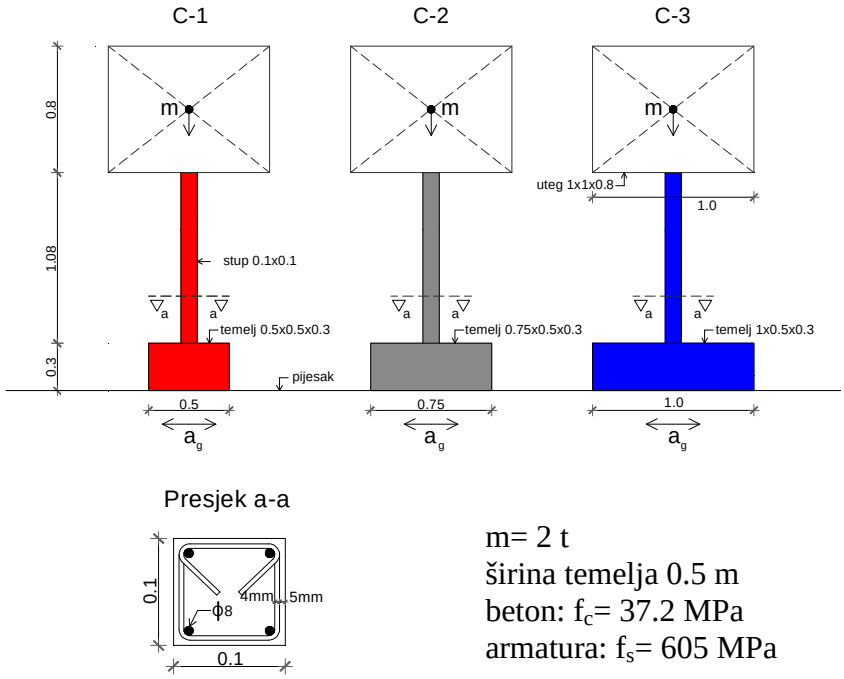
Slika 2.1 Geometrijski podaci ispitanih stupova

Stupovi su visine 1.08 m (vitkosti λ=75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Temelji stupova su duljine 1.0 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m. Stup je ukliješten u temelj, koji je pridržan za platformu. Na vrhu stupa je masa od 2 t, centrično položena na os stupa. Masa je formirana od betonskog bloka dimenzija 1.0×1.0×0.8 m, koji je kruto vezan za vrh stupa. Masa na

vrhu stupa izaziva početna tlačna naprezanja od oko 2.0 MPa, što je nisko u odnosu na tlačnu čvrstoću betona. Stup je manje izložen utjecaju uzdužne sile, a više savijanju pri ubrzanju platforme. Stupovi su uzdužno armirani sa 4Φ8, tj. sa 2.0 % uzdužne armature. Spone su promjera 4.2 mm, na razmaku od 50 mm. Temelji stupova su armirani uzdužno u gornjoj i donjoj zoni sa po 4Φ10, te dvoreznim sponama Φ8 na razmaku od 100 mm.

2.2.2 Eksperimentalno istraživanje utjecaja različite rotacijske krutosti temelja i temeljnog tla na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Koristeći potresnu platformu, eksperimentalno je istraženo ponašanje konzolnog armiranobetonskog stupa s različitim tlocrtnim dimenzijama temelja. Usvojene su tri različite tlocrtne dimenzije temelja, tj. tri različite rotacijske krutosti temelja (velika, srednja, mala). Svi parametri stupa (vitkost, svojstva materijala, raspored i površina armature, masa na vrhu stupa i sl.) jednaki su za sve tri konstrukcije. Osim različitih tlocrtnih dimenzija temelja, istraživan je i utjecaj različitog načina oslanjanja temelja na podlogu. Temelji stupa oslanjani su na dinamičku platformu na tri načina: preko sloja kamenog pijeska debljine 20 mm, preko sloja kamenog pijeska debljine 100 mm te temelji učvršćeni (fiksirani) za dinamičku platformu. Geometrijski podaci ispitanih konstrukcija prikazani su na slici 2.2.



m= 2 t
širina temelja 0.5 m
beton: f_c= 37.2 MPa
armatura: f_s= 605 MPa

Slika 2.2 Geometrijski podaci ispitanih stupova

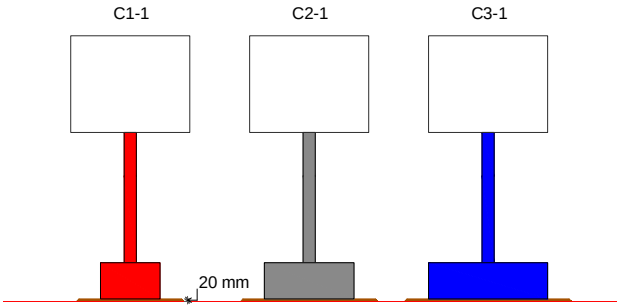
Svi stupovi su jednake visine 1.08 m (vitkost λ= 75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m i kruto su vezani s temeljem. Na vrhu stupova je masa m= 2 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.8 m. Temelj stupa C-1 je dužine 1 m, temelj stupa C-2 je dužine 0.75 m i temelj stupa C-3 je dužine 0.5 m. Svi su temelji širine 0.5 m i visine 0.3 m. Stupovi su armirani s vertikalnim šipkama 4Φ8 mm i sponama Φ4.2 mm na razmaku 50 mm.

Razmatrana su tri načina oslanjanja temelja stupova na platformu (slika 2.3):

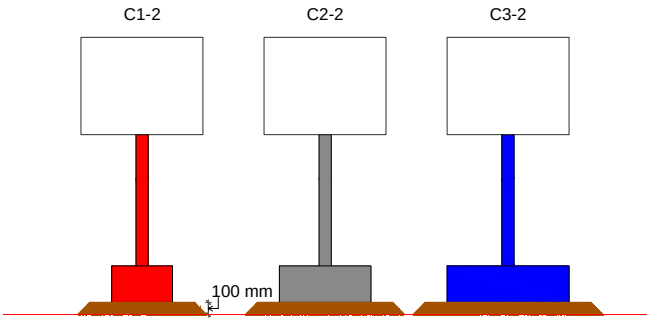
(i) Preko sloja kamenog pijeska debljine 20 mm (C1-1, C2-1, C3-1),

(ii) Preko sloja kamenog pijeska debljine 100 mm (C1-2, C2-2, C3-2) i

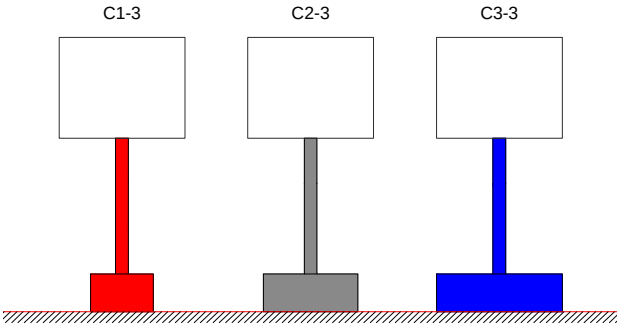
(iii) Temelji učvršćeni za dinamičku platformu (C1-3, C2-3, C3-3).



(i) Temelj na sloju kamenog pijeska debljine 20 mm



(ii) Temelj na sloju kamenog pijeska debljine 100 mm



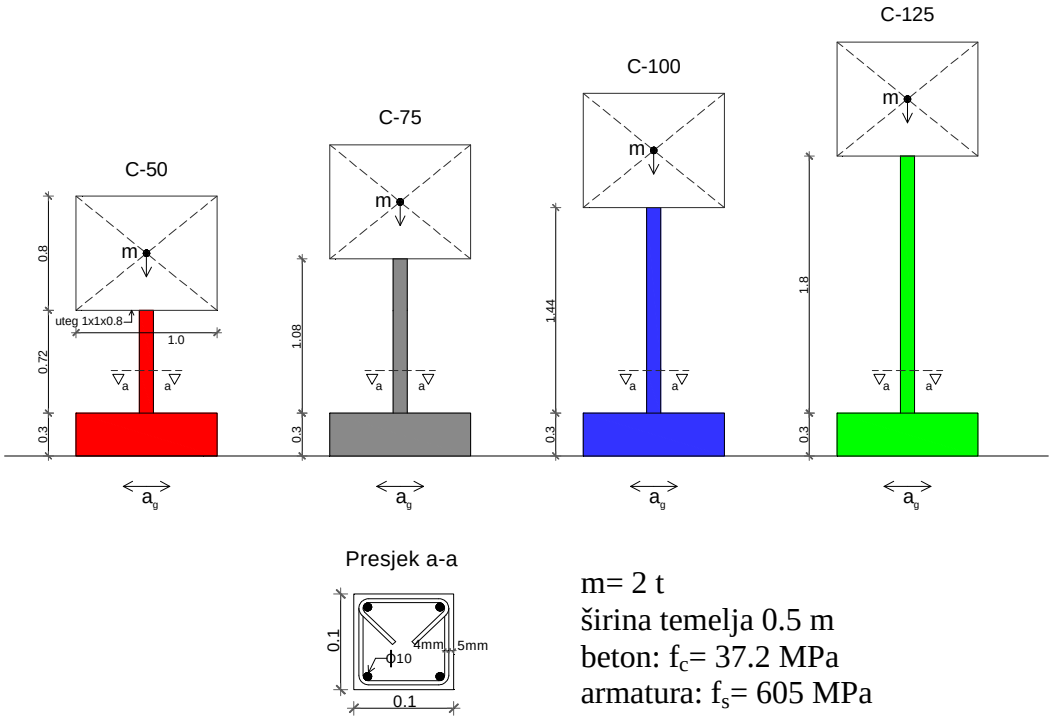
(iii) Temelj pridržan za platformu

Slika 2.3 Razmatrani načini oslanjanja temelja stupa na dinamičku platformu

Kako je za treći slučaj oslanjanja temelj ponašanje svih stupova praktički jednako, ispitan je samo stup C3-3. Za podlogu ispod temelja je korišten suhi kameni pijesak veličine zrna 0-4 mm, lagano zbijen.

2.2.3 Eksperimentalno istraživanje utjecaja visine (vitkosti) armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu

Eksperimentalno istraživanje utjecaja visine (vitkosti) konzolnih armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu s pomoću dinamičke platforme provedeno je na četiri stupa različite vitkosti. Razmatrani su stupovi s vitkostima λ=50, λ=75, λ=100 i λ=125. Kod toga su svi stupovi imali jednaka ostala svojstva (temelj, materijale, količinu i raspored armature, masu na vrhu stupa i sl.). Masa na vrhu stupa postavljena je centrično u odnosu na os stupa, odnosno razmatrani su centrično tlačno opterećeni stupovi, a temelji su kruto pridržani za dinamičku platformu. Geometrijski podaci ispitivanih konstrukcija prikazani su na slici 2.4.



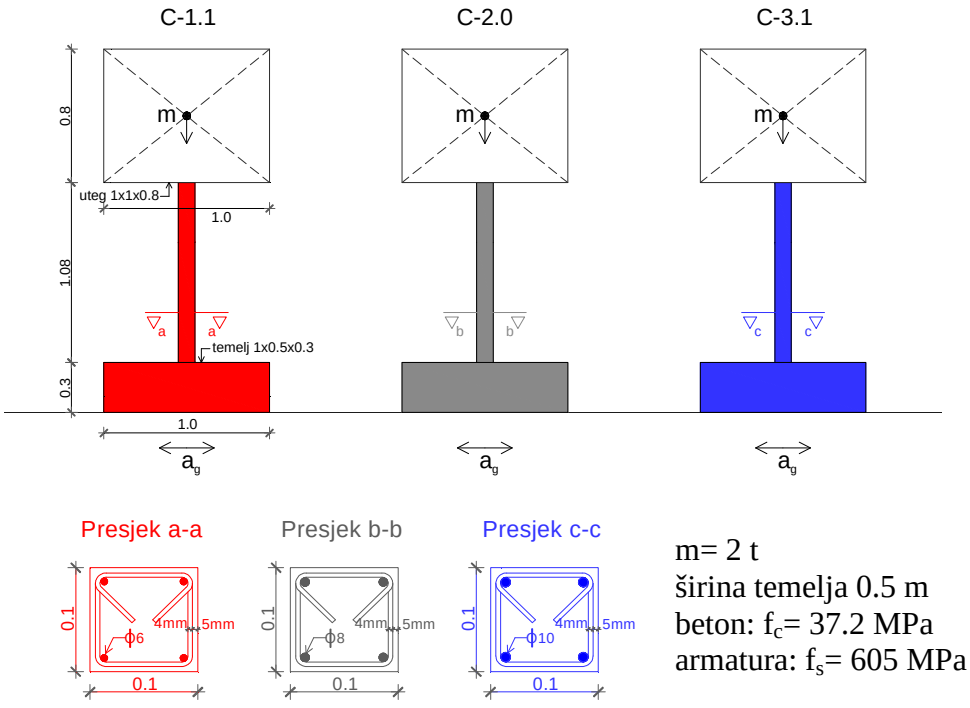
Slika 2.4. Geometrijski podaci ispitanih stupova

Stup C-50 je visine 0.72 m (λ oko 50), stup C-75 je visine 1.08 m (λ oko 75), stup C-100 je visine 1.44 m (λ oko 100) i stup C-125 je visine 1.8 m (λ oko 125). Dimenzije poprečnog presjeka stupova su 0.1×0.1 m. Svi su stupovi ukliješteni u temelj duljine 1 m, širine 0.5 m i visine

0.3 m. Temelji su učvršćeni za platformu. Na vrhu svakog stupa je jednaka masa m= 2 t, centrično smještena u osi stupa, izrađena od betonskog bloka dimenzija 1.0×1.0×0.8 m. Betonski blok je kruto vezan s vrhom stupa. Naprezanje u betonu stupa od gravitacijskog opterećenja iznosi oko 2 MPa, što je relativno nisko u odnosu na tlačnu čvrstoću betona stupa. Stupovi su više opterećeni momentom savijanja, a manje uzdužnom i poprečnom silom. Sva četiri stupa su armirani vertikalnim šipkama 4Φ10 (3.14 % površine betonskog presjeka stupa) i sponama Φ4.2 mm na razmaku 50 mm. Usvojena je relativno velika uzdužna armatura jer su stupovi u praksi redovito jako armirani.

2.2.4 Eksperimentalno istraživanje utjecaja količine vertikalne armature na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Koristeći potresnu platformu, ispitana su tri stupa s različitim postocima armiranja: 1.1 %, 2.0 % i 3.1 %. Svi ostali parametri stupova su jednaki (materijal, temelji, geometrija stupa, gravitacijsko opterećenje, dinamička pobuda i sl.).



Slika 2.5 Geometrijski podaci ispitanih stupova

Geometrijski podaci ispitanih stupova prikazani su na slici 2.5. Prikazani stupovi imaju u svemu jednaka rješenja, osim u količini uzdužne armature. Pri tom je stup C-1.1 armiran uzdužno

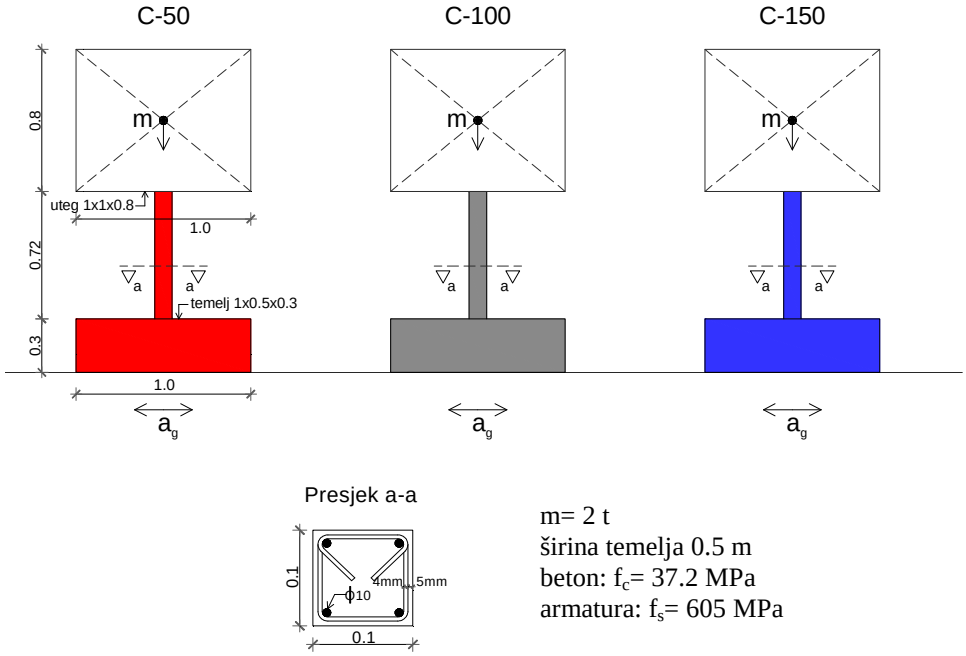
sa 4Φ6, tj. s koeficijentom armiranja 0.011, odnosno sa 1.1 % uzdužne armature u poprečnom presjeku. Stup C-2.0 je armiran uzdužno sa 4Φ8, tj. s koeficijentom armiranja 0.02, odnosno sa 2.0 % uzdužne armature u poprečnom presjeku. Stup C-3.1 je armiran uzdužno sa 4Φ10, tj. s koeficijentom armiranja 0.031, odnosno sa 3.1 % uzdužne armature u poprečnom presjeku. Spone u svim stupovima su Φ4.2 na razmaku od 50 mm.

Stupovi su visine 1.08 m (vitkosti oko 75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Temelji stupova su duljine 1.0 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m. Stup je ukliješten u temelj, koji je pridržan za platformu. Na vrhu stupa je masa od 2 t, centrično položena u odnosu na os stupa. Masa je formirana od betonskog bloka dimenzija 1.0×1.0×0.8 m, koji je kruto vezan za vrh stupa. Masa na vrhu stupa izaziva početna tlačna naprezanja od oko 2.0 MPa, što je relativno nisko u odnosu na tlačnu čvrstoću betona. Stup je manje izložen utjecaju uzdužne sile, a više savijanju uslijed ubrzanja platforme.

2.2.5 Eksperimentalno istraživanje utjecaja razmaka spona (poprečne armature) na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

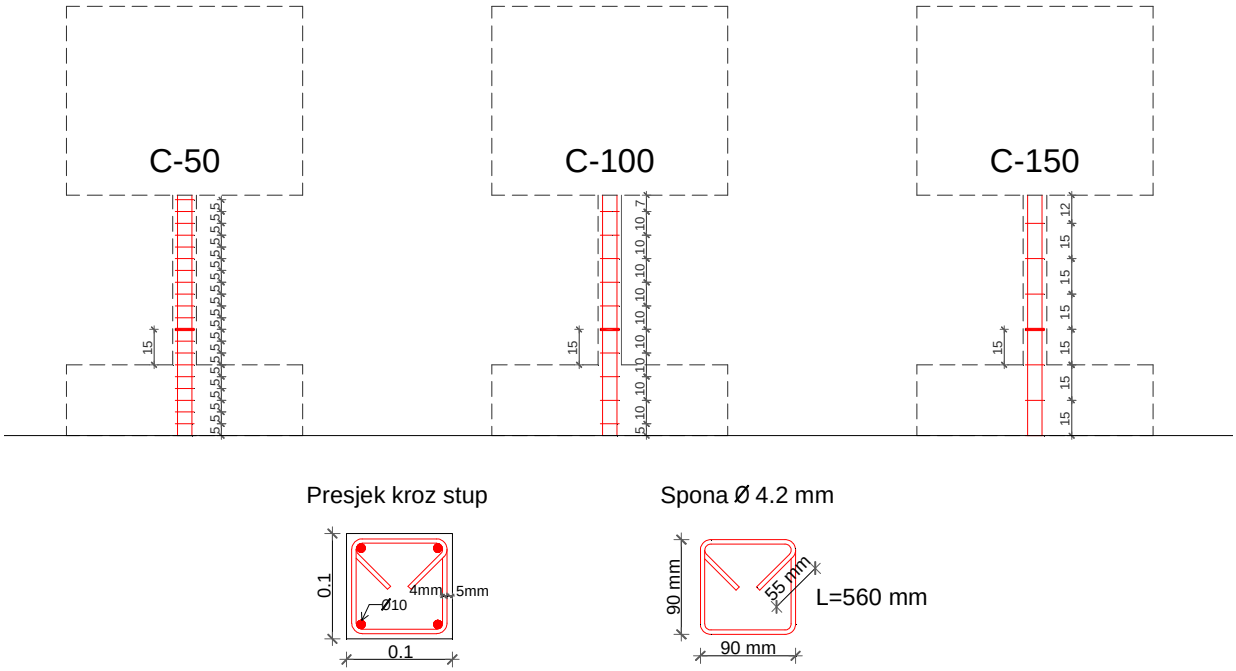
Utjecaj razmaka spona (poprečne armature) na ponašanje i graničnu nosivost konzolnih armiranobetonskih stupova istražen je u uz pomoć potresne platforme. Provedeno je relativno usko eksperimentalno istraživanje na tri stupa, s tri različita razmaka jednakih spona. Kod toga su svi stupovi imali ostala svojstva jednaka (temelje, materijale, vertikalnu armaturu, masu na vrhu stupa i sl.). Temelji stupova su pridržani za platformu. Masa na vrhu stupova je centrično položena u odnosu na njihovu os i kruto je vezana za vrh stupa. Geometrijski podaci ispitanih stupova prikazani su na slici 2.6.

Svi stupovi imaju u svemu jednaka rješenja, osim u razmaku spona. Spone kod stupa C-50 su na razmaku od 50 mm, kod stupa C-100 na razmaku od 100 mm i kod stupa C-150 na razmaku od 150 mm. Stupovi su visine 0.72 m (vitkosti oko λ=50). Dimenzije poprečnog presjeka stupa su 0.1×0.1 m. Stupovi su ukliješteni u temelj duljine 1.0 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m. Temelji su učvršćeni za platformu. Na vrhu stupova je masa m= 2 t, centrično smještena u osi stupa, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.8 m. Betonski blok je kruto vezan za vrh stupa. Naprezanje betona od gravitacijskog opterećenja iznosi oko 2.0 MPa, što je relativno nisku u odnosu na tlačnu čvrstoću betona stupa. Stupovi su više izloženi utjecaju savijanja, a manje uzdužnim i poprečnim silama. Stupovi su armirani uzdužnim šipkama 4Φ10 (oko 3.14 % površine betonskog presjeka stupa). Uzeta je relativno velika uzdužna armatura jer su stupovi u praksi redovito jako armirani.



Slika 2.6 Geometrijski podaci ispitanih stupova

Usvojene su dvorezne spone, s promjerom šipke Φ4.2 mm. Spone su zatvorene tako da mogu prenositi vlačne sile. Kod stupa C-50 spone su na razmaku od 50 mm, tj. na razmaku jednakom polovici duljine stranice stupa. Površina spona iznosi 0.554 % površine betonskog presjeka po visini stupa. Kod stupa C-100 spone su na razmaku od 100 mm, tj. na razmaku jednakom duljini stranice stupa. Površina spona iznosi 0.277 % površine betonskog presjeka po visini stupa. Ustupu C-150 spone su na razmaku od 150 mm, odnosno na razmaku koji je za 50 % dulji od duljine stranice stupa. Usvojena je relativno velika razlika u najvećem i najmanjem razmaku spona kako bi se istakla razlika u utjecaju spona na ponašanje stupova. U odnosu na stranicu stupa, najmanji razmak spona u praksi može biti manji od usvojenog. Usvojeni najveći razmak spona je veći od onog koji se uobičajeno koristi u praksi. Deformacije poprečne armature praćene su kod svih stupova na sponi koja je u presjeku 150 mm iznad temelja. Raspored poprečne armature pri dnu stupa prikazan je na slici 2.7.

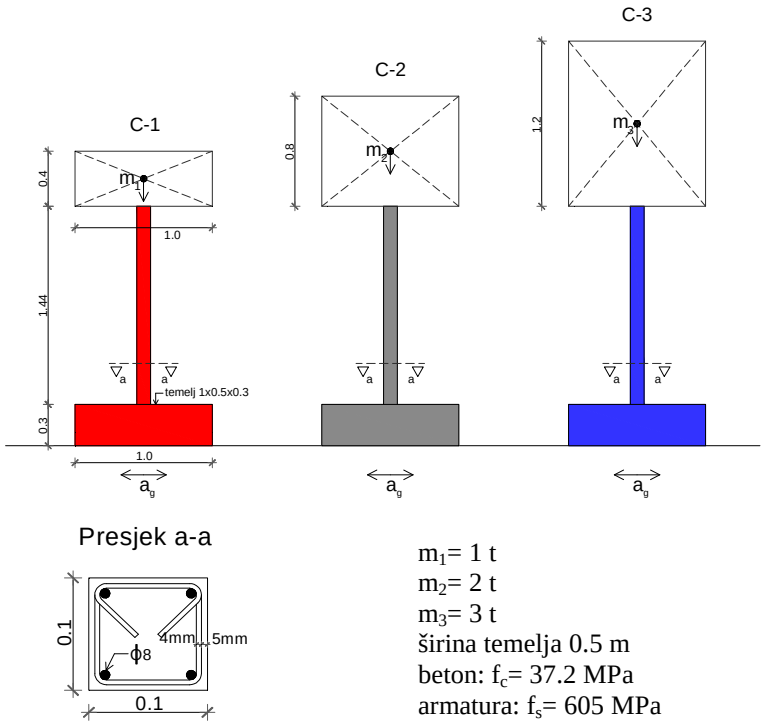


Slika 2.7 Raspored poprečne armature u stupovima

2.2.6 Eksperimentalno istraživanje utjecaja veličine mase na vrhu armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu

Eksperimentalno je istraženo ponašanje konzolnih armiranobetonskih stupova opterećenih s tri različite mase na vrhu stupa. Usvojene mase su u omjeru 1:2:3, a stupovi su testirani pomoću potresne platforme. Analiziran je konzolni armiranobetonski stup visine 1.44 m, vitkosti (λ) oko 100. Kod toga svi stupovi imaju jednake temelje, armaturu (uzdužnu i poprečnu), dinamičku pobudu i ostala svojstva.

Geometrijski podaci ispitanih armiranobetonskih stupova prikazani su na slici 2.8. Svi stupovi imaju u svemu jednaka rješenja, osim u obliku i veličini mase na njihovom vrhu. Stup C-1 ima na vrhu masu od 1 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.4 m. Stup C-2 ima na vrhu masu od 2 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.8 m. Stup C-3 ima na vrhu masu od 3 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×1.2 m. Betonski blokovi su kruto vezani s vrhom stupa i centrično su postavljeni u odnosu na njegovu os. Svi stupovi su kruto uklješteni u betonski temelj duljine 1 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m.



Slika.2.8 Geometrijski podaci ispitanih stupova

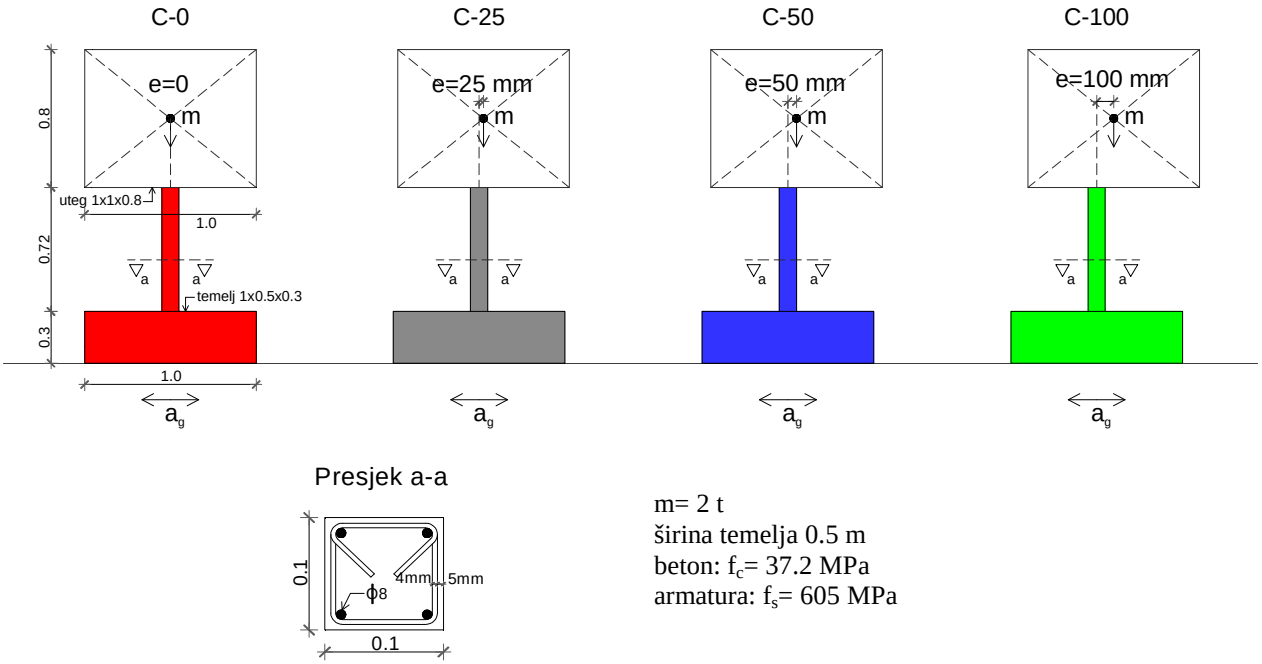
Temelji svih stupova su učvršćeni za platformu. Početna naprezanja u stupovima uslijed gravitacijskog opterećenja iznose 1.0 MPa za stup C-1, 2.0 MPa za stup C-2 i 3.0 MPa za stup C-3. Naprezanja su relativno niska u odnosu na tlačnu čvrstoću betona. Stupovi su više izloženi momentu savijanja, a manje uzdužnim i poprečnim silama. Usvojen je relativno velika uzdužna armatura jer su stupovi u praksi često jako armirani. Naime, stupovi su armirani vertikalnim (uzdužnim) šipkama 4Φ8, što čini 2% površine betonskog poprečnog presjeka stupa. Usvojene su dvorezne spone Φ4.2 mm na razmaku od 50 mm.

2.2.7 Eksperimentalno istraživanje utjecaja ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na ponašanje armiranobetonskih stupova pri potresu

Eksperimentalno je istražen utjecaj ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na vrhu betonskih stupova pri potresu. Razmatrana su četiri jednaka konzolna stupa kvadratnog poprečnog presjeka, s jednakom masom (gravitacijskom silom) i različitim malim ekscentricitetima u odnosu na os stupa. Naime, razmatrani su stupovi s e= 0, e= 0.25a, e= 0.5a i e= a, gdje je a duljina stranice stupa. Geometrijski podaci ispitanih stupova prikazani su na slici 2.9.

Visina stupova je 0.72 m (vitkost λ=50), a dimenzije poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Stupovi su ukliješteni u temelj dužine 1 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m, koji je fiksiran za

platformu. Na vrhu stupa je masa m= 2 t, od betonskog bloka 1×1×0.8 m, kruto vezana za njegov vrh.



Slika 2.9 Geometrijski podaci ispitanih stupova

Ispitana su četiri stupa, s različitim ekscentricitetom mase na vrhu stupa: e=0 (stup C-0), e=25 mm (stup C-25), e=50 mm (stup C-50) i e=100 mm (stup C-100). Dakle, analizirani su ekscentriciteti uzdužne sile na vrhu stupa sa težištem unutar poprečnog presjeka stupa i neposredno izvan njega. Ako se zanemari vlastita težina stupa, početna gravitacijska naprezanja (od mase m) u stupu C-0 iznose 2.0 MPa. Ona su manja od uobičajenih naprezanja u realnim stupovima. Usvojena manja masa na stupu značajno olakšava provedbu eksperimenata, a nema praktičnog utjecaja na donesene globalne zaključke istraživanja. Konzolni betonski stupovi česti su u uporabi kod montažnih hala, gdje su redovito ekscentrično opterećeni s relativno velikim ekscentricitetom sile. Stupovi su armirani vertikalnim šipkama 4Φ10 (3.14% površine betonskog presjeka) i sponama Φ4.2 mm na razmaku 50 mm. Usvojena je relativno velika uzdužna armatura jer su stupovi i u praksi najčešće jače armirani.

2.3 OSNOVNI PODACI O MATERIJALIMA KORIŠTENIM ZA IZRADU TESTIRANIH ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA

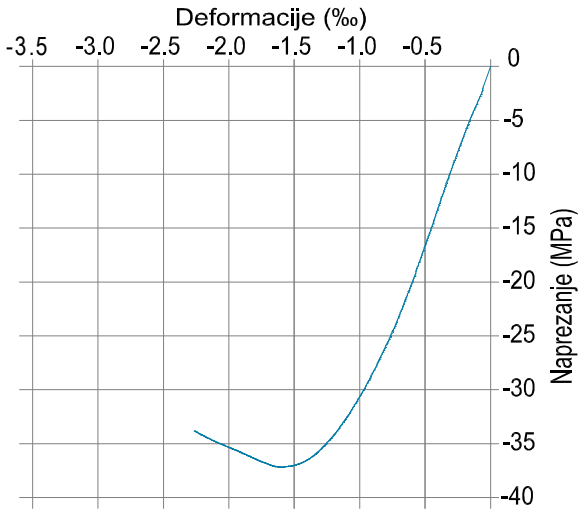
Za izradu stupova i temelja predviđen je beton klase C30/37, iz mješavine drobljenog vapnenca najvećeg promjera zrna ϕ_{ag}=4 mm, čistog portland cementa i odgovarajućih dodataka (superplastifikatori, silikatna prašina) [47].

Svi stupovi su izrađeni iz iste mješavine betona. Uzeto je 12 uzoraka betona prilikom betoniranja, na kojima je utvrđena tlačna čvrstoća, vlačna čvrstoća i modul elastičnosti betona. Svi uzorci, koji su držani u istim uvjetima kao i svi ispitivani stupovi, ispitani su na dan ispitivanja stupova.

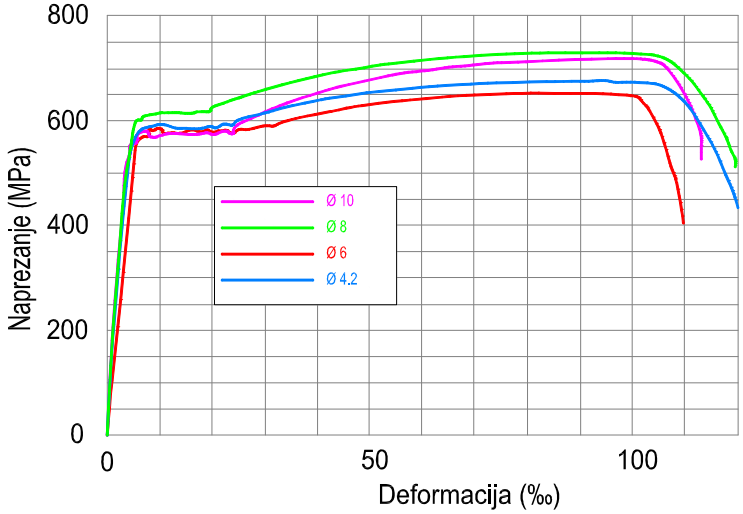
Stupovi su armirani standardnim rebrastim betonskim čelikom kvalitete B500B. Na uzorcima armature je ispitana njena vlačna čvrstoća i modul elastičnosti.

Sva predviđena ispitivanja materijala provedena su prema važećim normama, u certificiranim laboratorijima [48].

Veza naprezanje-deformacija betona u tlaku, ustanovljena na dan ispitivanja stupova, prikazana je na slici 2.10 (i). Utvrđena je granična tlačna čvrstoća betona iznosi 37.2 MPa, vlačna čvrstoća betona iznosi 3.7 MPa, a modul elastičnosti 33.2 GPa Veza naprezanje-deformacija čelika u vlaku prikazana je na slici 2.10 (ii). Granična vlačna čvrstoća čelika iznosi 653 MPa, modul elastičnosti 205 GPa.



(i) Beton



(ii) Armatura

Slika 2.10 Dijagrami naprezanje - deformacija za beton i armaturu

2.4 OSNOVNI PODACI O KORIŠTENOJ OPREMI

2.4.1 Potresna platforma

Eksperimentalna ispitivanja svih stupova izvršena su pomoću platforme za potresna ispitivanja Fakulteta građevinarstva, arhitekture i geodezije Sveučilišta u Splitu, koja je smještena u Laboratoriju za potresna ispitivanja u Žrnovnici pokraj Splita (slika 2.11.).

Slika 2.11 Zgrada Laboratorija za potresna ispitivanja u Žrnovnici

Konstrukcija gornje plohe platforme je sandučasta ortotropna čelična ploča, tlocrtnih dimenzija 4.0×4.0 m. Vanjski izgled platforme prikazan je na slici 2.12.

Slika 2.12 Vanjski izgled platforme

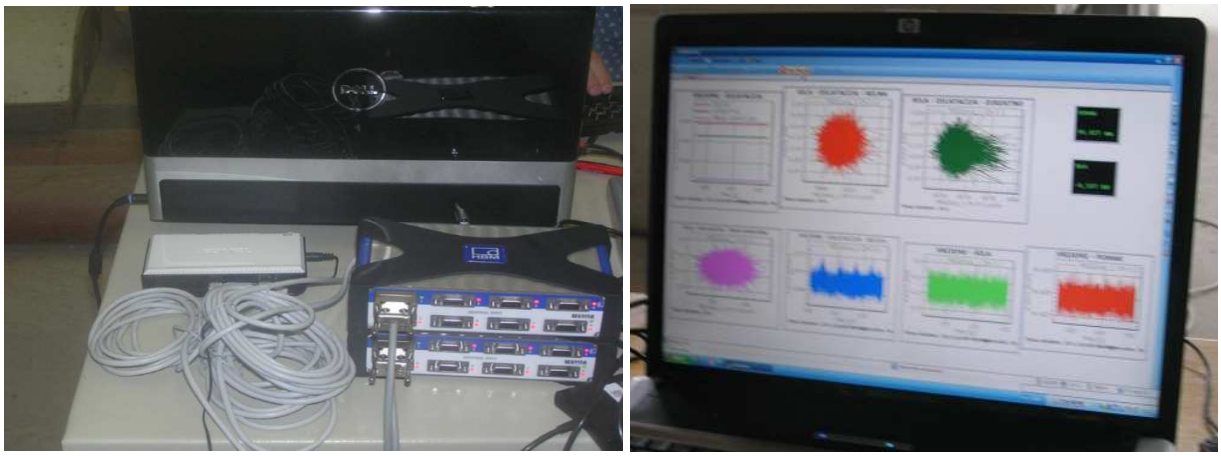
Ukupna masa čelične konstrukcije platforme iznosi približno 5 tona, dok je maksimalna masa uzorka za ispitivanje ograničena na 20 tona. Platforma je oslonjena na posebno konstruirane

mehaničke ležajeve - njihala, koji omogućuju horizontalne pomake s vrlo niskim koeficijentom trenja na ležajevima. Bočni horizontalni pomaci platforme su spriječeni uzdužnim "vodilicama". Horizontalna sila s pogonskog cilindra prenosi se na platformu u njezinom težištu. Platforma je smještena u masivnoj krutoj armiranobetonskoj školjci, koja prenosi dinamičke vibracije (sile) s platforme na okolno tlo. Za pogon platforme koristi se elektro-hidraulički sustav snage 100 kW.

Platforma ima mogućnost ispitivanja stvarnih građevina i njihovih modela tlocrtnih izmjera do 4 x 4 m, mase do 20 tona i visine do 9 m. Smjer gibanja je horizontalan. Najveći pomaci platforme ±150 mm, najveće ubrzanje ±3 g i najveća frekvencija 30 Hz. Povratna sprega po pomaku, brzini i ubrzanju je osigurana kroz upravljački algoritam. Zadavanje funkcije ubrzanja je moguće u obliku proizvoljne funkcije, sinusne funkcije, trokuta i pravokutnika. Međusobno su ovisni težina ispitnih uzoraka, pomaci (ubrzanja) i frekvencije platforme. Zadana i ostvarena ubrzanja platforme imaju visoku razinu podudarnosti, što potvrđuje visoku razinu kvalitete platforme.

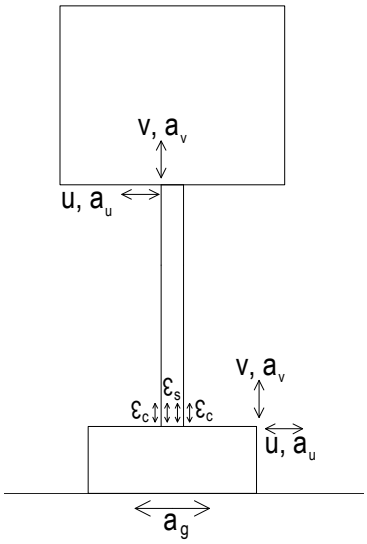
2.4.2 Mjerna mjesta i korištena oprema za mjerenje mehaničkih veličina

Kontinuirano snimanje i prikupljanje podataka sa svih senzora tijekom eksperimenata omogućeno je pomoću sustava Quntum-x mx 840A i računalnog programa Catman easy, proizvoda tvrtke HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik). Sustav Quntum i vizualno sučelje programa Catman prikazani su na slici 2.13.



Slika 2.13 Prikaz sustava Quantum i izgleda sučelja programa Catman

Za svaki stup i za svaku dinamičku pobudu mjerene su mehaničke veličine shematski prikazane na slici 2.14.



u… horizontalni pomak
v… vertikalni pomak
a_u…horizontalno ubrzanje
a_v…vertikalno ubrzanje
ε_c…deformacija betona
ε_s…deformacija armature
a_g…ubrzanje platforme

Slika 2.14. Mjerene mehaničke veličine

Pomaci su mjereni pomoću elektroničkih uređaja (inductive displacement transducer) tip WA/500-L i tip WA/100-L proizvođača HBM, koji su prikazani na slici 2.15.

Slika 2.15. Senzori za mjerenje pomaka

Za mjerenje deformacija korištene su elektro-otporne mjerne trake (tenzometri). Kod toga su za mjerenje deformacija na betonu korištene trake s dužinom mjerne baze 50 mm, tip 50/120 LY11 (HBM), a za mjerenje deformacija na armaturi trake s dužinom baze 6 mm, tip 6/120 LY11 (HBM). Korištene mjerne trake su početnog električnog otpora 120 Ω, a maksimalno izduženje im je ±5% (±50000 μm/m).

Mjerne trake na armaturi su zalijepljene u fazi izrade armaturnog koša stupova (prije betoniranja)-slika 2.16a. Mjerne trake na betonu su zalijepljene nakon očvršćavanja betona - slika 2.16b. Zaštita zalijepljenih mjernih traka izvedena je uz pomoć zaštitnog sredstva SG250 (HBM), u svemu prema uputama proizvođača [49]. Deformacije na uzdužnoj armaturi mjerene su na sve četiri šipke, u presjeku 100 mm iznad spoja stupa s temeljem. Deformacije na poprečnoj armaturi mjerene su na sponi udaljenoj 150 mm od gornjeg ruba temelja.

Na beton su trake lijepljene na prethodno pripremljenu plohu s dvo-komponentnim ljepilom X60 (HBM), a na čelik su trake lijepljene jedno-komponentnim ljepilom Z70 (HBM). Ljepilo nema ograničenja po pitanju deformacija, već po pitanju temperatura (koristiti se pri temperaturama od -55°C do 100°C). Deformacije u betonu mjerene su u presjeku 100 mm iznad spoja stupa s temeljom, na prednjoj i stražnjoj strani stupa.

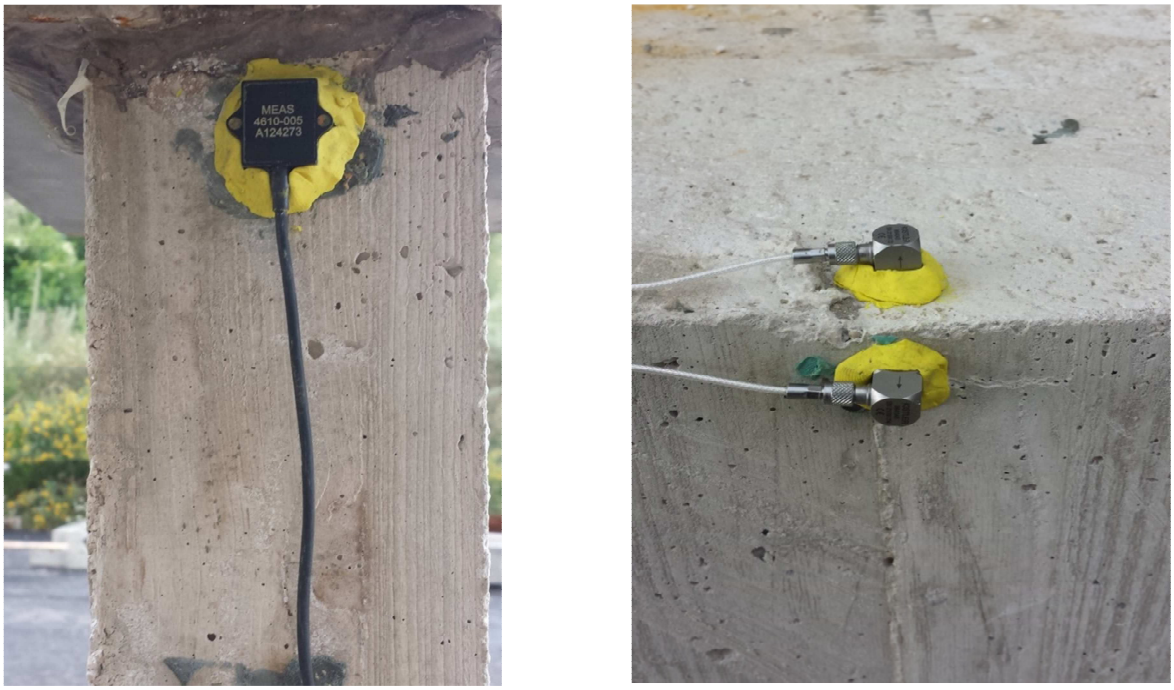
(a) Mjerenje deformacija na armaturi (b) Mjerenje deformacija na betonu

Slika 2.16. Senzori za mjerenje pomaka

Osim pomoću elektro-otpornih mjernih traka, deformacije na betonu mjerene su i pomoću elektronskog komparatora WA/10-L s mjernom bazom 60 mm-slika 16b. Naime, pri većim razinama vlačnog naprezanja u betonu dolazi do pojave pukotina. Ukoliko mjerna traka prelazi preko pukotine, može doći do njenog otkazivanja kod visokih deformacija (naprezanja) betona. Pomoću elektronskog komparatora osigurano je kontinuirano mjerenje deformacije bez obzira na pojavu pukotina, sve do pred slom stupa.

Za mjerenje ubrzanja korištena su dva tipa piezo-električnih niskofrekventnih akcelerometara. Za mjerenje ubrzanja na temeljima stupova korišten je Piezobeam akcelerometar

tip 8640A proizvođača Kistler, mjernog opsega ± 5g, uz automatsko kompenziranje gravitacijskog ubrzanja. Mjerenje ubrzanja na vrhu stupa obavljeno je pomoću akcelerometra tip 4610 proizvođača Measurment Specialties, s izrazito niskom razinom šuma i visokim performansama signala, mjernog područja ± 5g. Oba tipa korištenih akcelerometara prikazana su na slici 17.



(a) Mjerenje ubrzanja na stupu (b) Mjerenje ubrzanja na temelju

Slika 2.17. Senzori za mjerenje ubrzanja

2.5 POTRESNO OPTEREĆENJE

2.5.1 Općenito o problemu potresnog opterećenja

Znanost koja se bavi proučavanjem potresa naziva se seizmologija, no unatoč njenom napretku i brojnim novim saznanjima, teško je predvidjeti pojavu potresa i njegove posljedice. Kao što je prethodno navedeno, potres je prirodna pojava do koje najčešće dolazi uslijed pomicanja tektonskih ploča, a posljedica mu je podrhtavanje Zemljine kore. Najčešće ga se kvantificira magnitudom, koja predstavlja mjeru oslobođene energije ili intenzitetom u obliku opisne skale posljedica potresa na građevine, ljude i prirodne pojave. Sa inženjerskog aspekta najznačajnija svojstva potresnog gibanja su: ubrzanje brzina i pomak tla zabilježeni za vrijeme potresa.

Ubrzanja tla na nekom lokalitetu uslijed djelovanja potresa ovise o mnoštvu parametara, a posebno od jačine potresa u epicentru odnosno u hipocentru potresa, o udaljenosti od promatranog mjesta do epicentra i svojstvima tla kroz koje prolaze potresni valovi [50]. Akcelerogram potresa je nepravilna stohastička pobuda, koja je najčešće determinirana s njegova tri osnovna parametra: maksimalno ubrzanje, duljina trajanja i predominantni period.

Definiranje najnepovoljnijih mogućih akcelerograma potresa za pojedinu građevinu na nekoj lokaciji je izrazito složena i važna zadaća. Različiti tipovi konstrukcije na istom lokalitetu imaju različite najnepovoljnije tipove potresa. Velika je razlika u odgovoru krutih i mekih konstrukcija za istu pobudu na istom lokalitetu. Dakle, pored prethodno navedenog, krutost konstrukcije ima veliki utjecaj na definiranje najnepovoljnijeg mogućeg akcelerograma za njen proračun.

Kao što je već spomenuto problem predviđanja najnepovoljnijih mogućih akcelerograma, a time i precizno definiranje potresnog opterećenja za neku građevinu na nekoj lokaciji u nekom seizmički aktivnom području, s pripadajućim karakteristikama tla užeg i šireg područja, još dugo neće biti moguće precizno riješiti.

2.5.2 Koncept spektra odgovora

Koncept spektra odgovora u dinamici konstrukcija i potresnom inženjerstvu uveden je kao praktično sredstvo opisivanja gibanja tla i njegovog utjecaja na konstrukciju uslijed potresa. To je trenutno bazično polazište u potresnom inženjerstvu u segmentu potresnog opterećenja. Njime se

mogu definirati podaci o vršnim vrijednostima odgovora elastičnih jedno-stupnjevnih sustava za određeno gibanje tla.

Dijagram maksimalnih vrijednosti neke promatrane mehaničke veličine u funkciji perioda ili prirodne frekvencije jedno-stupnjevnog sustava, za neku konkretnu pobudu, naziva se dijagram spektra odgovora za tu veličinu. Svaka takva krivulja može se izraditi za različite koeficijente prigušenja ζ, svojstvene različitim konstrukcijama. Osim spektra pomaka, na temelju kojeg je moguće odrediti unutarnje sile u konstrukciji, za razumijevanje djelovanja potresa na konstrukciju od bitnog su značaja i spektri brzina koji daju informacije o kinetičkoj energiji unesenoj u konstrukciju za vrijeme potresa, kao i spektri ubrzanja temeljem kojih je moguće odrediti potresne sile. Više o konceptu spektra odgovora, na kojem su temeljena potresna opterećenja unutar svih relevantnih svjetskih propisa, može se naći u [51].

Za proračun građevina na djelovanje potresa koriste se odgovarajući propisi, koji za ulazna seizmička opterećenja danas koriste spektre odgovora ili akcelerograme. Pri tome spektri odgovora imaju znatno širu primjenu u praktičnim inženjerskim proračunima. Korištenje akcelerograma je znatno rjeđe. Međutim, ukoliko se proračun konstrukcije zasniva na preciznijoj nelinearnoj dinamičkoj analizi, tada se moraju koristiti akcelerogrami potresa. Zabilježeni i dodatno obrađeni zapisi prirodnog podrhtavanja tla, odnosno akcelerogrami potresa koji su se dogodili u prošlosti, mogu se preuzeti iz nekoliko postojećih baza potresa [52]. Ukoliko se seizmičko djelovanje promatra za određenu lokaciju za koju ne postoje prikladni zapisi potresa, tada se kreiraju adekvatni reprezentativni (umjetni) akcelerogrami.

2.5.3 Umjetni akcelerogram

Korištenjem umjetnih akcelerograma pokušava se kreirati adekvatan reprezentativni akcelerogram koji bi, uz odgovarajuće pretpostavke, trebao biti mjerodavan za proračun konstrukcija na potresno djelovanje na nekoj lokaciji. Postoje brojne metode na temelju kojih se kreiraju odgovarajući umjetni akcelerogrami. Među njima se najviše primjenjuju metode u vremenskom i frekventnom domenu [53, 54], koje su u stalnom razvoju.

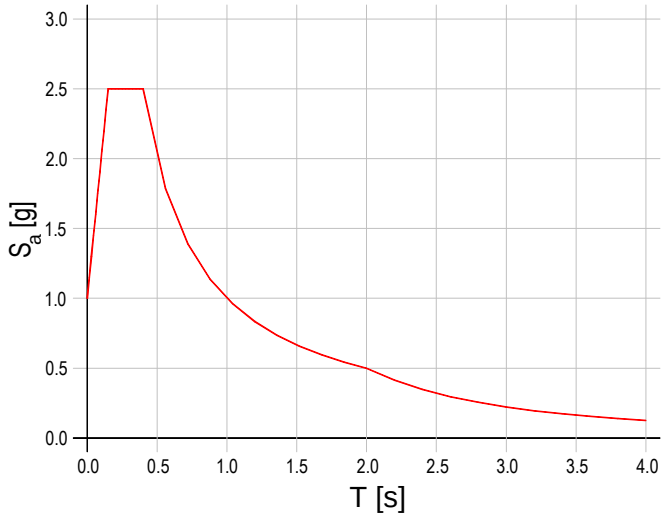
Metode u frekventnom domenu se zasnivaju na diskretnim ili brzim Fourier-ovim transformacijama, pri čemu postoji mogućnost da se akcelerogram dekomponira na njegov Fourier-ov amplitudni spektar i spektar faznog kuta. Primjenom funkcije slučajnih brojeva za spektar faznog kuta, rekonvolucijom se kreira novi akcelerogram sličnog frekventnog sadržaja, ali različitih vremenskih karakteristika. Na taj se način spektar odgovora kreiranog akcelerograma može prilagoditi (eng.“spectral matching“) projektnom spektru odgovora. Kreiranje gibanja tla

kao nestacionarnog procesa s vremenski promjenjivim intenzitetom i frekventnim sadržajem, moguće je sprovesti na više načina [55] Umjetni akcelerogrami kreirani prema nekom od tih postupaka imaju široku primjenu u seizmičkoj analizi konstrukcija.

Postupak kreiranja umjetnih akcelerograma korištenih pri istraživanjima prezentiranim u ovom radu proveden je uz primjenu računalnog programa SIMQKE [45], pri čemu se akcelerogram potresa u konačnoj formi može prikazati superpozicijom sinusnih funkcija:

$$a(t) = I(t) \sum_i A_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \tag{2.1}$$

u gornjem izrazu a(t) je amplituda kreiranog umjetnog akcelerograma, I(t) je anvelopa amplituda kreiranog akcelerograma, A_i je amplituda, ω_i je kutna frekvencija i φ_i je fazni kut i-te sinusoide koji se kreira funkcijom slučajnog broja u intervalu 0-2π s ravnomjerno raspodijeljenom vjerojatnošću. Amplituda A_i je u korelaciji s funkcijom spektralne gustoće G(ω) gibanja tla koja je u korelaciji sa spektralnim ubrzanjem definiranim prema projektnom spektru odgovora. Procedura kreiranja akcelerograma na ovakav način je poželjna s proračunskog stajališta. Naime, poštujući prethodno navedenu proceduru, za proizvoljni projektni spektar odgovora moguće je kreirati reprezentativni akcelerogram. Ovako kreirani akcelerogram je skaliran i kompatibilan danom projektnom spektru odgovora. Umjetni akcelerogrami kreirani prema prethodno opisanoj proceduri su stacionarni u vremenu u pogledu frekventnog sastava, a nestacionarni u pogledu amplituda kretanja. Za potrebe istraživanja prikazanih u ovom radu korišten je projektni elastični spektar odgovora prema EN 1998 [46] tip 1 i tip tla A slika 2.18.



Slika 2.18. Elastični spektar odgovora prema [46] tip 1 za tip tla A

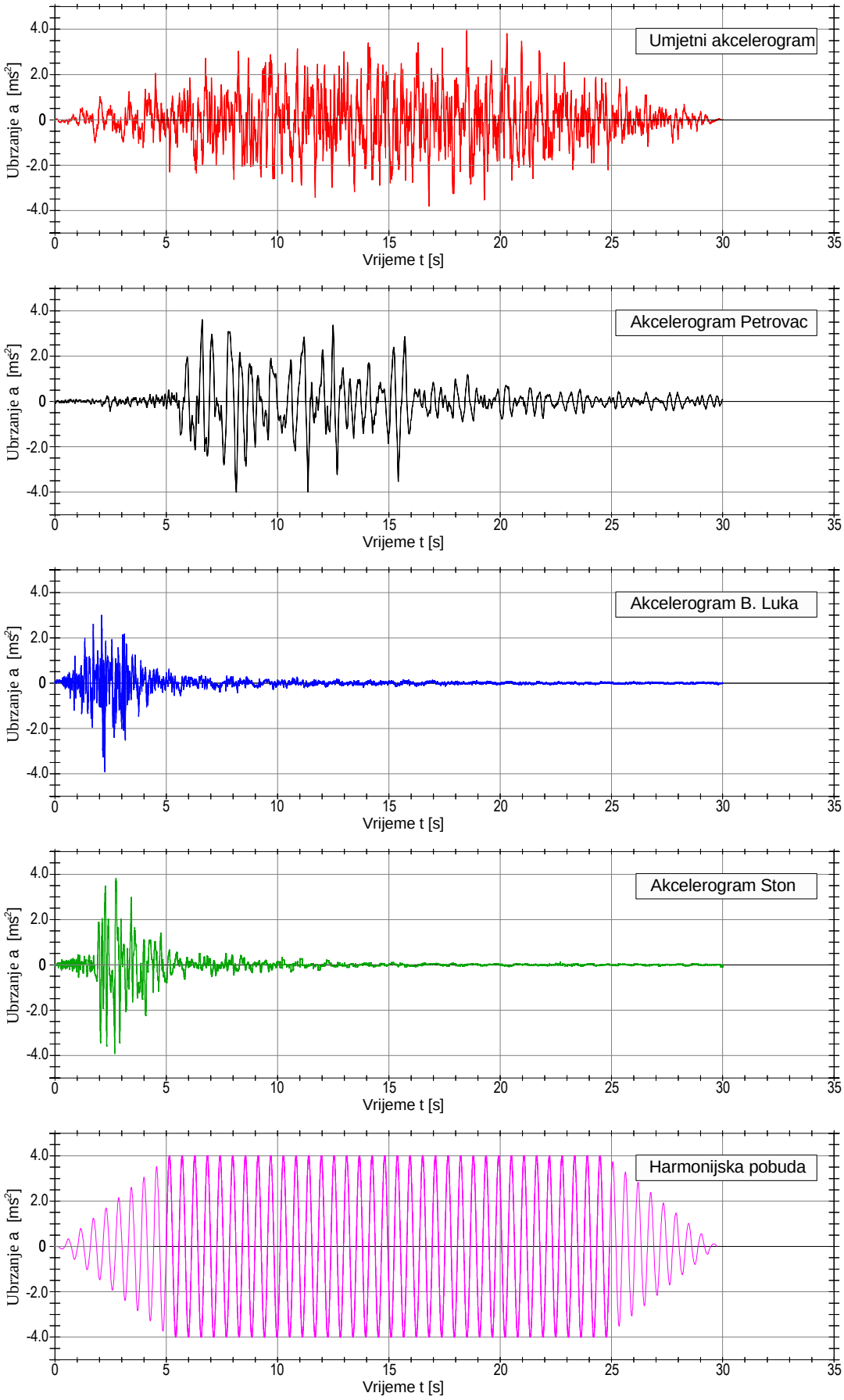
Projektni elastični spektar odgovora i spektri odgovora kreiranih umjetnih akcelerograma su razvijeni do perioda vibracija T_{max}=4s. Primjenom ovako definiranog projektnog elastičnog spektra odgovora prema [46], moguće je kreirati umjetni akcelerogram površinske magnitude M_s>5.5. Prema [46], interval perioda vibracija koji bi trebalo razmatrati pri kreiranju umjetnih akcelerograma je u rasponu od $0.2T_1$ do $2T_1$, pri čemu je T_1 prvi period vibracija elastične konstrukcije. Za potrebe ovog istraživanja razmatrana je kompletna domena perioda vibracija. Preporuka je da vrijeme trajanja stacionarnog dijela akcelerograma bude najmanje 10 s. U ovom je radu vrijeme trajanja stacionarnog dijela akcelerograma usvojeno 20 s, a ukupno trajanje analize 30 s.

2.5.4 Akcelerogrami korišteni pri eksperimentalnim istraživanjima

U ovom je radu prikazano eksperimentalno istraživanje ponašanja konzolnih armiranobetonskih stupova s pomoću potresne platforme. Za potresno opterećenje većine stupova korišten je umjetni akcelerogram. Osim umjetnog akcelerograma, za potrebe ispitivanja utjecaja različitih tipova potresa na ponašanje armiranobetonskih stupova korištena su tri akcelerograma zabilježena uslijed realnih potresa i to akcelerogram potresa registriranog u Petrovcu (1979)-Crna Gora, akcelerogram potresa registriranog u Banja Luci (1981)-Bosna i Hercegovina i akcelerogram potresa registriranog u Stonu (1996))-Hrvatska i jedna harmonijska pobuda.

Korištena ubrzanja podloge (platforme) svedena na maksimalno ubrzanje a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazana su na slici 2.19.

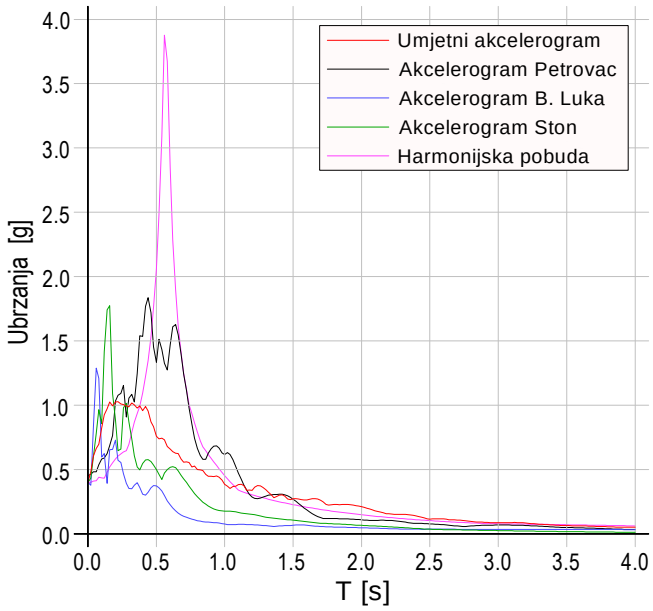
Sve razmatrane pobude su aplicirane sukcesivno, počevši od a_{gmax}=0.5 ms^{-2} pa sve do sloma stupa ili do njegovih značajnih oštećenja. Kod toga je u svakom idućem koraku a_{gmax} povećavan za po 0.5 ms^{-2}. Period harmonijske pobude odgovara prvom periodu slobodnih vibracija razmatranog elastičnog stupa, koji je utvrđen eksperimentalno.



Slika 2.19. Korištena ubrzanja podloge u ovom radu (a_{gmax}=4.0 ms^{-2})

Može se primijetiti da potres Ston i osobito potres Banja Luka karakterizira relativno kratko udarno djelovanje u trajanju od oko 3 s, s kratkim predominantnim periodom tj. relativno brzim izmjenama ubrzanja. Udarno trajanje potresa Petrovac i osobito umjetnog akcelerograma je značajno duže nego kod prethodno navedenih akcelerograma, uz značajno duže predominantne periode (sporije izmjene ubrzanja). Kod potresa Petrovac ubrzanja su najizraženija u vremenu između šeste i šesnaeste sekunde, a kod umjetnog potresa između pete i dvadesetpete sekunde (najveća ubrzanja su između petnaeste i dvadesete sekunde).

Za usvojene pobude sa slike 2.19. izračunata su njihova spektralna ubrzanja, spektralne brzine i spektralni pomaci (s prigušenjem od 5 %), koji su prikazani na slikama 2.20, 2.21 i 2.22.

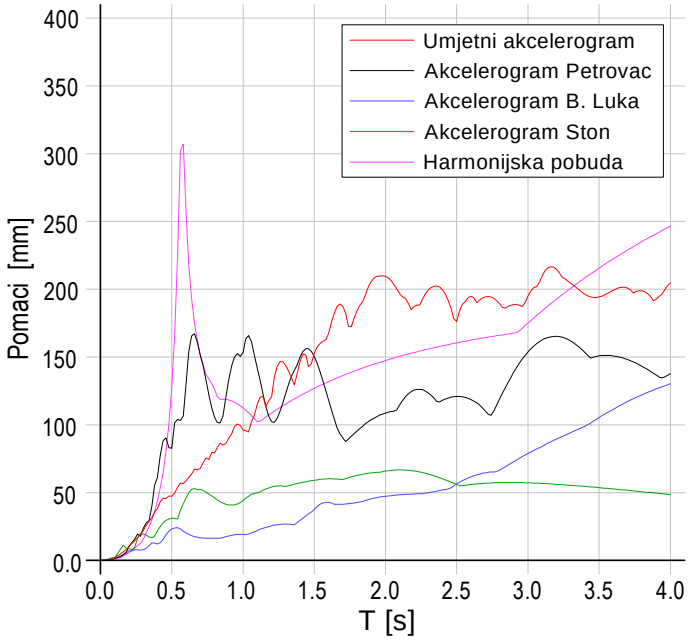


Slika 2.20. Elastični spektar odgovora po ubrzanjima

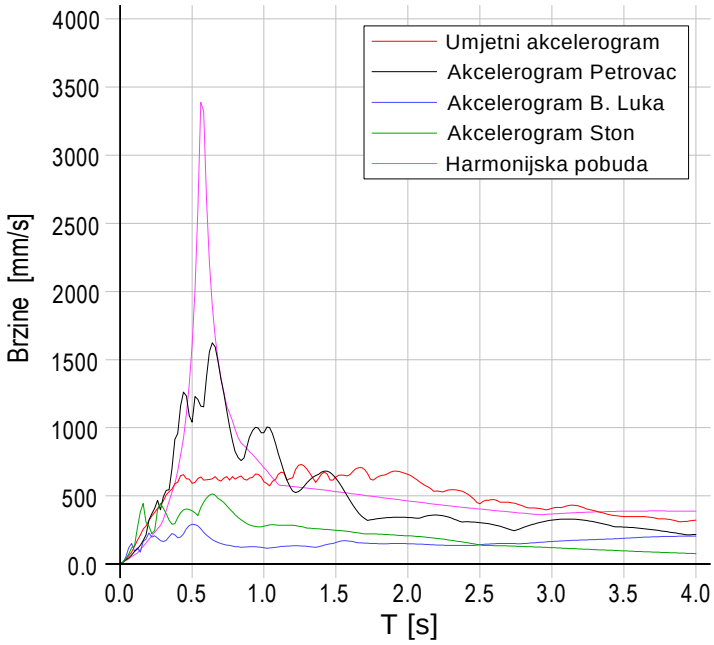
Najveće spektralno ubrzanje dobiveno je za harmonijsku pobudu pri $T=T_1=0.56$ s, pri čemu je T_1 jednak prvom periodu slobodnih vibracija elastičnog stupa (eksperimentalno utvrđen). Kod toga su dominantna spektralna ubrzanja u uskom području oko izraženog ekstremnog ubrzanja. Najveće spektralno ubrzanje za potres Petrovac je više nego dvostruko manje od najvećeg za harmonijsku pobudu. Najveće vrijednosti spektralnog ubrzanja su u širim granicama od onih za harmonijsku pobudu, između oko $0.3T_1$ i $2.0T_1$. Najveće spektralno ubrzanje za potres Ston je blizu onome za potres Petrovac i nalazi se u području oko $0.25T_1$. Dominantna spektralna ubrzanja su u području znatno ispod prvog perioda vibracija stupa T_1. Najveće spektralno ubrzanje za potres Banja Luka je u području oko $0.1T_1$, što je još niže nego kod potresa Ston. Dominantna spektralna ubrzanja za potres Banja Luka su također u području znatno ispod prvog perioda

vibracija stupa T_1. Bazično spektralno ubrzanje umjetnog akcelerograma ima najnižu maksimalnu vrijednost između razmatranih pobuda. Međutim, njegova dominantna spektralna ubrzanja nalaze se u vrlo širokom području od $0.3 \times T_1$ do $3.0 \times T_1$.

Dijagram spektralnih pomaka razmatranih pobuda prikazan je na slici 2.21, a dijagram spektralnih brzina na slici 2.22. Najveći spektralni pomak ima harmonijska pobuda, ali za vrlo usko područje oko $T_1 = 0.56$ s. Temeljem dosadašnjih spoznaja, može se pouzdano predvidjeti da će potresi Ston i Banja Luka biti manje nepovoljni od potresa Petrovac i umjetnog potresa jer im je maksimalno spektralno ubrzanje pri periodima koji su znatno ispod T_1, odnosno njihov je predominantni period značajno ispod T_1. Usvojene su prilično različite pobude, kako bi njihov različit utjecaj na ponašanje armiranobetonskih stupova bio što izraženiji.



Slika 2.21. Elastični spektar odgovora po pomacima



Slika 2.22. Elastični spektar odgovora po brzinama

Treba još jednom naglasiti da su za karakteriziranje utjecaja nekog potresa na građevinu bitna ne samo njegova ubrzanja, već također i njegove brzine i pomaci. Temeljem svojstava dinamičke pobude i svojstava same konstrukcije, u konstrukciji se generiraju ubrzanja, pomaci i brzine. Ubrzanja konstrukcije približno su proporcionalna inercijalnim (potresnim) silama. Kinetička energija konstrukcije direktno je vezana za brzine gibanja njenih dijelova. Pomaci konstrukcije izazivaju unutarnje sile u konstrukciji. Ove su veličine povezane dobro znanim odnosima (brzina je prva, a ubrzanje druga derivacija pomaka). One zajedno utječu na ponašanje konstrukcije pri potresu.

2.6 PROCEDURA EKSPERIMENATALNOG ISPITIVANJA

Kao što je prethodno spomenuto, cilj ovog eksperimentalnog ispitivanja je istraživanje utjecaja različitih parametara na granično stanje nosivosti i defomabilnosti konzolnih armiranobetonskih stupova pri potresu. U tu svrhu, predviđeno je eksperimentalno ispitivanje stupova pomoću potresne platforme. Eksperimentalna ispitivanja na potresnim platformama intenzivno se provode već oko pedesetak godina, u relativno malom broju laboratorija. Unatoč sve većem broju laboratorija i povećanom opsegu eksperimentalnih ispitivanja, do danas nije definirana standardna procedura za provođenje ovih ispitivanja. Za definiranje procedure eksperimentalnog ispitivanja provedenog u sklopu ovog rada korišteni su principi i preporuke koji su nastali temeljem iskustava nekih relevantnih laboratorijskih ispitivanja [56-76]. U nastavku će se ukratko opisati korištena procedura eksperimentalnog ispitivanja.

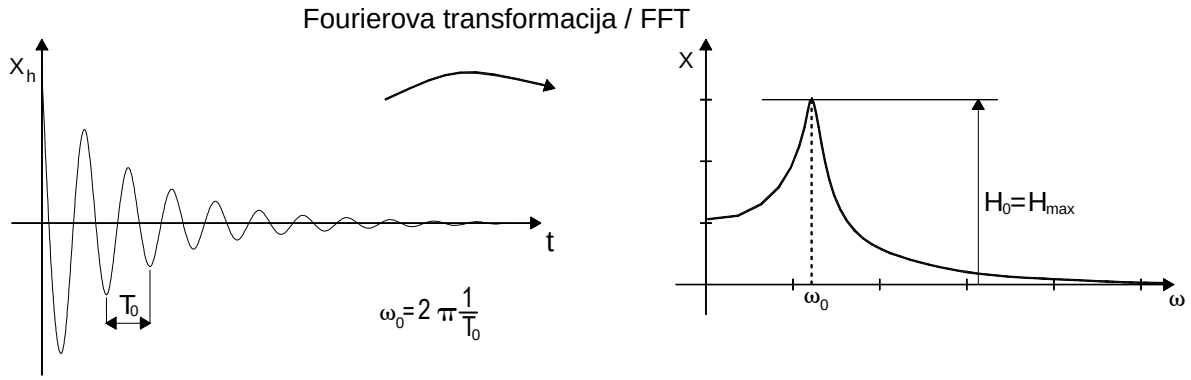
Postupak započinje postavljanjem uzorka (stupa) na potresnu platformu u željeni položaj, uz osiguranje željenih rubnih uvjeta na spoju temelja i platforme. Nakon toga se na stup ugrađuju instrumenti prema prethodno definiranom rasporedu mjernih mjesta (vidjeti točku 2.4.1 i sliku 2.14). Potom se vrši kalibracija mjernog sustava i podešavanje osjetljivosti za svaki mjerni instrument.

Nakon uspješno završenog postupka postavljanja mjernih uređaja i njihove provjere, pristupa se ugradnji mase na vrhu stupa. Ovisno o tipu uzorka, ugrađivane su mase od 1, 2 ili 3 t. Sve mase su izrađene iz betonskih blokova, dimenzija 1.0×1.0× 0.4 m, 1.0×1.0×0.8 m i 1.0×1.0×1.2 m. Postavljanje mase na stup u odgovarajući položaj realizirano je uz pomoć hidrauličnih presa, uz vrlo mali prirast pomaka. Na takav način, uz kontinuirano praćenje deformacija u betonu stupa i armaturnim šipkama za vrijeme montaže mase, omogućeno je precizno postavljanje mase u željeni položaj u odnosu na os stupa. Nakon postavljanja mase (betonskog bloka) u željeni položaj blok je učvršćen za vrh stupa pomoću vijaka. Tako je izbjegnut relativni pomak između mase i vrha stupa tijekom ispitivanja. Kako je planirano ispitivanje stupova sve do sloma masa je pridržana za kruti sigurnosni okvir. Pridržanje mase je realizirano pomoću čeličnih užadi, koja se aktiviraju tek nakon što masa doživi pomak veći od 0.6 m (značajno preko granice loma stupa).

Slika 2.23. Fotografija karakterističnog stupa spremnog za ispitivanje

Uspješna priprema uzoraka je temelj za kvalitetu idućih koraka eksperimentalnog testiranja. Slijedi određivanje početnih perioda i frekvencija vibriranja sustava, te određivanje njegovog početnog prigušenja. Postupak određivanja ovih veličina temeljen je na analizi slobodnih vibracija. Naime, stup treba opteretiti malom horizontalnom statičkom silom, tako da naprezanja budu duboko u linearnom području. Zatim se naglim otpuštanjem statičke sile izazovu slobodne oscilacije stupa. Analizom signala zabilježenog na senzorima pomaka i senzorima ubrzanja za vrijeme slobodnog osciliranja stupa, moguće je odrediti vlastitu frekvenciju (period) sustava i prigušenje.

Vlastitu frekvenciju sustava moguće je odrediti primjenom brze Fourierove transformacije signala zabilježenih tijekom slobodne vibracije sustava kako je to prikazano na slici 2.24, ili mjerenjem dužine perioda odziva T_0 u vremenskom dijagramu.



Slika 2.24. Pomak i FFT pomak slobodnih vibracija

Prigušenje je moguće odrediti na temelju opadanja amplitude, korištenjem logaritamskog dekrementa slobodnih vibracija slika 2.25. Kako se radi o slobodnim prigušenim vibracijama, vrijedi:

$$T_p = \frac{2\cdot\pi}{\omega_p} \tag{2.2}$$

$$\omega_p = \omega \cdot \sqrt{1-\xi^2} \tag{2.3}$$

$$\delta = \frac{1}{n}\ln\left(\frac{C_0}{C_n}\right) \tag{2.4}$$

gdje su:

C_0=C(t_0) – vrijednosti amplitude u trenutku t_0

C_n=C(t_0 + t_n) – vrijednosti amplitude nakon n ciklusa

n – broj promatranih ciklusa

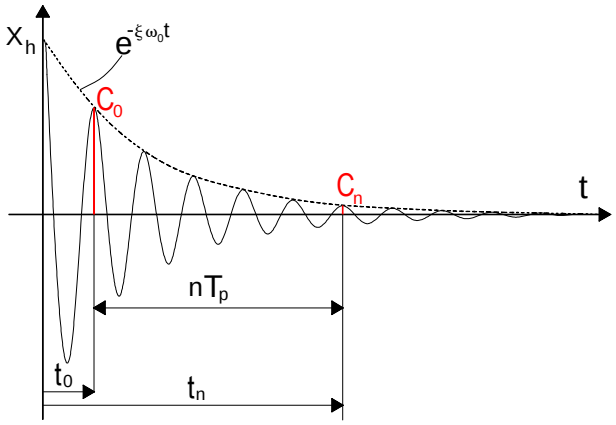
δ – logaritamski dekrement (logaritamsko umanjenje)

T_p – period prigušenog sustava

ω – kružna frekvencija neprigušenog sustava

ω_p – kružna frekvencija prigušenog sustava

ξ – iznos relativnog prigušenja



Slika 2.25. Vremenski prikaz prigušenih slobodnih vibracija

Može se zapisati:

$$\frac{C_0}{C_n} = \frac{e^{-\xi\omega_0 t_0}}{e^{-\xi\omega_0 t_n}} = e^{-\xi\omega_0(t_n - t_0)} = e^{-\xi\omega_0(nT_p)} \qquad /\ln \tag{2.5}$$

$$\ln\frac{C_0}{C_n} = -\xi\omega_0(nT_p) \tag{2.6}$$

odnosno

$$|\ln C_n - \ln C_0| = \xi\omega_0(nT_p) = \xi\omega_0 n\frac{2\pi}{\omega_0\sqrt{1-\xi^2}} = 2\pi n\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \tag{2.7}$$

$$\frac{|\ln C_n - \ln C_0|}{n} = 2\pi\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \tag{2.8}$$

gdje je:

$$\delta = \frac{|\ln C_n - \ln C_0|}{n} \tag{2.9}$$

Za sustave koji imaju nisku razinu prigušenja ($\sqrt{1-\xi^2} \approx 1$) uzima se:

$$|\ln C_n - \ln C_0| = 2\pi n\xi \tag{2.9}$$

Slijedi da je relativno prigušenje:

$$\xi = \frac{|\ln C_n - \ln C_0|}{2\pi n} = \frac{\delta}{2\pi} \tag{2.10}$$

Nakon određivanja vlastitih frekvencija i prigušenja početnog sustava, sukcesivno se nanose dinamička opterećenja. To podrazumijeva slijedeću proceduru. Odabere se jedna pobuda (primjerice jedan od akcelerograma prikazanih na slici 2.19) koja se linearno skalira tako da se dobije više pobuda. Prva pobuda je skalirana tako da joj je maksimalna amplituda a_{gmax}=0.5 ms^{-2}, a sve ostale pobude tako da im je maksimalna amplituda za po 0.5 ms^{-2} veća nego kod prethodne pobude. Potom se prethodno kreirane pobude apliciraju uz pomoć platforme, jedna za drugom, sve dok se ne uoči slom stupa ili njegova jaka oštećenja. Između apliciranja dviju uzastopnih pobuda planirana je pauza od oko dvije minute, koliko treba da se signali sa svih senzora ujednače (da se stup umiri).

Iako ne postoji standardizirani i strogo definirani postupak za ovakva ispitivanja, sukcesivni način apliciranja dinamičkog opterećenja je opće prihvaćen i vrlo često se koristi logika sukcesivnih akcelerograma. Vezana je uz činjenicu da će svaka konstrukcija koja se nalazi u seizmički aktivnom području za svog životnog vijeka vjerojatno biti izložena podrhtavanjima tla uslijed većeg broja slabijih potresa, od kojih će neki vjerojatno izazvati oštećenja na njima i samo jedan njihovo eventualno rušenje. U prilog takvom načinu nanošenja opterećenja ide i spoznaja da je vrlo često prije glavnog (najjačeg) potresa uočen veliki broj nešto slabijih potresa. Primjerice, za reprezentativni akcelerogram potresa koji je zabilježen u okolici Stona 1996. godine uzima se akcelerogram zabilježen uslijed udara 5. rujna, iako je u razdoblju od 15. kolovoza do 15. listopada iste godine na tom području zabilježeno preko sto podrhtavanja tla (neka su bila s magnitudom M_s >5.0) [77].

Tijekom svakog od prethodno navedenih koraka dinamičkog opterećivanja, za svaki su stup kontinuirano praćene mehaničke veličine opisane u točci 2.4.1. Rezultati mjerenja su prikazani u slijedećem poglavlju. Prethodno opisana procedura ispitivanja testirana je na probnim uzorcima prije početka eksperimentalnog ispitivanja prezentiranog u ovom radu. Time su otklonjeni početni nedostaci, a mogućnost pojave greške tijekom procesa ispitivanja svedena je na minimum.

3. REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA

3.1 OPĆENITO

Kao što je već spomenuto, osnovni cilj ovog eksperimentalnog ispitivanja je istraživanje utjecaja različitih parametara na granično stanje nosivosti i deformabilnosti konzolnih armiranobetonskih stupova uslijed potresa. U nastavku su prikazani neki od izmjerenih rezultata, koji su ukratko komentirani. Istraživanja su podijeljena u grupe, pri čemu je unutar svake grupe razmatran utjecaj pojedinog parametra na ponašanje razmatranih stupova u seizmičkim uvjetima. Za svaku su grupu (parametarsko istraživanje) prikazani horizontalni pomaci vrha stupa, vertikalni i horizontalni pomaci vrha ruba temelja, deformacije uzdužne armature pri dnu stupa s lijeve i desne strane u presjeku 100 mm iznad gornjeg ruba temelja, deformacije u poprečnoj armaturi 150 mm iznad ruba temelja, deformacije u betonu s lijeve i desne strane (100 mm iznad temelja), ubrzanja vrha stupa i ubrzanja vrha ruba temelja. Detaljan prikaz mjernih mjesta i osnovne informacije o korištenoj opremi za ispitivanje dati su u poglavlju 2.4.1.

3.2 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA TIPA POTRESA NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA

Razmatrano je pet jednakih konzonih armiranobetonskih stupova kvadratnog poprečnog presjeka, izloženih različitim dinamičkim pobudama. Osnovni geometrijski podaci ispitanih stupova prikazani su u poglavlju 2.21. Stupovi su visine 1.08 m (vitkosti λ=75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Temelji stupova su duljine 1.0 m, širine 0.5 m i visine 0.3 m. Stupovi su ukliješteni u temelj koji je pridržan za platformu. Na vrhu stupa je masa od 2 t, centrično položena na os stupa.

Rezultati mjerenja za stup C-AA koji je izložen umjetno generiranom akcelerogramu prikazani su crvenom bojom, za stup C-P koji izložen horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Petrovcu (1979) crnom bojom, za stup C-BL koji je izložen horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Banja Luci (1981) plavom bojom, za stup C-S koji je izložen horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Stonu (1996) zelenom bojom i za stup C-H koji je izložen pobudi sa harmonijskim ubrzanjem ljubičastom bojom. Izgled karakterističnog stupa prije ispitivanja prikazan je na slici 3.1.

Slika 3.1 Karakteristični stup prije ispitivanja

Prikazani samo neki izmjereni rezultati i to za a_{gmax} od 0.5 ms^{-2} do 4.0 ms^{-2}, koji su u nastavku ukratko komentirati.

Relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.2.

Pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2}, najveći pomaci zabilježeni su kod stupa C-P. Oni dosežu do približno 24 mm, tj. do oko 1/45 visine stupa. Dakle, već pri ovim niskim razinama ubrzanja podloge, pomaci ovog stupa su vrlo veliki. Po završetku pobude uočen je manji trajni pomak, što ukazuje na pojavu nelinearnosti u ovom stupu. Može se reći da pomaci konzolnog stupa veći od oko 1/50 njegove visine imaju samo teorijsko značenje. Pomaci uočeni kod stupa C-AA iznosili su oko 14 mm, dok su pomaci ostalih stupova znatno manji. Može se primijetiti da je gibanje stupa C-H izloženog harmonijskoj pobudi najpravilnije i prilagođeno je samoj pobudi. Naime, nakon brzog ulaženja stupa u rezonantno gibanje, došlo je do pojave pukotina u betonu i pada krutosti stupa. Nakon toga je stup izišao iz rezonantnog gibanja i nastavak njegovog gibanja je vođen harmonijskom pobudom.

Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, najveći pomaci zabilježeni su kod stupa C-AA. Ovi pomaci dosežu do oko 31 mm.

Kod stupa C-AA uočeni su najveći pomaci tijekom pobude s a_{gmax}=2.5 ms^{-2}, te su također kod njega uočeni i najveći zaostali pomaci nakon prestanka djelovanja ovih pobuda. Kod ove pobude u stupu C-P uočeni su tek nešto malo veći maksimalni pomaci u odnosu na pobudu sa a_{gmax}=1.0 ms^{-2}. Pomaci ostalih stupova su značajno manji.

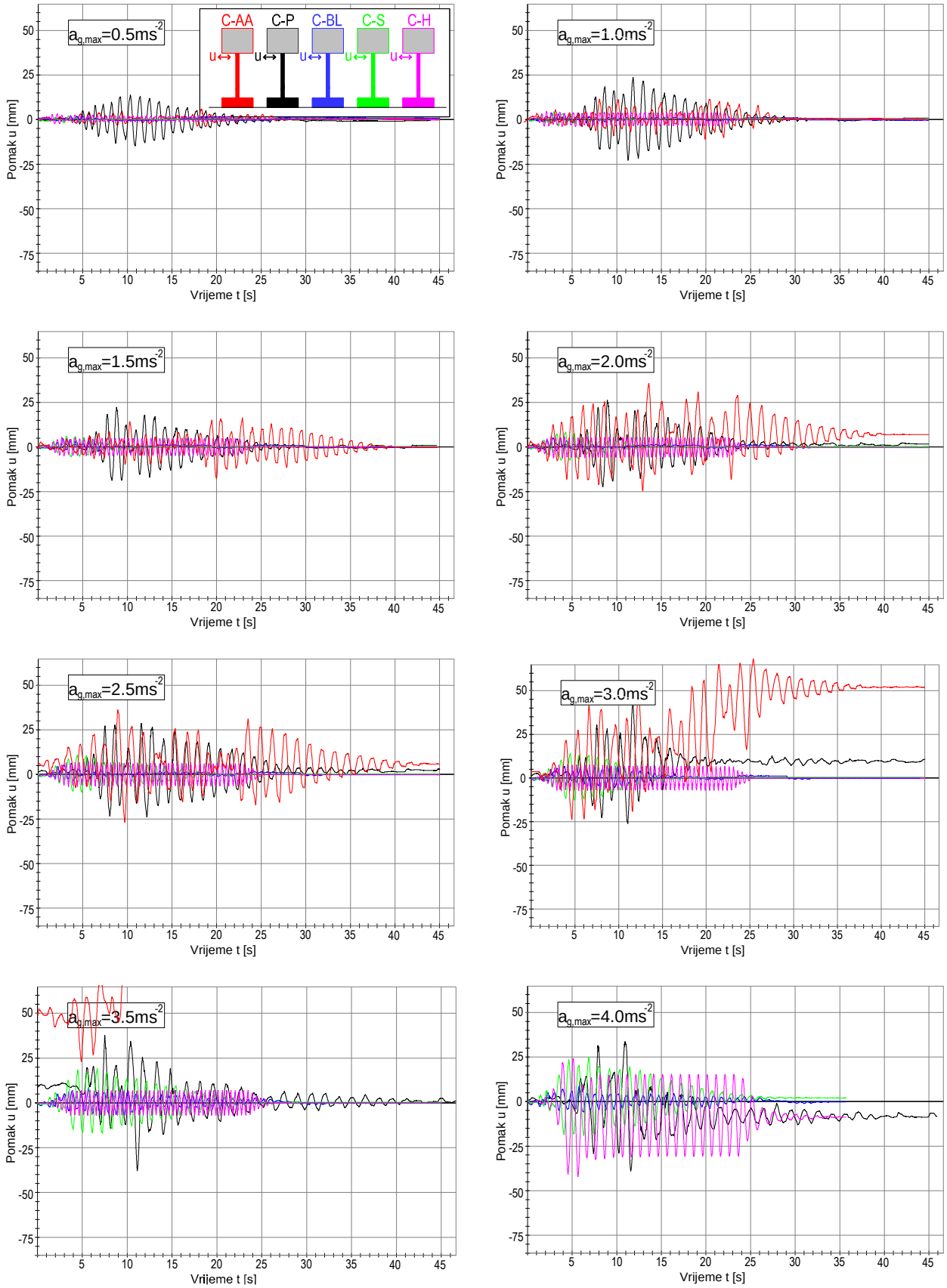
Kod stupa C-AA izmjeren je najveći pomak vrha pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, uz relativno mali zaostali pomak nakon njenog prestanka. Najveći zabilježeni pomak narastao je do oko 67 mm. Očito je da se ovaj stup približio lomu. Kod stupa C-P izmjereni su dosta manji maksimalni pomaci, pri maksimalnoj amplitudi do oko 44 mm, ali uz zaostali pomak nakon prestanka pobude od oko 10 mm. Ovaj stup je pretrpio najveća oštećenja i najviše mu se smanjila početna krutost. Ostali stupovi su imali značajno manji maksimalni pomak, bez zaostalog pomaka nakon završetka pobude.

Pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}, stup C-AA se urušio. Stup C-P je izdržao ne samo ovu pobudu nego i pobudu s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, pri čemu je zadobio teška oštećenja. Zbog vrlo male preostale rezerve u nosivosti nije izlagan jačim pobudama.

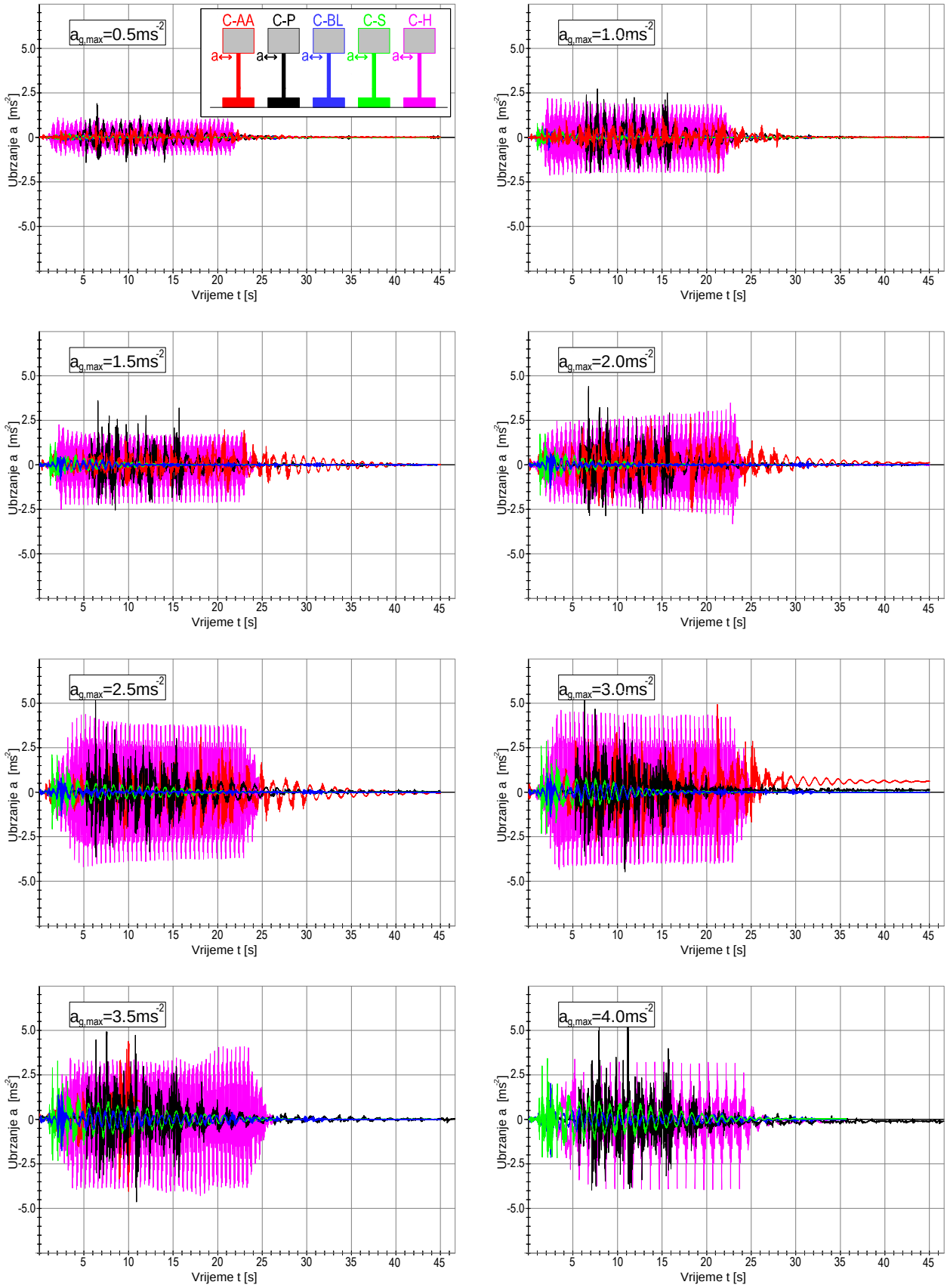
Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} uočeni je i povećanje su pomaka kod stupa C-S (do oko 25 mm), uz zaostali pomak od 2 mm nakon završetka pobude. Kod stup C-BL izmjeren je najmanji pomak, bez zaostalog pomaka po završetku pobude.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.3. Ubrzanja su rasla s povećavanjem a_{gmax} i analogna su pomacima stupova. Najveća ubrzanja vrha stupa za pobude s $a_{gmax} \leq 3.5$ ms^{-2} uočena su kod stupa C-P.

Pri pobudama s $a_{gmax}=4.0$ ms^{-2} najveća ubrzanja zabilježena su kod stupa C-AA, koji se urušio. Kao što je prethodno navedeno, stup C-P doveden je do granice kolapsa pa nije izlagan većim razinama ubrzanja.



Slika 3.2 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



Slika 3.3 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa (10 cm iznad temelja) na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.4. Pri valorizaciji izmjerenih deformacija u betonu treba imati na umu da vlačne deformacije mogu uključivati utjecaje nastalih pukotina u zoni mjerenja. Naime, ukoliko pukotina prolazi preko zone mjerenja, izmjerena deformacija uključuje i njenu širinu (diskontinuitet). Ukoliko je zona mjerenja locirana između pukotina, izmjerena deformacija može sadržavati i relaksaciju vlačne deformacije betona između pukotina. Izmjerene tlačne deformacije su značajno pouzdanije od vlačnih i mjerodavnije su za ocjenu ponašanja, te će se uglavnom one komentirati.

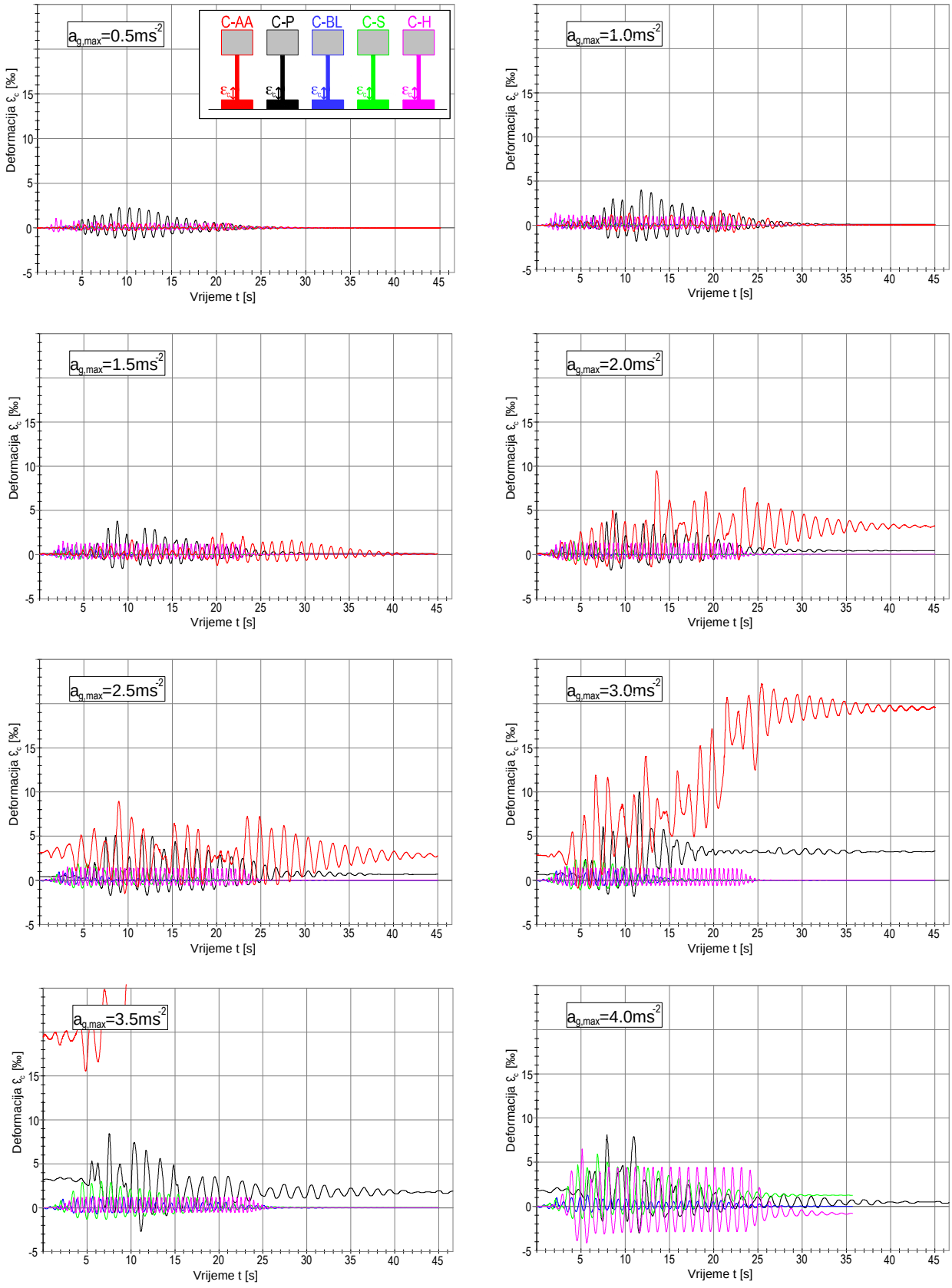
Za vrijeme trajanja pobuda s $a_{gmax} \leq 3.0$ ms^{-2} izmjerene tlačne deformacije betona u stupovima C-AA i C-P nisu prelazile -2.1 ‰ i nije bilo zaostalih tlačnih deformacija. Pri pobudama sa a_{gmax}=2.0 ms^{-2} kod stupova C-AA i C-P uočene su podjednake maksimalne vlačne i tlačne deformacije, uz podjednaku zaostalu deformaciju nakon prestanka djelovanja pobude. Ostali su stupovi imali dosta manje deformacije. Tijekom pobude s a_{gmax}= 3.0 ms^{-2} kod stupova C-AA i C-P ponovo su uočene najveće i podjednake deformacije, pri čemu je kod stupa C-P uočena nešto veća vlačna deformacija (do oko 10 ‰), a kod stupa C-AA nešto veća tlačna deformacija (do oko -2.2 ‰). Kod stupa C-P zabilježena je znatno veća zaostala vlačna deformacija u betonu (oko 3.2 ‰), što ukazuje na veće zaostale deformacije u armaturi uz ovaj rub stupa. Kod pobude s a_{gmax}= 4.0 ms^{-2}, značajno su narasle tlačne deformacije u stupovima C-P i C-S, a osobito u stupu C-AA (što je i uzrokovalo njegov slom drobljenjem betona).

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.5. Pri pobudama s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} i a_{gmax}=2.0 ms^{-2} najveće izmjerene tlačne deformacije nisu prelazile -2.0 ‰. Nisu uočene zaostale trajne deformacije po prestanku djelovanja pobuda. Tijekom djelovanja pobuda s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} najveće tlačne deformacije su izmjerene kod stupa C-P, od oko -2.4 ‰. Ovo ukazuje na prisutnost nelinearnosti u tlačnom betonu, što potvrđuju i zaostale tlačne deformacije od oko -0.3 ‰. Kod stupa C-AA izmjerene su nešto manje maksimalne tlačne deformacije (do oko -2.0 ‰), dok su kod ostalih stupova zabilježene višestruko manje deformacije. Uslijed pobuda s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, izmjerene tlačne deformacije kod svih stupova nisu prelazile -2.0 ‰.

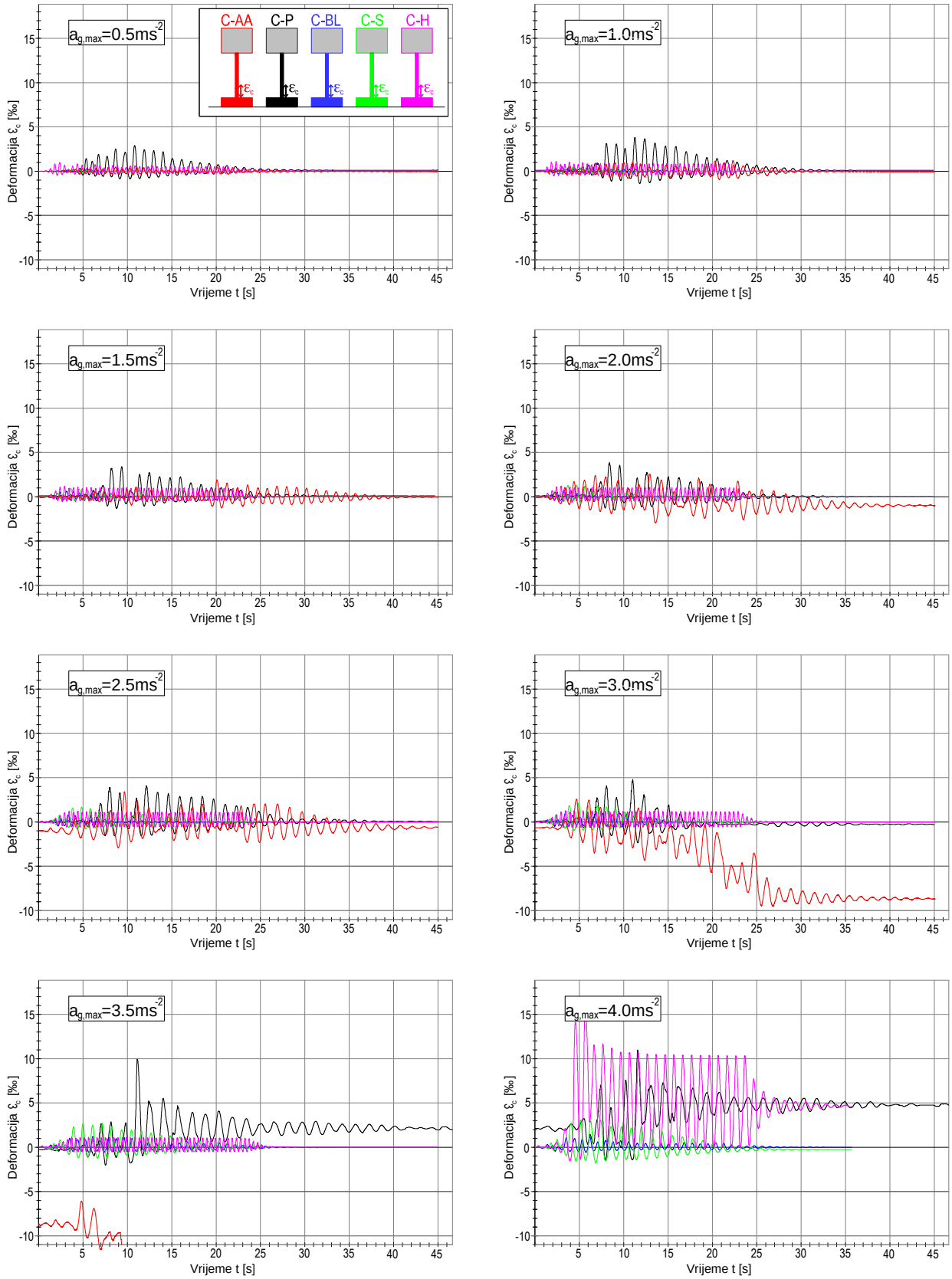
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa uz njegov lijevi rub prikazane su na slici 3.6. Tlačne deformacije armature kod svih stupova su bile male zbog velike tlačne nosivosti betona. Već pri pobudama s a_{gmax}=1.0 ms^{-2}, izmjerene su vrlo velike vlačne deformacije kod stupa C-P (do oko 10 ‰), kao i velike zaostale vlačne deformacije (od oko 4.5 ‰) po prestanku djelovanja pobude. Ovo ukazuje na izraženo popuštanje armature. Kod ostalih stupova nisu zabilježene velike vlačne deformacije.

Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, vlačna deformacija u armaturi kod stupa C-P još se povećala. Kod stupa C-AA također su izmjerene velike vlačne deformacije armature (popuštanje čelika) i zaostale vlačne deformacije od oko 3.5 ‰. Pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, maksimalne vlačne deformacije armature u stupovima C-P i C-AA su povećane, pri čemu je otkazao senzor deformacija u stupu C-P. Uslijed pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, vlačne deformacije zabilježene u armaturi stupa C-AA su malo oscilirale oko 14 ‰. Kod stupa C-BL su dosezale blizu 8.0 ‰, uz jednaku zaostalu trajnu deformaciju. Kod stupa C-H maksimalne zabilježene vlačne deformacije u armaturi iznosile su oko 3.5 ‰. Kod stupa C-S nisu uočene značajne vlačne deformacije u armaturi s njegove lijeve strane.

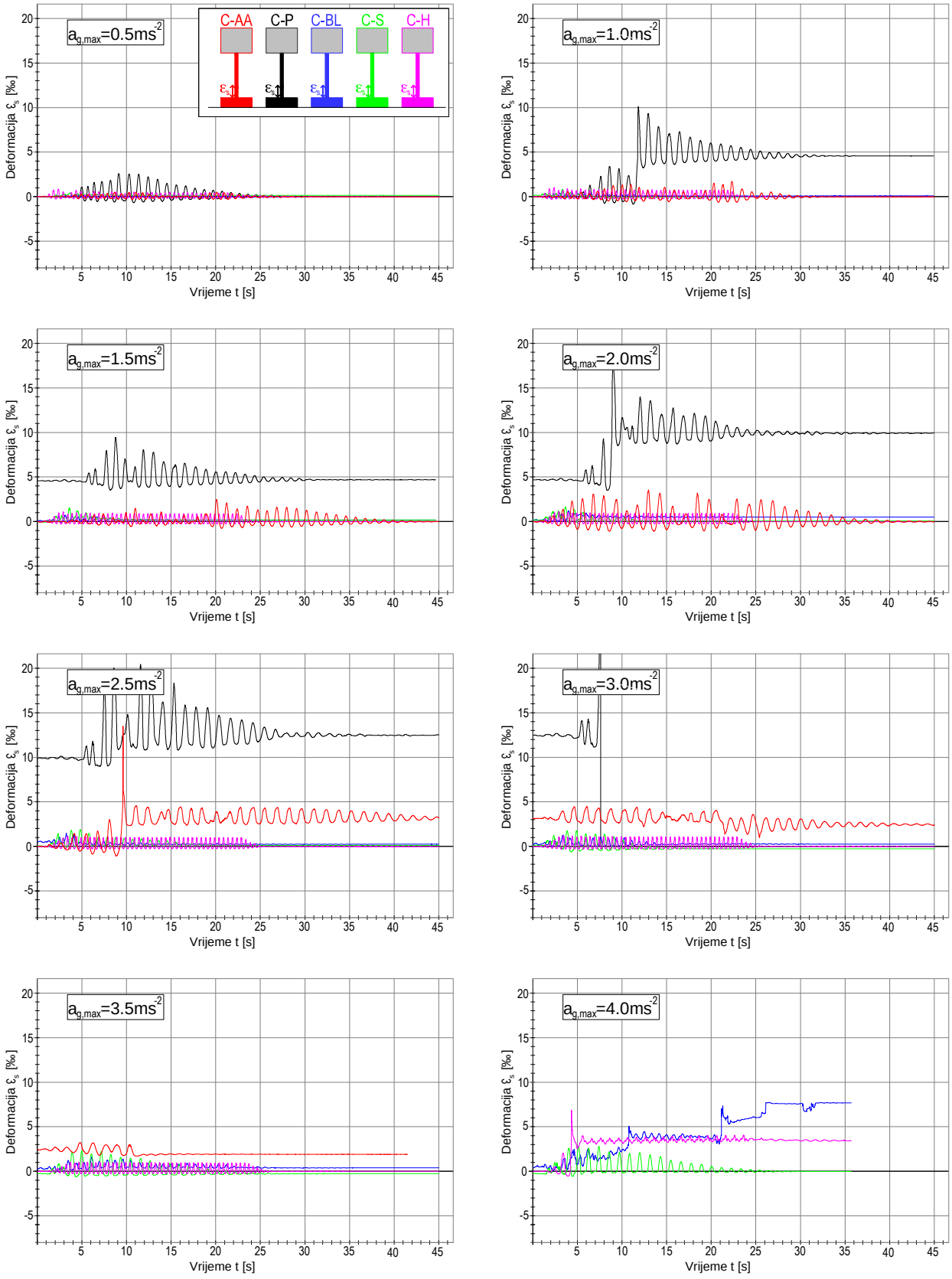
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupova na njihovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.7. Izmjerene tlačne deformacije u armaturi na ovoj strani stupa su također male. Pri pobudama s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} najveće vlačne deformacije izmjerene su kod stupa C-P (oko 3.5 ‰), bez zaostalih deformacija. Kod pobuda s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} najveće vlačne deformacije (do oko 9 ‰) i velike zaostale vlačne deformacije (do oko 4.2 ‰) zabilježene su kod stupa C-AA. Tijekom pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} ta je deformacija još povećana. U armaturi ostalih stupova nisu registrirane nepovratne vlačne deformacije. Pri pobudama s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} zabilježene su velike vlačne deformacije i u stupovima C-P, C-H i C-BL, uz prisutnost značajnih trajnih vlačnih deformacija nakon prestanka djelovanja pobude. Tlačne deformacije u svim stupovima su bile značajno manje od vlačnih zbog doprinosa nosivosti betona u tlačnoj zoni. Zbog nastanka pukotina u betonu i nemogućnosti njegova nošenja u vlaku, vlačne deformacije armature bile su znatno veće od tlačnih.



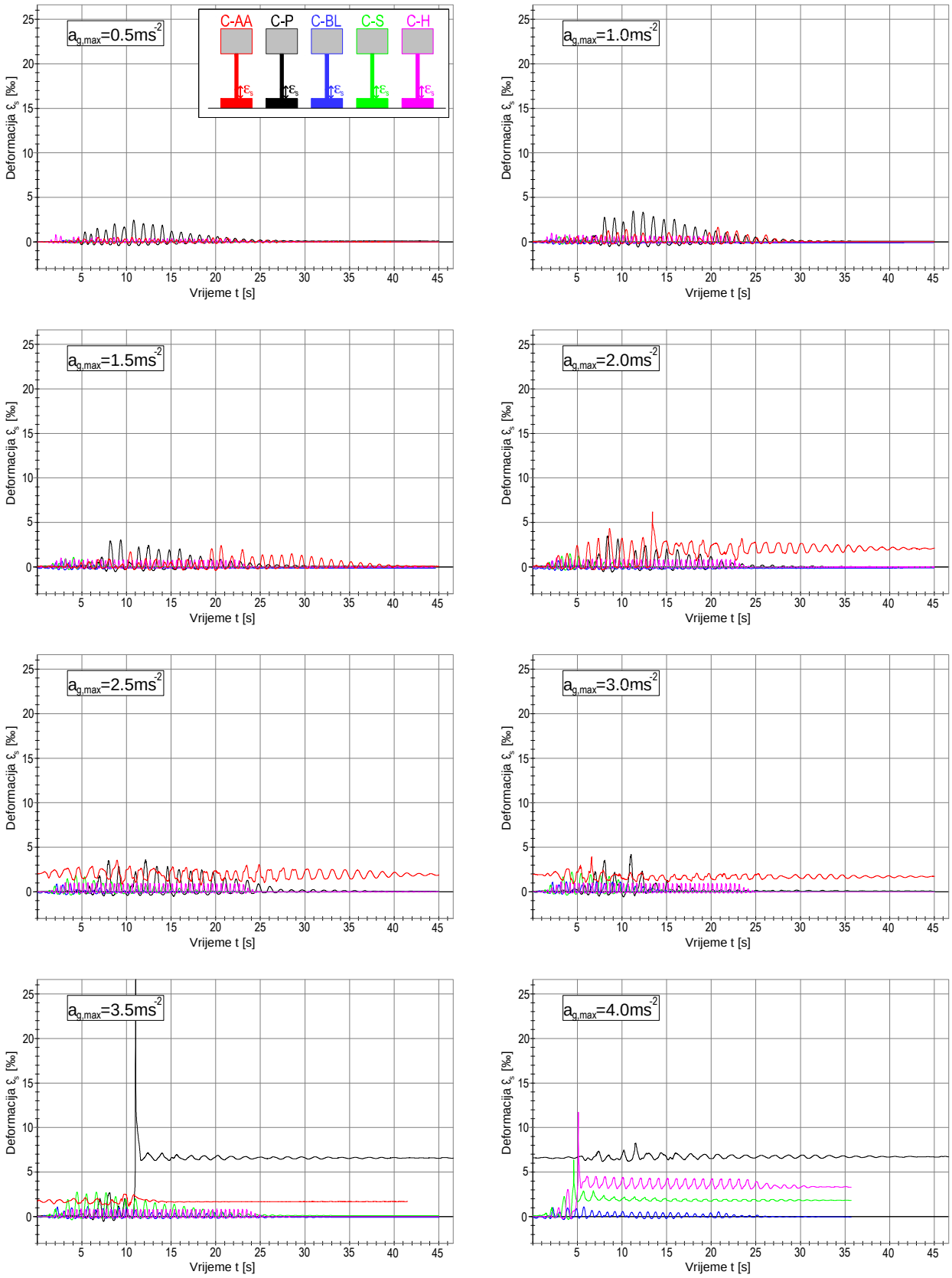
Slika 3.4 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.5 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.6 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.7 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

Na temelju analize rezultata provedenih eksperimentalnih testova, mogu se donijeti niže navedeni zaključci.

Stup izložen potresu Petrovac (C-P) i stup izložen umjetno generiranom akcelerogramu (C-AA) doživjeli su kolaps pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}. Stup izložen harmonijskoj pobudi (C-H) doživio je kolaps pri pobudi s a_{gmax}=4.5 ms^{-2}. Za vrijeme harmonijske pobude koja je imala period jednak početnom periodu ispitivane konstrukcije, stup nije doživio jača oštećenja. Značajnija oštećenja je doživio tek pri harmonijskoj pobudi s periodom $T=2\times T_1$, a kolaps pri pobudi s periodom $T=4\times T_1$. Stup izložen potresu Ston (C-S) urušio se pri pobudi s a_{gmax}=6.0 ms^{-2}, a stup izložen potresu Banja Luka (C-BL) pri pobudi s a_{gmax}=8.0 ms^{-2}. Dakle, najnepovoljnije pobude su akcelerogram potresa Petrovac i umjetno generirani. Manje nepovoljne pobude su akcelerogram potresa Ston i osobito akcelerogram potresa Banja Luka. Harmonijsko ubrzanje s periodom jednakim prvom periodu slobodnih vibracija elastičnog stupa bila je najpovoljnija. Za pobude s ubrzanjima $a_{gmax}\leq$2.0 ms^{-2}, najnepovoljnija pobuda je akcelerogram potresa Petrovac.

Pri dinamičkim analizama potresne otpornosti realnih građevina treba koristiti što više registriranih akcelerogama prethodnih potresa na predmetnim lokacijama iz što bližih područja, kao i umjetno generirane potrese. Prema [46], najmanji broj razmatranih akcelerograma treba biti šest. Poželjno je da taj broj bude i veći. Pri tome se za različite tipove građevina (meke, srednje krute, krute) treba odabrati najnepovoljnije očekivane tipove akcelerograma. Predominantni period odabranih akcelerograma treba biti veći od osnovnog perioda elastične konstrukcije. Ta razlika treba biti veća što je očekivani pad krutosti razmatrane konstrukcije veći pri djelovanju očekivanih potresa.

Pri formiranju umjetnog akcelerograma na bazi elastičnog spektra odgovora prema [46], horizontalni dio krivulje maksimalnih spektralnih ubrzanja (slika 2.18) treba usvojiti dostatno dug (na strani nešto veće sigurnosti), vodeći računa o realnoj mogućnosti pojave takvog potresa. Tako formirane pobude mogu biti relevantne za procjenu potresne otpornosti konstrukcija na temelju provedenih dinamičkih analiza. Treba koristiti samo takve numeričke modele koji mogu pouzdano simulirati stvarno ponašanje konstrukcije pri potresu, uključujući pri tome njene najvažnije nelinearne efekte ponašanja.

3.3 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA RAZLIČITE ROTACIJSKE KRUTOSTI TEMELJA NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU

Prikazani su rezultati eksperimentalnog istraživanja različite rotacijske krutosti temelja na ponašanje armiranobetonskih stupova. Razmatrano je devet jednakih konzonih armiranobetonskih stupova kvadratnog poprečnog presjeka, s jednakom masom (gravitacijskom silom) na vrhu i različitim pobudama. Osnovni geometrijski podaci ispitanih konzolnih armiranobetonskih stupova prikazani su u poglavlju 2.22 na slikama 2.2 i 2.3. Stupovi su jednake visine 1.08 m (vitkosti λ=75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Na vrhu stupova je masa m= 2 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.8 m. Temelj stupa C-1 je dužine 1 m, temelj stupa C-2 je dužine 0.75 m i temelj stupa C-3 je dužine 0.5 m. Svi su temelji širine 0.5 m i visine 0.3 m. Stupovi su armirani s vertikalnim šipkama 4Φ8 mm i sponama Φ4.2 mm na razmaku 50 mm.

Razmatrana su tri načina oslanjanja temelja stupova na platformu (slika 2.3):

(i) Preko sloja kamenog pijeska debljine 20 mm (C1-1, C2-1, C3-1)

(ii) Preko sloja kamenog pijeska debljine 100 mm (C1-2, C2-2, C3-2)

(iii) Temelji učvršćeni za dinamičku platformu (C1-3, C2-3, C3-3)

Izgled karakterističnih stupova prije ispitivanja prikazan je na slici 3.8.

Stup C1-1 Stup C2-2 Stup C3-3

Slika 3.8 Izgled karakterističnih stupova prije ispitivanja

U nastavku su prikazani i ukratko komentirani samo neki izmjereni eksperimentalni rezultati. Prikazani su horizontalni pomaci vrha stupa, vertikalni pomaci vrha ruba temelja,

horizontalna ubrzanja vrha stupa, vertikalna ubrzanja vrha ruba temelja, deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane (100 mm iznad temelja) i deformacije betona pri dnu stupa s desne strane (100 mm iznad temelja).

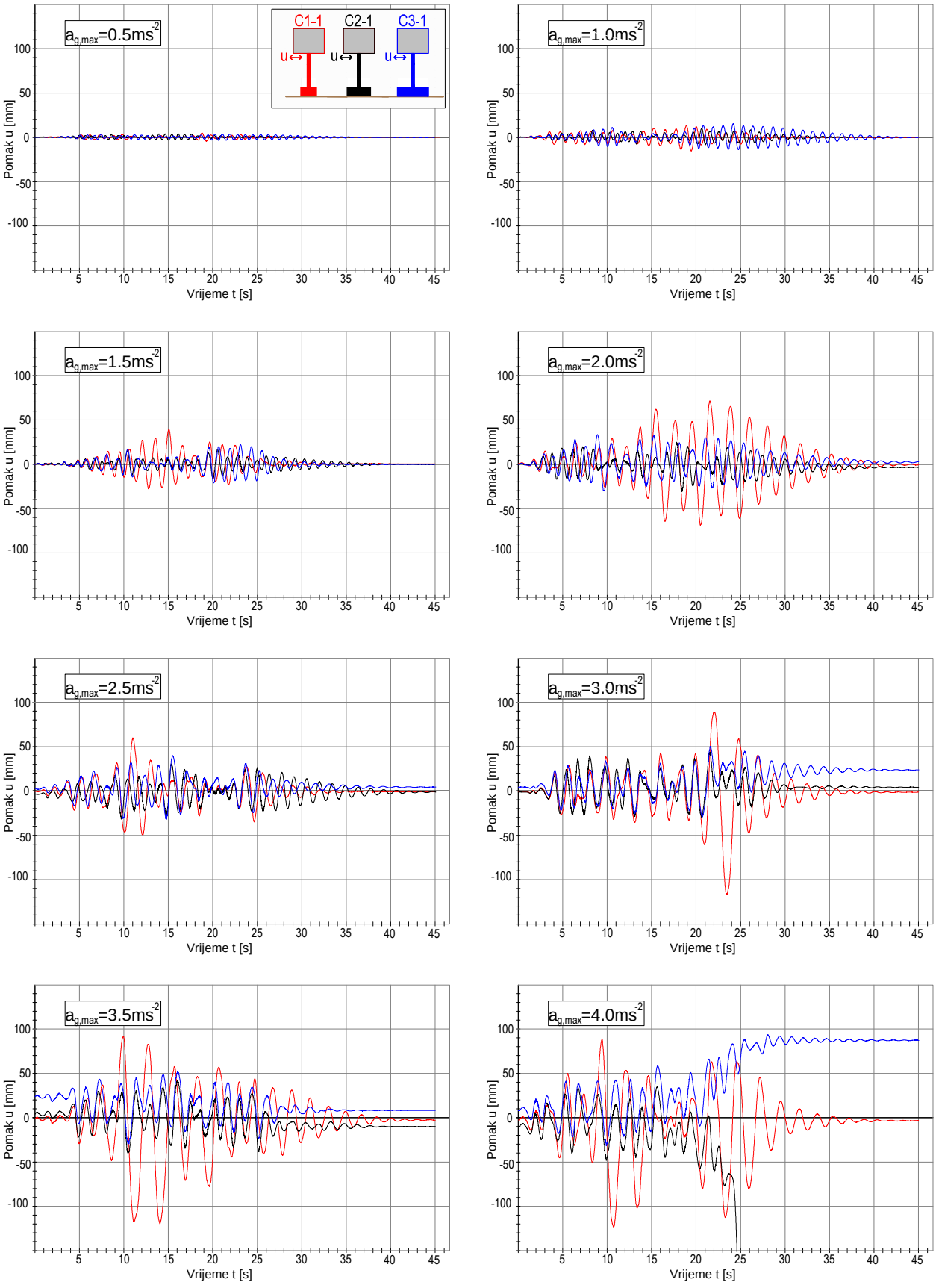
3.3.1 Temelji na sloju kamenog pijeska debljine 20 mm – stupovi C1-1, C2-1, C3-1

Na dijagramima u nastavku rezultati za stup C1-1 čiji je temelj duljine 0.5 m prikazani su crvenom bojom, za stup C2-1 čiji je temelj duljine 0.75 m prikazani su crnom bojom te za stup C3-1 čiji je temelj duljine 1.0 m prikazani su plavom bojom.

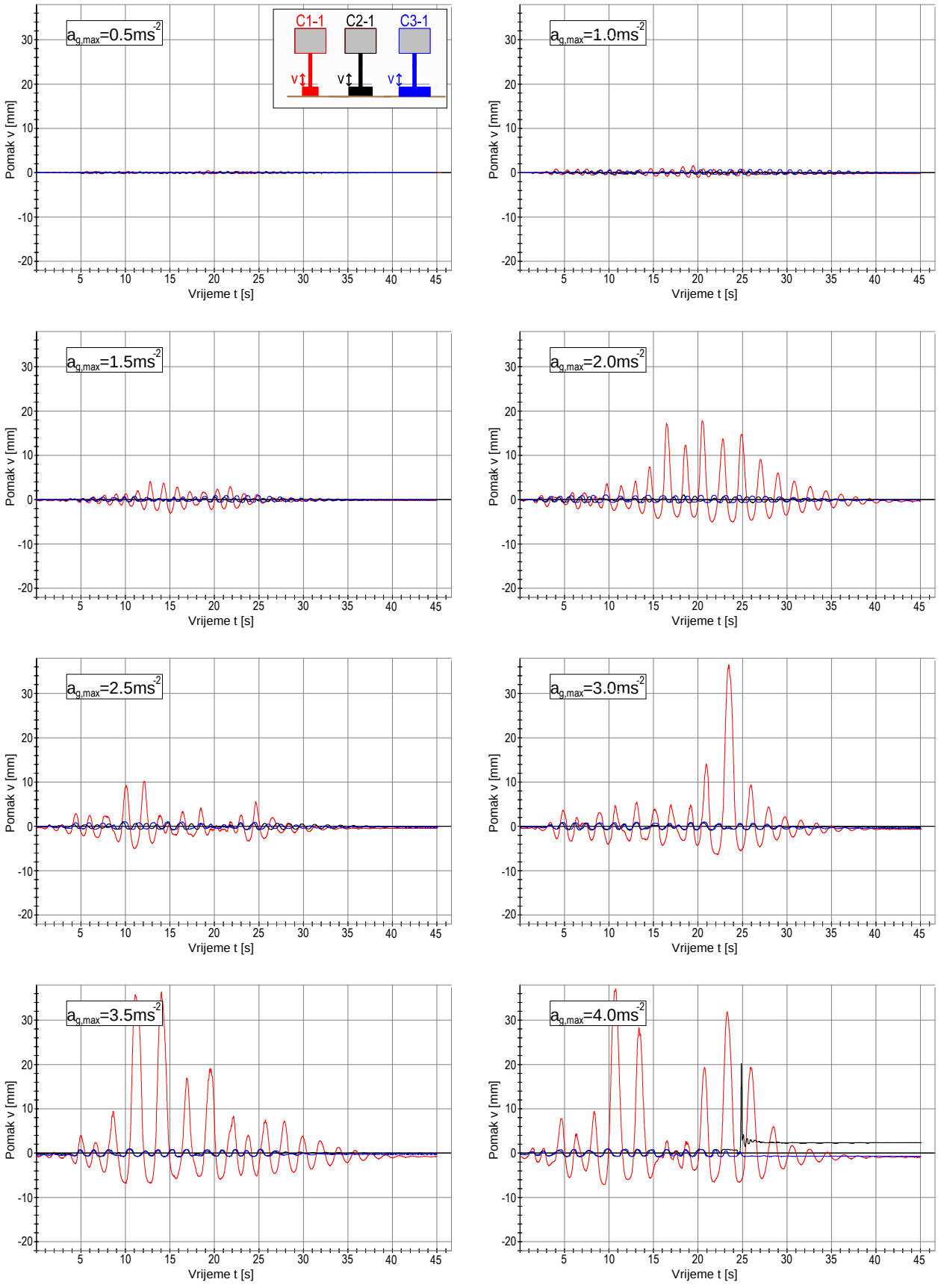
Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupova u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.9. Uslijed pobuda s niskim razinama ubrzanja platforme maksimalni pomaci vrha svih stupova su podjednaki. Pri pobudi s a_{gmax}= 2 ms^{-2} uočeno je značajno povećanje pomaka kod stupa C1-1 zbog rotacije njegovog temelja. Pri tome su pomaci stupa C3-1 samo nešto veći od pomaka stupa C2-1. Pri pobudi s ubrzanjem a_{gmax}=4 ms^{-2} došlo je do sloma stupa C2-1, odnosno gubitka njegove stabilnosti prevrtanjem. Stup C3-1 također je doživio slom, ne prevrtanjem već iscrpljivanjem nosivosti poprečnog presjeka. Pomaci stupova C2-1 i C3-1 pri slomu bili su u suprotnim smjerovima. Stup C1-1 je očuvao stabilnost. Takvo se ponašanje objašnjava činjenicom da dimenzije temelja značajno utječu na krutost čitave konstrukcije. Kod toga konstrukcije s manjim temeljima generiraju manje inercijalne sile uslijed potresa. U mnogim slučajevima mogu osigurati dostatnu krutost i stabilnost konstrukcije. Međutim, premali temelji mogu biti uzrok gubitka stabilnosti konstrukcije zbog prevrtanja.

Izmjereni vertikalni pomaci vrha lijevog ruba temelja prikazani su na slici 3.10. Za niska ubrzanja svi temelji su imali male rotacije i male vertikalne pomake. Pri pobudi s a_{gmax}=2 ms^{-2} došlo je do značajne rotacije temelja stupa C1-1 i do njegovog odizanja od podloge. Pri pobudi s a_{gmax}=4 ms^{-2} uočeno je odizanje temelja stupa C1-1 od oko 40 mm. Kod stupa C3-1 temelj je imao vrlo male vertikalne pomake, odnosno stup je bio praktično ukliješten u bazi. Stup C2-1 je do pred slom također imao male vertikalne pomake temelja, odnosno pokazao je veliku rotacijsku krutost. Relativno veliki pomaci temelja stupa C1-1 prema dolje (do oko 7mm) pokazuju da je sloj pijeska debljine 20 mm bio jako deformabilan, odnosno da su generirana velika tlačna naprezanja ispod dna temelja.

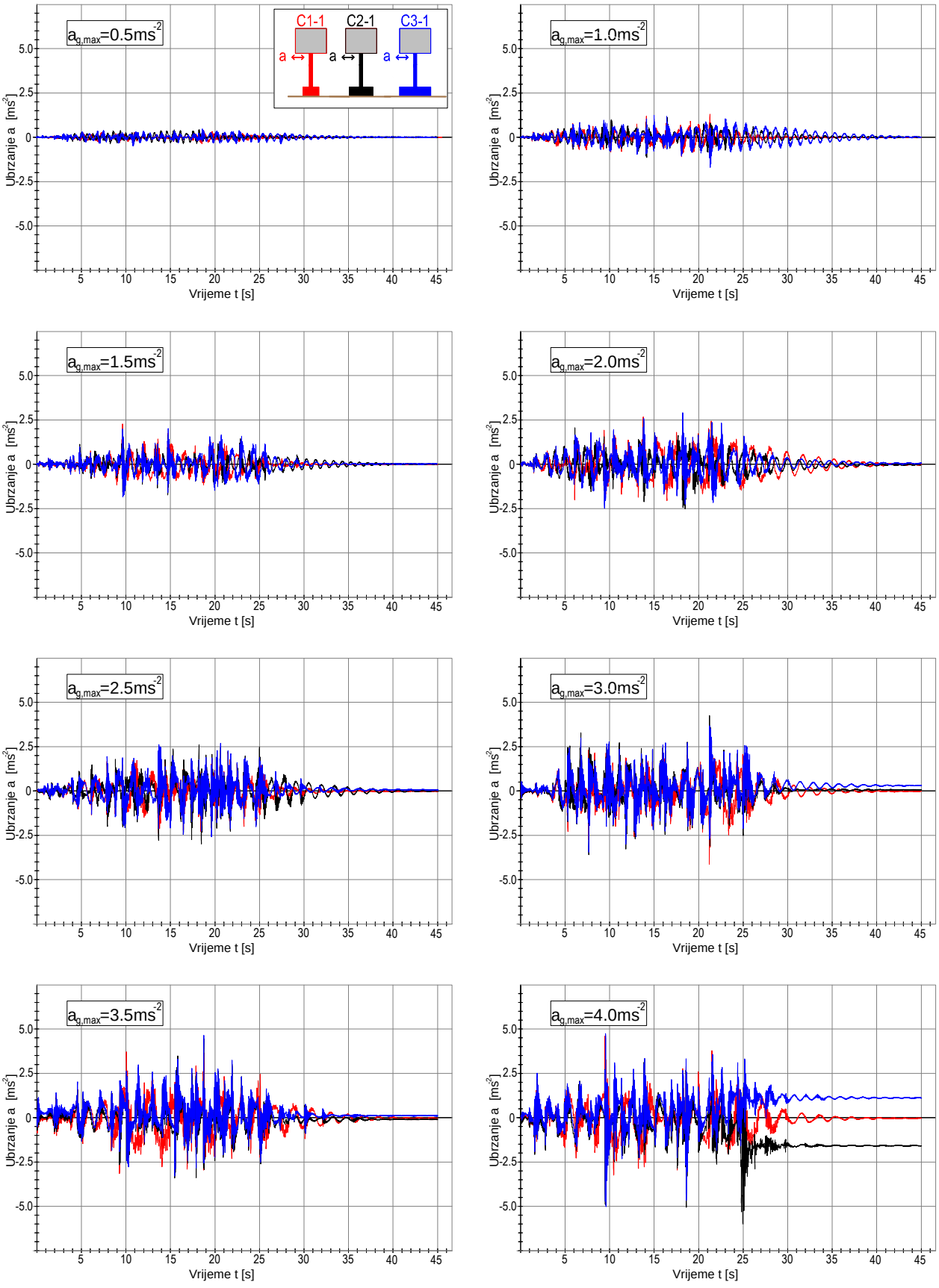
Na slici 3.11 prikazana su izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupova u odnosu na podlogu. Za pobude s niskim razinama ubrzanja podloge, ona su podjednaka za sve stupove. Za stup C1-1 su nešto manja nego za stupove C2-1 i C3-1. Ubrzanja su u izravnoj vezi s generiranim inercijalnim silama.



Slika 3.9 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



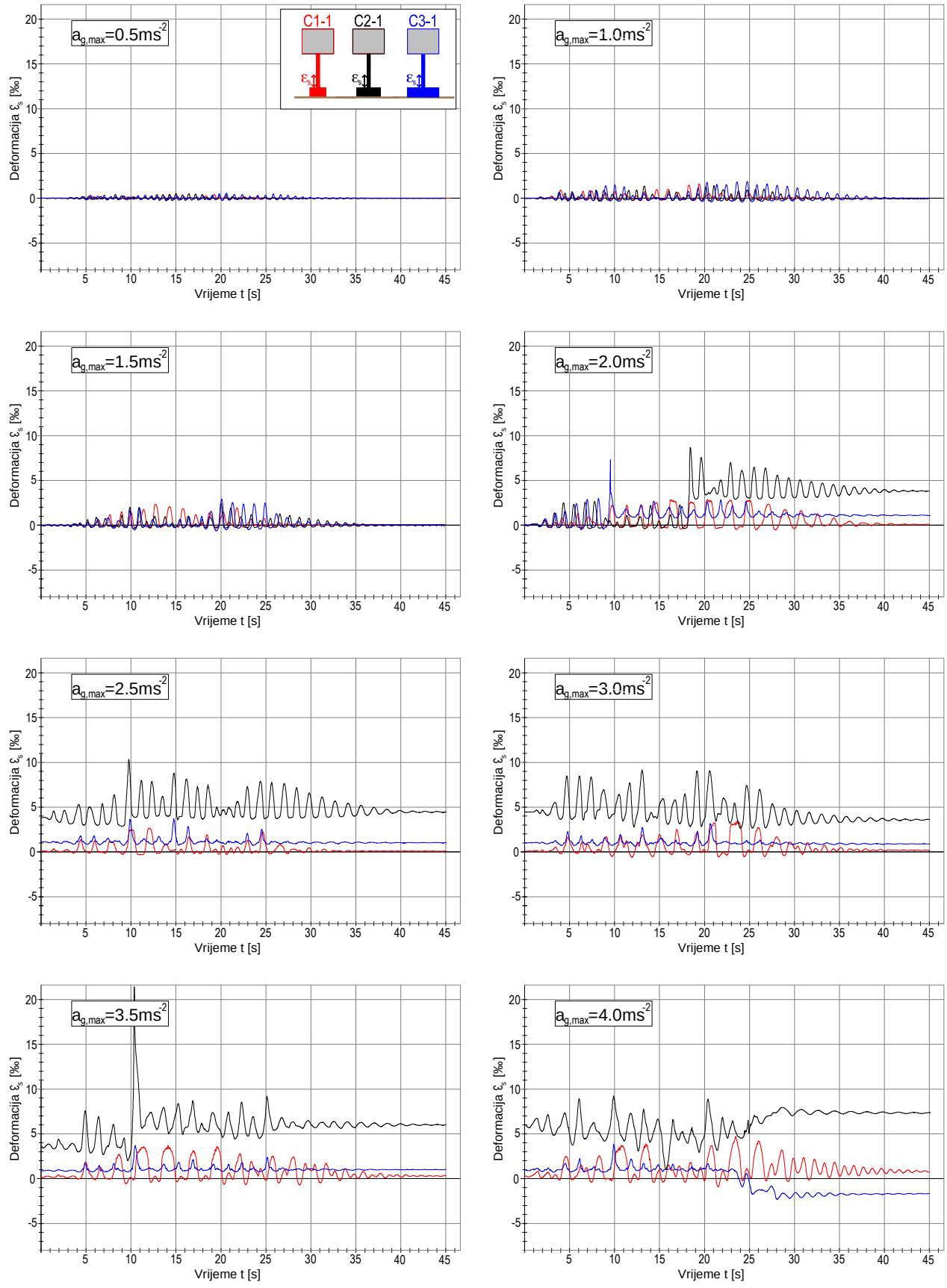
Slika 3.10 Vertikalni pomaci vrha lijevog ruba temelja u vremenu



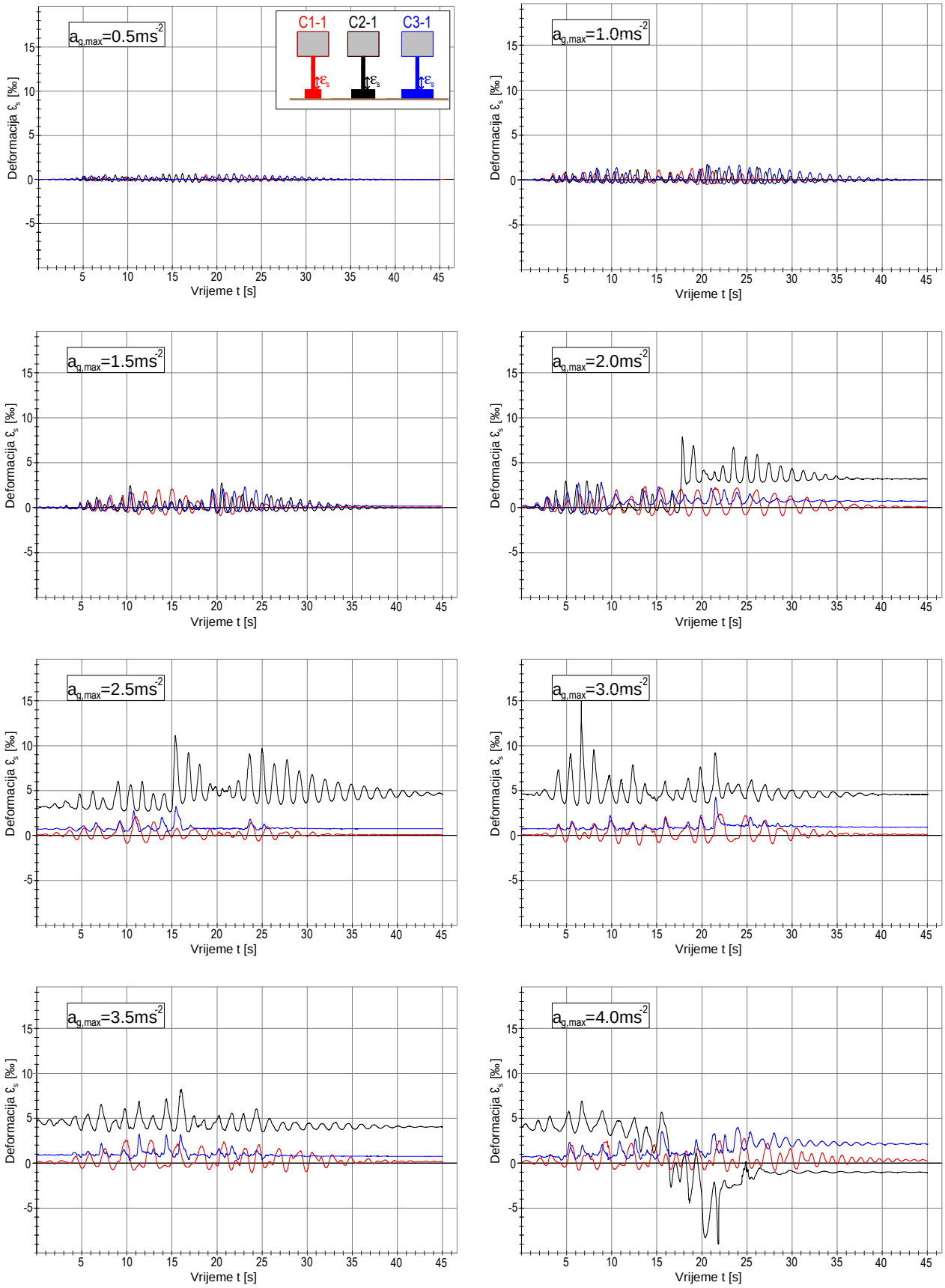
Slika 3.11 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

Deformacije armature izmjerene pri dnu stupova slijeve strane prikazane su na slici 3.12, a s desne strane na slici 3.13. Pri pobudama s niskim razinama ubrzanja podloge, deformacije su također podjednake i elastične. Kod pobude s a_{gmax}=2 ms^{-2} uočene su povećane deformacije u stupu C3-1 te osobito u stupu C2-1. Uočena je pojava popuštanja čelika, sa značajnom zaostalom deformacijom nakon završetku djelovanja pobude. Očigledno je slom stupa C1-2 nastupio iscrpljenjem nosivosti armature.

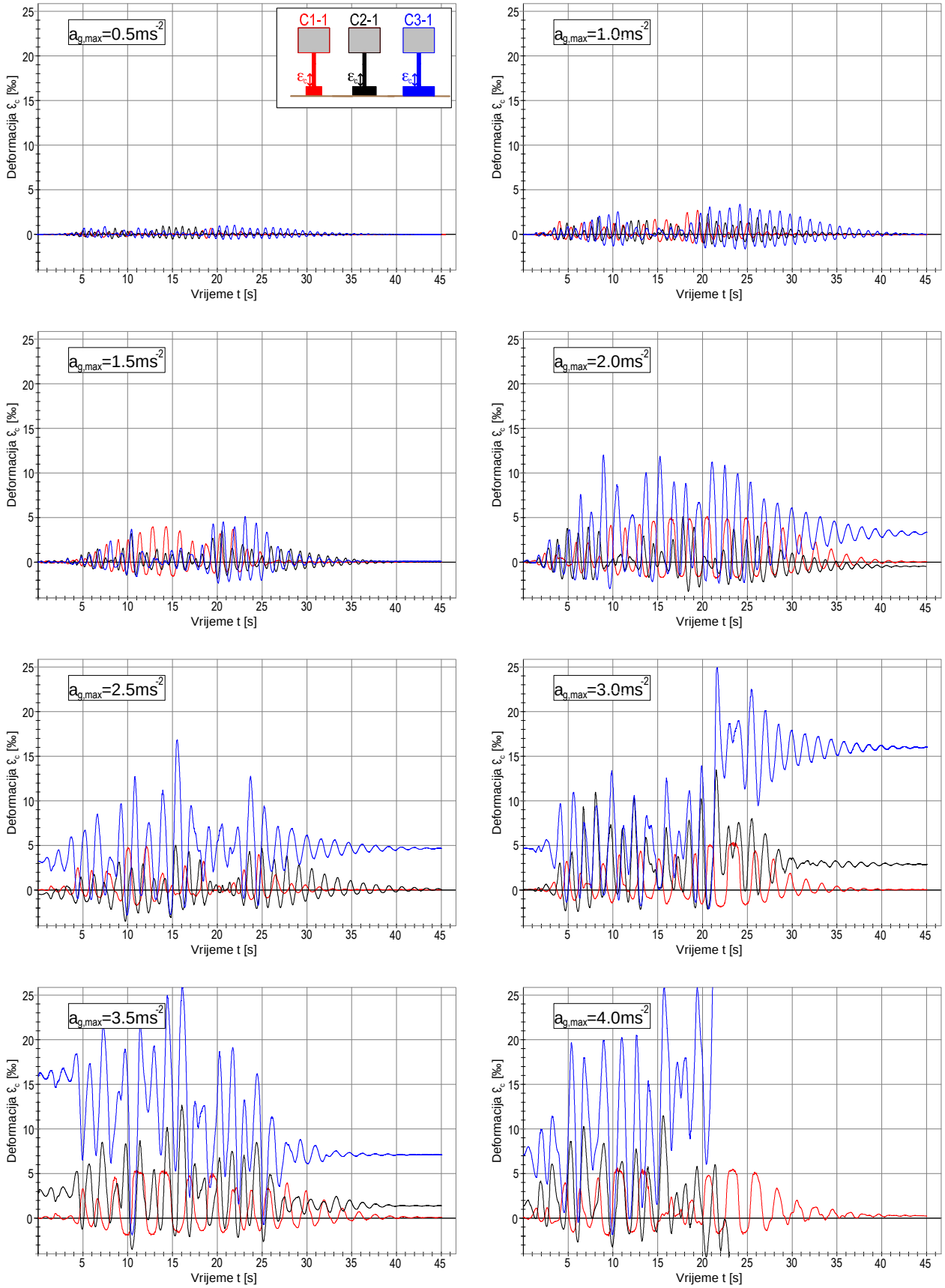
Na slikama 3.14 i 3.15 prikazana je izmjerena deformacija betona pri dnu stupa. Kod toga treba imati na umu da izmjerena vlačna deformacija uključuje i otvaranje pukotina u betonu u promatranoj zoni stupa. Ovi dijagrami potvrđuju da je slom stupa C2-1 nastupio preko vlačne armature, a slom stupa C3-1 iscrpljivanjem nosivosti betona u tlaku.



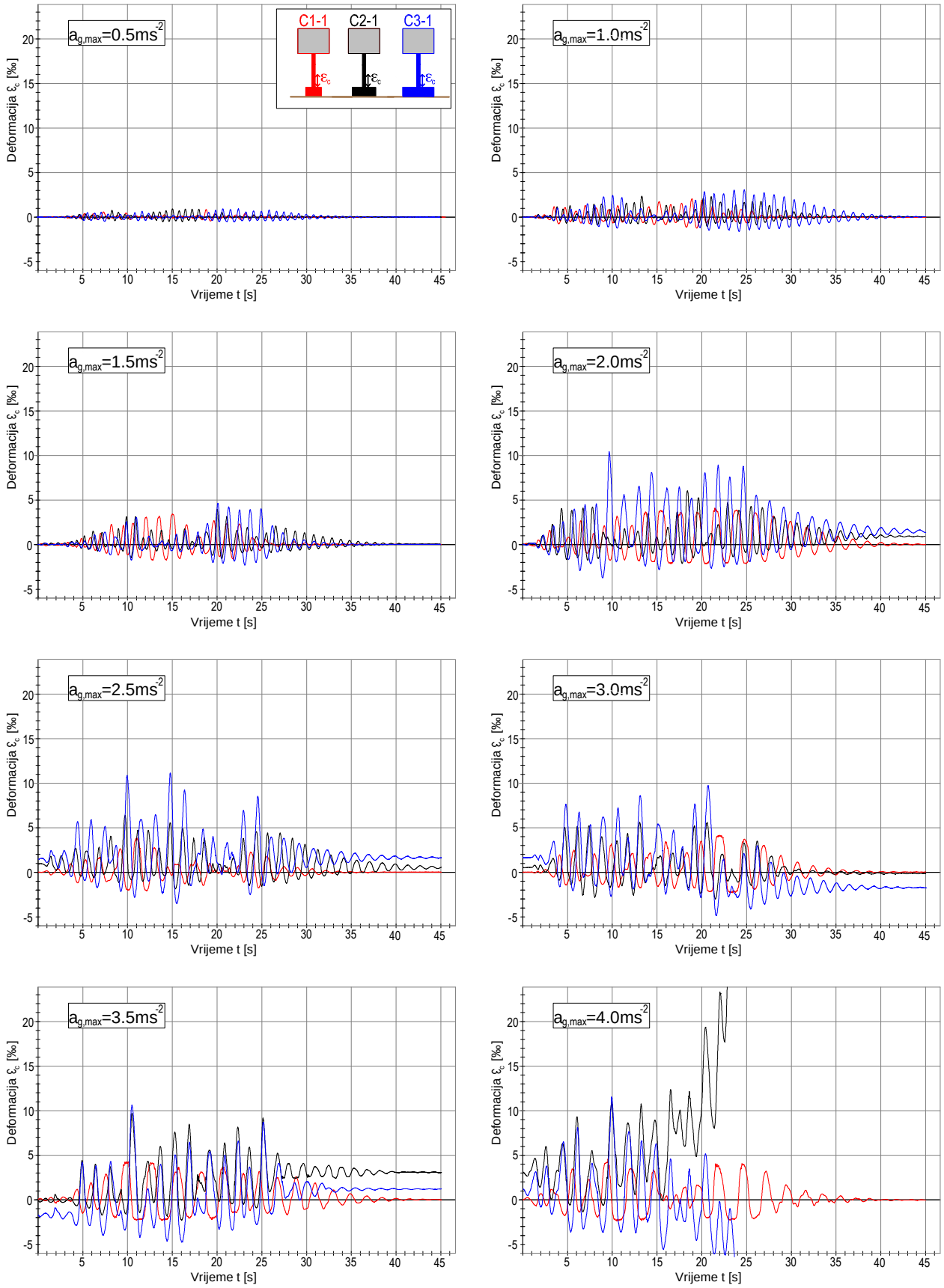
Slika 3.12 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.13 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.14 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.15 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

3.3.2 Temelji na sloju kamenog pijeska debljine 100 mm – stupovi C1-2, C2-2, C3-2

Također su prikazani neki rezultati mjerenja, analogno točki 3.3.1. Na dijagramima koji slijede rezultati za stup C1-2 čiji je temelj duljine 0.5 m prikazani su crvenom bojom, za stup C2-2 čiji je temelj duljine 0.75 m prikazani su crnom bojom te za stup C3-2 čiji je temelj duljine 1.0 m prikazani su plavom bojom.

Izmjereni relativni horizontalni pomak vrha stupa u odnosu na podlogu prikazan je na slici 3.16. Vidljivo je da se s porastom a_{gmax} značajno povećavaju pomaci stupa C1-2, koji se pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} prevrnuo. Pri pobudi s a_{gmax}=4 ms^{-2} došlo je do sloma i urušavanja stupa C2-2, dok je stup C3-2, uz jača oštećenja betona pri temelju, zadržao stabilnost.

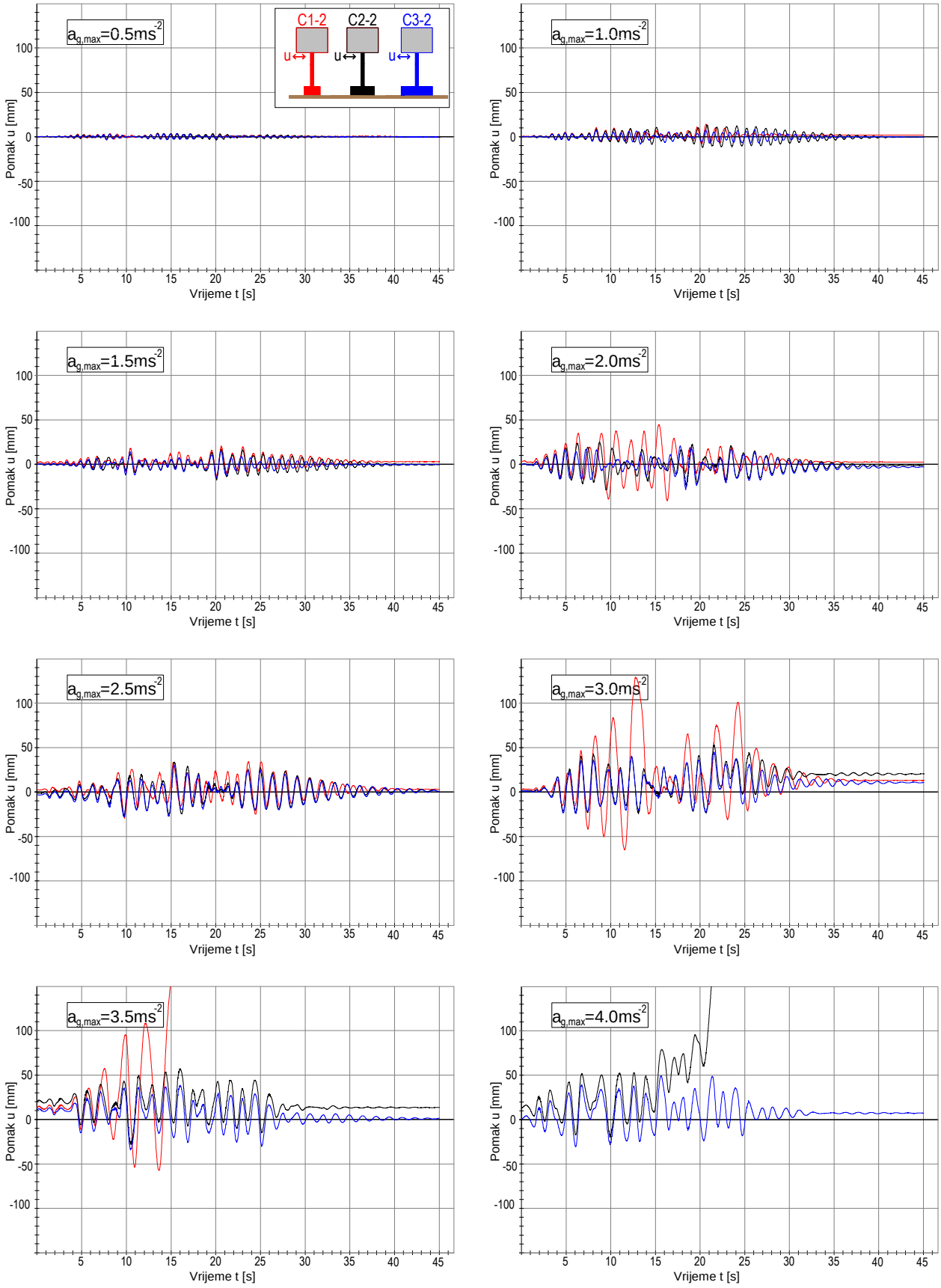
Na slici 3.17 prikazan je izmjereni vertikalni pomak vrha lijevog ruba temelja. S povećanjem ubrzanja podloge javlja se značajna rotacija temelja stupa C1-2, odnosno njegovo izdizanje i utiskivanje u pijesak. Neposredno pred slom stupa C2-2 također je došlo do značajnog utiskivanja temelja u pijesak.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.18, koja su podjednaka za sve promatrane stupove.

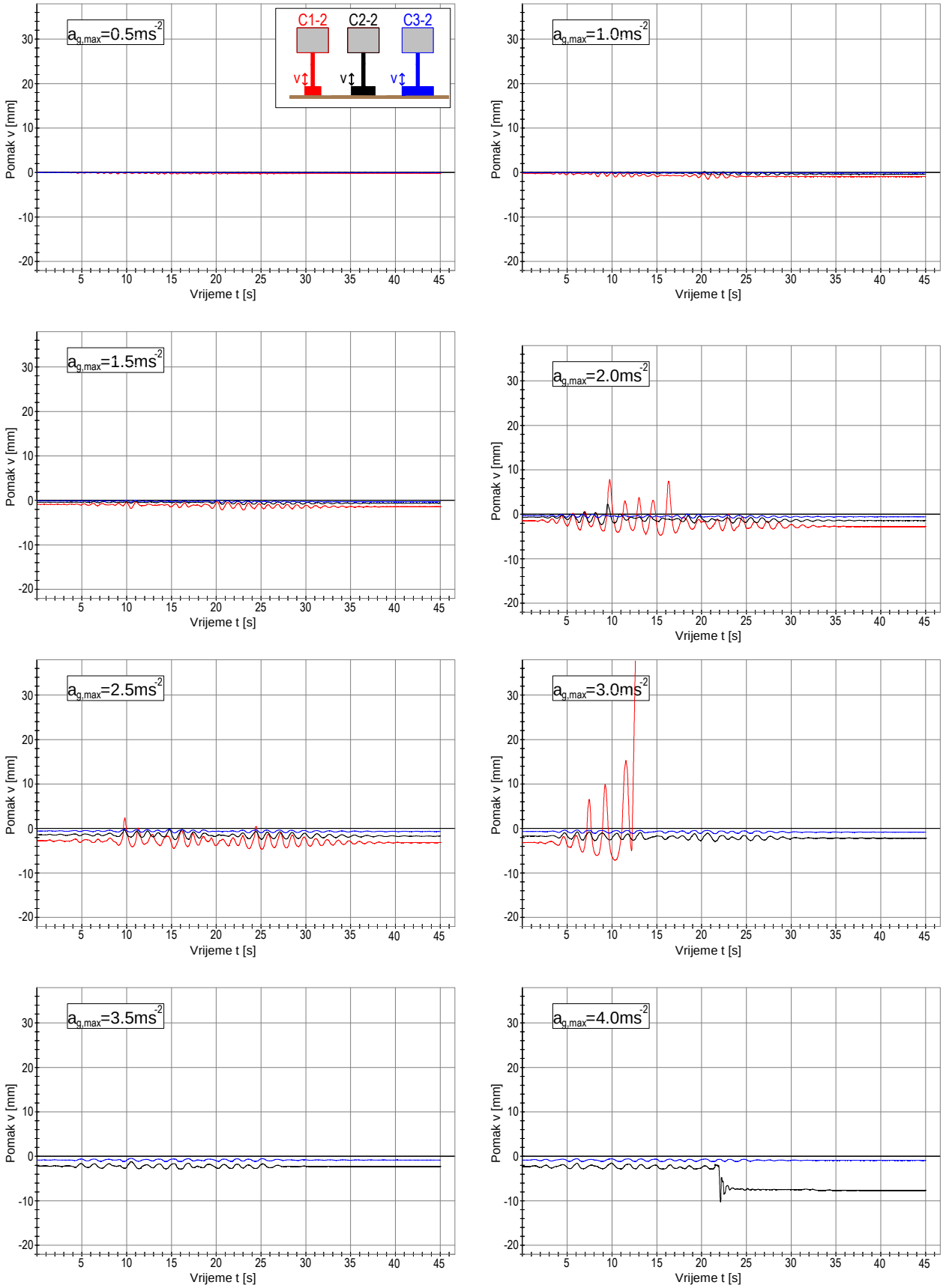
Na slikama 3.19 i 3.20 prikazane su deformacije armature izmjerene pri dnu stupa s lijeve i desne strane, koje su podjednake za sve stupove.

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa prikazane su na slikama 3.21 i 3.22. One su također podjednake za sve stupove. Slomu stupa C2-2 prethodile su veće tlačne deformacije betona.

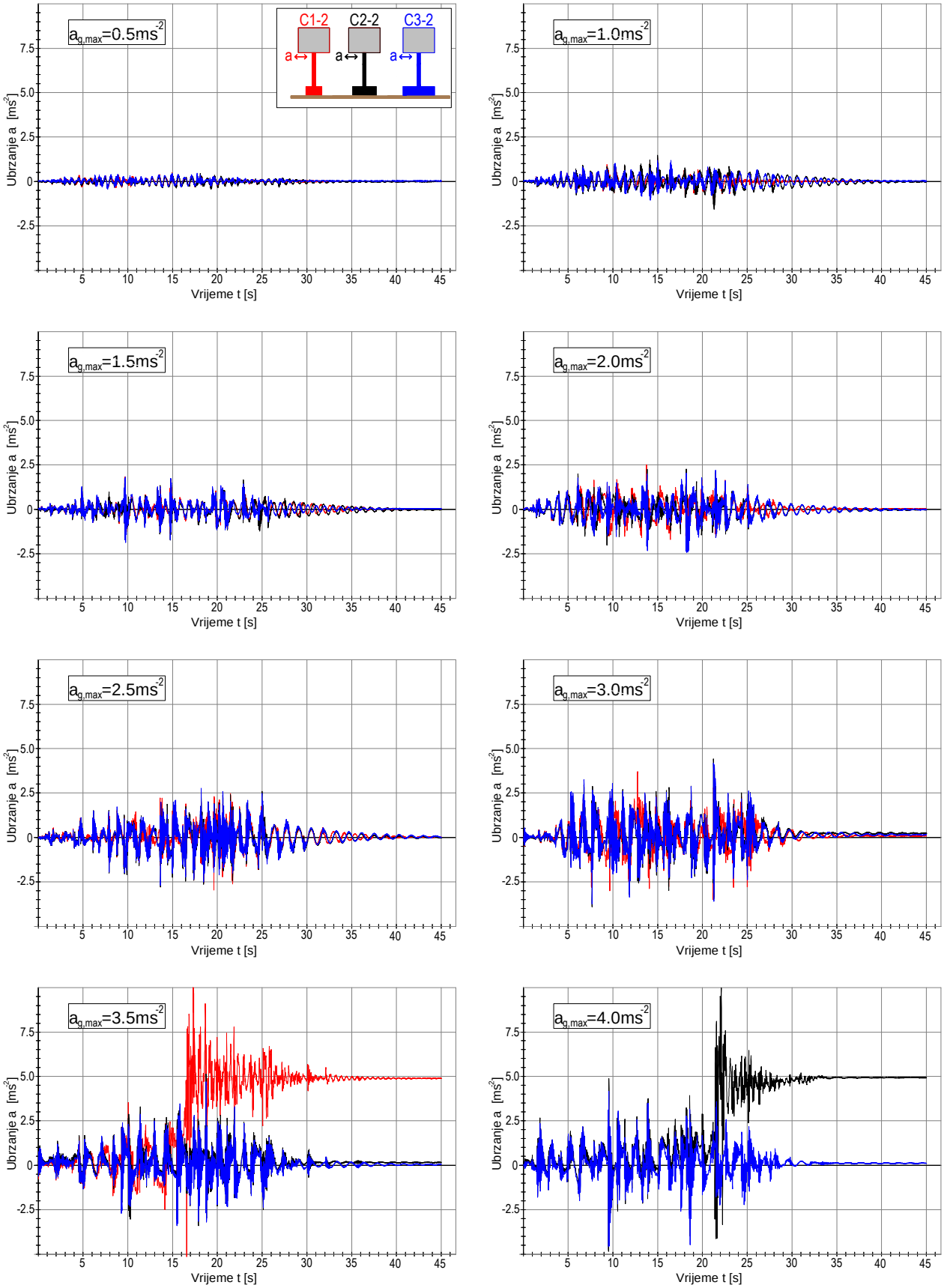
U odnosu na temelje oslonjene na tanji sloj pijeska (točka 3.3.1), ovdje su se zbog veće debljine sloja povećali horizontalni i vertikalni pomaci temelja. Dok je stup C1-1 izdržao pobudu s ubrzanjem a_{gmax}=4 ms^{-2}, stup C1-2 se prevrnuo uslijed pobude s a_{gmax}= 3.5 ms^{-2}. Stupovi C2-1 i C2-2, odnosno C3-1 i C3-2, pokazali su podjednaku sigurnost, uz slom pri a_{gmax}= 4 ms^{-2}. Može se zaključiti da je ponašanje stupova temeljenih na debljem sloju pijeska nešto nepovoljnije u odnosu na stupove temeljene na tanjem sloju pijeska.



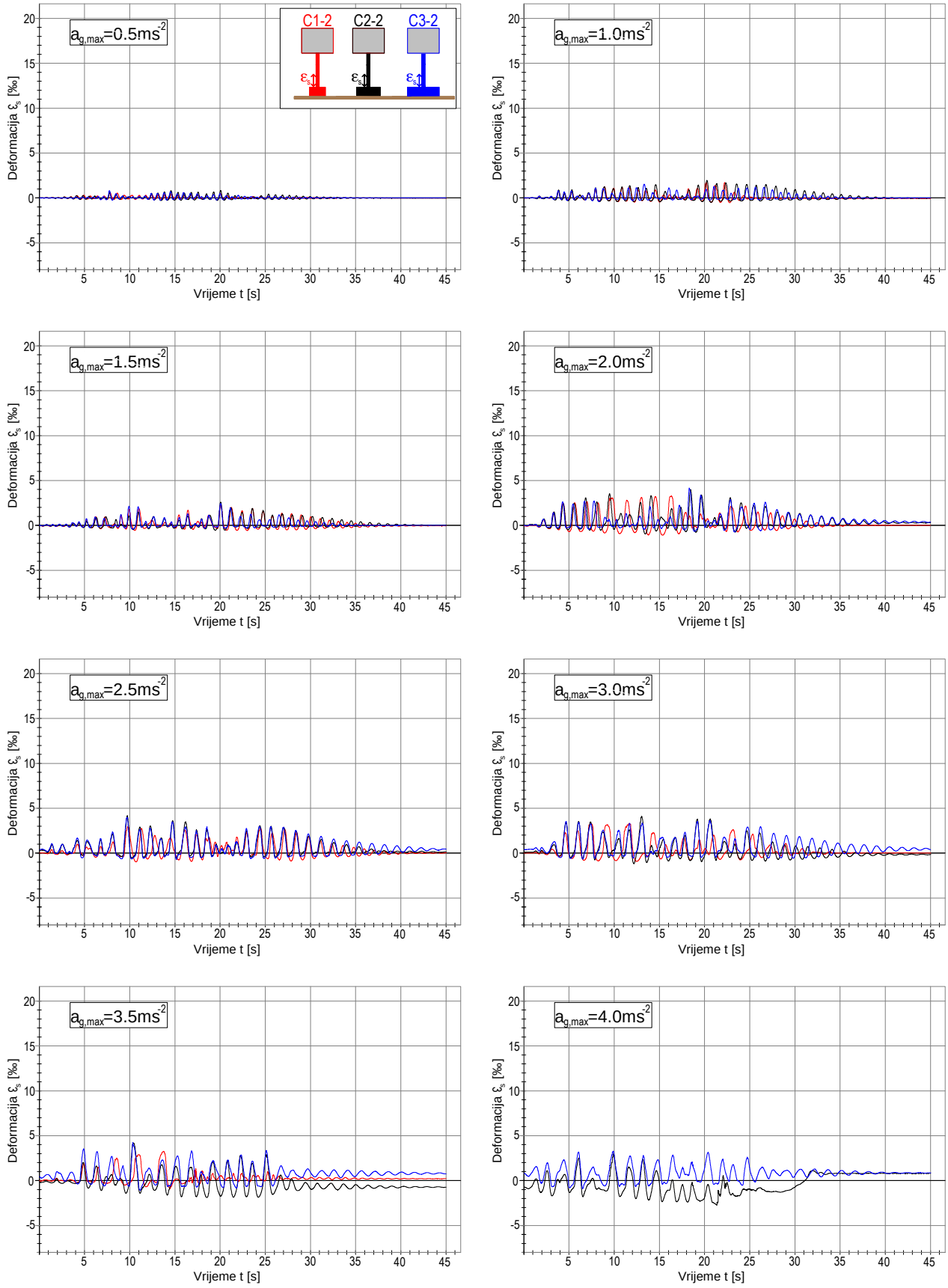
Slika. 3.16 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



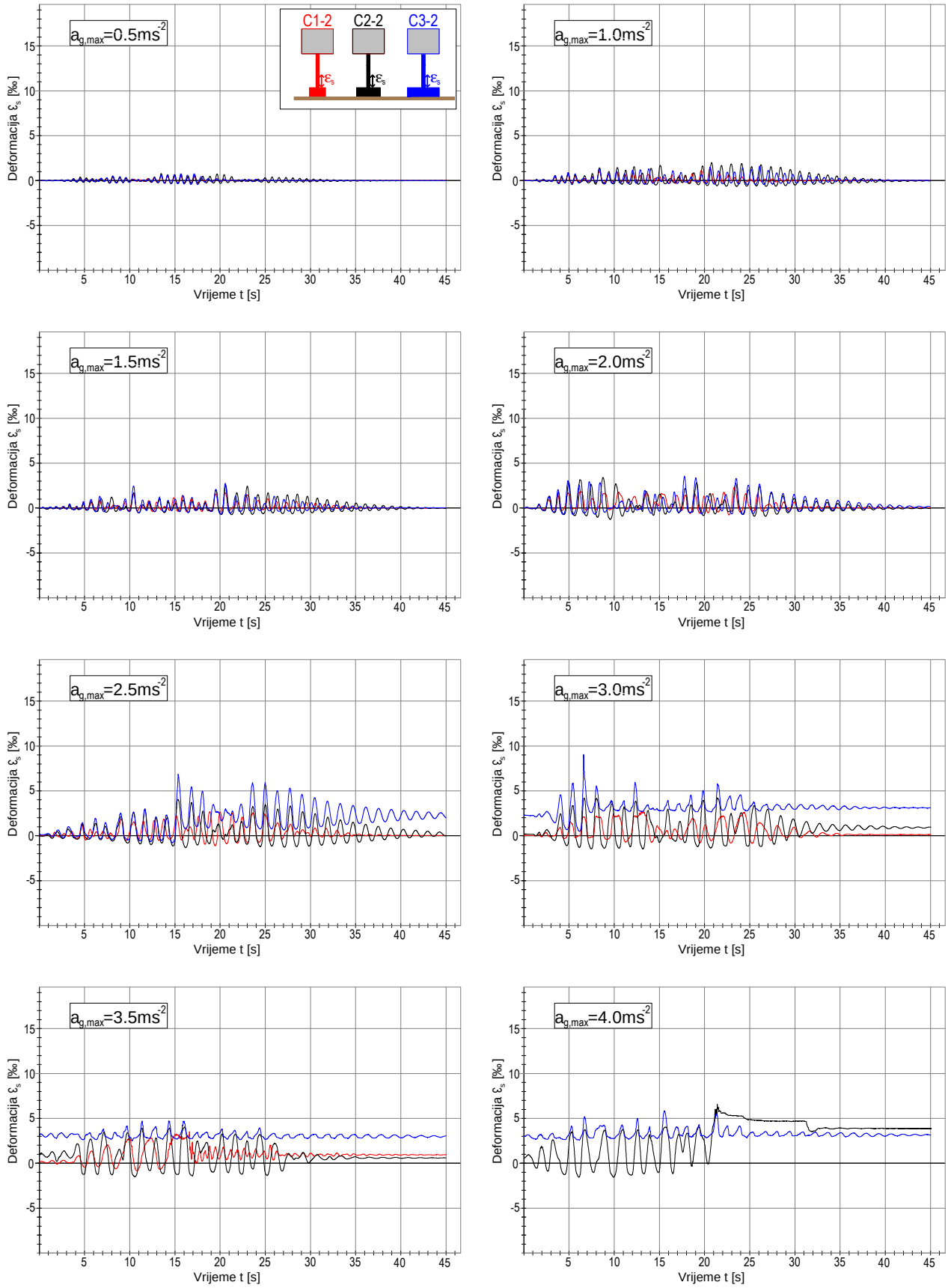
Slika 3.17 Vertikalni pomaci vrha lijevog ruba temelja u vremenu



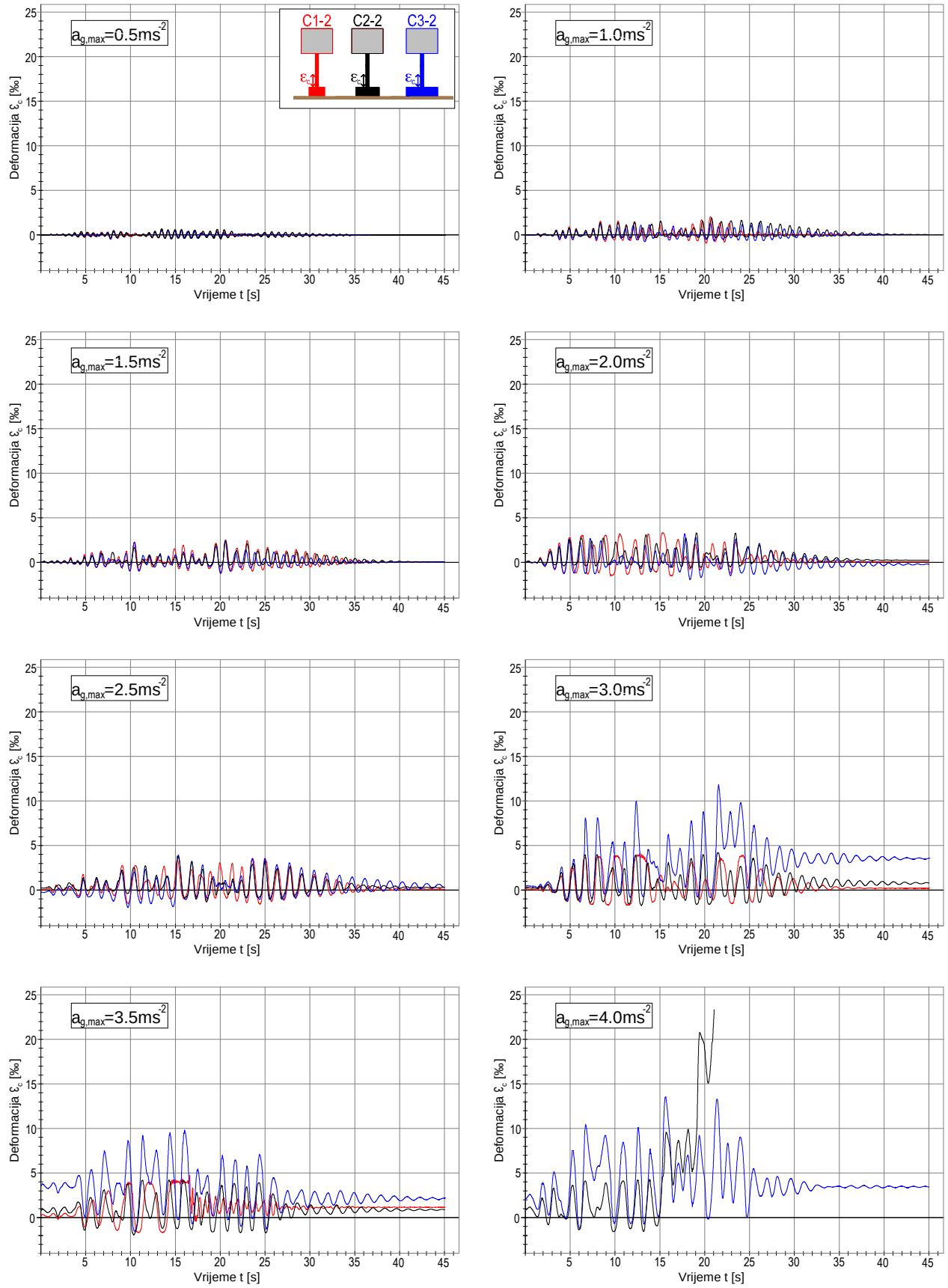
Slika 3.18 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu



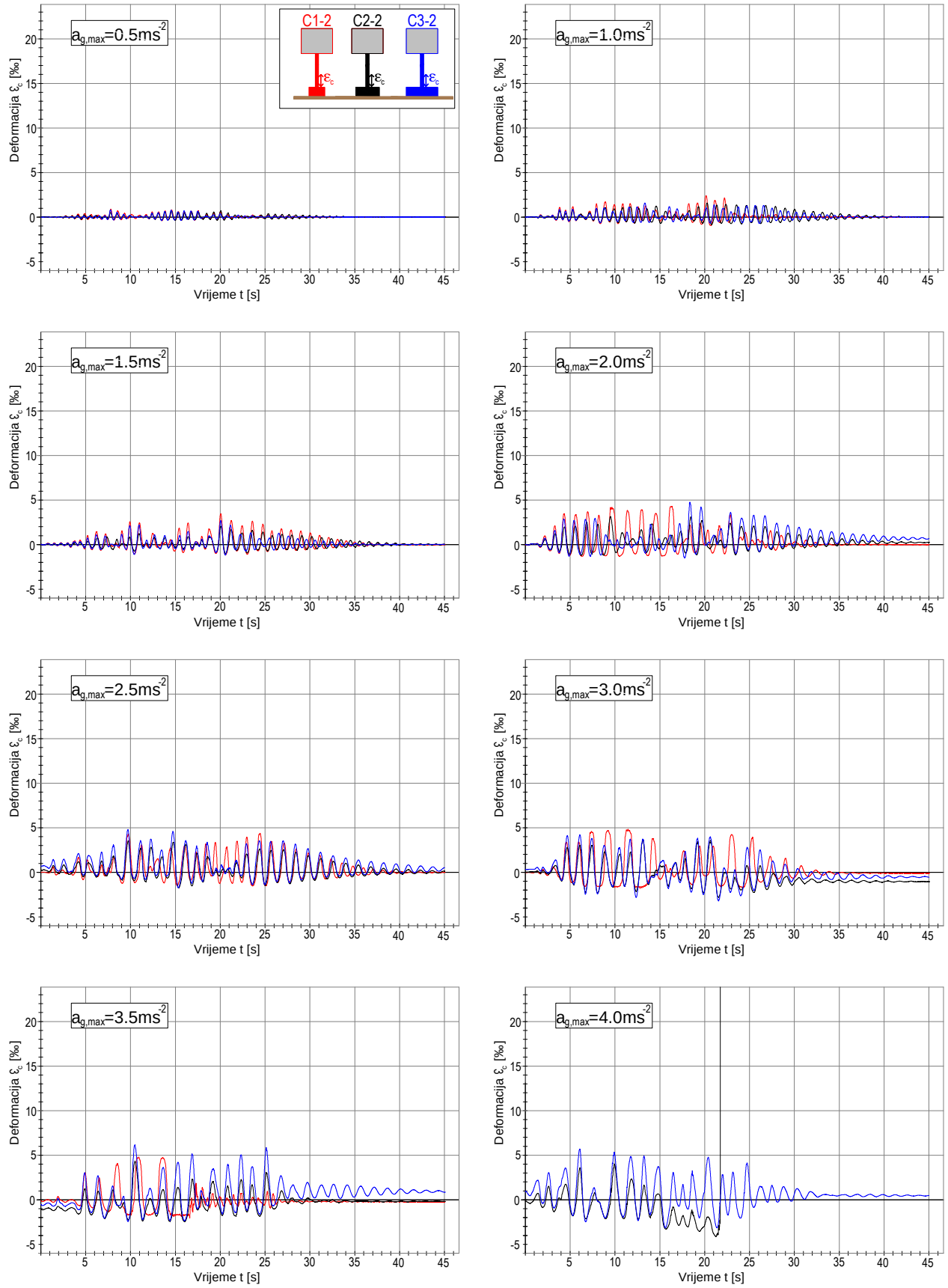
Slika 3.19 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.20 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.21 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.22 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

3.3.3 Temelji učvršćeni za platformu – stupovi C1-3, C2-3, C3-3

Kao što je prethodno navedeno, ispitivan je samo stup C3-3. Ponašanje stupova C1-3 i C2-3 može se smatrati praktički jednakim s ponašanjem stupa C3-3. Neki rezultati mjerenja za ovaj način oslanjanja temelja prikazani su u točci 3.3.4, gdje su uspoređivani izmjereni rezultati testova za pojedinu veličinu temelja u ovisnosti o načinu njegova oslanjanja.

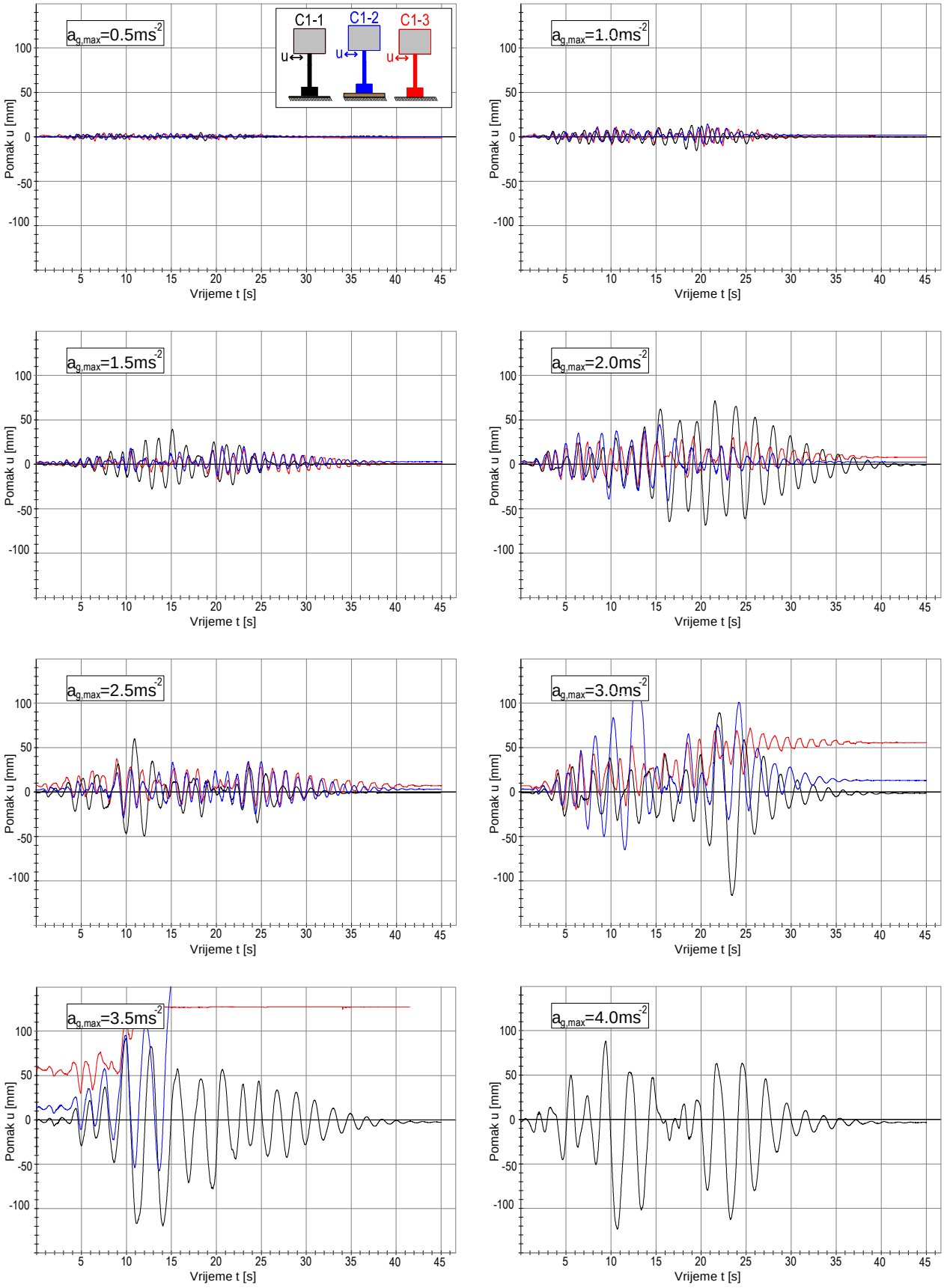
3.3.4 Usporedba eksperimentalnih rezultata za pojedini stup u pogledu načina oslanjanja temelja

3.3.4.1 Stup C1

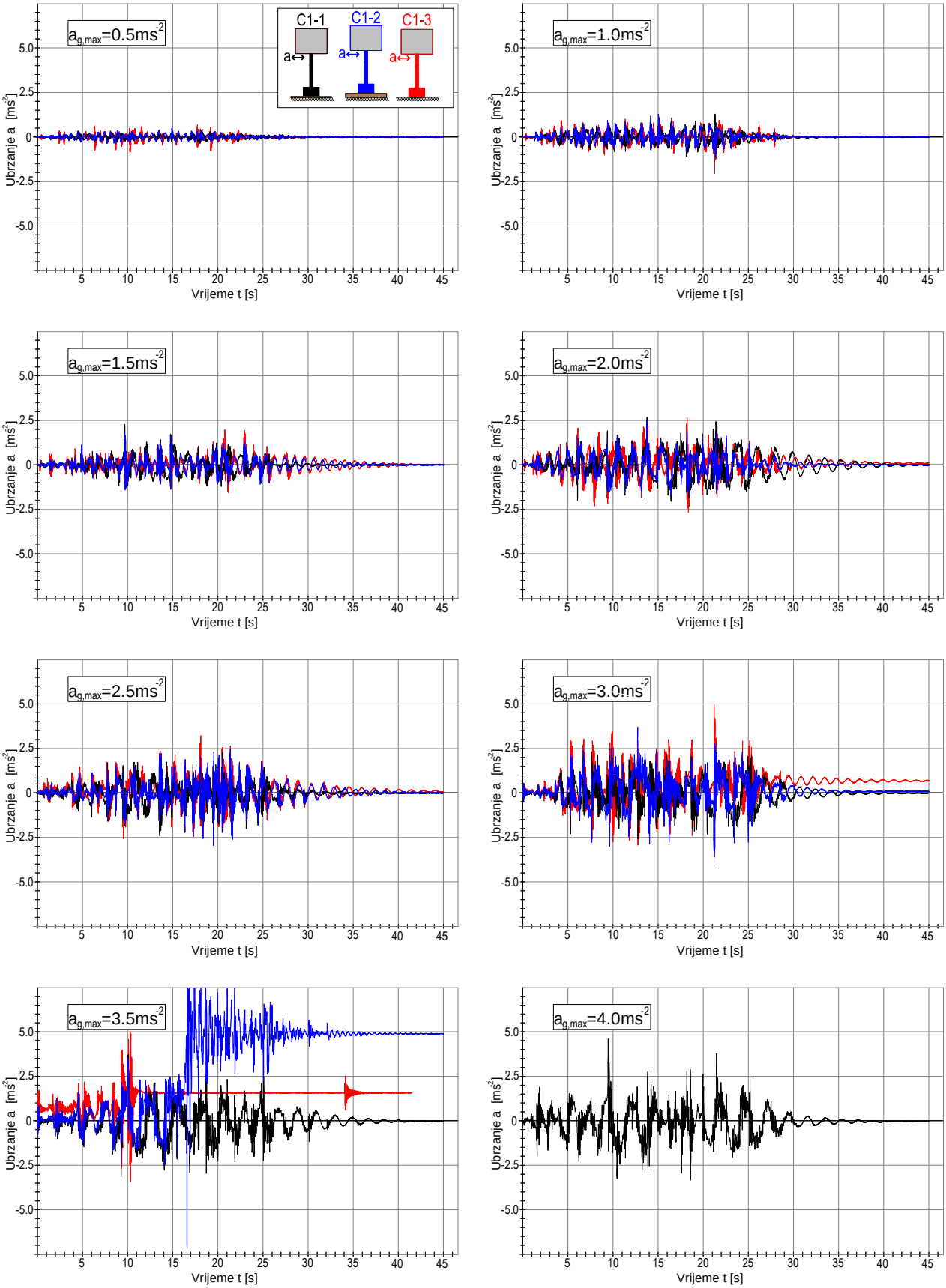
U nastavku su prikazani neki rezultati mjerenja za slučaj najmanjeg usvojenog temelja duljine 0,5 m u ovisnosti o načinu oslanjanja na platformu. Na dijagramima u nastavku rezultati za stup C1-1 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 20 mm prikazani su crnom bojom. Rezultati za stup C1-2 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 100 mm prikazani su plavom bojom. Rezultati za stup C1-3 čiji je temelj učvršćen za platformu prikazani su crvenom bojom.

Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.23. Najveći pomaci za pobude s niskim razinama maksimalnih ubrzanja uočeni su kod stupa C1-2. Pri pobudi s a_{gmax}=3 ms^{-2} došlo je do značajnog oštećenja i horizontalne translacije vrha stupa C1-3, te značajnog oštećenja stupa C1-2. Pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} došlo je do sloma stupova C1-2 i C1-3, pri čemu se stup C1-2 prevrnuo. Stup C1-1 je izdržao pobudu s a_{gmax}=4 ms^{-2}, bez značajnih trajnih oštećenja.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.24. Najveća relativna ubrzanja vrha u odnosu na podlogu, do oko a_{max}=5 ms^{-2}, izmjerena su kod stupa C1-3 pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}.



Slika 3.23 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu

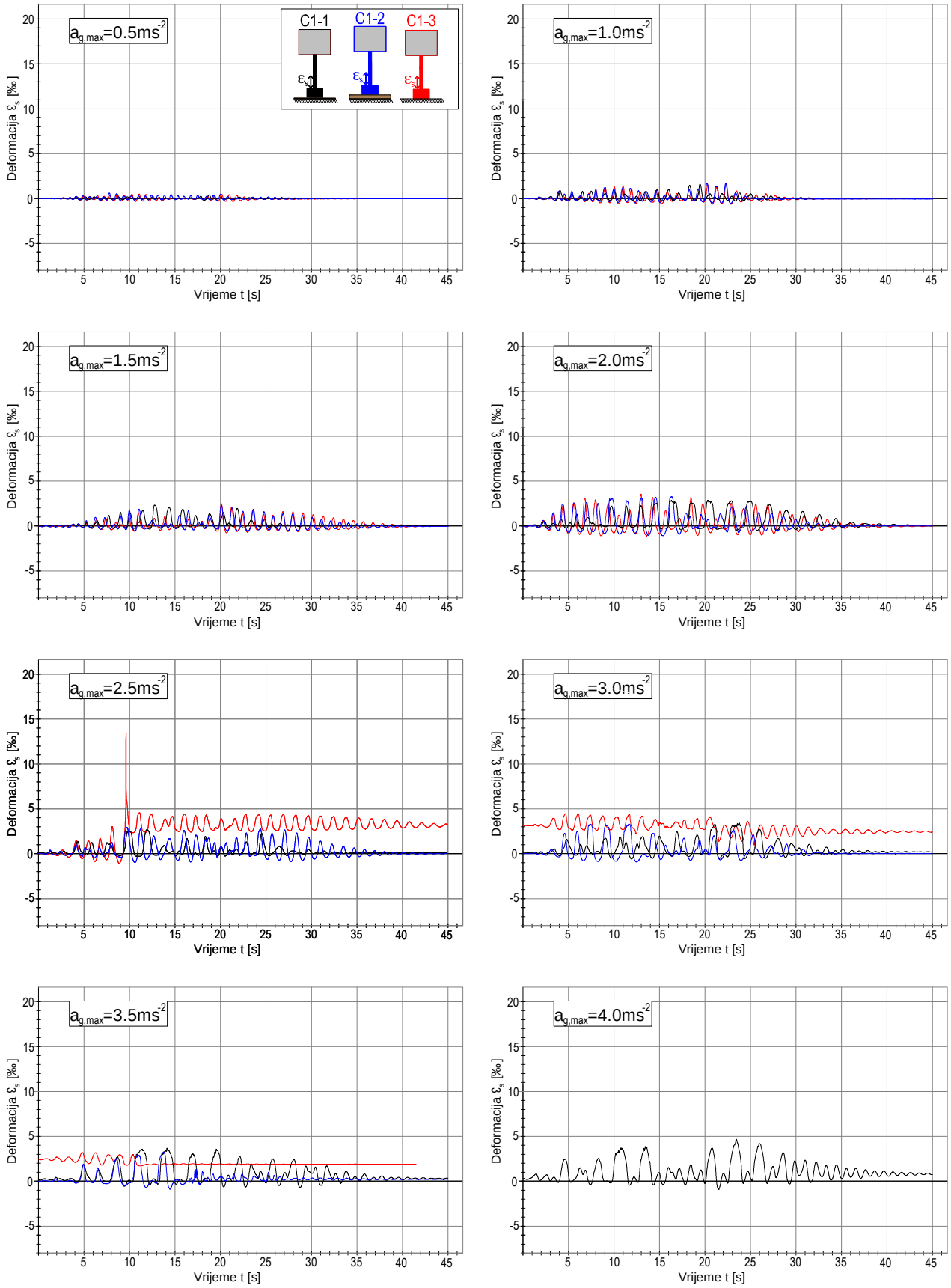


Slika 3.24 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

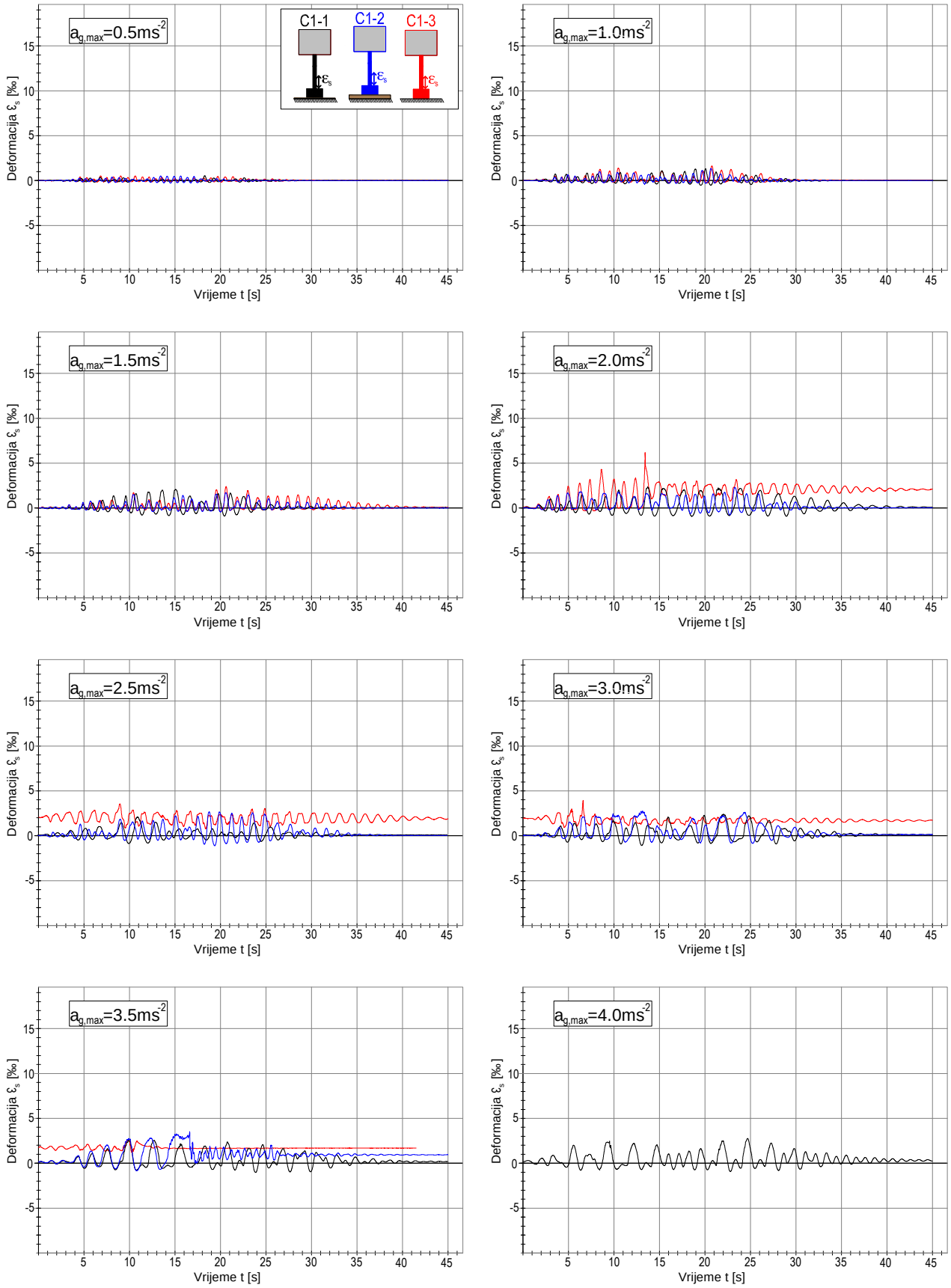
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa prikazane su na slikama 3.25 i 3.26. Za niske razine a_{gmax}, deformacije su podjednake za sve načine oslanjanja temelja. Već pri pobudi s a_{gmax}=2 ms^{-2}, zabilježene deformacije su na granici popuštanja čelika. Pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} stup C1-3 je doživio veliku vlačnu deformaciju armature, koja je velikim dijelom ostala nepovratna. Stup C1-1 je pri pobudi s a_{gmax}=4 ms^{-2} imao vrlo velike vlačne deformacije armature, ali nije došlo do njegova kolapsa.

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa prikazane su na slikama 3.27 i 3.28. Najveće tlačne deformacije betona izmjerene su kod stupa C1-3 (oko -5 ‰), kod kojeg je slom nastupio drobljenjem betona pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}.

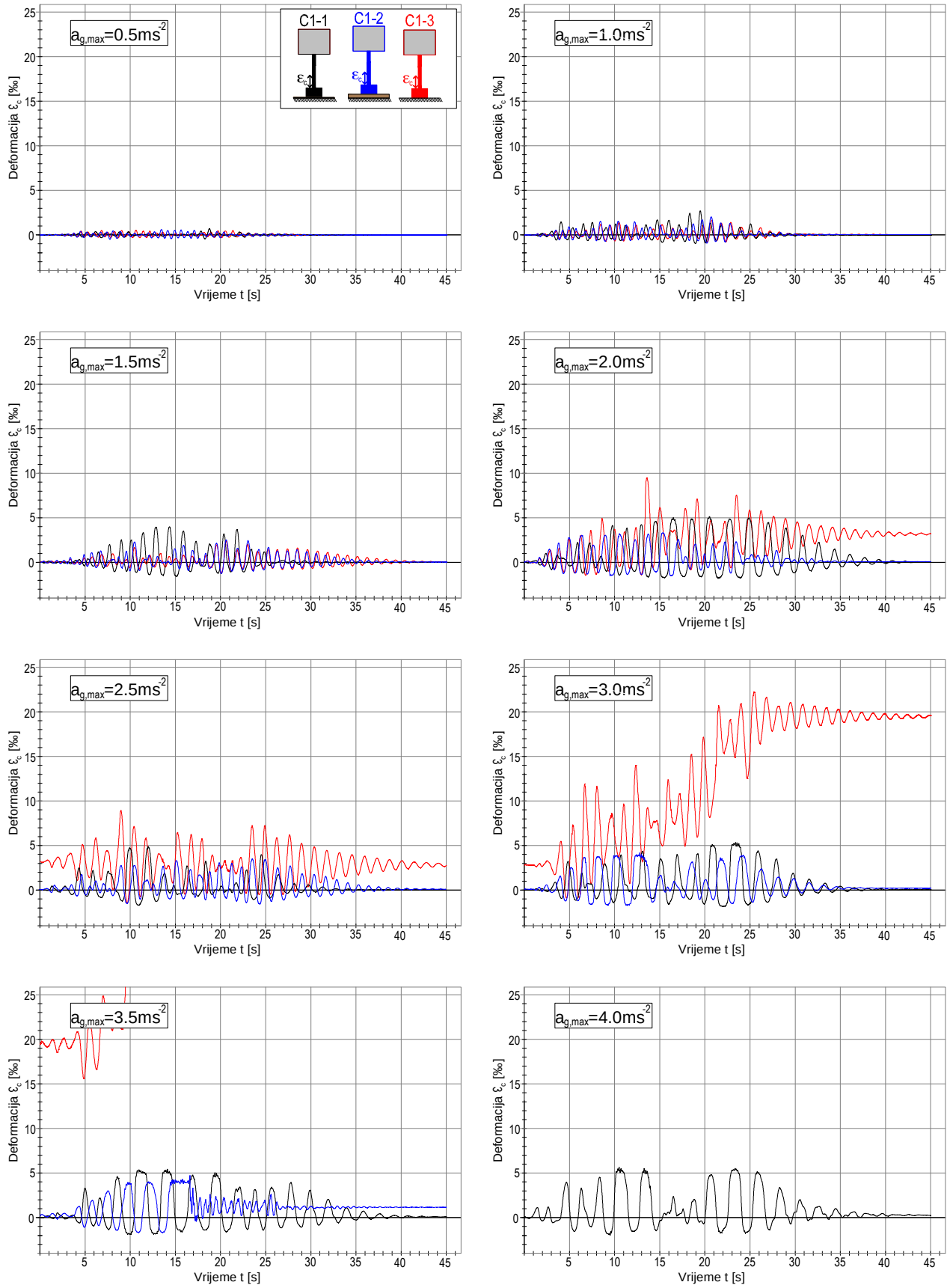
Za ovu tlocrtnu dimenziju temelja stupa, najpovoljnije oslanjanje temelja bilo je preko sloja pijeska debljine 20 mm. Naime, za ovaj je slučaj osigurana stabilnost temelja i nosivost stupa za pobudu s najvećim apliciranim ubrzanjem podloge.



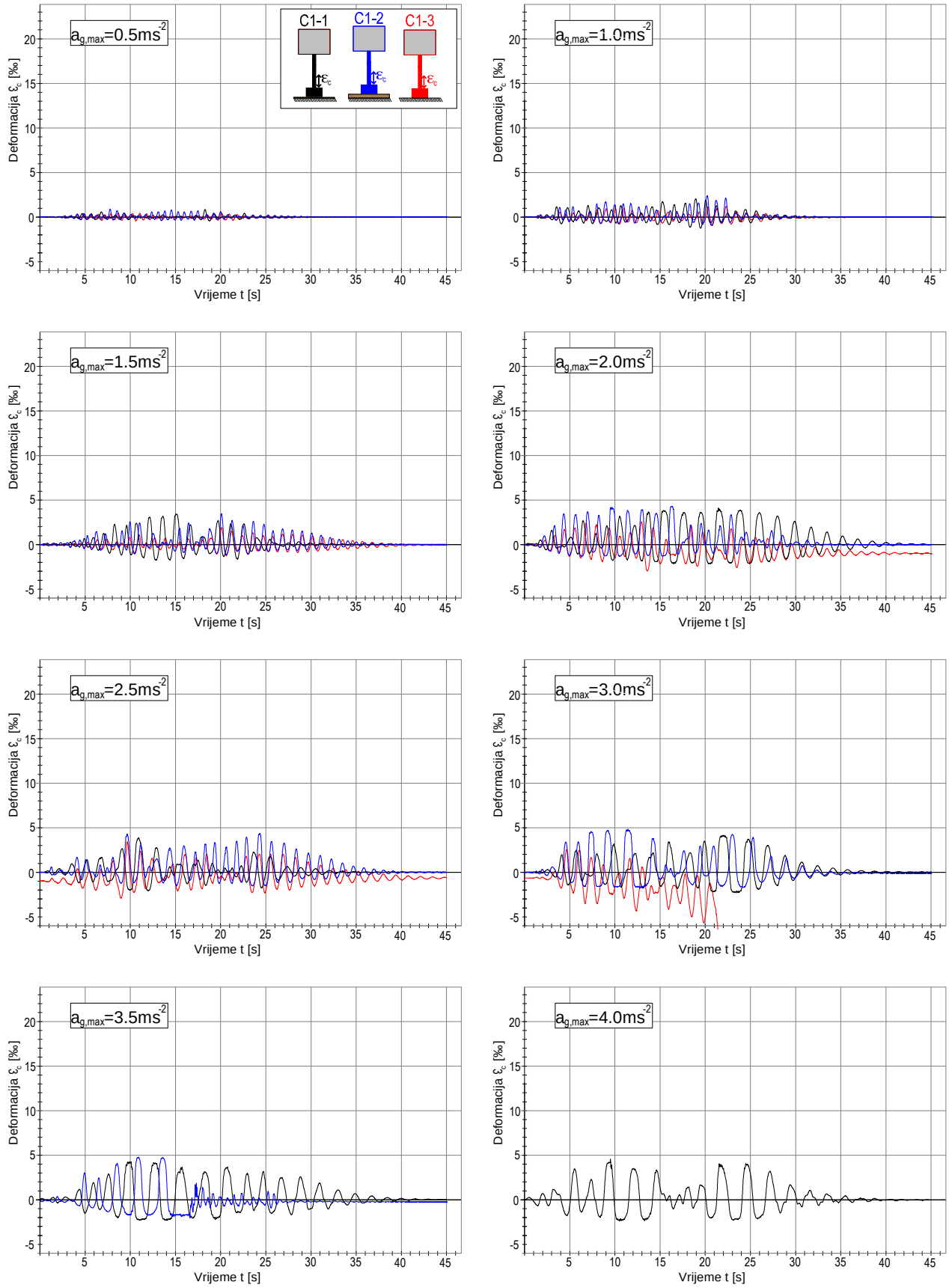
Slika 3.25 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.26 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.27 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.28 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

3.3.4.2 Stup C2

Neki rezultati za ovaj stup s temeljem duljine 0,75 m prikazani su u nastavku. Rezultati za stup C2-1 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 20 mm prikazani su crnom bojom. Rezultati za stup C2-2 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 100 mm prikazani su plavom bojom. Rezultati za stup C2-3 čiji je temelj učvršćen za platformu prikazani su crvenom bojom.

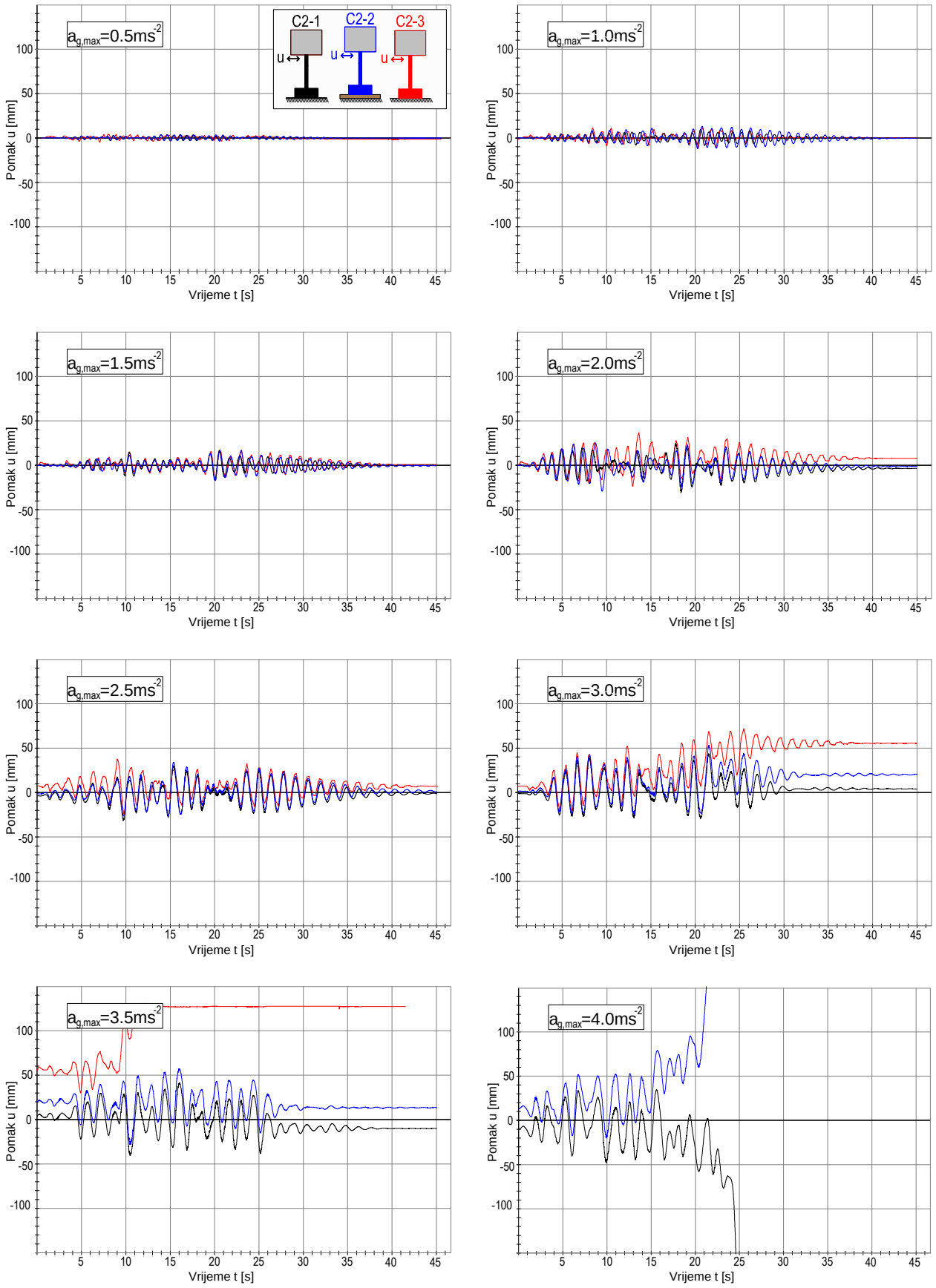
Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.29. Pri pobudi s a_{gmax}=3 ms^{-2} nastala su jača oštećenja stupa C2-3, uz nepovratni horizontalni pomak njegova vrha po prestanku djelovanja pobude. Stup C2-3 se pri pobudi s a_{gmax}= 3.5 ms^{-2} urušio. Stupovi C2-1 i C2-2 imaju podjednako ponašanje, s tim da su kod stupa C2-2 nastali nešto veći horizontalni pomaci. Do njihova sloma došlo je pri pobudi s a_{gmax}=4 ms^{-2}, uz nešto veću nosivost stupa C2-1.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.30. Ubrzanja vrha stupova su podjednaka do a_{gmax}=3 ms^{-2}. Pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} porasla su ubrzanja stupa C2-3 neposredno pred slom, a pri pobudi s a_{gmax}=3 ms^{-2} porasla su ubrzanja vrha stupova C2-1 i C2-2 također neposredno pred slom.

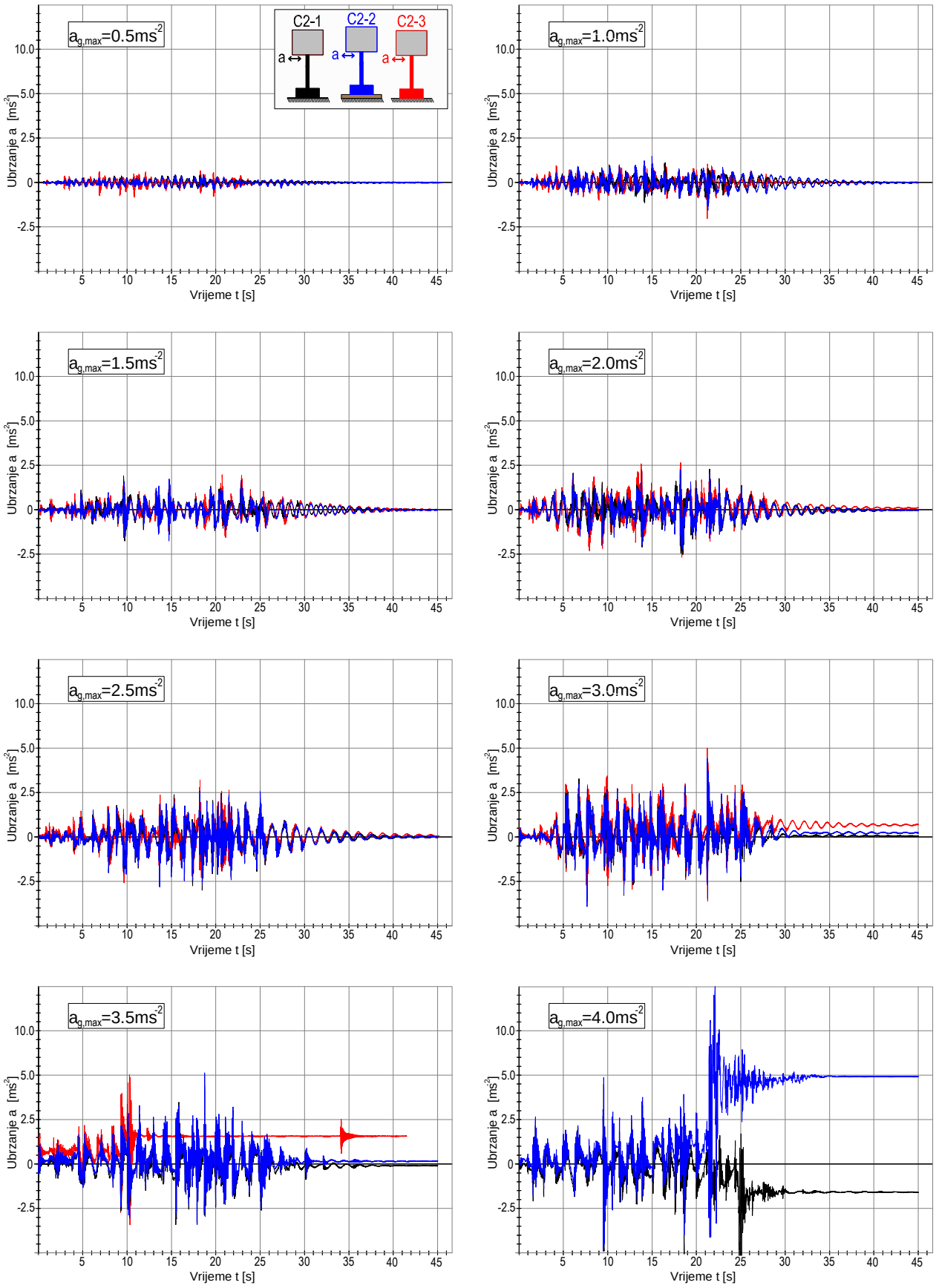
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupova prikazane su na slikama 3.31 i 3.32. Pri pobudi s a_{gmax}=2 ms^{-2} registrirane su velike vlačne deformacija u armaturi svih stupova. Deformacije izmjerene kod stupa C1-1 su bile najveće, uz veliki udio nepovratnih deformacija. Uslijed pobude s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} nastale su velike trajne vlačne deformacije u armaturi stupa C1-3. Pri pobudi s a_{gmax}=3 ms^{-2} armatura stupa C2-2 nije imala nepovratne deformacije.

Na slikama 3.33 i 3.34 prikazane su deformacije betona izmjerene pri dnu stupa. Već pri pobudi s a_{gmax}=2 ms^{-2} stup C2-3 imao je velike tlačne deformacije, koje su velikim dijelom ostale nepovratne. Pri pobudi s a_{gmax}=3 ms^{-2} tlačne deformacije svih stupova još su se povećale, pri čemu su kod stupa C2-3 bile blizu drobljenja betona. Pri pobudi s a_{gmax}=4 ms^{-2} tlačne deformacije betona stupa C2-2 bile su vrlo visoke.

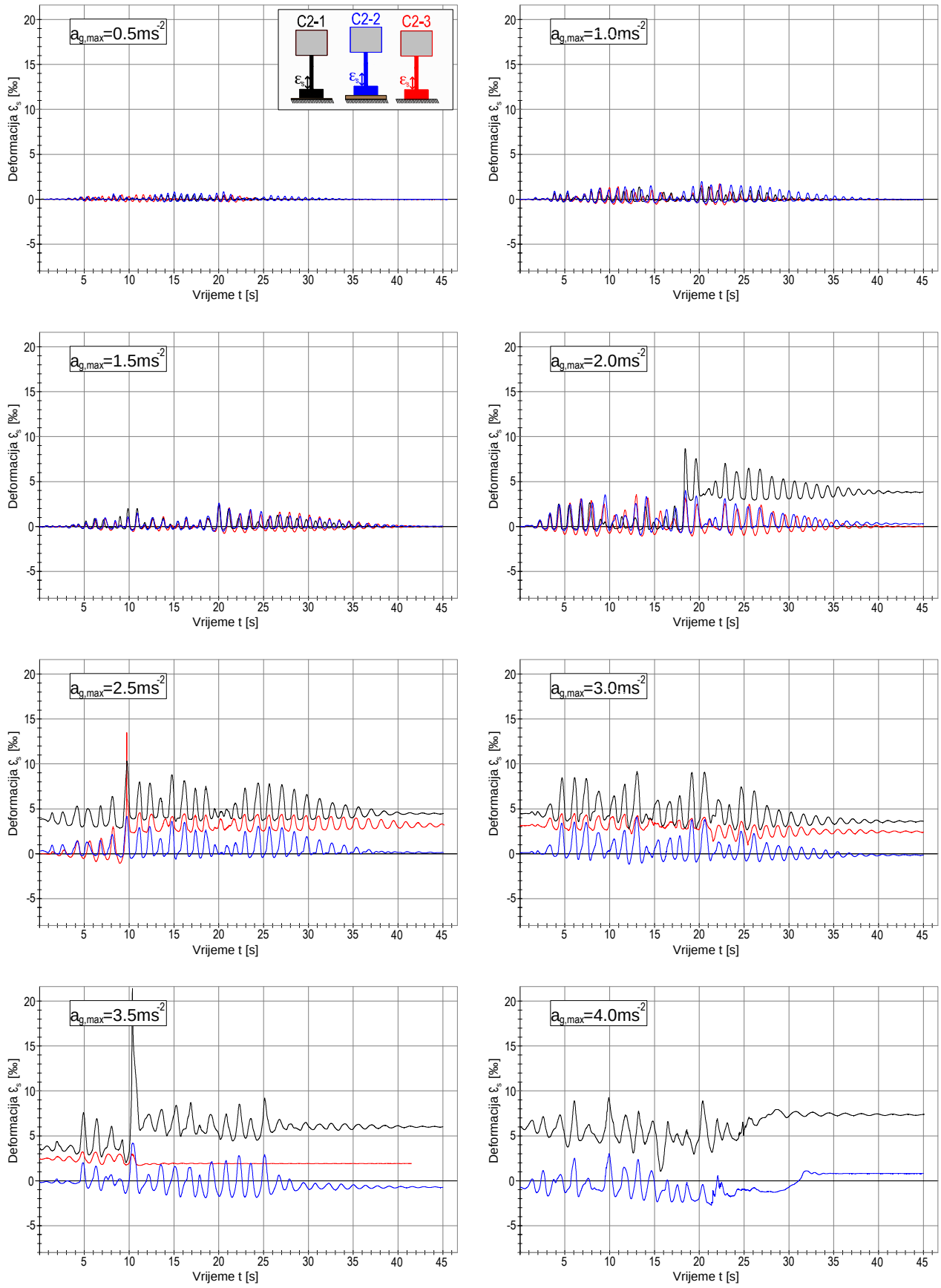
Za stup C2 koji ima srednju usvojenu veličinu temelja, najnepovoljnije stanje bilo je za slučaj oslanjanja temelja na sloj pijeska debljine 20 mm. Stup s temeljem oslonjenim na sloj pijeska debljine 100 mm i stup ukliješten u kruti temelj pokazali su podjednako ponašanje i nosivost.



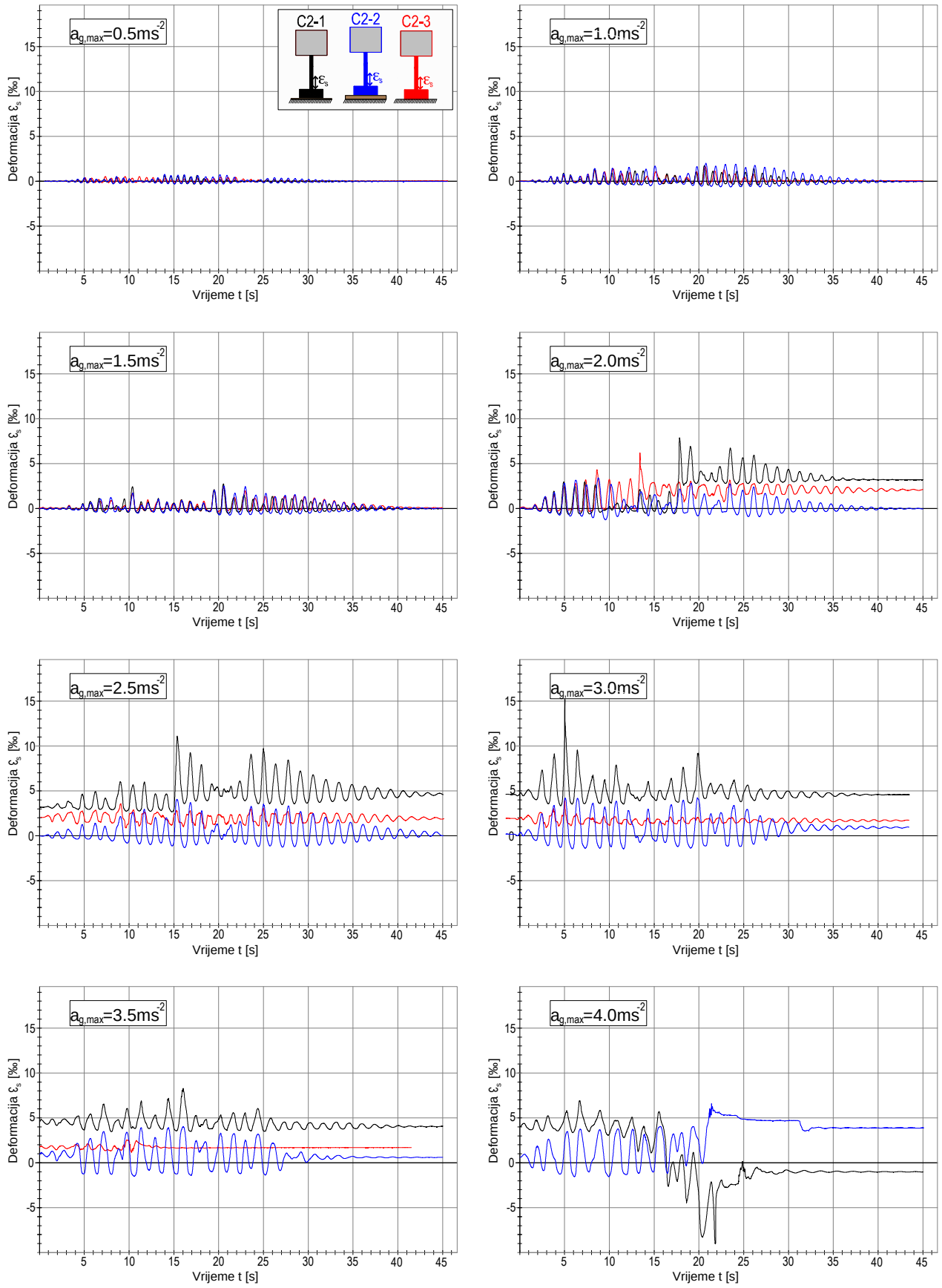
Slika 3.29 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



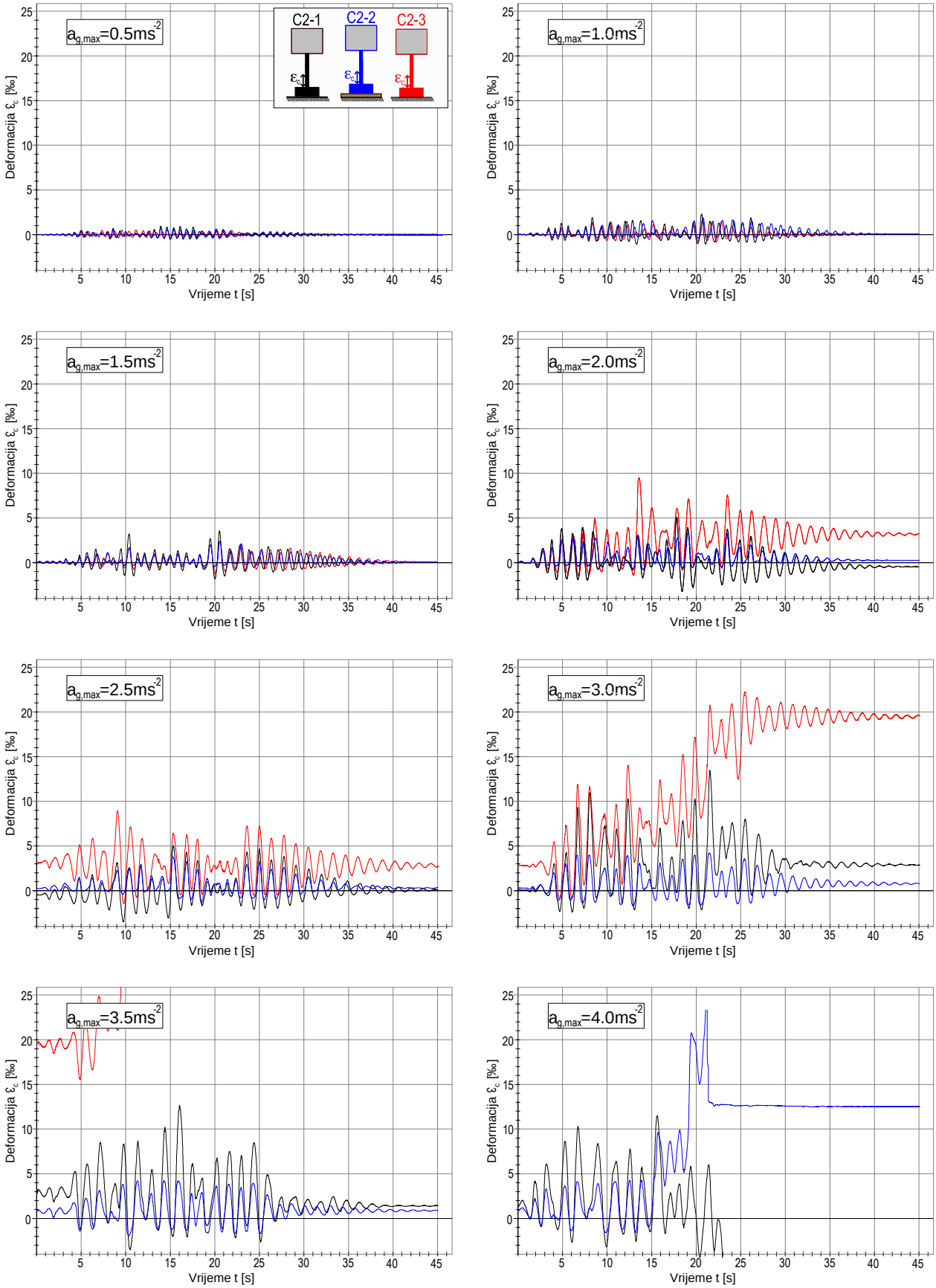
Slika 3.30 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu



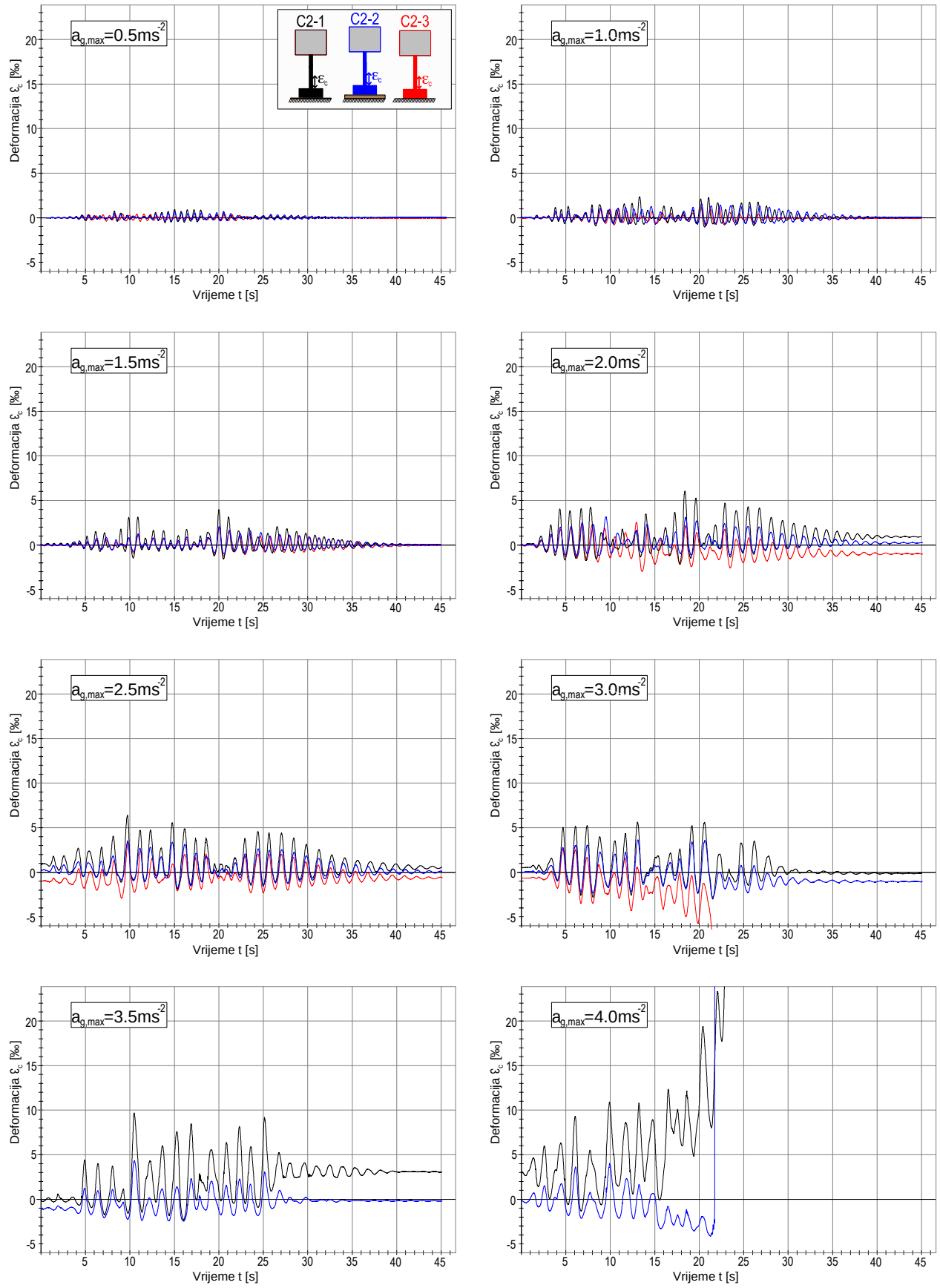
Slika 3.31 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.32 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.33 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.34 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

3.3.4.3 Stup C3

U nastavku su prikazani neki rezultati mjerenja za slučaj najvećeg usvojenog temelja duljine 1.0 m. Za stup C3-1 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 20 mm prikazani su crnom bojom. Rezultati za stup C3-2 čiji je temelj oslonjen na platformu preko podloge od lagano zbijenog kamenog pijeska debljine 100 mm prikazani su plavom bojom. Rezultati za stup C3-3 čiji je temelj fiksiran za platformu prikazani su crvenom bojom.

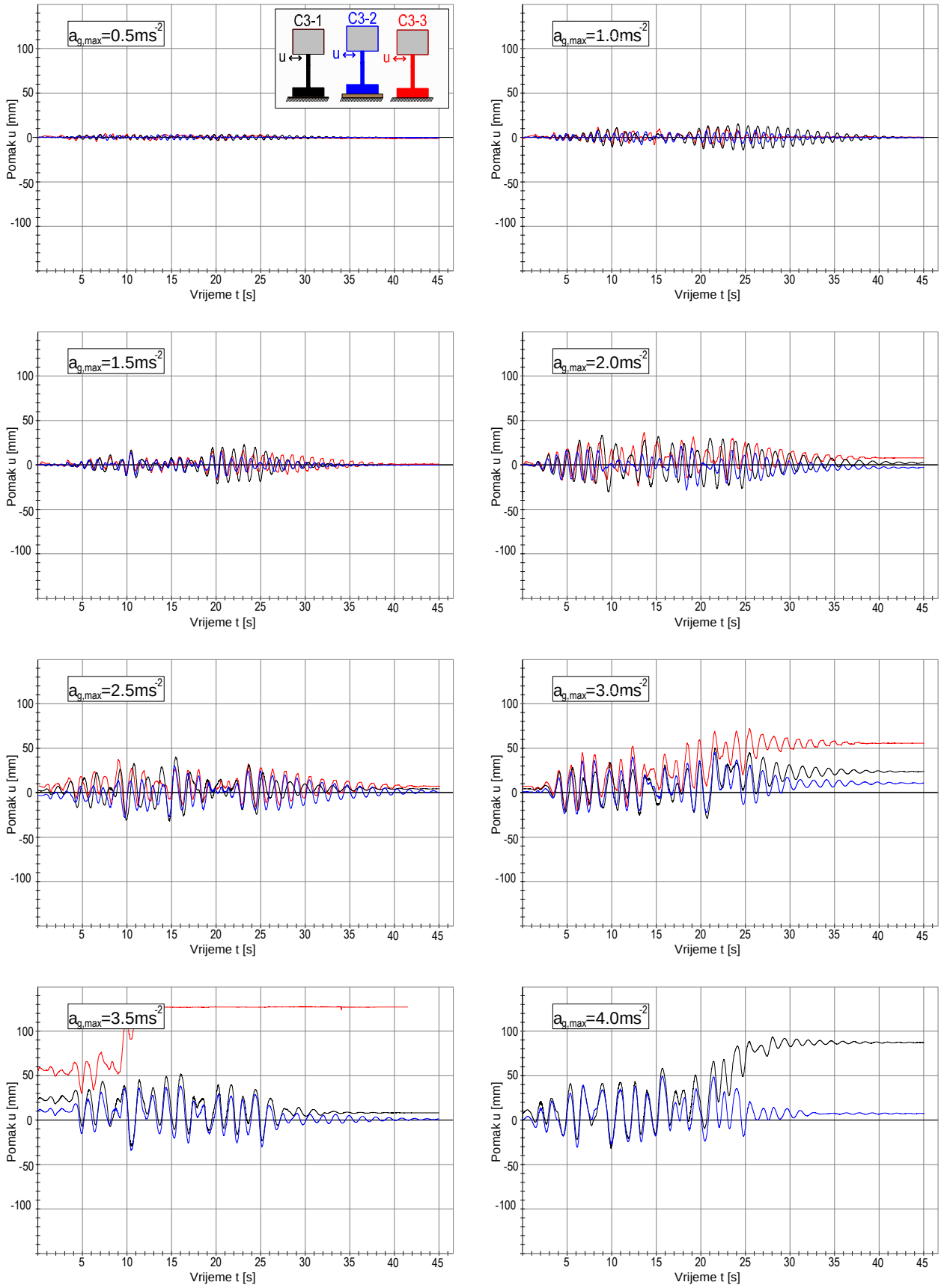
Na slici 3.35 prikazani su izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu. Slom stupa C3-3 nastupio je tijekom pobude s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}. Tijekom pobude s a_{gmax}=4 ms^{-2} stup C3-1 je doveden u stanje neposredno pred slom, dok je stup C3-2 izdržao ovu pobudu uz nešto veću preostalu rezervu nosivosti u odnosu na stup C3-1.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupova u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.36. Ona su slična onima izmjerenim za stupove tipa C2.

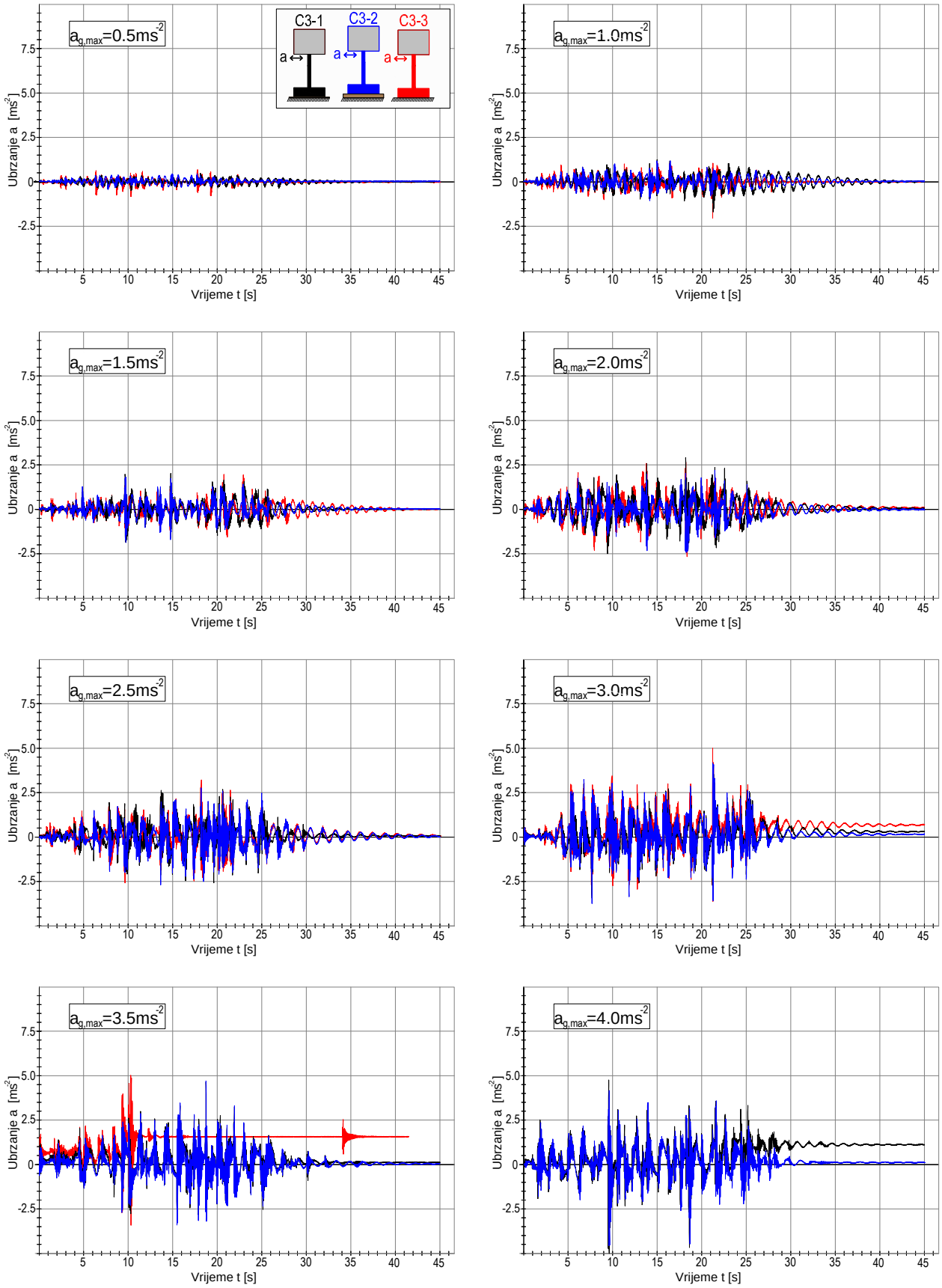
Deformacije u armaturi izmjerene pri dnu stupa prikazane su na slikama 3.37 i 3.38. One su također analogne onima za stup C2.

Izmjerene deformacije betona za stup C2 vidljive su na slikama 3.39 i 3.40. Također su ekvivalentne onima za stup C2.

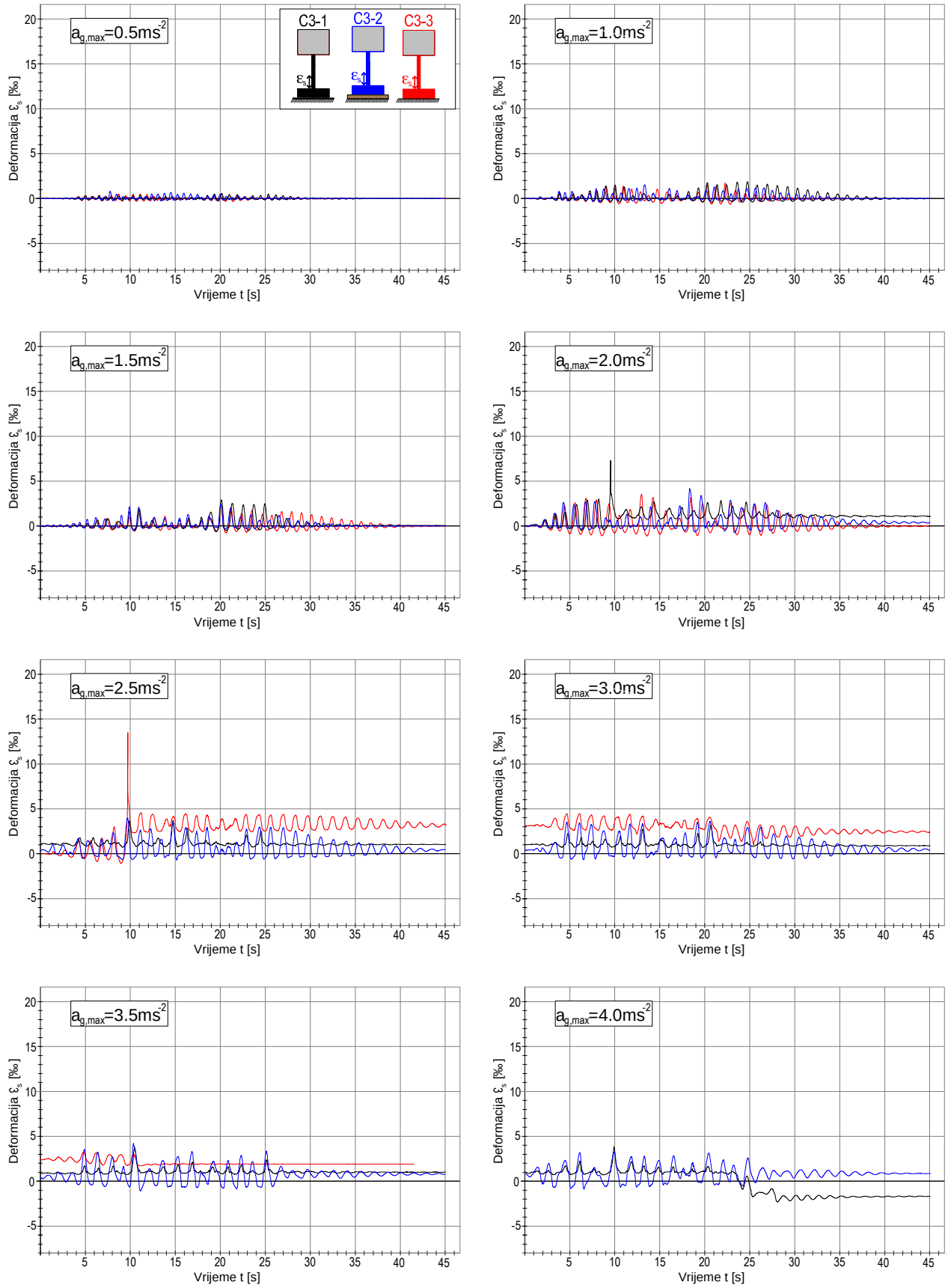
Dakle, kao i kod stupa C2 najnepovoljnije ponašanje i najmanja nosivost stupa C3 bila je kod stupa kruto vezanog za platformu.. Stup sa temeljem oslonjenim na sloj pijeska debljine 100 mm i stup oslonjen na sloj pijeska debljine 20mm pokazali su podjednako ponašanje, uz nešto veću graničnu nosivost stupa C3-2 (oslonjenog na sloj pijeska debljine 100 mm).



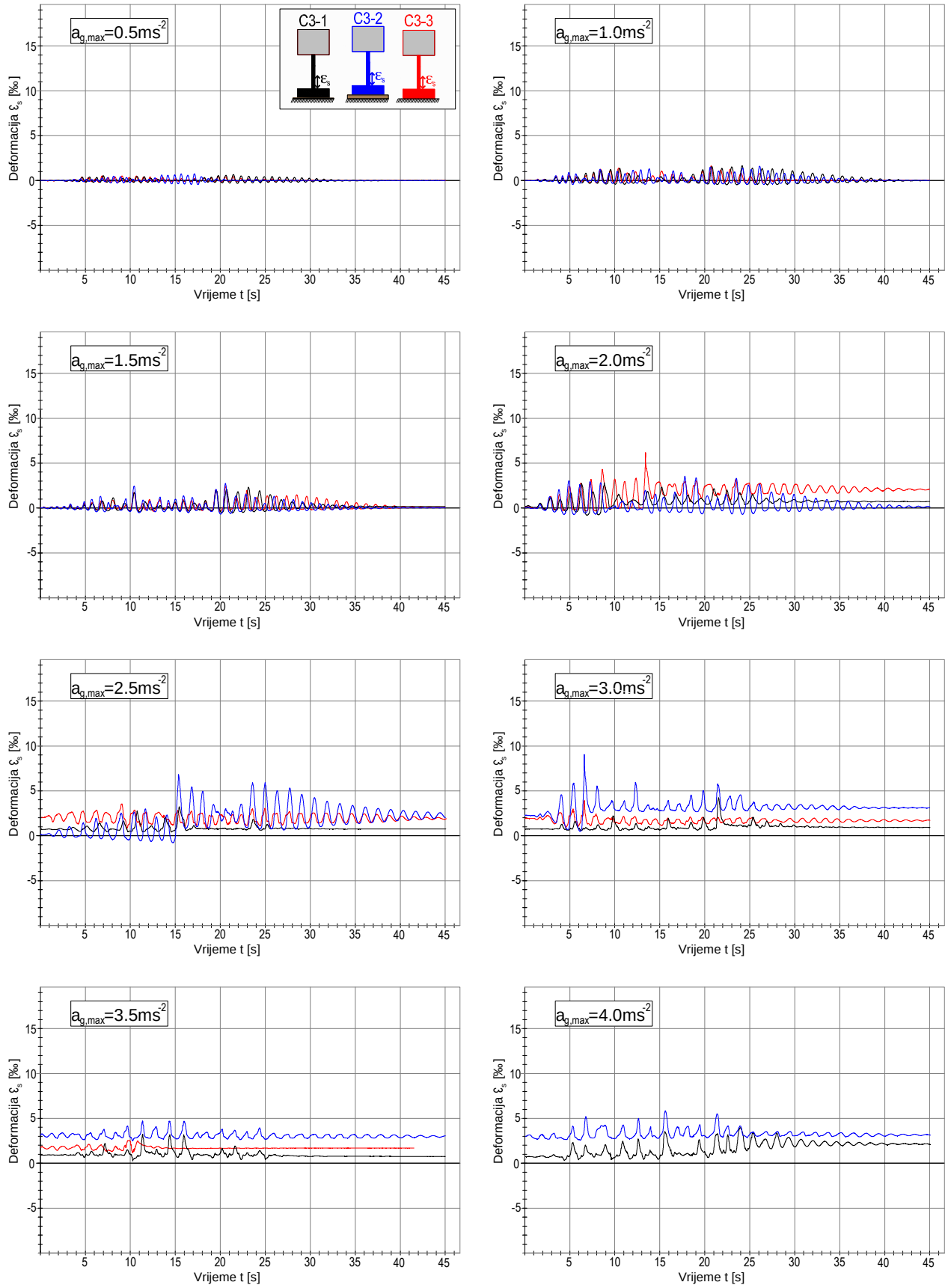
Slika 3.35 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



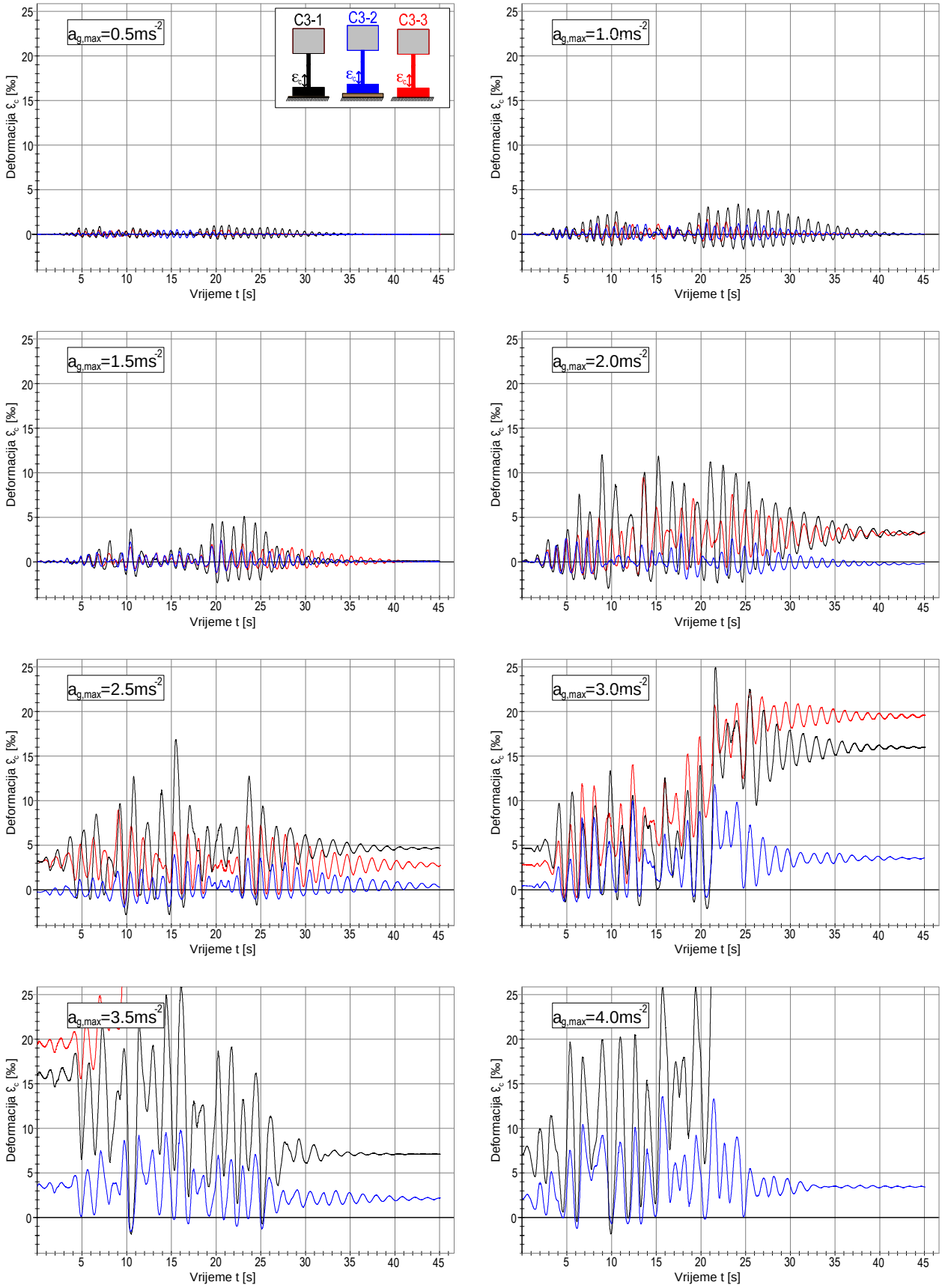
Slika 3.36 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu



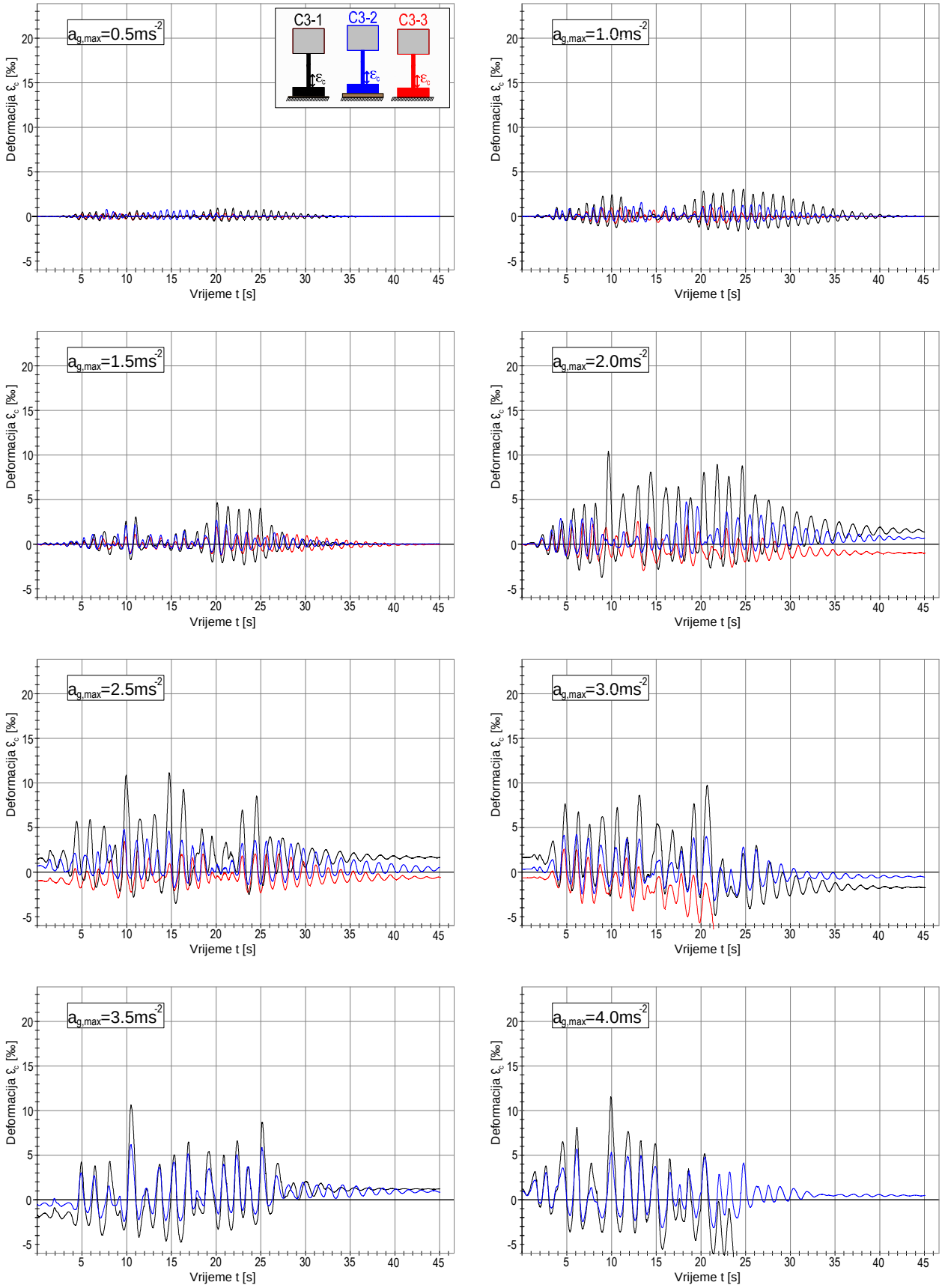
Slika 3.37 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.38 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu



Slika 3.39 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.40 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

Na temelju provedenih eksperimentalnih istraživanja, kao i dosadašnjih spoznaja i iskustava može se zaključiti niže navedeno.

Pri potresu dolazi do dinamičke interakcije sustava konstrukcija-temelj-tlo. Pri tome svaka od navedenih sastavnica, pa tako i temelj, utječu na ponašanje sustava.

Tlocrtne dimenzije temelja imaju značajan utjecaj na ponašanje betonskih stupova pri potresu, a osobito pri visokim ubrzanjima podloge i pobudama koje izazivaju veće nelinearnosti u sustavu.

Za jednake sile u stupu, tlocrtne dimenzije temelja u praksi mogu se značajno razlikovati. Naime, tlocrtne dimenzije temelja u pravilu se najčešće usvajaju na temelju njegove sigurnosti na klizanje i prevrtanje, te kriterija zadovoljavanja maksimalnih naprezanja u tlu ispod temelja. Kod temeljnog tla male nosivosti tlocrtne dimenzije temelja moraju biti značajno veće od dimenzija temelja kod tla visoke nosivosti.

Pri niskim potresnim ubrzanjima rotacije temelja su male i tlocrtne dimenzije temelja nemaju većeg utjecaja na ponašanje stupa.

Pri visokim potresnim ubrzanjima, a osobito kada su tlocrtne dimenzije temelja male, može doći do odizanja temelja od podloge, odnosno do njegove značajne rotacije. Ovo ima veliki utjecaj na ponašanje i sigurnost stupova, pri čemu veći temelj nužno ne znači sigurniju konstrukciju.

Manje tlocrtne dimenzije temelja omekšavaju nad-temeljnu konstrukciju. U pravilu to ima za posljedicu manje generirane potresne sile u konstrukciji, ali veće pomake sustava. Za premale dimenzije temelja može doći do prevrtanja konstrukcije.

Velike tlocrtne dimenzije temelja u pravilu osiguravaju njegovu malu rotaciju pri potresu, pa se stupovi ponašaju kao da su ukliješteni u bazi.

Veće tlocrtne dimenzije ukrućuju nad-temeljnu konstrukciju. U pravilu to ima za posljedicu veće potresne sile u konstrukciji, manje pomake sustava ali i manju duktilnost sustava.

Umetanje sloja kamenog šljunka ili pijeska između dna temelja i čvrstog tla mijenja ponašanje stupova pri potresu. U pravilu, taj sloj može poslužiti kao protupotresna izolacija konstrukcije. Kod toga je bitno iznaći povoljnu debljinu i zbijenost ovog sloja, te osigurati što manju promjenu početne krutosti (elastičnosti) ovog sloja u vremenu. U provedenim eksperimentima, tanki sloj kamenog pijeska pokazao se efikasniji od debelog. Pri tome treba naglasiti da sloj pijeska nije bio zbijen. Ponašanje stupova s temeljima na debelom sloju pijeska bilo je povoljnije nego ponašanje stupova koji su bili pridržani za platformu.

Pri odabiru tlocrtnih dimenzija temelja stupova, osim o zadovoljenju uvjeta za statička opterećenja, treba voditi računa o zadovoljenju uvjeta pri potresu.

3.4 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA VISINE (VITKOSTI) ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA NA NJIHOVO PONAŠANJE PRI POTRESU

Razmatrani su armiranobetonski stupovi s vitkostima λ=50, λ=75, λ=100 i λ=125, dok su im sve ostale karakteristike jednake. Osnovni geometrijski podaci ispitanih stupova prikazani su u poglavlju 2.2.3. Svi stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelergrama. Izgled stupova prije ispitivanja pokazan je na slici 3.41.

Rezultati ispitivanja su prikazani u nastavku. Za stup C-50 koji je visine 0.72 m (λ oko 50) prikazani su crvenom bojom, za stup C-75 koji je visine 1.08 m (λ oko 75) crnom bojom, za stup C-100 koji je visine 1.44 m (λ oko 100) plavom bojom i za stup C-125 koji je visine 1.8 m (λ oko 125) zelenom bojom.

C-50 C-75 C-100 C-125

Slika 3.41 Izgled stupova prije ispitivanja

Prije izlaganja prvoj dinamičkoj pobudi, za svaki je stup izmjeren njegov prvi period slobodnih vibracija elastičnog sustava (T_1) (vidjeti Tablicu 1). Očito je da postoji velika razlika u početnim krutostima razmatranih stupova jer je $T_{1min} : T_{1max} = 1 : 2.26$.

Pri usporedbi prikazanih rezultata treba uzeti u obzir da je za sve stupove korištena jednaka dinamička pobuda, iako stupovi imaju dosta različitu početnu krutost. Nedvojbeno je da svaki razmatrani stup ima različitu najnepovoljniju realnu pobudu. Uvođenjem različitih pobuda za pojedini stup, usporedba rezultata bila bi jako otežana. Smatra se da usvojena dinamička pobuda nema većeg utjecaja na donesene zaključke jer je elastični spektar odgovora usvojen tako da

pobuda "pokriva" najkruće i najmekše razmatrane stupove. Također treba uzeti u obzir da na ponašanje svih stupova vjerojatno utječu i neplanirani ekscentriciteti i netočnosti pri izvedbi i montaži stupa, te pri postavljanju mase na vrh stupa. Preciznom izvedbom i pažljivom montažom ovi efekti su svedeni na minimum.

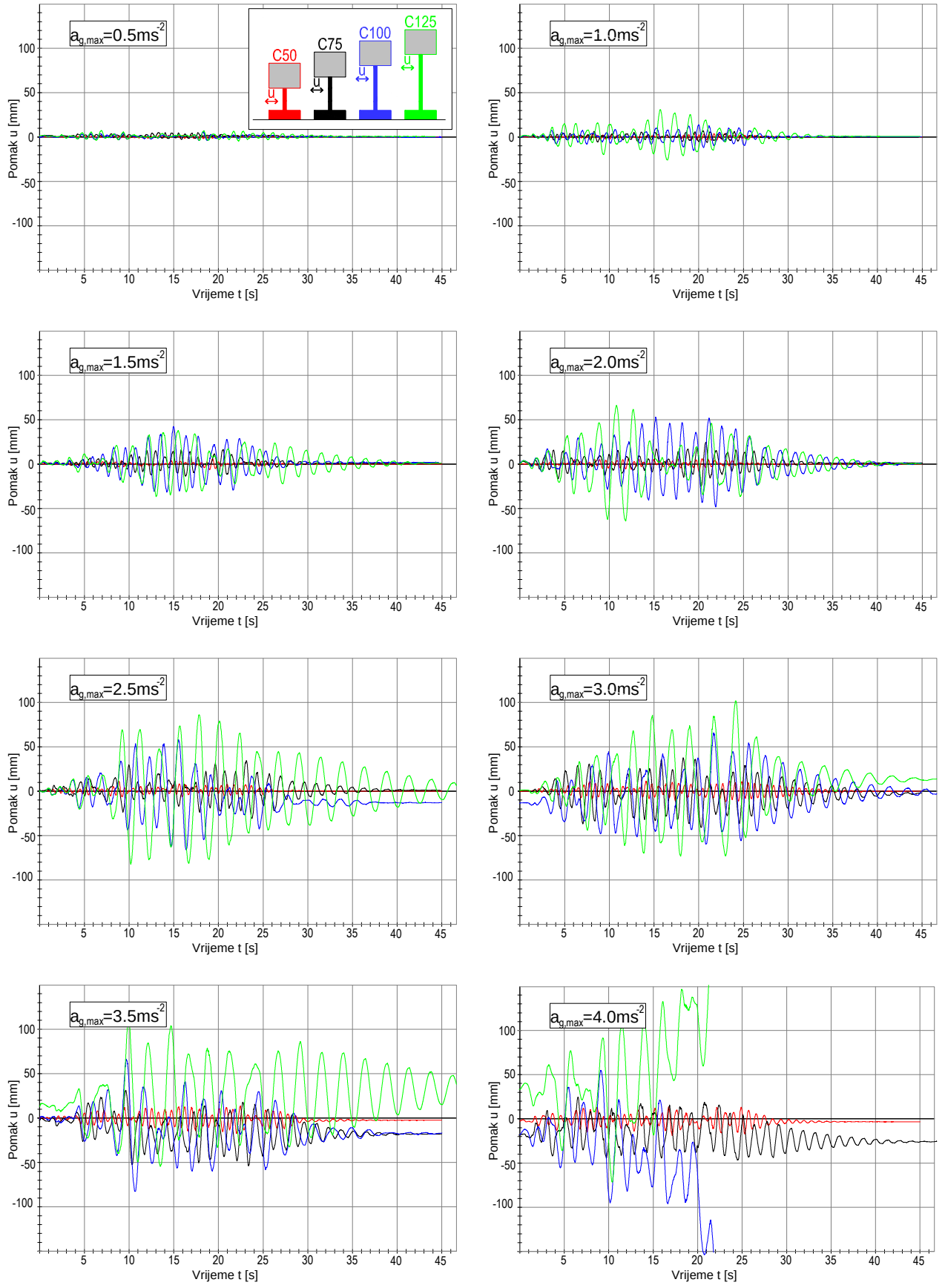
Tablica 3.1 Izmjereni početni periodi i frekvencije testiranih stupova

Stup	Kružna frekvencija ω_1 (rad /s)	Period T_1 (s)	Prirodna frekvencija f_1 (Hz)
C-50	13.4994	0.4654	2.1485
C-75	9.8175	0.6400	1.5625
C-100	7.0673	0.8890	1.1248
C-125	5.9841	1.0500	0.9524

Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.42. Već pri prvoj pobudi s a_{gmax}=0.5 ms^{-2} vidljivo je da stup C-125 ima najveće, a stup C-50 najmanje pomake. S povećanjem ubrzanja platforme, pomaci stupa se povećavaju. Kod toga je veličina pomaka u izravnoj ovisnosti o visini (vitkosti, krutosti) stupa. Tijekom pobuda s $a_{gmax} \leq 2.0$ ms^{-2}, praktično nema zaostalih pomaka nakon prestanka djelovanja pobude. Pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} najveće pomake ponovno je imao stup C-125, a najmanje stup C-50. Na kraju djelovanja pobude zabilježen je zaostali pomak od oko 13 mm samo kod stupa C-100. Pretpostavlja se da je uzrok tome, između ostalog, neželjena imperfekcija kod ovog stupa (odstupanja od vertikalnosti, ekscentricitet mase, anizotropija betona i sl.). S globalnog praktičnog stajališta, treba imati na umu da pomaci stupa veći od okvirno 1/50 njegove visine su zanimljivi samo s teorijskog stanovišta.

Pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} ponovno je veličina pomaka bila u određenom razmjeru s njihovom početnom krutošću. Kod toga se nakon završetka pobude vrh stupa C-100 vratio približno u položaj prije prve pobude, dok je vrh stupa C-125 imao zaostali pomak od oko 13 mm. Maksimalni pomaci izmjereni kod stupa C-75, C-100 i C-125 za vrijeme ove pobude bili su dosta veliki, veći od 1/50 njihove visine. Uslijed pobude s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}, kod stupa C-125 uočena su značajna dodatna povećanja pomaka i slabo prigušenje vibracija, a s zaostalim pomakom vrha nakon završetka ove pobude od oko 33 mm. Kod stupova C-75 i C-100 zabilježen je nakon završetka djelovanja pobude zaostali pomak vrha od oko 18 mm. Maksimalni pomaci vrha stupa C-125 dosezali su do 110 mm, a pomaci stupa C-100 do oko 17.5 mm.

Tijekom djelovanja pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} došlo je do urušavanja stupova C-125 i C-100. Nakon završetka pobude ostao je veliki zaostali pomak vrha stupa C-75 (oko 25 mm) i značajno manji zaostali pomak vrha stupa C-50 (oko 4mm). Pretpostavlja se da je u stupu C-75 preostala vrlo mala rezerva nosivosti, a u stupu C-50 znatno veća.



Slika 3.42 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu

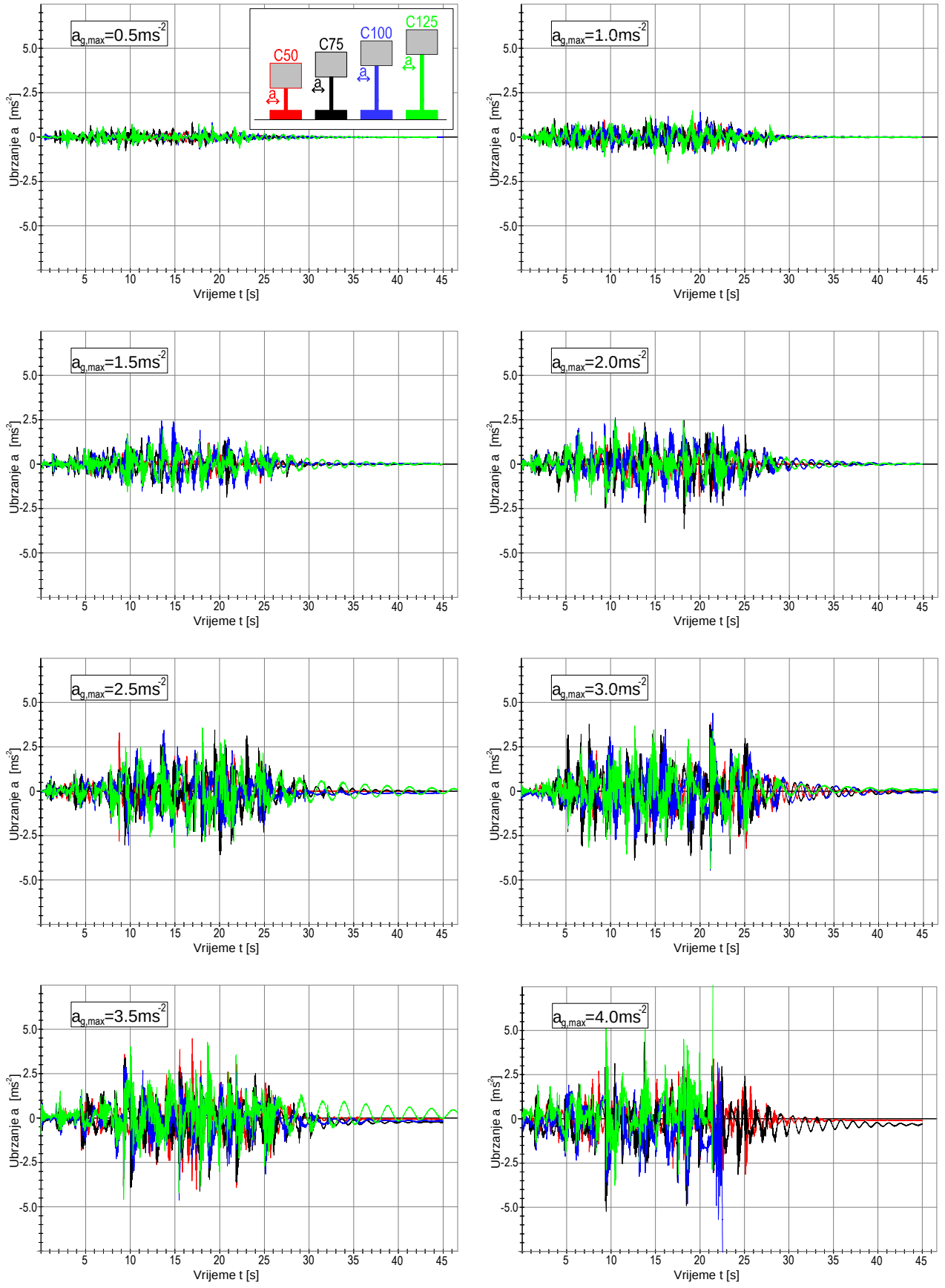
Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.43. Može se reći da su ona dosta slična za sve stupove, s tim da su kod stupova C-100 i C125 izmjerena ubrzanja bila nešto veća. Najveća ubrzanja vrha stupa pri pobudi s a_{gmax}= 4.0 ms^{-2} dosezala su do oko 5 ms^{-2}.

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.44. Pri valorizaciji izmjerenih vlačnih deformacija betona treba imati na umu da one mogu sadržavati i eventualne nastale pukotine u zoni mjerenja deformacije.

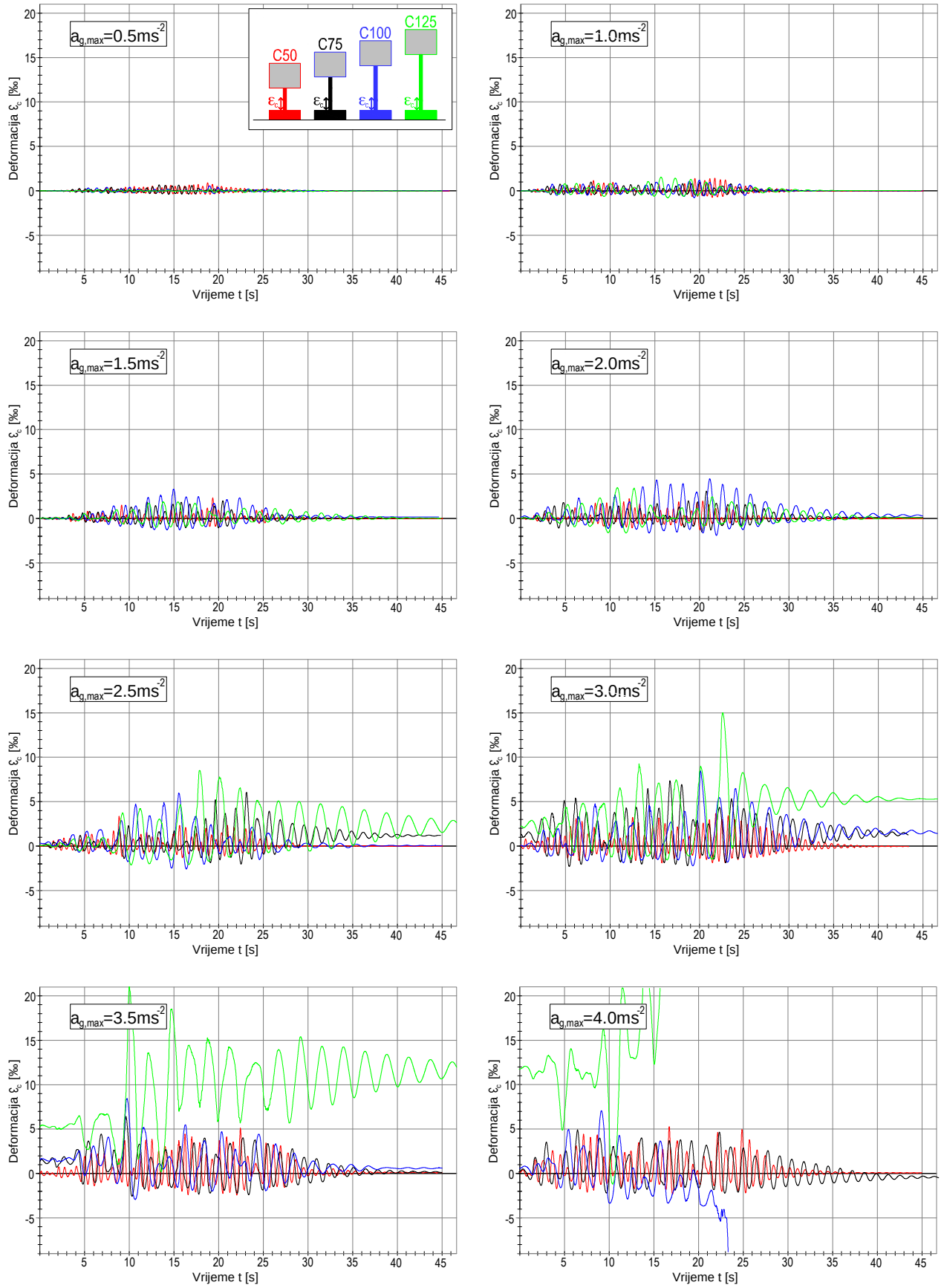
Uslijed pobude s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} deformacije betona su podjednake za sve stupove, bez pojave nepovratne deformacije na završetku pobude. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} najveće deformacije izmjerene su kod stupa C-100, a nešto manje kod stupa C-125. Njihove najveće tlačne deformacije iznosile su do oko -2 ‰, što ukazuje na mogućnost pojave popuštanja betona u tlaku.

Za vrijeme djelovanja pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} tlačne deformacije betona bile su podjednake za sve stupove i dosezale su do oko -2.1 ‰. Kod stupa C-125 uočene su vrlo velike vlačne deformacije betona, što ukazuje na pojavu pukotina u promatranoj zoni i velike vlačne deformacije u armaturi na ovoj strani stupa. Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} došlo je, kao što je prethodno navedeno, do urušavanja stupova C-100 i C-125. Ovo je praćeno vrlo velikim tlačnim deformacijama (drobljenje betona) na lijevoj strani stupa C-100 i vrlo velikim vlačnim deformacijama (pukotinama) u stupu C-125. Tlačne deformacije betona stupa C-50 i C-75 dosezale su do oko -2.2 ‰.

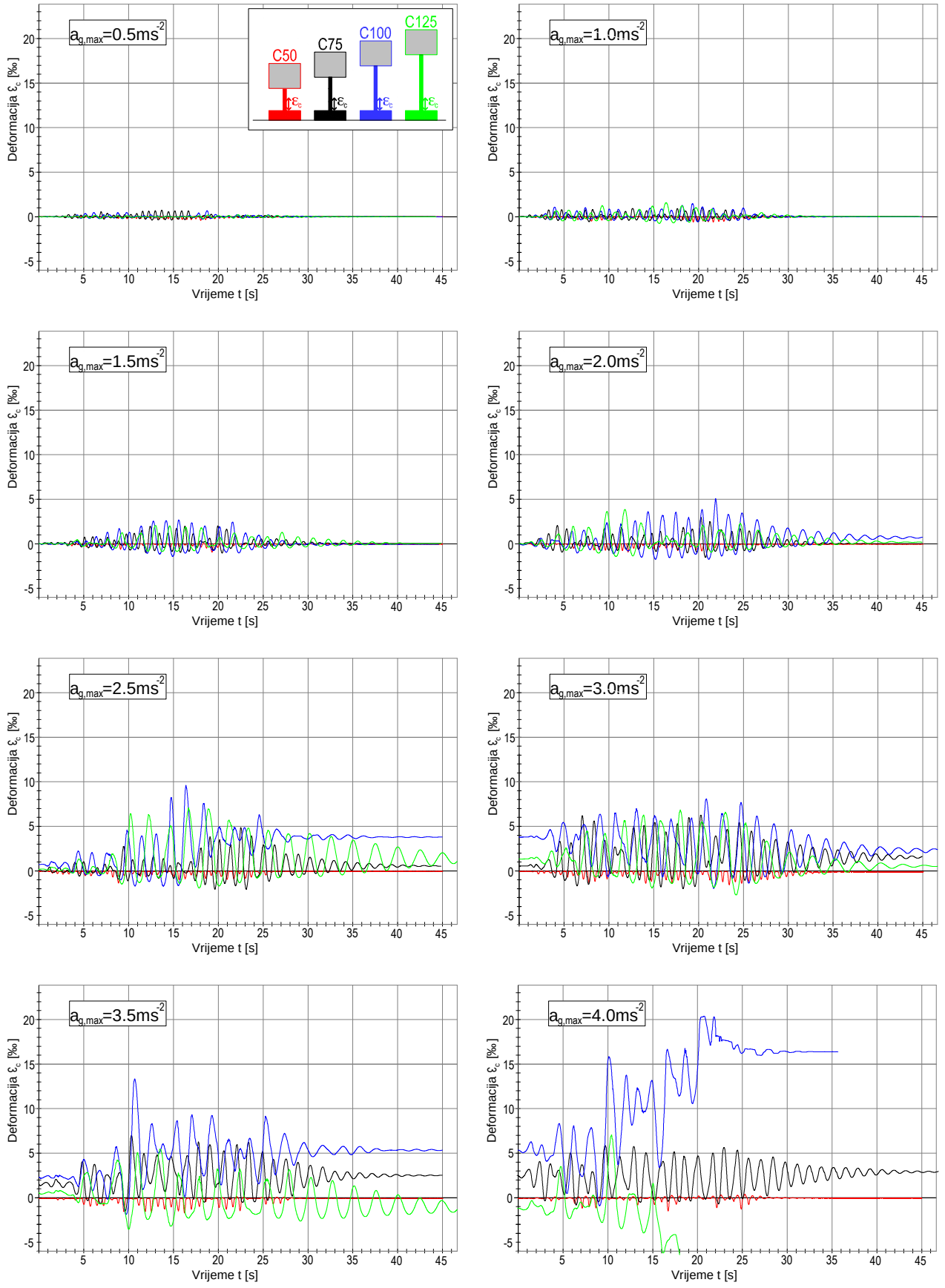
Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.45. One su analogne deformacijama betona na lijevoj strani stupa, pri čemu su za pobudu s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} izmjerene velike tlačne deformacije (drobljenje betona) u stupu C-125 i vrlo velike vlačne deformacije (pukotine u betonu) u stupu C-100 prije njihova sloma.



Slika 3.43 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu



Slika 3.44 Deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.45 Deformacije betona pri dnu stupa s desne strane u vremenu

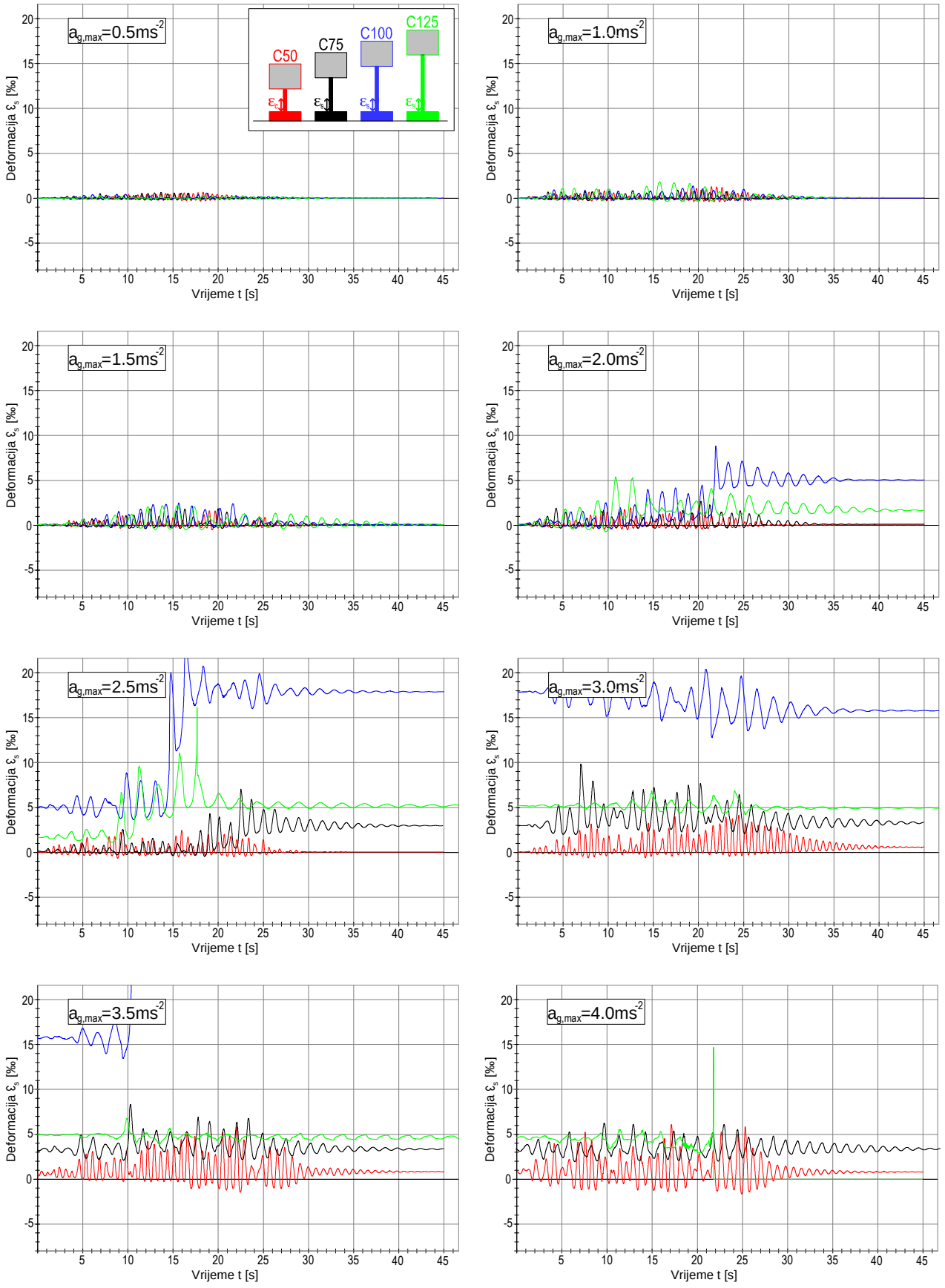
Izgled stupova nakon završetka testiranja prikazan je na slici 3.46.

C-50 C-75 C-100 C-125

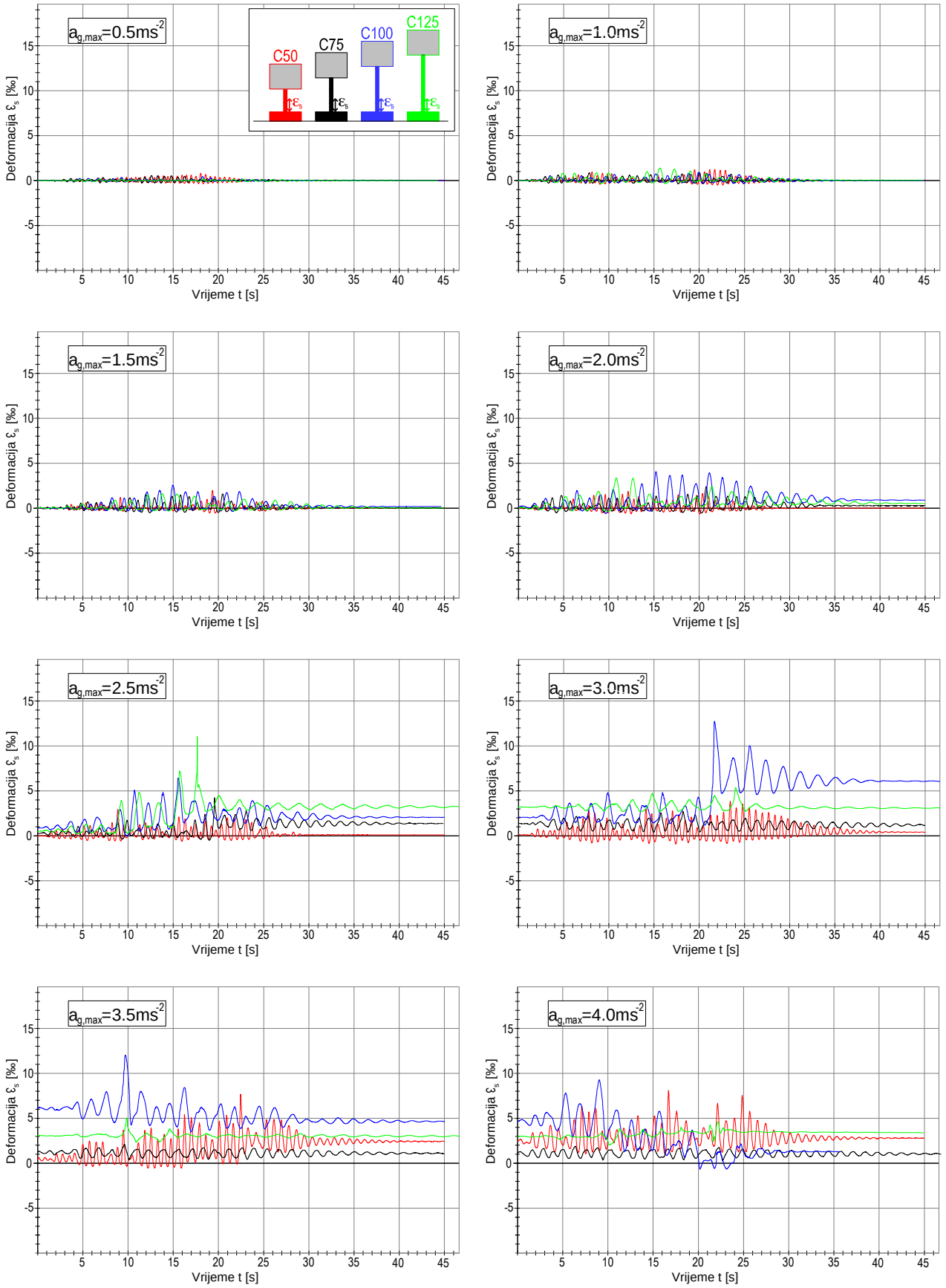
Slika 3.46 Izgled stupova nakon završetka testiranja

Deformacije armature pri dnu stupa uz njegov lijevi rub prikazane su na slici 3.47. One bi trebale biti slične deformacijama betona na toj strani stupa. Određena odstupanja među njima su posljedica pojave pukotina u betonu i odvajanja betona od armature pri pobudama s visokim ubrzanjima podloge, odnosno u nepouzdanim vlačnim deformacijama betona (nema kompatibilnosti pomaka armature i okolnog betona). Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} zabilježene su vrlo velike vlačne deformacije u armaturi stupa C-100 (do oko 9 ‰) te armaturi stupa C-125 (do oko 5.5 ‰), što je rezultiralo popuštanjem armature i njenim velikim nepovratnim deformacijama po završetku djelovanja pobude. Uslijed djelovanja pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, deformacije u svim stupovima povećale su se još više. Pri tome je kod stupa C-75 ostala trajna vlačna deformacija od oko 3.5‰, a kod stupa C-50 od oko 0.6 ‰.

Deformacije armature pri dnu stupa uz njegov desni rub prikazane su na slici 3.48. One bi trebale biti slične deformaciji betona na toj strani stupa. Odstupanja se objašnjavaju jednako kao i kod analize deformacija armature uz lijevu stranu stupa. U ovoj su armaturi vlačne deformacije daleko veće od tlačnih deformacija. Već pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} zabilježene su velike vlačne deformacije u armaturi stupova C-125 i C-100, pa čak i u armaturi stupa C-75, uz zaostale deformacije po prestanku djelovanja pobude. Pri daljnjem povećanju ubrzanja podloge deformacije u armaturi kod svih stupova su se povećale, pri čemu su one oscilirale praktično samo unutar vlačnog područja.



Slika 3.47 Deformacije armature pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu



Slika 3.48 Deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

Na temelju provedenih eksperimentalnih testova i analize rezultata ispitivanja analiziranih armiranobetonskih konzolnih stupova, moguće je donijeti niže navedene zaključke.

Vitkost stupova ima značajan utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost pri potresu.

Povećanjem vitkosti stupa povećavaju se njegovi pomaci te deformacije u betonu i armaturi, a smanjuje se njegova granična nosivost.

U odnosu na utjecaj vitkosti stupova na njihovo ponašanje pri statičkom opterećenju, pri provedenim testovima razmatranih stupova izloženih horizontalnom ubrzanju podloge on nije bio jako izražen. Naime, stup s vitkošću λ=125 se urušio pri najvećem ubrzanju podloge od 4.0 ms^{-2}, dok je kod stupa s vitkošću λ=50 još preostala izvjesna rezerva nosivosti, ali uz značajna oštećenja stupa.

Relativno povoljnije ponašanje vitkih stupova pri potresu nego pri stalnom vertikalnom opterećenju objašnjava se time da su generirane potresne sile u konstrukciji funkcije vremena (nisu stacionarne), da su u izravnoj ovisnosti o tekućoj krutosti konstrukcije, te da se gibanje konstrukcije prilagođava dinamičkoj pobudi. Naime, vitki stupovi su mekši i podatniji pri potresu, te se znatno lakše prilagode gibanju podloge.

Poželjno bi bilo navedene zaključke provjeriti na opsežnijim dodatnim istraživanjima vitkih armiranobetonskih stupova, pri čemu bi se analizirali dodatni parametri: različiti tip poprečnog presjeka stupa, uvjeti oslanjanja temelja, tip pobude, razina vertikalnog naprezanja od stalnog opterećenja, ekscentricitet stalnog opterećenja i sl.

3.5 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA KOLIČINE VERTIKALNE ARMATURE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU

U nastavku su prikazani rezultati eksperimentalnog istraživanja utjecaja količine vertikalne (uzdužne) armature na ponašanje centrično opterećenih vitkih konzolnih armiranobetonskih stupova u seizmičkim uvjetima. Koristeći potresnu platformu, ispitana su tri jednaka stupa s različitim postocima armiranja: 1.1 %, 2.0 % i 3.1 %. Svi ostali parametri stupova (materijal, temelji, geometrija stupa, gravitacijsko opterećenje, dinamička pobuda i sl.) su jednaki.

Svi testirani stupovi su visine 1.08 m (vitkosti oko 75), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Osnovni podaci o ispitanim armiranobetonskim stupovima prikazani su u poglavlju 2.2.4. Izgled karakterističnog stupa prije ispitivanja prikazan je na slici 3.49.

Na dijagramima koji slijede rezultati za stup C-1.1 koji je armiran uzdužno sa 4Φ6, tj. s koeficijentom armiranja 0.011 ili s 1.1 % uzdužne armature u poprečnom presjeku, prikazani su crvenom bojom. Rezultati za stup C-2.0 koji je armiran uzdužno sa 4Φ8, tj. s koeficijentom armiranja 0.02 odnosno s 2.0 % uzdužne armature u poprečnom presjeku, prikazani su crnom bojom. Za stup C-3.1 koji je armiran uzdužno sa 4Φ10, tj. s koeficijentom armiranja 0.031 odnosno s 3.1 % uzdužne armature u poprečnom presjeku, prikazani su plavom bojom.

Slika 3.49 Izgled karakterističnog stupa prije ispitivanja

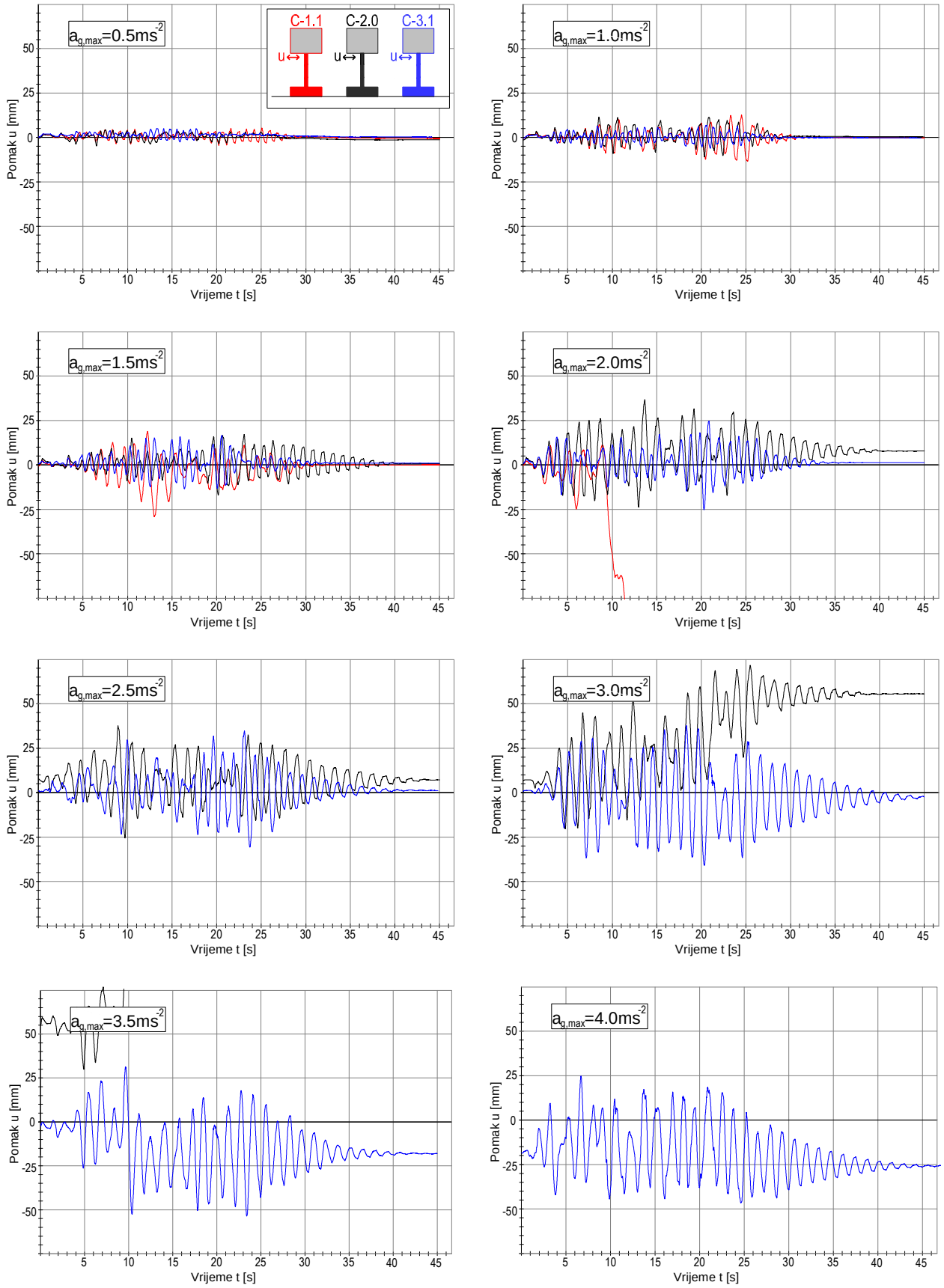
Prikazani su samo neki izmjereni rezultati za pobude s a_{gmax} od 0.05 ms^{-2} do 4.0 ms^{-2}, koji će se u nastavku ukratko komentirati.

Izmjereni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.50. Već pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} kod stupa C-1.1 izmjereni su pomaci od oko 13.5 mm, što iznosi oko 1/80 njegove visine. Kao što je prethodno navedeno, s praktičnog aspekta, pomaci konzolnog stupa preko 1/50 njegove visine imaju samo teorijsko značenje. Dakle, već pri pobudama s relativno malim ubrzanjem, ovaj stup je doživio vrlo velike pomake. Stup C-2.0 imao je maksimalni pomak do oko 11.5 mm, a stup C-3.1 pomak od oko 6.7 mm. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, došlo je do sloma stupa C-1.1. Pri istoj pobudi kod stupa C-2.0 zabilježen je maksimalni pomak od oko 36.6 mm, a kod stupa stup C-3.1 od oko 25.1 mm.

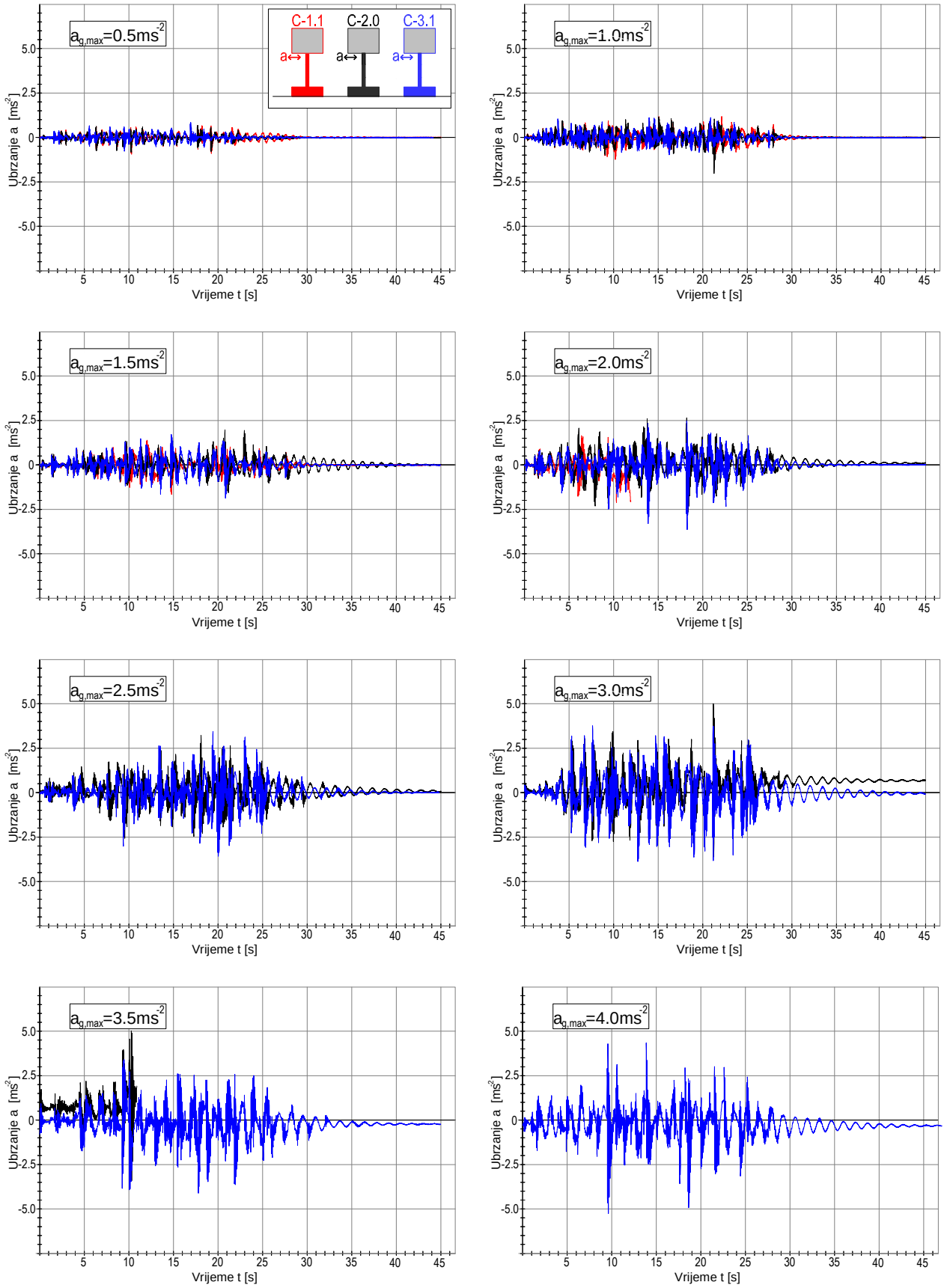
Vidljivo je da nakon završetka djelovanja pobude svi stupovi imaju zaostale (trajne) pomake vrha. Za vrijeme pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} izmjereni su vrlo veliki pomaci vrha stupa C-2.0, s velikim zaostalim pomakom nakon završetka pobude (oko 56 mm). Kod stupa C-3.1 također su uočeni veliki pomaci vrha (oko 36 mm) za vrijeme trajanja ove pobude, ali su nakon njenog prestanka trajni pomaci bili znatno manji nego kod stupa C-2.1 i iznosili su oko 2.5 mm. Pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}, kod stup C-2.0 došlo je do njegova urušavanja. Tijekom pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} pomaci vrha stupa C-3.1 su se povećali do maksimalno oko 50 mm. Nakon prestanka pobude izmjereni su zaostali pomaci od oko 25 mm. Ovo ukazuje na činjenicu da se i stup C-3.1 približio slomu.

Uočljiv je veliki utjecaj količine armature u stupu na njegove pomake i graničnu nosivost pri djelovanju potresa.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.51. Ona su rasla s povećavanjem ubrzanja podloge a_{gmax}. Najveća ubrzanja imao je stup C-3.1, tj. najkrući stup. Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, maksimalna zabilježena ubrzanja kod ovog stupa dosezala su do oko 5.2 ms^{-2}. Najmanja ubrzanja zabilježena su kod stupa C-1.1 s najmanjom količinom uzdužne armature, tj. s najmanjom krutosti.



Slika 3.50 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



Slika 3.51 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

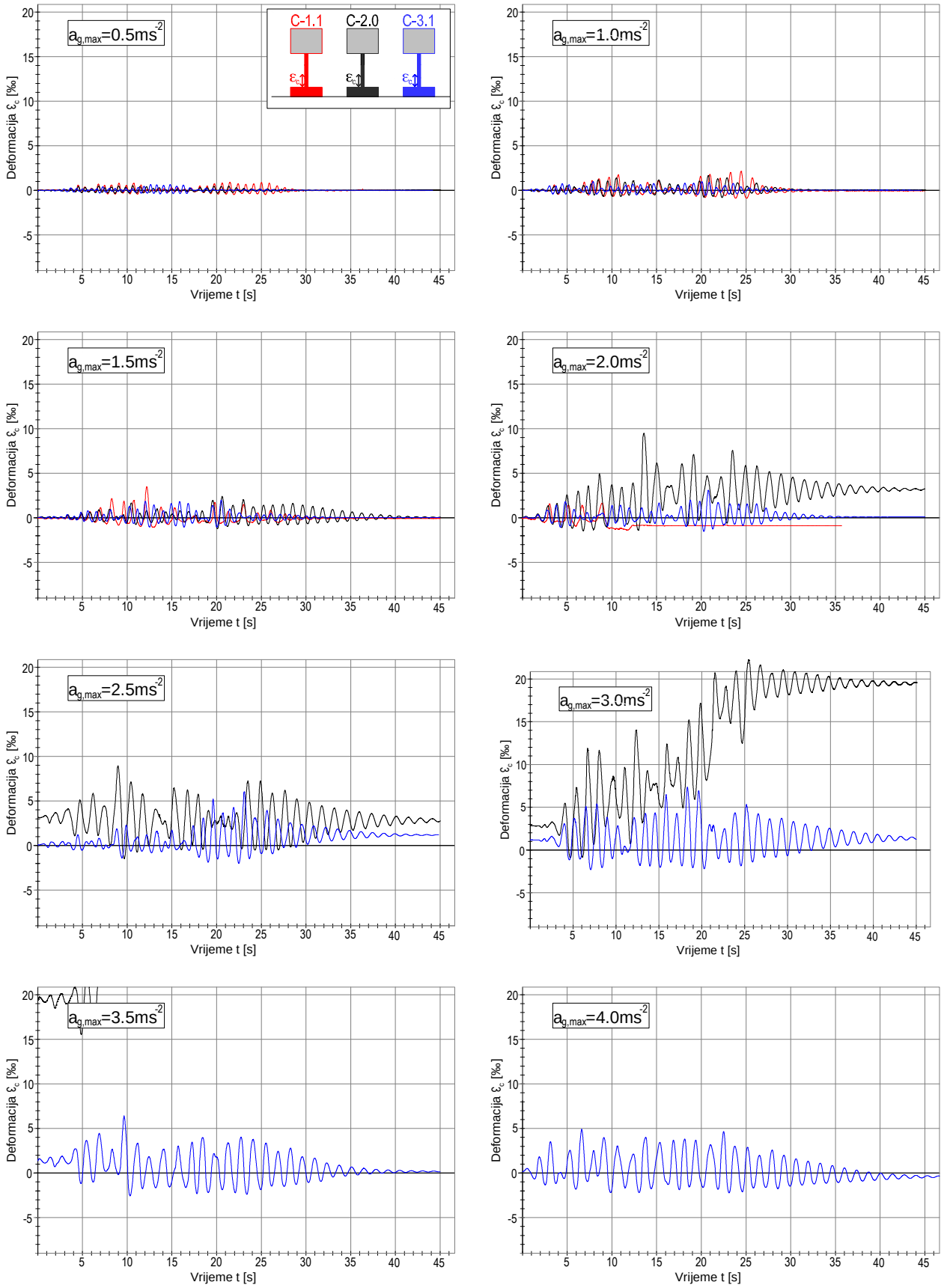
Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.52. Već je navedeno da pri valorizaciji vlačnih deformacija u betonu treba imati na umu da one mogu uključivati utjecaje nastalih pukotina u zoni mjerenja. Naime, ukoliko pukotina prolazi preko zone mjerenja, izmjerena deformacija uključuje i njenu širinu (diskontinuitet). Ukoliko je zona mjerenja locirana između pukotina, izmjerena deformacija može sadržavati i relaksaciju vlačne deformacije betona između pukotina. Izmjerene tlačne deformacije su značajno pouzdanije od vlačnih i mjerodavnije su za ocjenu ponašanja.

Najveće tlačne deformacije izmjerene su kod stupa C-3.1, koje ni pri najvećim ubrzanjima podloge nisu prelazile -2.2 ‰. Dakle, tlačne deformacije betona kod ovog stupa su na granici popuštanja betona u tlaku, što potvrđuje i mala zaostala deformacija u betonu po završetku djelovanja pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}.

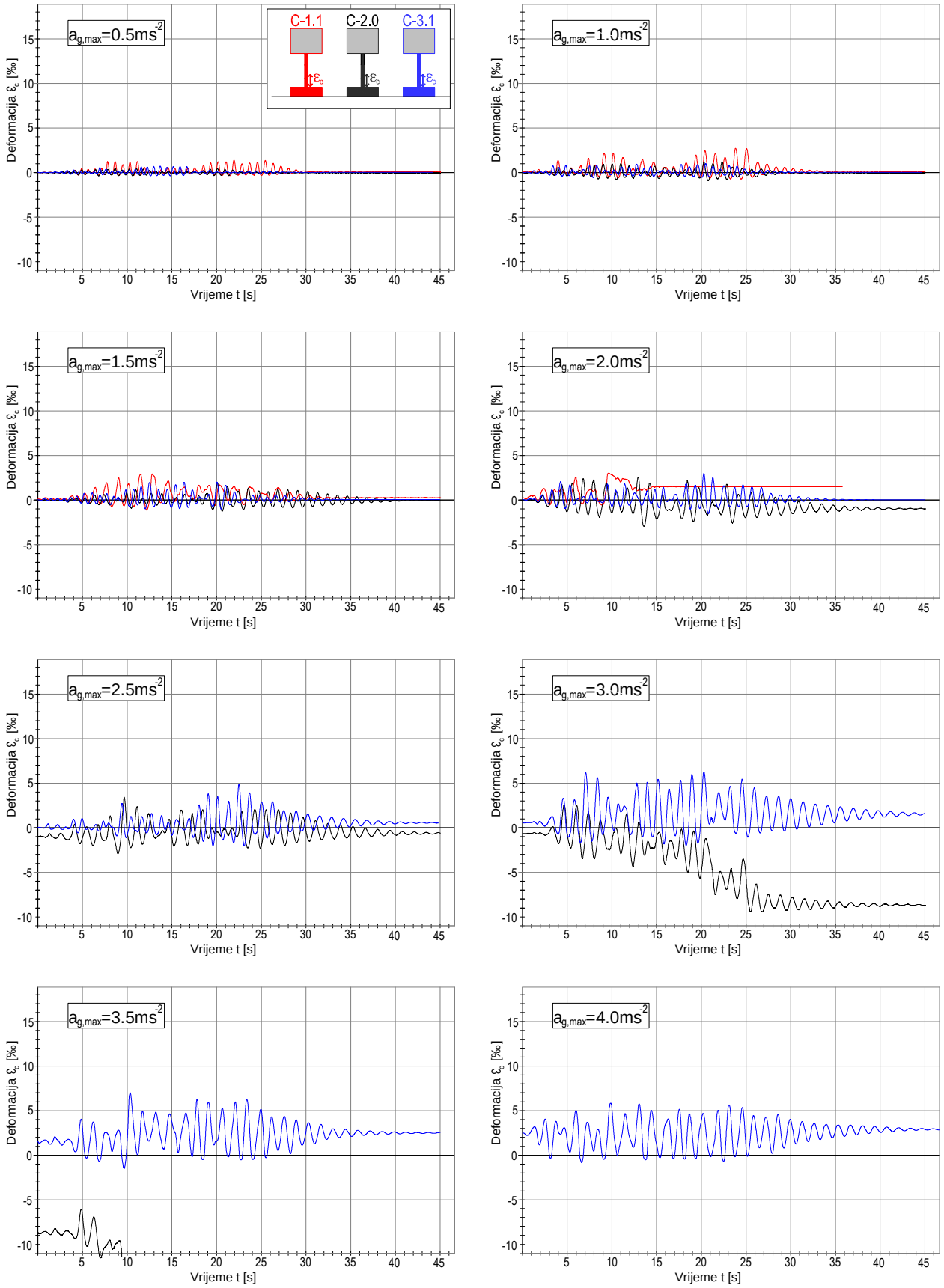
Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.53. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} najveće tlačne deformacije bile su kod stupa C-2.0, i dosezale su do oko -3.0 ‰. Po prestanku djelovanja pobude kod ovog stupa je zabilježena zaostala tlačna deformacija od oko -1.0 ‰. Za vrijeme djelovanja pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, maksimalna zabilježena tlačna deformacija u ovom stupu dosezala je do oko -9.0 ‰. Slomio se uz tek nešto veću tlačnu deformaciju pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2}. Zabilježene tlačne deformacije betona kod stupa C-1.1 su bile male, dok kod stupa C-3.1 nisu prelazile -2.0 ‰.

Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.54. Tlačne deformacije su bile male i prisutne su samo pri pobudama s većim maksimalnim ubrzanjima. Ovo je bilo očekivano zbog činjenice da tlačna naprezanja dominantno prenosi beton. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, najveće vlačne deformacije izmjerene su kod stupa C-2.0 (oko 7‰). Pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, stup C-3.1 je imao veće vlačne deformacije nego stup C-2.0 (do oko 10‰).

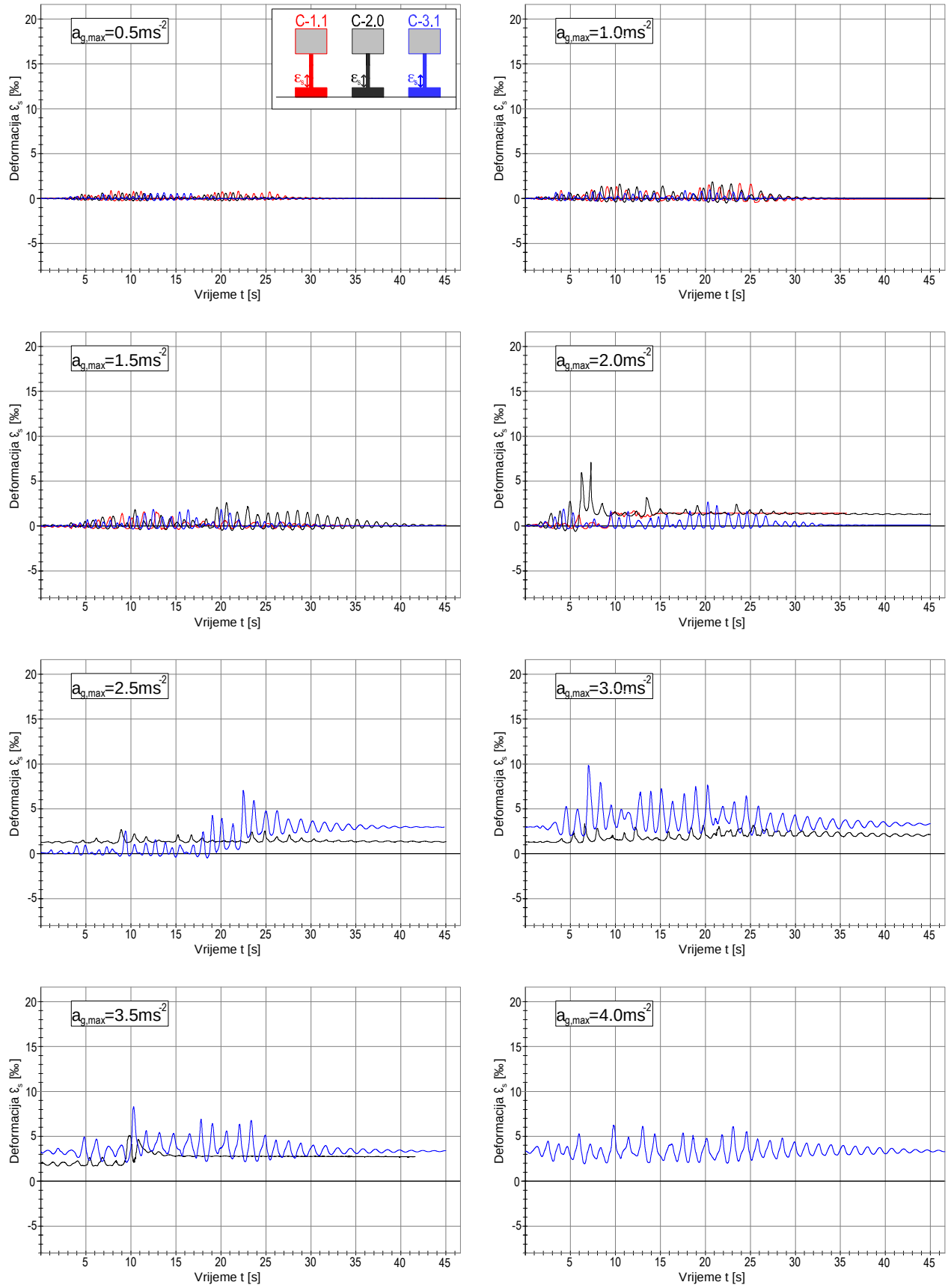
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.55. Izmjerene tlačne deformacije u armaturi na ovoj strani stupa su također male. Najveće vlačne deformacije (do oko 6‰) zabilježene su kod stupa C-2.0 pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}. Tlačne deformacije armature u svim stupovima su bile značajno manje od vlačnih zbog doprinosa nosivosti betona u tlačnoj zoni. Odnosno zbog nastanka pukotina u betonu i nemogućnosti njegova nošenja u vlaku, vlačne deformacije armature bile su znatno veće od tlačnih.



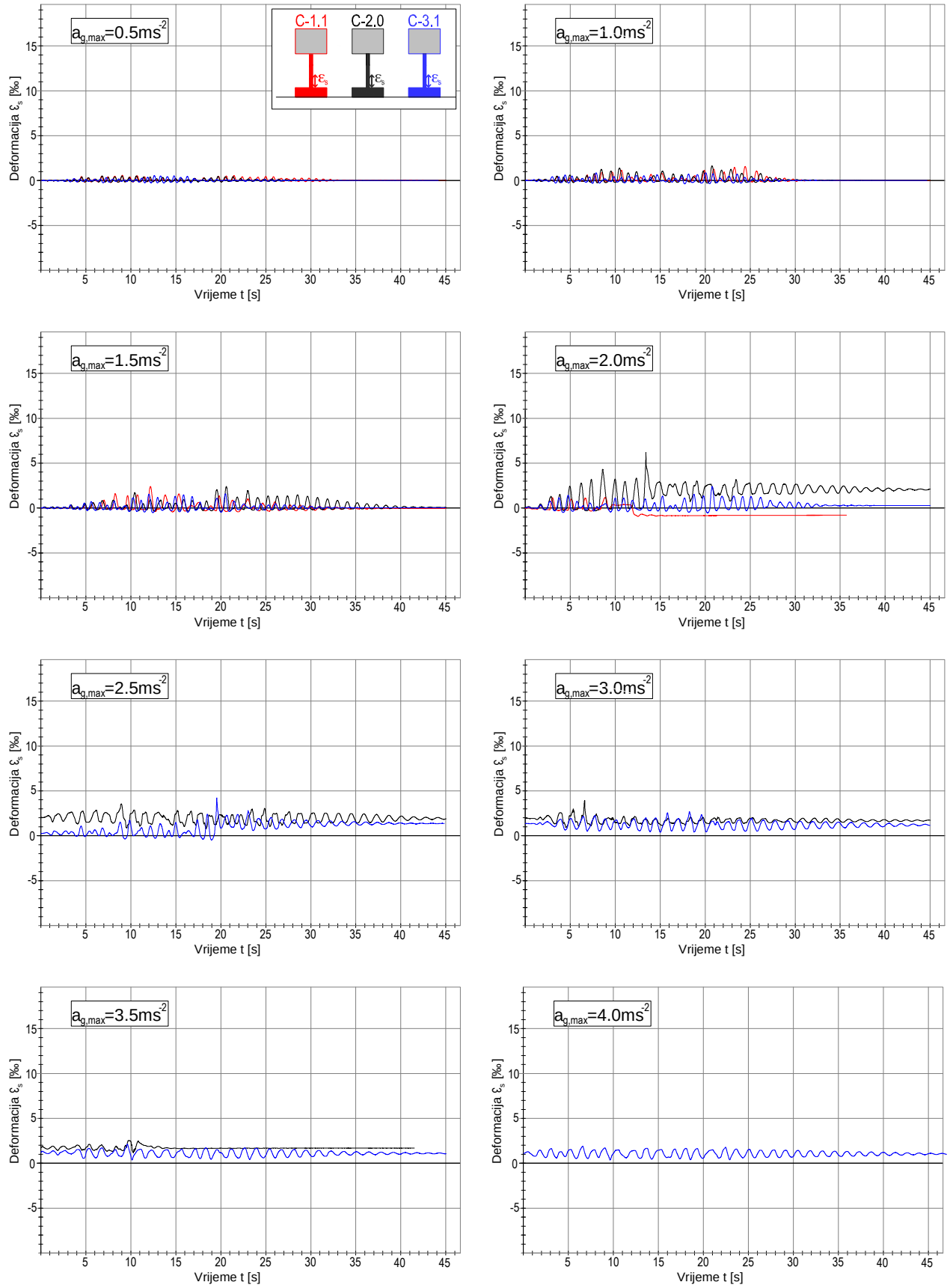
Slika 3.52 Deformacije betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.53 Deformacije betona pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu



Slika 3.54 Deformacije armature pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.55. Deformacije armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

Izgled stupova nakon završetka testiranja prikazan je na slici 3.56.

C-1.1

C-2.0

C-3.1

Slika 3.56 Izgled stupova nakon završetka testiranja

Na temelju provedenih eksperimentalnih istraživanja i analize rezultata, mogu se donijeti slijedeći najvažniji zaključci.

Uzdužna armatura kod armiranobetonskih stupova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri potresu. Povećanjem količine (površine) uzdužne armature smanjuju se maksimalni pomaci stupa, kao i deformacije u armaturi i betonu, te mu se značajno povećava granična nosivost.

Povećavanje granične nosivosti nije proporcionalno povećanju količine uzdužne armature. Stupovi s manjom količinom uzdužne armature su duktilniji i podatniji pri potresu pa se u njima generiraju manje potresne sile nego kod jednakih stupova s većom količinom armature. Naime, u odnosu na stupove s manjom količinom uzdužne armature, stupovi s većom količinom uzdužne armature su krući, što ima za posljedicu veće potresne sile za jednaku pobudu.

Veća tlačna armatura u stupu značajno povećava tlačnu nosivost stupa, smanjuje tlačne deformacije u betonu i doprinosi njegovoj duktilnosti.

Pri projektiranju stupova u područjima s jačim očekivanim potresima treba koristiti visoke postotke armiranja uzdužnom armaturom, a izbjegavati stupove s malim postotkom armiranja.

3.6 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA RAZMAKA SPONA (POPREČNE ARMATURE) NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU

U nastavku su prikazani rezultati eksperimentalnog istraživanja utjecaja razmaka spona (poprečne armature) na ponašanje i graničnu nosivost konzolnih armiranobetonskih stupova pri potresu. Provedeno je relativno usko eksperimentalno istraživanje na tri stupa, s tri različita razmaka jednakih spona. Kod toga su svi stupovi imali jednaka ostala svojstva (temelje, materijale, vertikalnu armaturu, masu na vrhu stupa i sl.). Izgled karakterističnog stupa prije ispitivanja prikazan je na slici 3.57.

Svi testirani stupovi su visine 0.72 m (vitkosti oko 50), kvadratnog poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Osnovni podaci o ispitanim armiranobetonskim stupovima prikazani su u poglavlju 2.2.5. Testirani stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma.

Na dijagramima koji slijede, rezultati za stup C-50 koji je armiran sa zatvorenim sponama Φ4.2 na razmaku od 50 mm, tj. s koeficijentom armiranja 0.554 % površine betonskog presjeka po visini, prikazani su crvenom bojom. Rezultati za stup C-100 koji je armiran sa zatvorenim sponama Φ4.2 na razmaku od 100 mm, tj. s koeficijentom armiranja 0.277 % površine betonskog presjeka po visini, prikazani su crnom bojom. Za stup C-150 koji je armiran sa zatvorenim sponama Φ4.2 na razmaku od 100 mm, tj. s koeficijentom armiranja 0.185 % površine betonskog presjeka po visini, rezultati su prikazani plavom bojom.

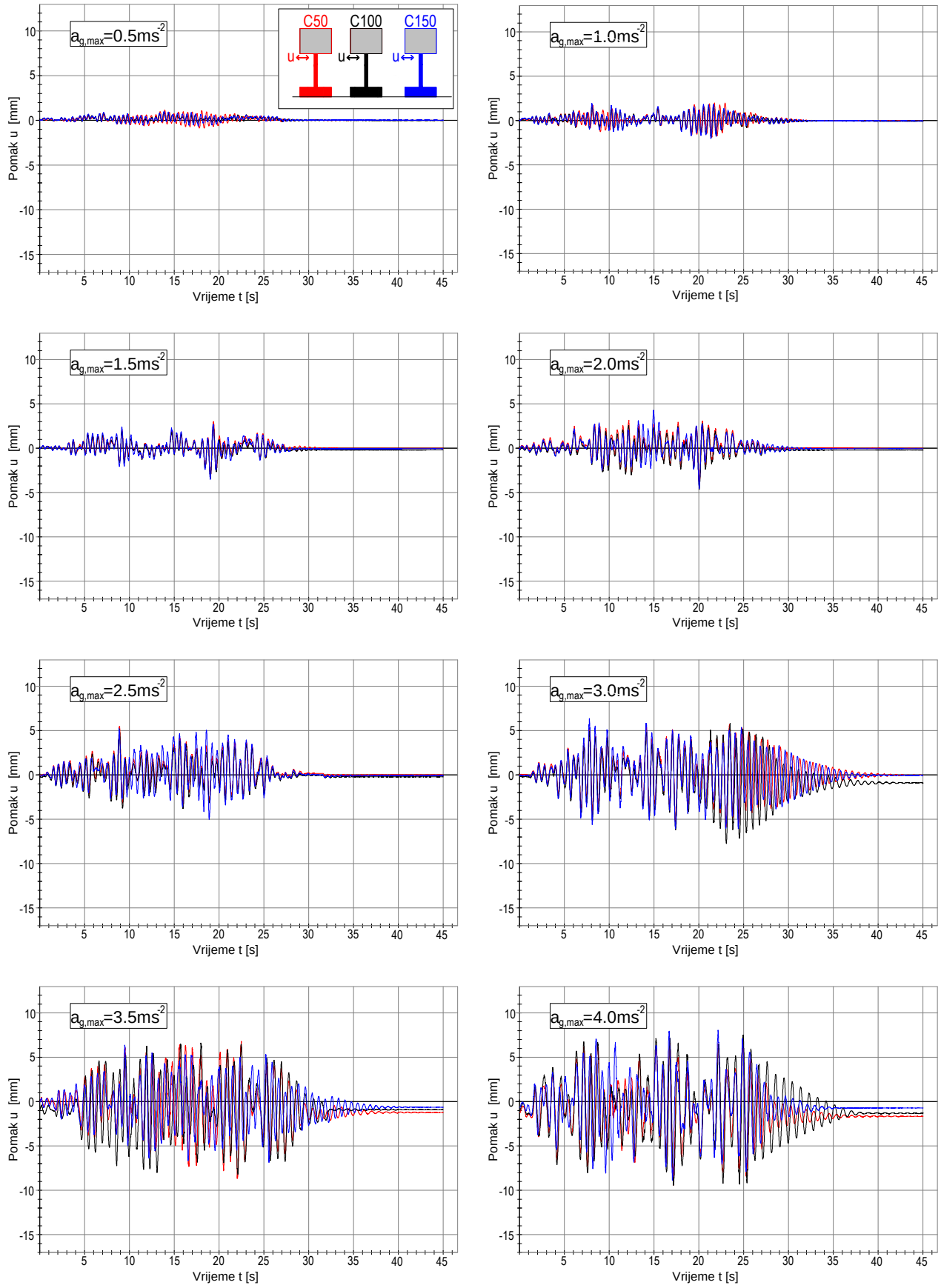
Slika 3.57 Izgled karakterističnog stupa prije ispitivanja

U nastavku su prikazani i ukratko komentirani samo neki izmjereni rezultati za pobude s a_{gmax} od 0.05 ms^{-2} do 4.0 ms^{-2}.

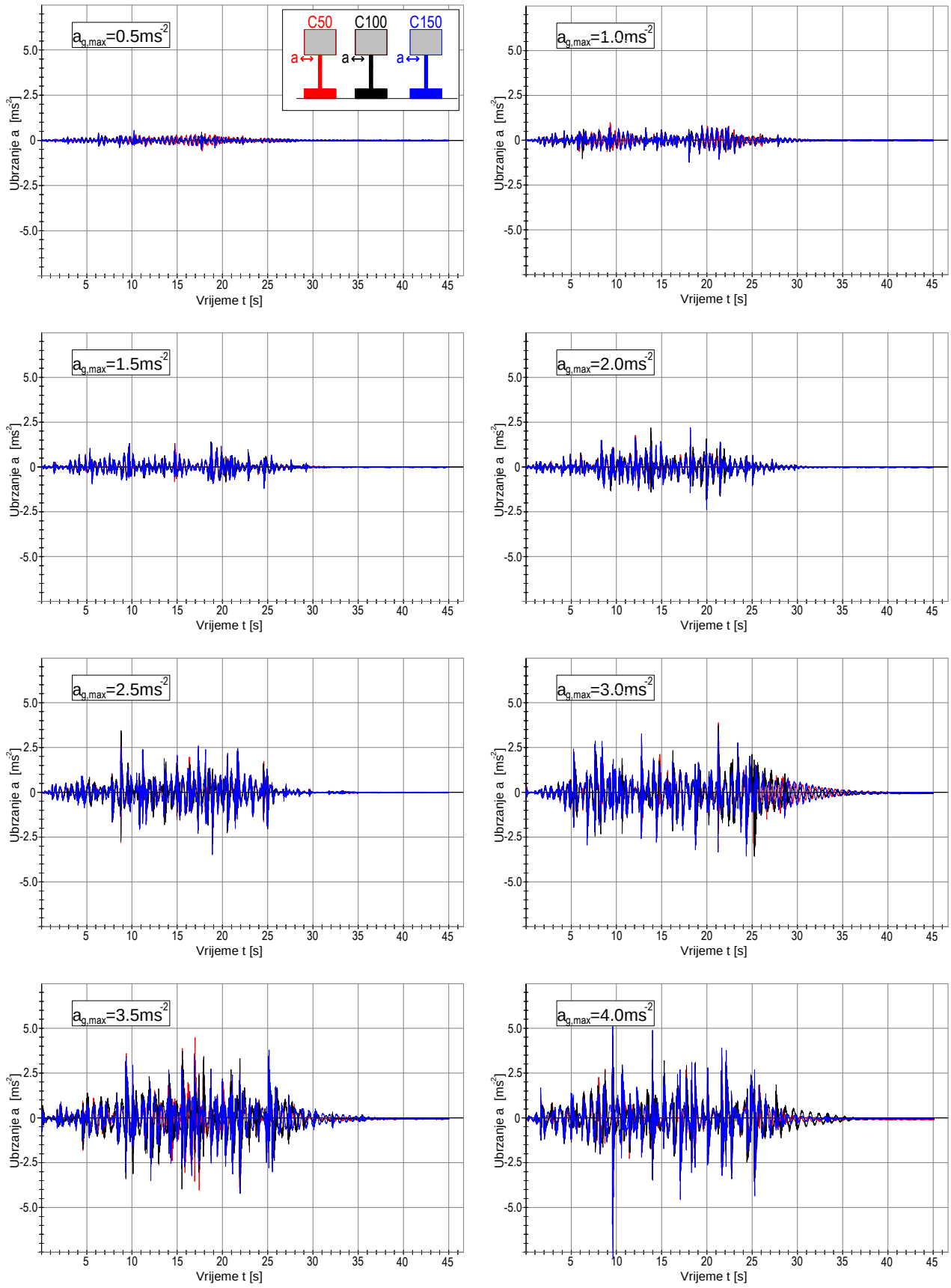
Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.58. Pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} pomaci vrha svih stupova su gotovo jednaki, pri čemu su pomaci stupa C-50 najveći (do oko 4 mm). Razlika je nešto više izražena pri pobudi s a_{gmax}=0.5 ms^{-2}. Ovo se objašnjava time da je ovaj stup nešto krući od ostalih te da stoga "navlači" nešto veće potresne sile za niža ubrzanja podloge.

Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} maksimalni pomaci svih stupova su također gotovo jednaki, s tim da je pomak stupa C-150 nešto veći u odnosu na ostale razmatrane stupove (do oko 9.5 mm). Kod ovog stupa je po prestanku pobude zabilježen mali zaostali pomak, dok kod ostalih stupova nije. Svi stupovi također imaju podjednake pomake i pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}. Pri tome su maksimalni zabilježeni pomaci kod stupa C-150 najveći (do oko 16 mm), a maksimalni pomaci stupa C-50 najmanji (do oko 10 mm). Po završetku pobude povećan je zaostali pomak stupa C-150, dok ostali stupovi nisu imali trajni pomak. Uslijed pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, pomaci vrha svih stupova su također podjednaki. Kod toga su pomaci vrha stupa C-150 ponovno najveći (do oko 19mm), a pomaci stupa C-50 najmanji. Nakon završetka pobude, zaostali pomaci uočeni su kod sva tri stupa. Oni su kod stupa C-50 bili najveći (oko 3.5 mm), a kod stupa C-150 najmanji (oko 2 mm).

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupa u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.59 i gotovo su podjednaka za sve stupove. Za pobude s $a_{gmax} \leq 4.0$ ms^{-2} najveća ubrzanja bila su kod stupa C-50, a za pobudu s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} kod stupa C-150. Kod njega su najveća ubrzanja iznosila oko 7.0 ms^{-2}. Betonski blok iznad stupa mase 2 t ima zasigurno i veća ubrzanja, koja nisu mjerena. Dakle, pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, u stupu C-150 nastala je horizontalna inercijalna (potresna) sila od najmanje 14 kN.



Slika 3.58 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



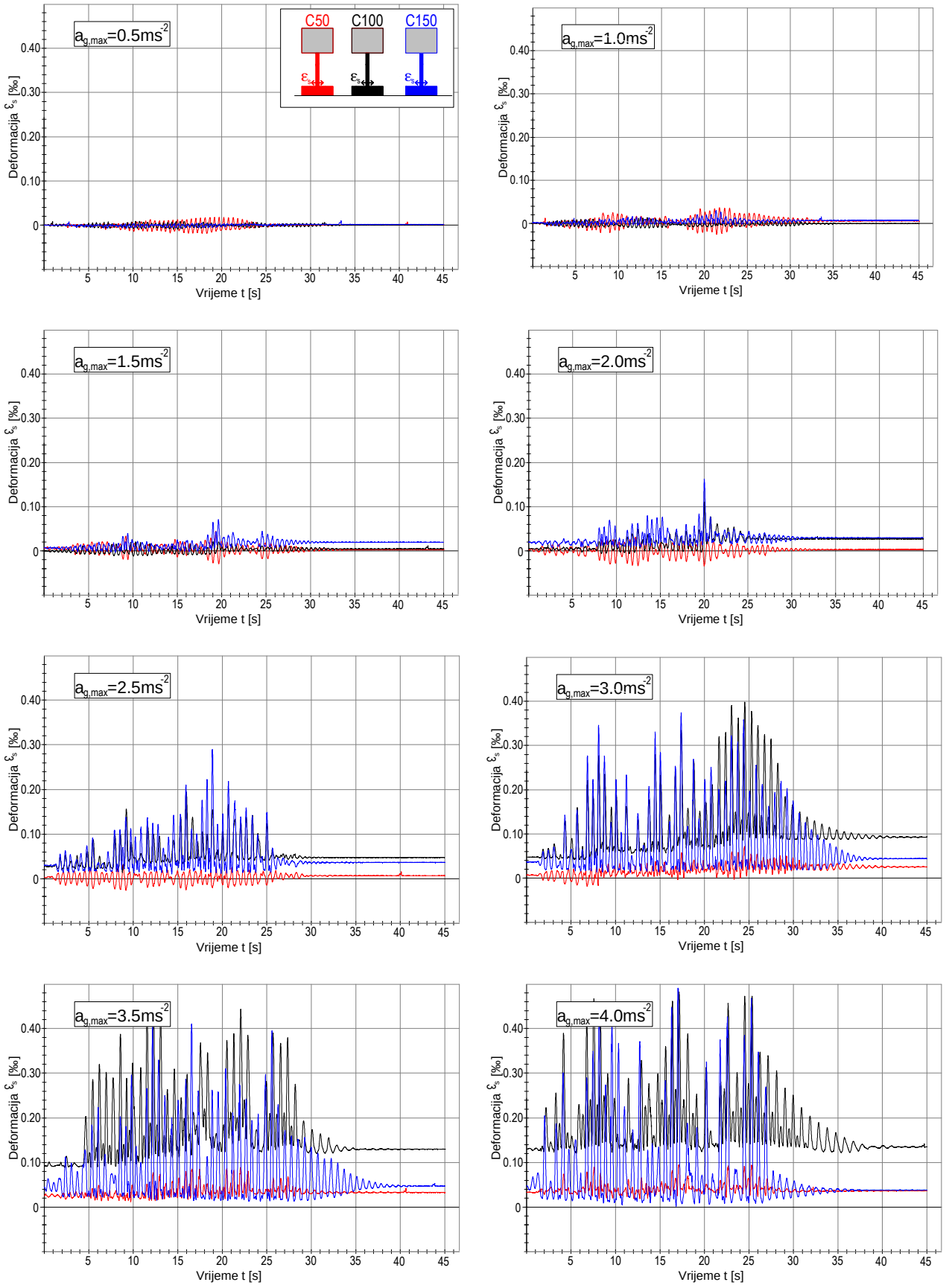
Slika 3.59 Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

Deformacije u sponama izmjerene na visini od 15 cm iznad temelja prikazane su na slici 3.60. Sve izmjerene deformacije su relativno niske, što ukazuje na mala horizontalna naprezanja u sponama. Najveća izmjerena deformacija je u stupu C-150 pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} i iznosi oko 0.5‰. Dakle, najveća naprezanja u sponama su ispod razine od oko 100 MPa, što je daleko ispod granice razvlačenja čelika od kojeg su spone izrađene. Dijagram deformacija u vremenu možda na prvi pogled izgleda neuvjerljivo, što će se pokušati demantirati objašnjenjima u nastavku. Pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} najveće deformacije su zabilježene kod stupa C-50 (do oko 0.4 ‰), sa zaostalom vlačnom deformacijom nakon završetka djelovanja pobude. Ona je posljedica akumulacije plastične vlačne deformacije betona pri cikličkom opterećenju stupa.

Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, najveće vlačne deformacije do oko 0.6 ‰ uočene su kod stupa C-150, nešto manje kod stupa C-100 i najmanje kod stupa C-50. Kod stupa C-150 i C-100 deformacije su oscilirale u vlačnom području, dok su kod stupa C-50 mijenjale predznak. Kod stupova C-150 i C-100 po završetku djelovanja pobude u sponama su izmjerene zaostale vlačne deformacije od oko 0.03 ‰, dok je u stupu C-50 ona bila vrlo mala. Tijekom djelovanja pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} značajno su se povećale deformacije kod svih stupova, koje su oscilirale u području vlaka. Pri tome su zabilježene deformacije u sponama stupova C-100 i C-150 od oko 0.4 ‰, dok su kod stupa C-50 one dosezale do svega oko 0.07 ‰. Na kraju djelovanja pobude povećale su se zaostale vlačne deformacije u sponama svih stupova.

Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} vlačne deformacije u sponama stupova C-100 i C-150 su se povećale do oko 0.5 ‰, a u stupu C-50 do oko 0.1 ‰. Konačna zaostala deformacija u sponama stupa C-100 iznosila je oko 0.14 ‰, a u sponama stupova C-150 i C-50 oko 0.4 ‰.

Očito je da razmak spona ima utjecaj na preraspodjelu horizontalnih naprezanja u stupu između betona i spona. Pri većem razmaku spona povećava se vlačna deformacija (naprezanje) u sponama, kao i njen nepovratni dio izmjeren nakon završetka pobude. Očito je poželjno da stupovi imaju što manji razmak spona, pri čemu se promjer šipke spone može značajno reducirati.



Slika 3.60 Deformacije poprečne armature (spona) pri dnu stupa u vremenu

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa (10 cm iznad temelja) na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.61.

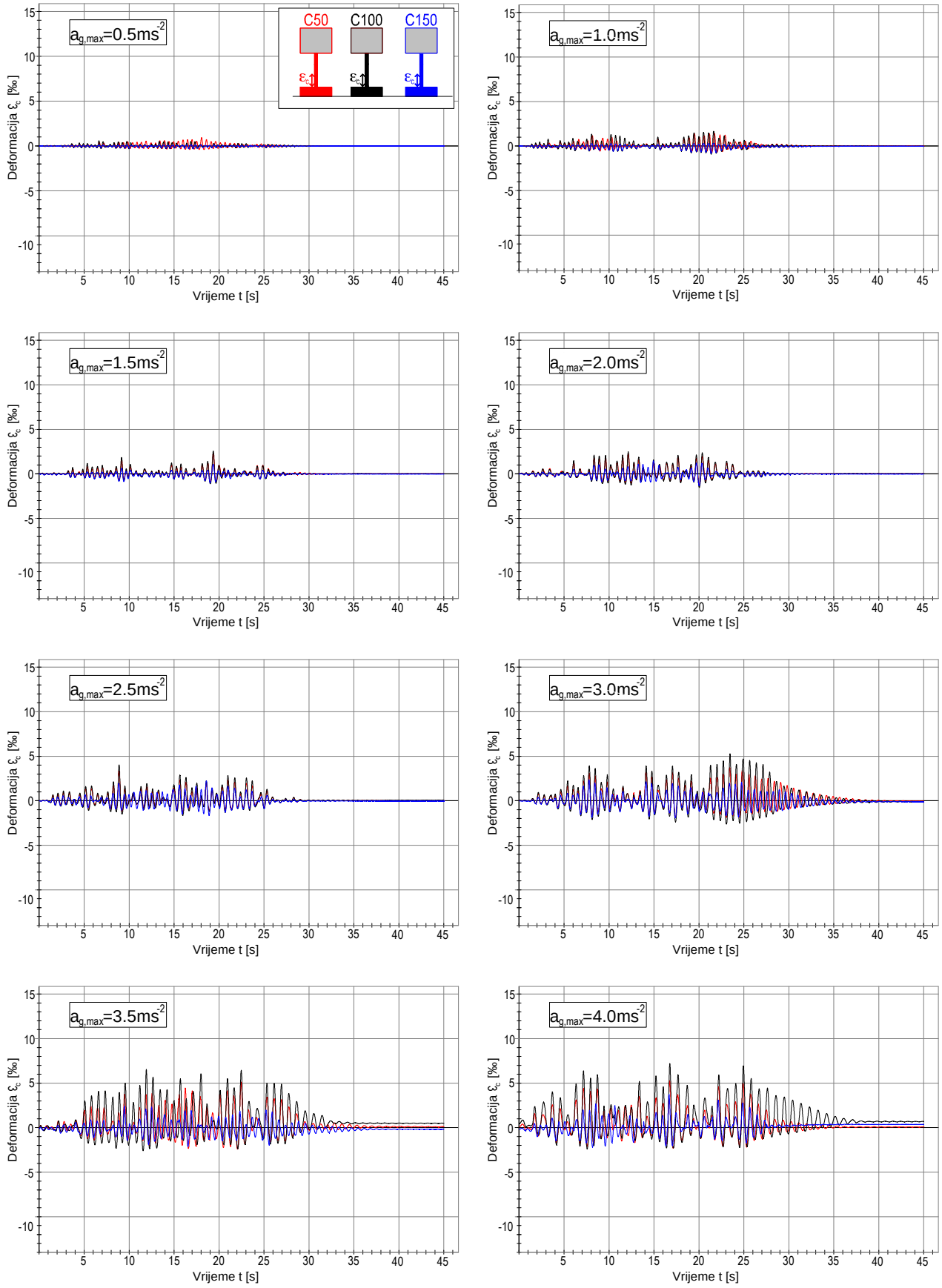
Za pobude s $a_{gmax} \leq 2.0$ ms^{-2}, tlačne deformacije betona podjednake su za sva tri stupa i unutar su elastičnog područja (nema zaostalih deformacija po završetku pobude). Pri pobudi s $a_{gmax}=3.0$ ms^{-2}, tlačne deformacije u svim stupovima su također podjednake, s tim da su kod stupa C-50 najmanje. U stupovima C-100 i C-150 je uočena vrlo mala nepovratna deformacija. Tijekom djelovanja pobude s $a_{gmax}=4.0$ ms^{-2}, znatno su povećane maksimalne tlačne deformacije. Također su povećane trajne deformacije nakon završetka pobude. Najmanje zaostale deformacije uočene su kod stupa C-50. Tlačne deformacije su podjednake za sve stupove. Maksimalne uočene tlačne deformacije dosežu do oko -2.5 ‰ i nemaju plastičnih komponenti.

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.62. Za tlačne deformacije betona na desnoj strani stupa vrijedi navedeno za tlačne deformacije betona na lijevoj strani stupa.

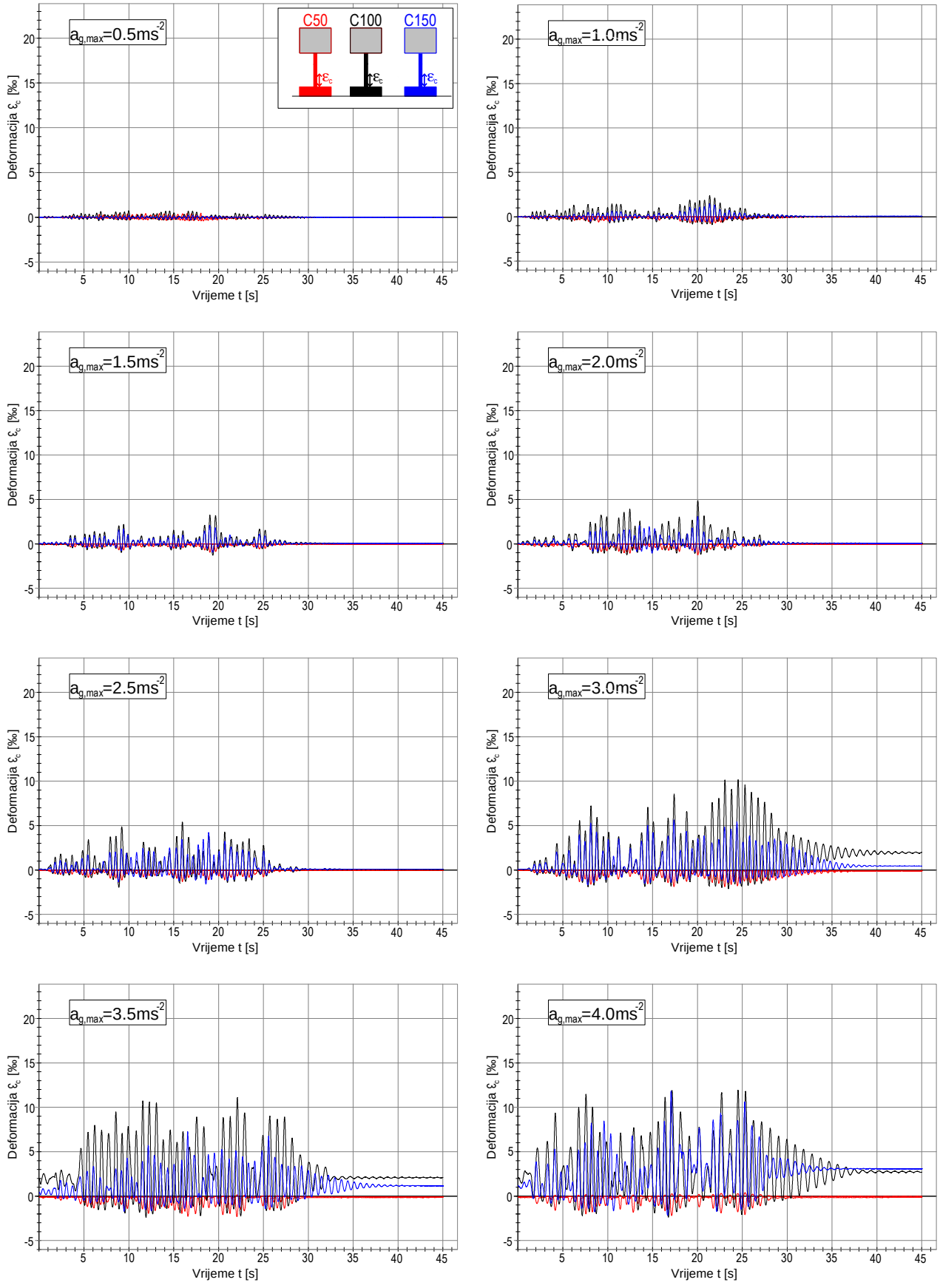
Deformacije vertikalne armature izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani prikazane su na slici 3.63. Za pobude s $a_{gmax} \leq 2.0$ ms^{-2}, deformacije osciliraju između vlačnih i tlačnih, bez značajnih zaostalih deformacija. Pri pobudi s $a_{gmax}=3.0$ ms^{-2}, deformacije osciliraju oko zaostale vlačne deformacije, koja je najveća za stup C-100 (oko 4.4 ‰) i najmanja za stup C-50 (oko 0.7 ‰). Pri pobudi s $a_{gmax}=4.0$ ms^{-2}, deformacije se značajno povećavaju. Na kraju pobude zaostala vlačna deformacija u stupu C-50 iznosila je oko 0.9 ‰, u stupu C-100 oko 5.6 ‰, te u stupu C-150 oko 13 ‰. Stupovi C-100 i osobito C-150 su se očito približili slomu preko vlačne armature, dok je u stupu C-50 ostala veća rezerva u nosivosti.

Deformacije vertikalne armature izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.64. Ponašanje ove armature je slično ponašanju armature na lijevoj strani stupa, pri čemu su njene deformacije nešto manje.

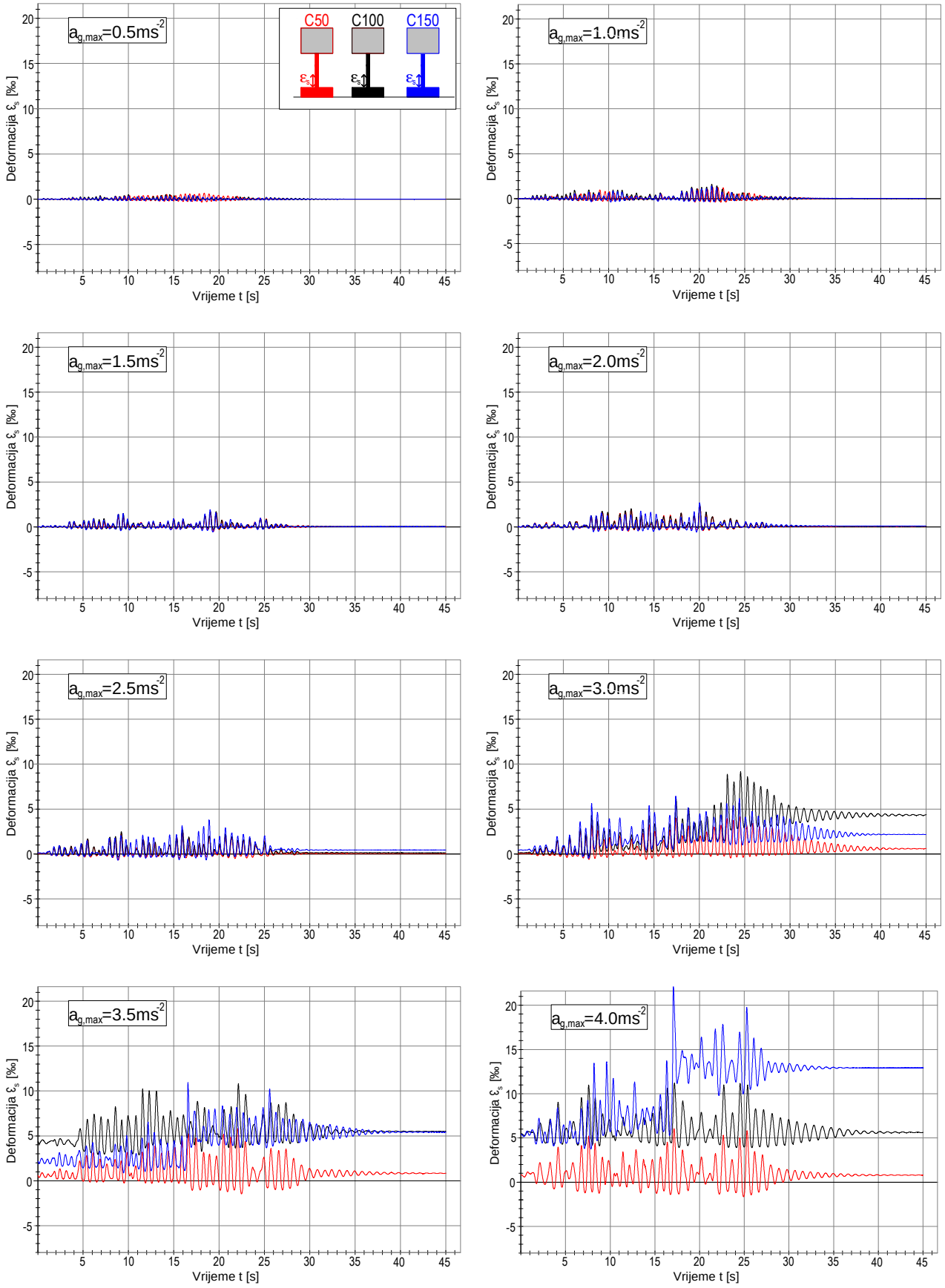
Nakon nastanka pukotina u betonu, sva vlačna naprezanja preuzima armatura. To rezultira njenim povećanim vlačnim deformacijama. Pri tlaku se pukotine u betonu zatvaraju, što rezultira ponovnim tlačnim nošenjem betona i manjim tlačnim deformacijama armature.



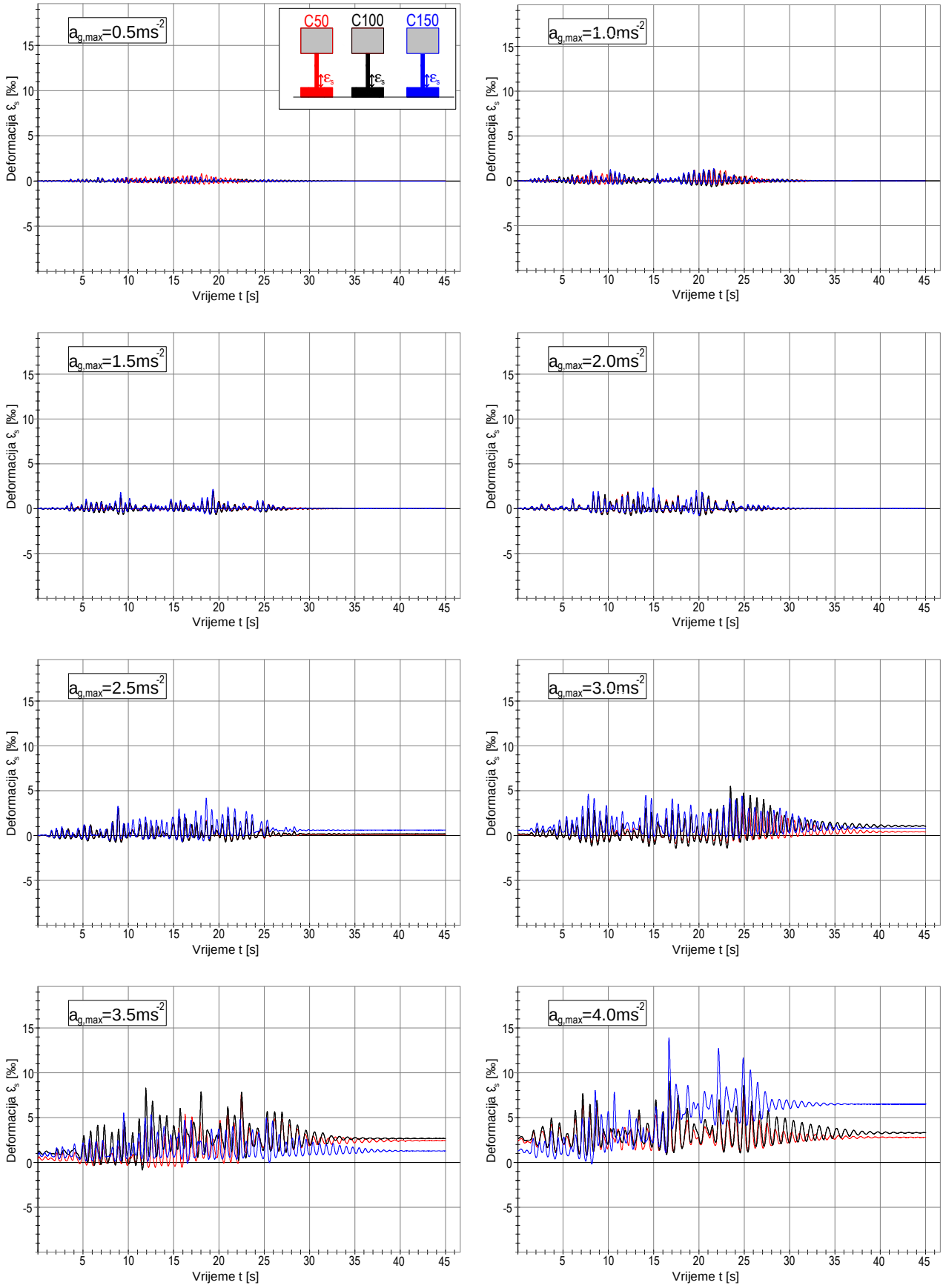
Slika 3.61 Deformacije betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.62 Deformacije betona pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu



Slika 3.63 Deformacije armature pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.64 Deformacije armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

Fotografije donjeg dijela stupova nakon završenog testiranja prikazane su na 3.65. Vidljivo je da svi stupovi imaju pukotine pri dnu. Na fotografijama su ucrtane isprekidane crvene linije u pravcima spona. Kod stupa C-50 su nastale dvije približno vodoravne glavne pukotine, 1-2 cm iznad spona. Kod stupa C-100 su nastale tri glavne poprečne pukotine, od kojih su dvije rubne smještene između spona a treća siječe sponu. Ove su pukotine nešto šire i većeg su nagiba prema horizontali u odnosu na one kod stupa C-50. Između navedenih pukotina nastale su i dvije strme pukotine. Kod stupa C-150 nastalo je više nepravilnih pukotina na dijelu stupa između spona. Ove su pukotine šire od onih kod stupova C-100 i C-50. Stup C-50 je imao pukotine od razine temelja do visine od oko 7 cm. Stup C-100 je imao pukotine od razine temelja do visine od oko 10 cm. U stupu C-150 pukotine su locirane iznad temelja do visine od oko 15 cm. Stupovi nisu imali drugih pukotina po visini.

C-50 C-100 C-150

Slika 3.65 Izgled stupova pri dnu nakon završenog testiranja

Na temelju provedenih eksperimentalnih istraživanja, mogu se donijeti niže navedeni zaključci.

Razmak spona ima izrazito veliki utjecaj na veličinu zone raspucavanja, te broj, položaj, razmak i širinu pukotina.

Uz jednaki oblik i površinu poprečnog presjeka spona, razmak spona ima veliki utjecaj na ponašanje betonskih stupova pri potresu. Sa smanjenjem razmaka spona, stupovi se ukrućuju. To vodi nešto manjim pomacima i nešto većim potresnim silama pri niskim razinama ubrzanja. Pri pobudama s višim razinama ubrzanja maksimalni pomaci stupa s gušćim sponama su nešto manji, kao i potresne sile, u odnosu na stupove s većim razmakom spona. Smanjivanjem razmaka spona značajno se reduciraju zone pukotina u betonu, smanjuje se razmak i širina pukotina. Također se smanjuju i deformacije (naprezanja) u sponama. Smanjuju se tlačne deformacije betona, odnosno povećava se tlačna nosivost betona. Smanjuje se deformacija vertikalne armature, odnosno povećava se nosivost armature.

Treba preferirati što manji razmak spona u stupu, uz adekvatno smanjenje njenog profila, vodeći računa o mogućnosti kvalitetne ugradnje betona.

Adekvatnom dizajniranju spona stupa u praksi treba posvetiti pažnju, a osobito kod građevina u zonama jakih potresa.

3.7 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA UTJECAJA VELIČINE MASE NA VRHU ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA NA NJIHOVO PONAŠANJE PRI POTRESU

Ukratko su prikazani i komentirani rezultati eksperimentalnog istraživanja ponašanja jednakih konzolnih armiranobetonskih stupova opterećenih s različitim masama na vrhu. Usvojene mase su u omjeru 1:2:3. Testirani su konzolni armiranobetonski stupovi visine 1.44 m, vitkosti (λ) oko 100. Svi stupovi imaju jednake temelje, armaturu, dinamičku pobudu i ostala svojstva. Različita im je jedino koncentrirana masa na vrhu. Stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma. Osnovni podaci o ispitanim stupovima prikazani su u poglavlju 2.2.6. Izgled stupova prije ispitivanja prikazan je na slici 3.66.

Na dijagramima koji slijede rezultati za stup C-1 koji ima na vrhu masu od 1 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×0.4 m, prikazani su crvenom bojom. Rezultati za stup C-2 koji ima na vrhu masu od 2 t, izrađenu od betonskog bloka 1.0×1.0×0.8 m prikazani su crnom bojom. Za stup C-3 koji ima na vrhu masu od 3 t, od betonskog bloka 1.0×1.0×1.2 m, rezultati su prikazani plavom bojom.

C-1 C-2 C-3

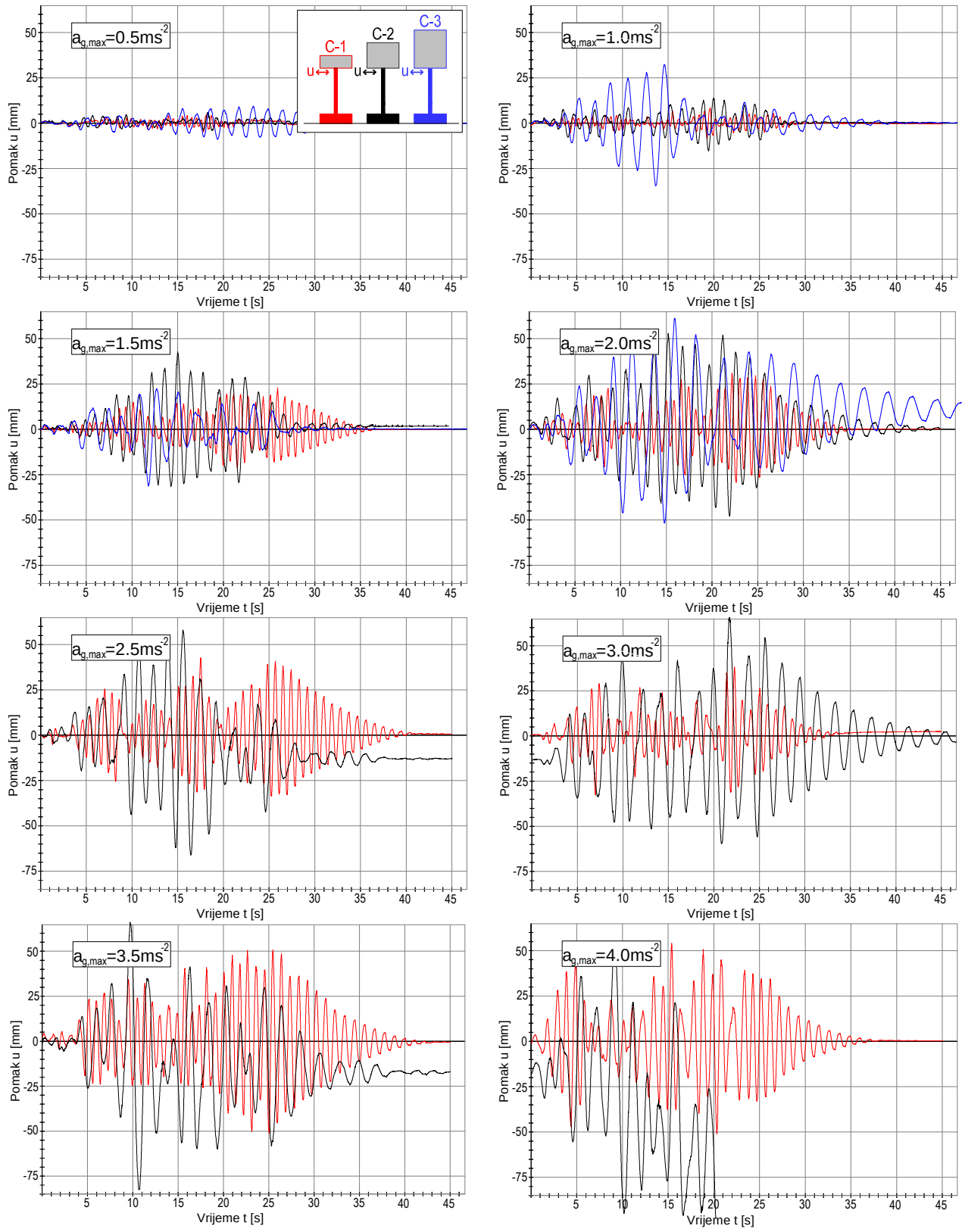
Slika 3.66 Izgled stupova prije ispitivanja

U nastavku su prikazani samo neki izmjereni rezultati za pobude s a_{gmax} od 0.05 ms^{-2} do 4.0 ms^{-2}. U tablici 3.2, prikazani su izmjereni osnovni periodi slobodnih vibracija stupova prije izlaganja dinamičkim pobudama.

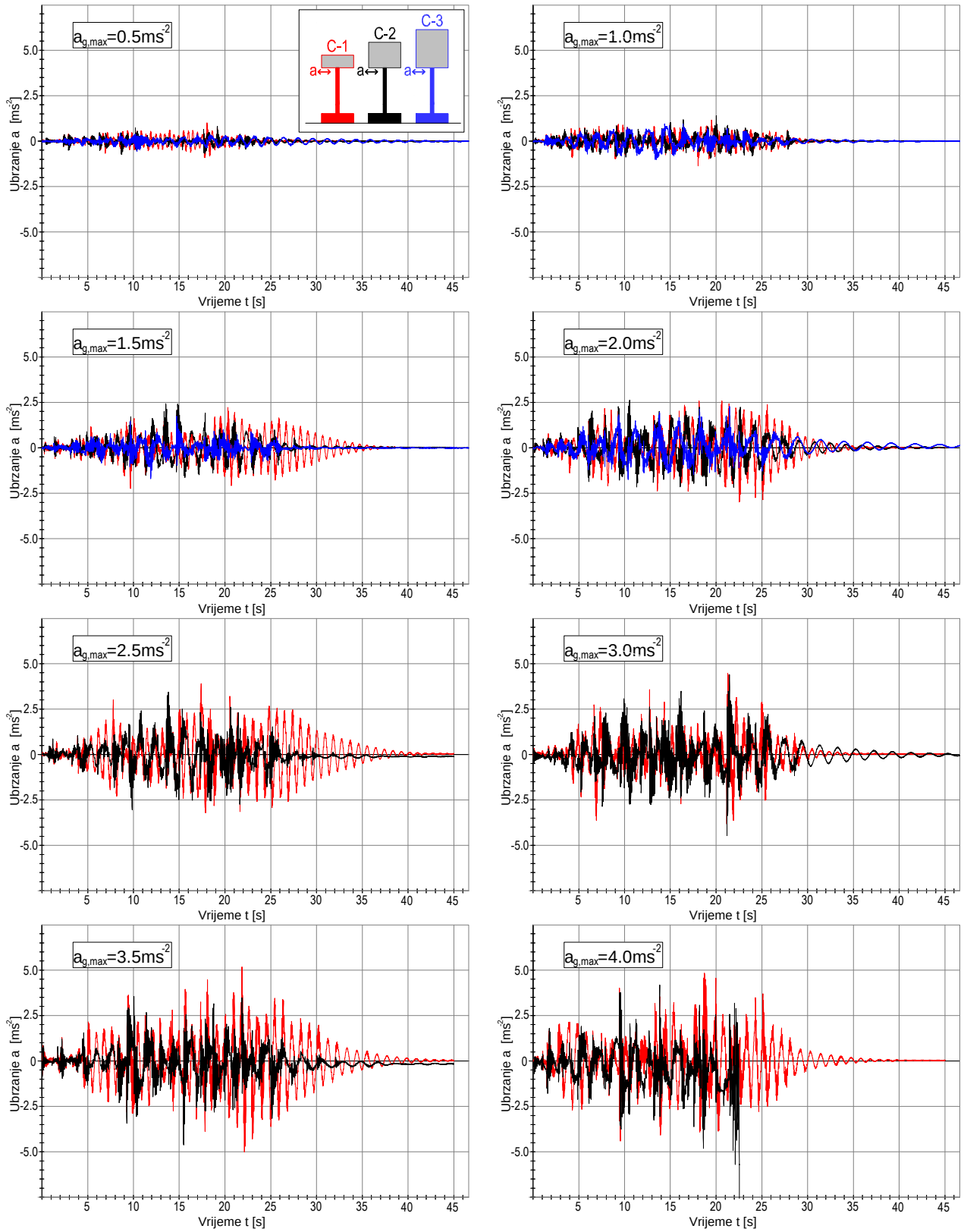
Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.67. Pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2}, zabilježeni su najveći pomaci stupa C-3 od oko 35 mm, odnosno oko 1/40 njegove visine. Izmjereni pomaci vrha stupa C-2 dosezali su do oko 15 mm, a pomaci vrha stupa C-1 do oko 10 mm. Po prestanku pobude nisu zabilježeni veći trajni pomaci stupova, a vibracije stupa C-3 najsporije su se prigušavale. Za vrijeme pobude s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} maksimalni pomaci vrha stupa C-3 dosezali su do oko 63 mm, pomaci vrha stupa C-2 do oko 52 mm i pomaci stupa C-1 do oko 31 mm. Kod stupa C-3 uočen je zaostali pomak od oko 10 mm po prestanku pobude. Pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} došlo je do urušavanja stupa C-3, što nije prikazano na crtežu jer je do urušavanja došlo na samom početku pobude. Tijekom pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} stup C-2 se urušio, dok stup C-1 nije imao zaostale pomake na kraju pobude. U njemu je još uvijek ostala izvjesna razina nosivosti, iako je doživio maksimalne pomake od oko 50 mm.

Očito je da različita masa na vrhu stupa značajno utječe na njegovu nosivost i pomake pri potresu. Granična nosivost stupa se smanjuje s povećanjem mase na vrhu. Kod toga smanjivanje nosivosti nije proporcionalno povećanju mase već je manje. Razlog tome je, između ostalog, činjenica da veća masa "omekšava" stup te tako osigurava djelomično smanjenje induciranih potresnih sila.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja vrha stupova u odnosu na podlogu prikazana su na slici 3.68. Ubrzanja se povećavaju s povećanjem ubrzanja platforme. Tijekom pobude s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} izmjerena ubrzanja vrha svih stupova su podjednaka, s maksimalnom vrijednosti od oko 1.4 ms^{-2}. Također, maksimalna ubrzanja su podjednaka za sve stupove i pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, uz maksimalnu zabilježenu vrijednost od oko 3.0 ms^{-2}. Pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} izmjerena ubrzanja su podjednaka za stupove C-1 i C-2, koja dosežu do oko 4.5 ms^{-2}. Tijekom pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} stup C-2 se urušio (s ubrzanjima do oko 7 ms^{-2} pred slom), dok su najveća zabilježena ubrzanja u stupu C-1 iznosila oko 4.8 ms^{-2}.



Slika 3.67 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



Slika 3.68. Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

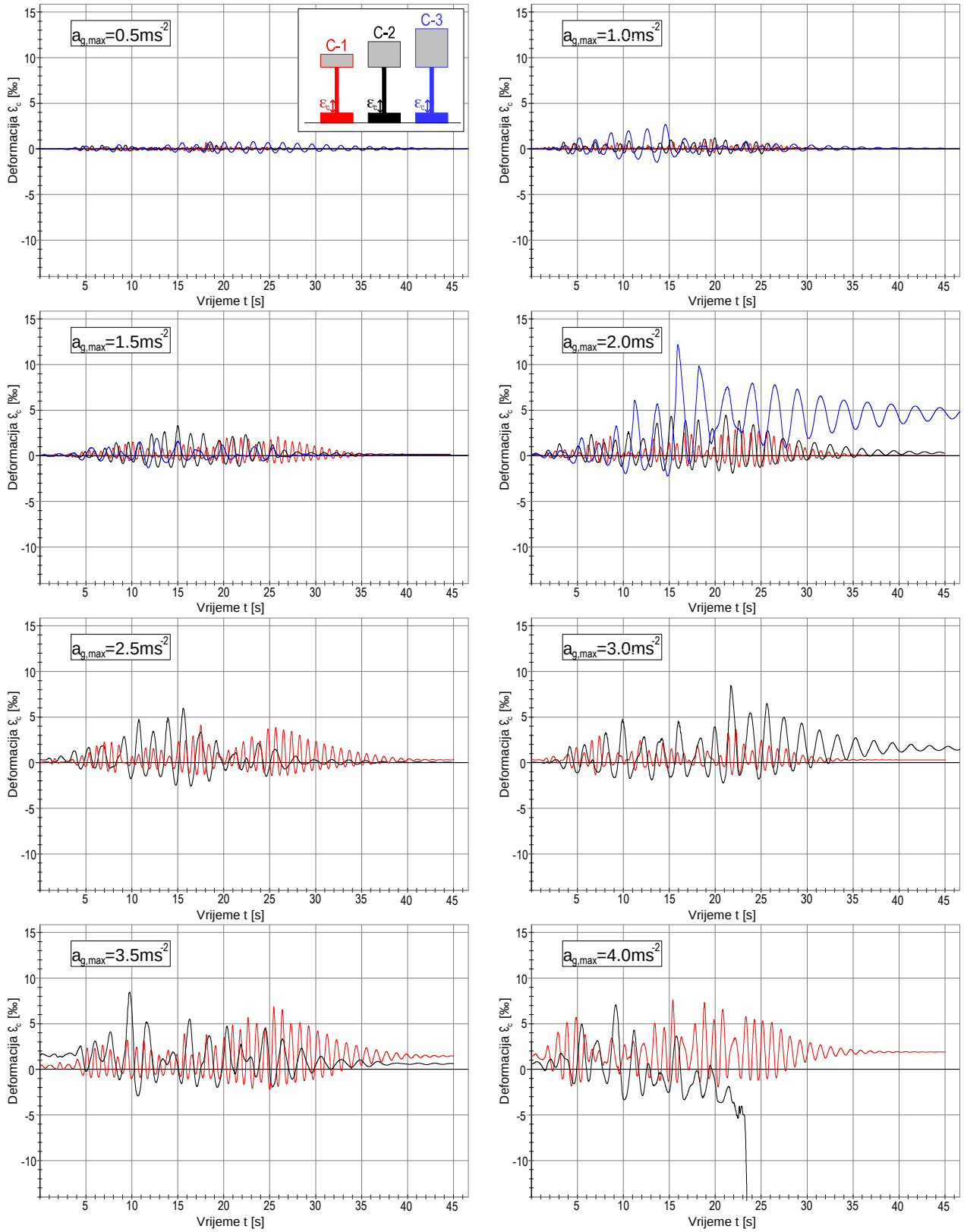
Deformacije betona izmjerene pri dnu stupova sa njihove lijeve strane prikazane su na slici 3.69.

Za vrijeme pobude s a_{gmax}=1.0 i 2.0 ms^{-2} najveće tlačne deformacije izmjerene su u stupu C-3. Pri urušavanju ovog stupa kod pobude s a_{gmax}=2.5 ms^{-2}, tlačne deformacije u betonu nisu prelazile -2.5 ‰. Prije sloma stupa C-2 pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} tlačne deformacije betona su naglo porasle, svjedočeći da je njegov slom bio praćen drobljenjem betona u tlačnoj zoni. Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, tlačne deformacije stupa C-1 nisu prelazile -2‰.

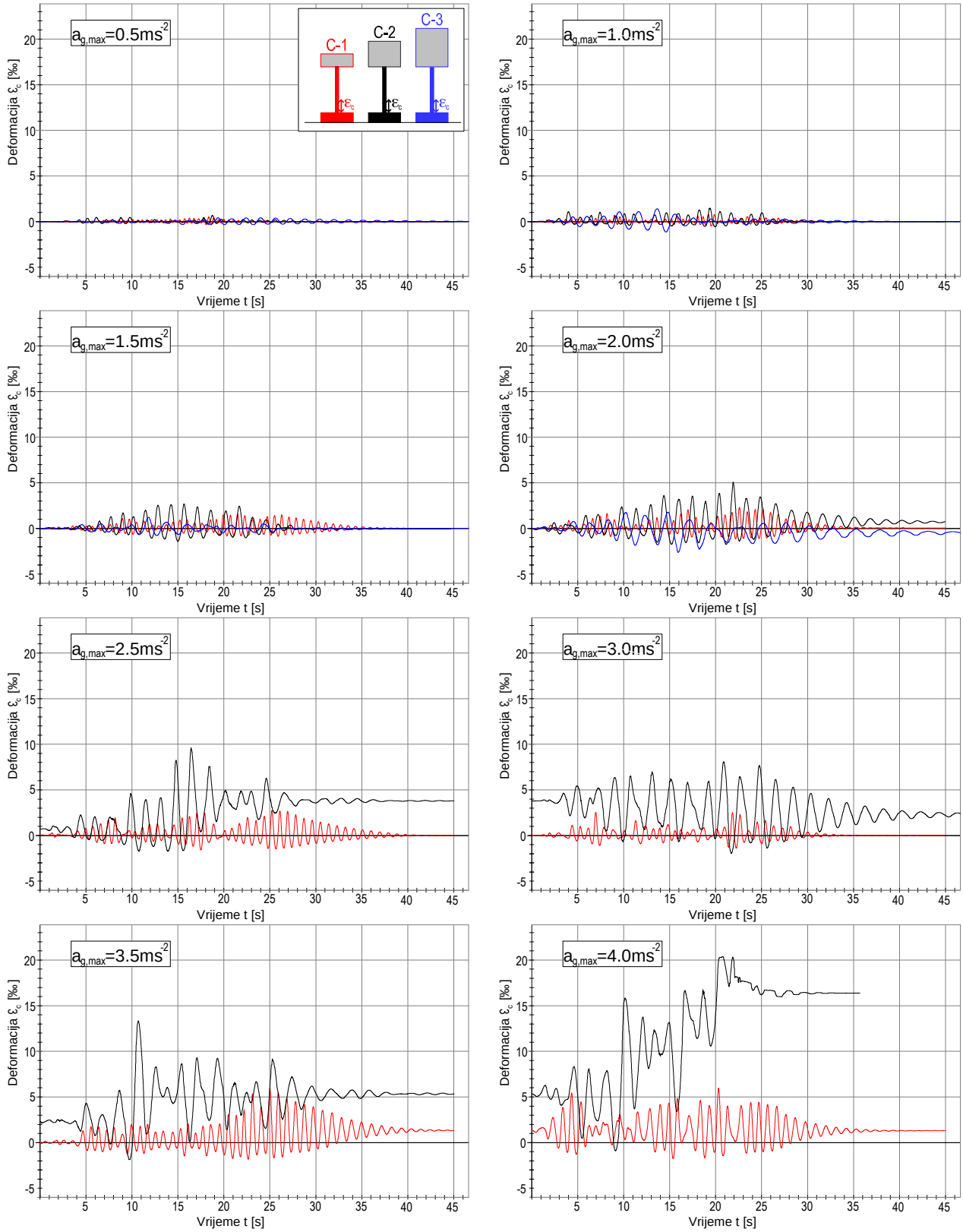
Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani prikazane su na slici 3.70. One nisu prelazile -2.5 ‰ ni za jednu apliciranu pobudu.

Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa uz njegov lijevi rub prikazane su na slici 3.71. Već pri pobudi s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} zabilježene su izrazito velike vlačne deformacije u stupu C-3, koje su dosezale do oko 3 ‰. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2}, u stupu C-3 maksimalna zabilježena deformacija narasla je preko 20 ‰, a nakon prestanka pobude uočena je zaostala deformacija od 13.5 ‰. Deformacija armature stupa C-2 dosezala je do 8.5 ‰, uz trajnu deformaciju nakon prestanka pobude od oko 3 ‰. Pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} stup C-3 se urušio, uz vrlo velike vlačne deformacije armature. U armaturi stupa C-2 pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} zabilježene su maksimalne deformacije oko 20 ‰, dok su zaostale trajne deformacije nakon završetka pobude iznosile oko 14 ‰. Pri slomu ovog stupa tijekom pobude s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, deformacija u armaturi je malo oscilirala oko 14 ‰. Najveće deformacije u stupu C-1 pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} iznosile su oko 18 ‰, što ukazuje na malu rezervu u nosivosti ovog stupa. Tlačne deformacije u armaturi bile su dosta niske zbog velikog doprinosa betona u prenošenju tlačnih naprezanja.

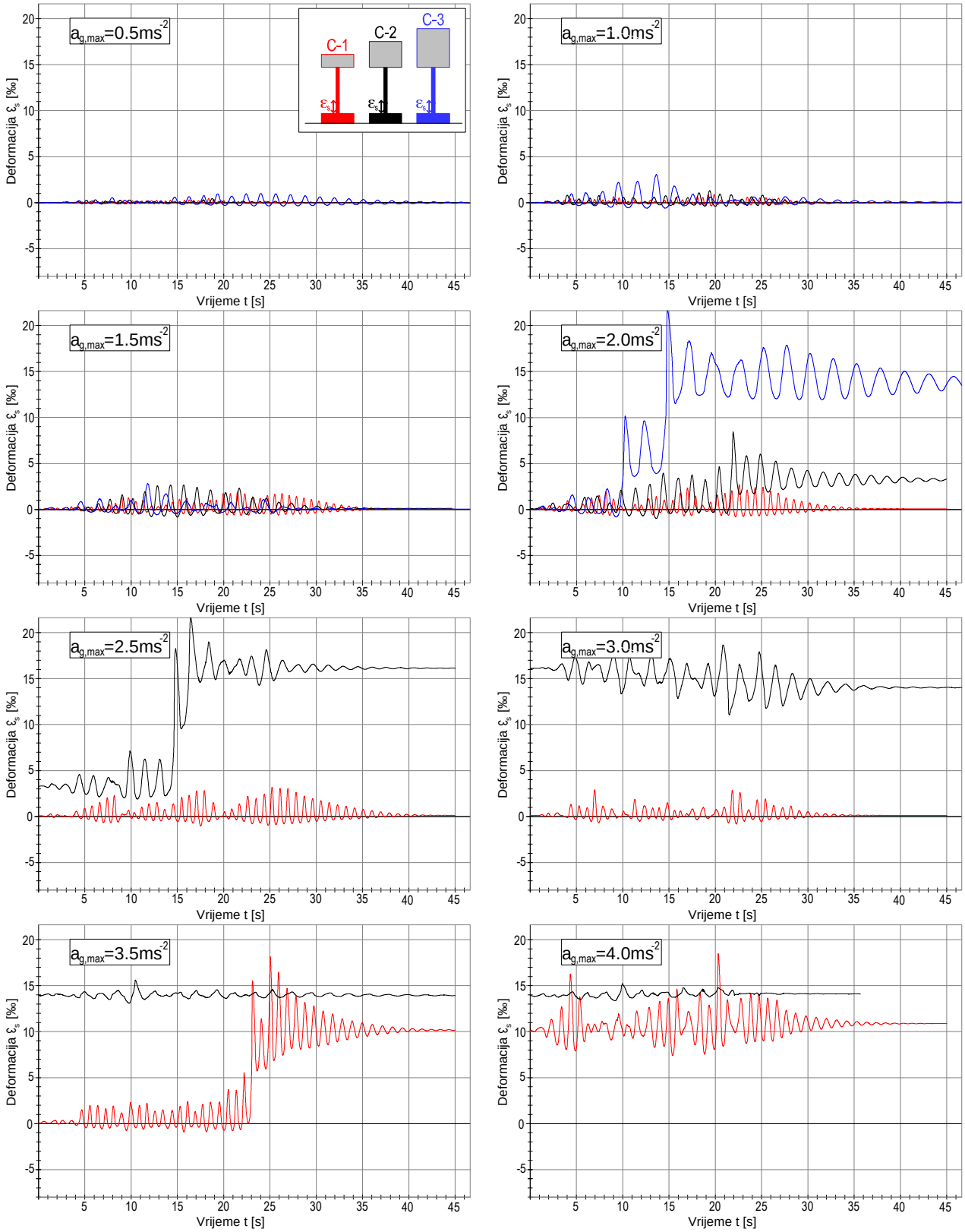
Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa uz njegov desni rub prikazane su na slici 3.72. One su slične deformacijama na lijevoj strani stupa.



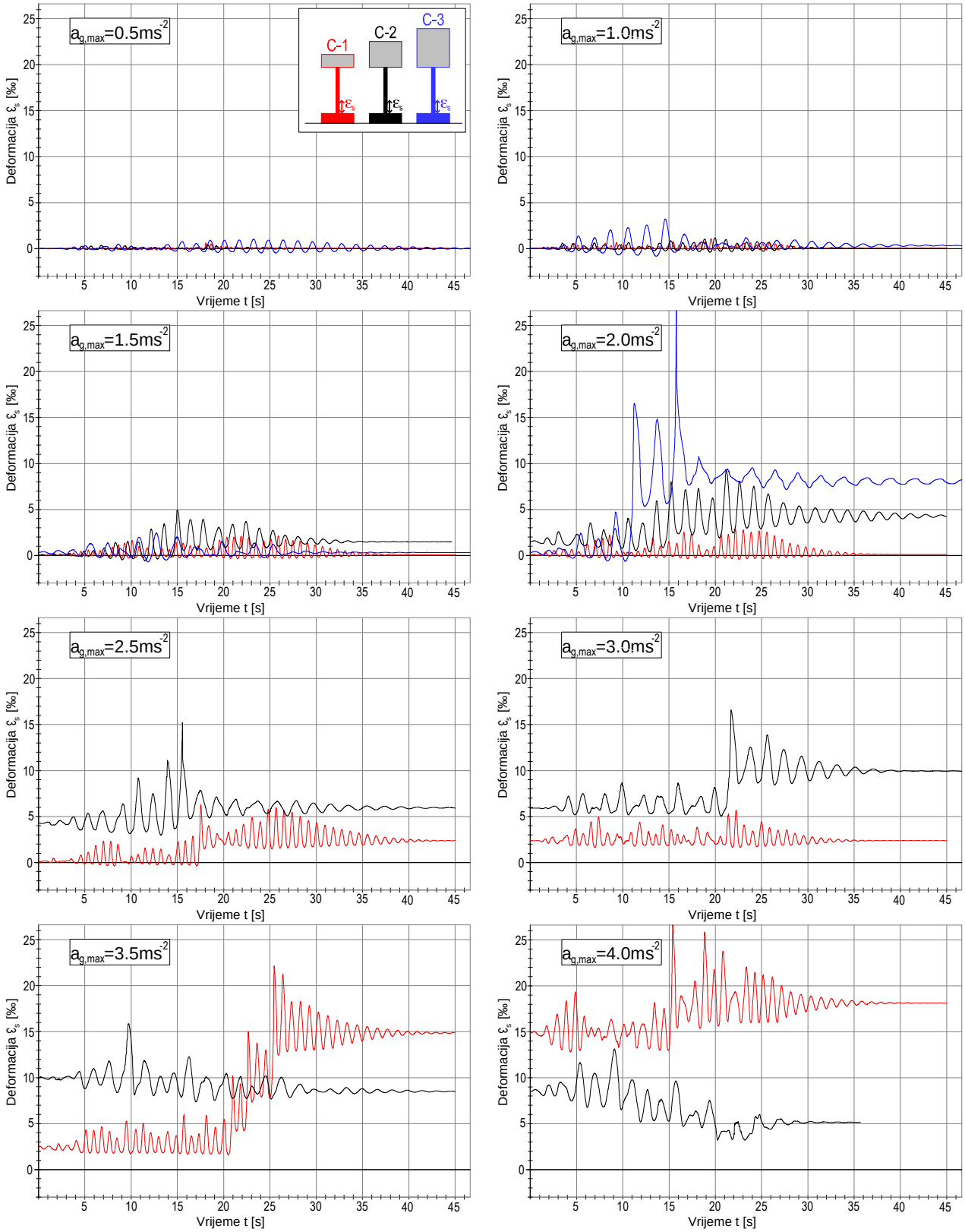
Slika 3.69 Deformacije betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.70 Deformacije betona pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu



Slika 3.71 Deformacije armature pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.72 Deformacije armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

Izgled stupova nakon završetka testiranja prikazan je na slici 3.73

C-1 C-2 C-3

Slika 3.73 Izgled stupova nakon završenog testiranja

Na temelju provedenih istraživanja i analiza izmjerenih rezultata, mogu se donijeti niže navedeni zaključci.

Veličina mase na vrhu konzolnih armiranobetonskih stupova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost pri potresu.

Povećavanjem mase na vrhu konzolnog armiranobetonskog stupa, povećavaju se njegovi pomaci, te deformacije betona i armature tijekom potresnog djelovanja. Stupovima se smanjuje granična nosivost. Smanjenje nije proporcionalno povećanju mase već, nešto manje.

Povećavanjem mase na vrhu stupa, smanjuju se njegovi prirodni periodi slobodnih vibracija, što ima za posljedicu induciranje manjih potresnih sila. U provedenim testovima stup s masom na vrhu od 3 t urušio se pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2}. Jednaki stup s masom na vrhu od 1 t bio je pred slomom pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}.

U praksi treba izbjegavati velike koncentrirane mase (težine) na vrhu betonskih konzolnih stupova, a osobito kod građevina u područjima visoke seizmičnosti.

Prethodni zaključci vrijede i za stupove betonskih okvira.

3.8 REZULTATI EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJE UTJECAJA EKSCENTRICITETA UZDUŽNE TLAČNE SILE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STUPOVA PRI POTRESU

Prikazani su rezultati eksperimentalnog istraživanja utjecaja ekscentriciteta uzdužne tlačne sile na vrhu konzolnih armiranobetonskih stupova na njihovo ponašanje pri potresu. Razmatrana su četiri jednaka stupa kvadratnog poprečnog presjeka, s jednakom masom (gravitacijskom silom) i njenim različitim malim ekscentricitetima (e) u odnosu na os stupa. Visina stupova je 0.72 m (vitkost λ=50), a dimenzije poprečnog presjeka 0.1×0.1 m. Razmatrani su stupovi s e= 0, e= 0.25a, e=0.5a i e= a, gdje je a duljina stranice stupa te e ekscentricitet mase na vrhu stupa. Kod toga svi stupovi imaju jednake temelje, armaturu, dinamičku pobudu i ostala svojstva. Testirani stupovi su izloženi horizontalnom ubrzanju podloge (potresne platforme) umjetno generiranog akcelerograma. Osnovni podaci o ispitanim armiranobetonskim stupovima prikazani su u poglavlju 2.2.7. Izgled stupova prije ispitivanja prikazan je na slici 3.74

Na dijagramima koji slijede rezultati za stup C-0 koji nema ekscentricitet mase e=0 prikazani su crvenom bojom. Rezultati za stup C-25 koji ima ekscentricitet mase e=25 mm u odnosu na os stupa prikazani su crnom bojom. Rezultati za stup C-50 koji ima ekscentricitet mase e=50 mm u odnosu na os stupa prikazani su plavom bojom. Za stup C-100 koji ima ekscentricitet mase e=100 mm u odnosu na os stupa, rezultati su prikazani zelenom bojom.

C-0 C-25 C-50 C-100

Slika 3.74 Izgled stupova prije ispitivanja

U nastavku su prikazani i ukratko komentirani samo neki izmjereni rezultati. Izmjereni relativni horizontalni pomaci vrha stupa u odnosu na podlogu prikazani su na slici 3.75. Treba navesti da stupovi imaju početne pomake i početne deformacije od apliciranog gravitacijskog opterećenja. Početni horizontalni pomak vrha stupa C-0 iznosi oko 0 mm, stupa C-25 oko 0.14

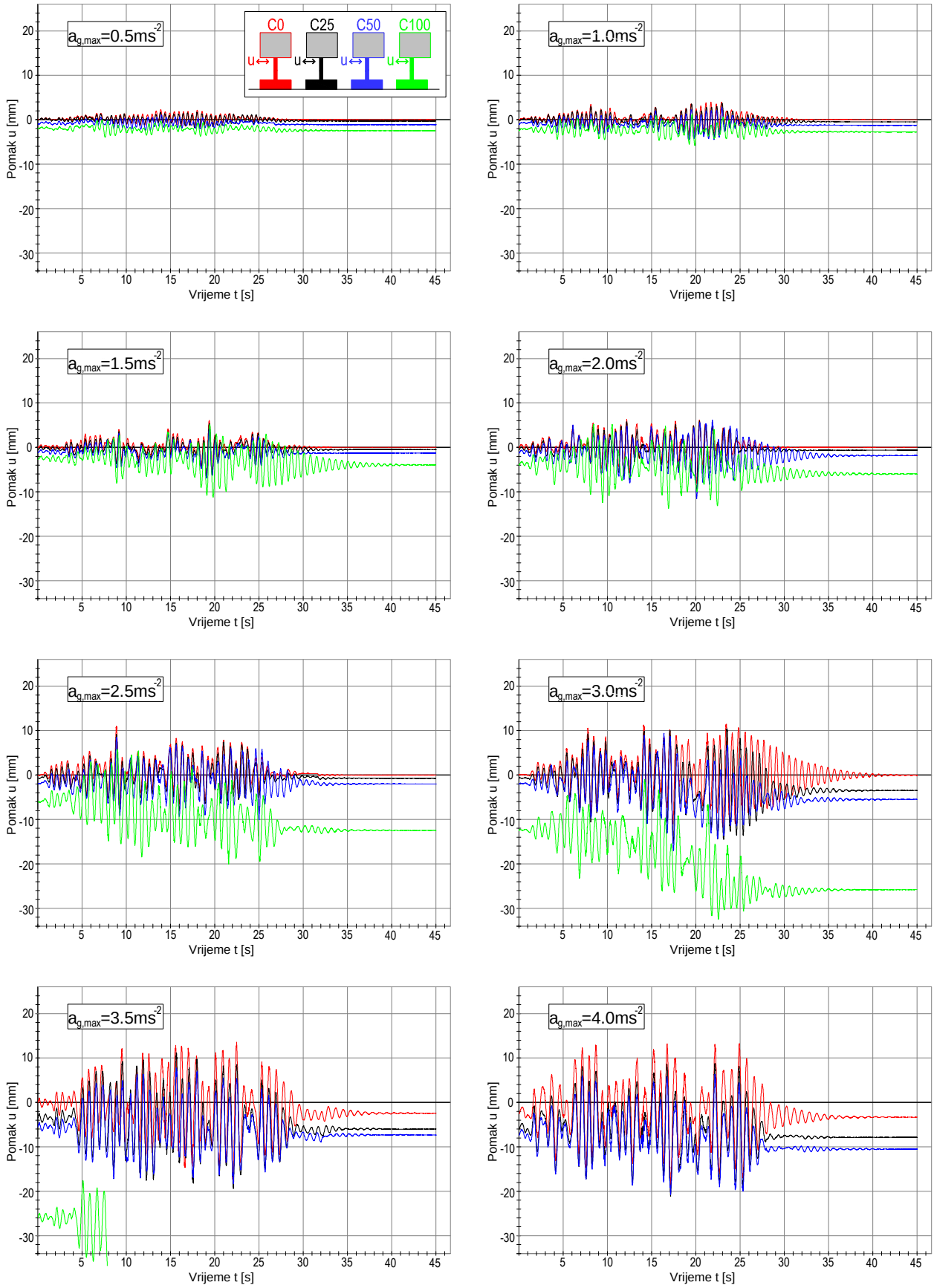
mm, stupa C-50 oko 0.51 mm i stupa C-100 oko 1.05 mm. Izmjerenim pomacima vjerojatno doprinose i neplanirani ekscentriciteti i netočnosti pri izvedbi i montaži stupa, te pri postavljanju mase na vrh stupa. Preciznom izvedbom i pažljivom montažom, ovi efekti su svedeni na minimum.

Nakon završetka aplicirane pobude s a_{gmax}=0.5 ms^{-2} nema dopunskih trajnih pomaka vrha stupova, što ukazuje na njihovo elastično ponašanje. Nakon prestanka djelovanja pobude s a_{gmax}=1.0 ms^{-2} uočeno je malo povećanje početnih pomaka stupa C-100, što ukazuje na pojavu nelinearnosti u njemu. Pri pobudi s a_{gmax}=1.5 ms^{-2} kod stupa C-100 uočeni su značajno veći relativni pomaci u odnosu na ostale stupove (do ok0 11 mm), uz dopunsko povećavanje zaostalog pomaka na kraju pobude. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} izmjereni pomaci vrha stupa C-100 dosezali su do oko 14 mm, uz daljnje povećavanje zaostalog pomaka vrha stupa. Kod stupa C-50 ova pobuda je rezultirala s malim dopunskim pomakom vrha u odnosu na gravitacijska opterećenja. Kod stupova C-25 i C-0 nisu zabilježeni značajniji trajni pomaci uslijed ove dinamičke pobude.

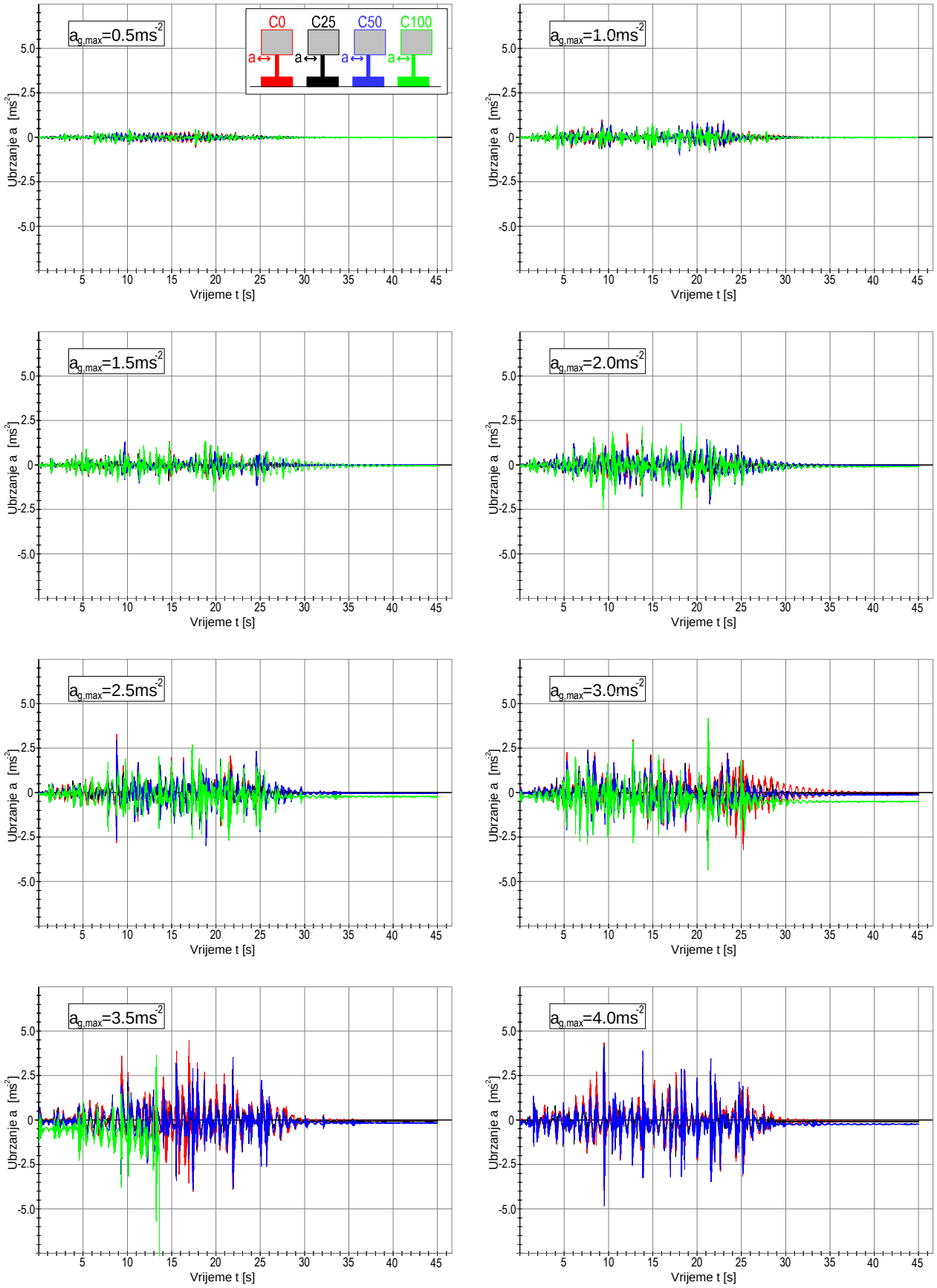
Uslijed pobude s a_{gmax}=2.5 ms^{-2} izmjereni pomaci vrha stupa C-100 su dosezali maksimalno do 18 mm, uz značajan dopunski zaostali pomak pri završetku pobude. Kod stupova C-0 i C-25 nisu registrirani dopunski trajni pomaci vrha stupa nakon završetka ove pobude. Za vrijeme trajanja pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} kod stupa C-100 uočeni su maksimalni pomaci vrha od oko 32 mm, uz vrlo velike zaostale pomake na kraju pobude. Očito se ovaj stup približio slomu. Kod stupa C-50 primijećeno je značajno povećanje zaostalih pomaka nakon prestanka djelovanja pobude. Kod stupa C-25 prvi put je uočen veći dopunski zaostali pomak od prethodnih dinamičkih pobuda, dok kod stupa C-0 on još uvijek nije bio zabilježen. Kod pobude s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} došlo je do urušavanja stupa C-100 i povećanja pomaka stupova C-50 i C-25, dok su kod stupa C-0 trajni pomaci zabilježeni prvi put.

Stupovi C-50, C-25 i C-0 su izdržali pobudu s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, uz daljnje povećavanje pomaka. Pri tome je stup C-50 doveden vrlo blizu granice sloma, s trajnim pomakom vrha od oko 11 mm i značajnim oštećenjima uz temelj. Izmjereni trajni pomak vrha stupa C-25 iznosio je oko 8 mm. Kod njega je preostala određena rezerva nosivosti. Stup je pretrpio manja oštećenja pri temelju nego stup C-50. Stup C-0 je imao konačni trajni pomak od oko 1.65 mm, s većom rezervom nosivosti od stupova C-50 i C-25. Imao je i značajno manja oštećenja pri temelju od ostalih stupova.

Izmjerena relativna horizontalna ubrzanja stupova u odnosu na podlogu za a_{gmax}=0.5 ms^{-2} do a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazana su na slici 3.75. Ona su kompatibilna pomacima stupa i povećavala su se s povećavanjem a_{gmax} Podjednaka su za sve stupove, a maksimalna vrijednost im je iznosila oko 5.0 ms^{-2}.



Slika 3.75 Horizontalni pomaci vrha stupa u vremenu



Slika 3.76. Horizontalna ubrzanja vrha stupa u vremenu

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani (na strani ekscentriciteta mase) za a_{gmax}=0.5 ms^{-2} do a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazane su na slici 3.77. Početna deformacija betona od gravitacijskih opterećenja za stup C-0 iznosila je oko -0.067 ‰, za stup C-25 oko -0.188 ‰, za stup C-50 oko -0.299 ‰ i za stup C-100 oko -0.792 ‰.

Uslijed pobude s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} ukupne tlačne deformacije u stupu C-100 dosezale su do oko -2.669 ‰, što ukazuje na visoku nelinearnost u betonu. Nakon završetka djelovanja ove pobude u stupu C-100 zabilježena je zaostala deformacija od oko -1.39 ‰, dok se kod stupa C-50 zaostala tlačna deformacija povećala na -0.485 ‰. Kod pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} izmjerene su vrlo velike tlačne deformacije betona u stupu C-100 (oko -8.76 ‰). Do sloma stupa u tlaku nije došlo zbog doprinosa nošenju tlačne armature. Značajno su se povećale tlačne deformacije u stupovima C-50 i C-25. Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2} tlačne deformacije u stupu dosezale su oko -6 ‰, što ukazuje na činjenicu blizu sloma.

Deformacije betona izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani (suprotnoj od ekscentriciteta mase) za pobude s a_{gmax}=0.5 ms^{-2} do a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazana su na slici 3.78. Prethodna deformacije betona od gravitacijskog opterećenja za stup C-0 je oko -0.067 ‰, za stup C-25 oko 0.0011 ‰, za stup C-50 oko 0.399 ‰ i za stup C-100 oko 0.781 ‰. Nakon pobude s a_{gmax}=1.0 ms^{-2}, početna vlačna deformacija betona od gravitacijskog opterećena povećala se vrlo malo za stup C-100. Kod ostalih stupova nije bilo dopunskih zaostalih deformacija betona nakon prestanka ove pobude. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} vlačne deformacije betona stupa C-100 dosegle su oko 5.5 ‰, a stupa C-50 oko 4.5 ‰. Ovo ukazuje na vrlo vjerojatno popuštanje armature ovih stupova.

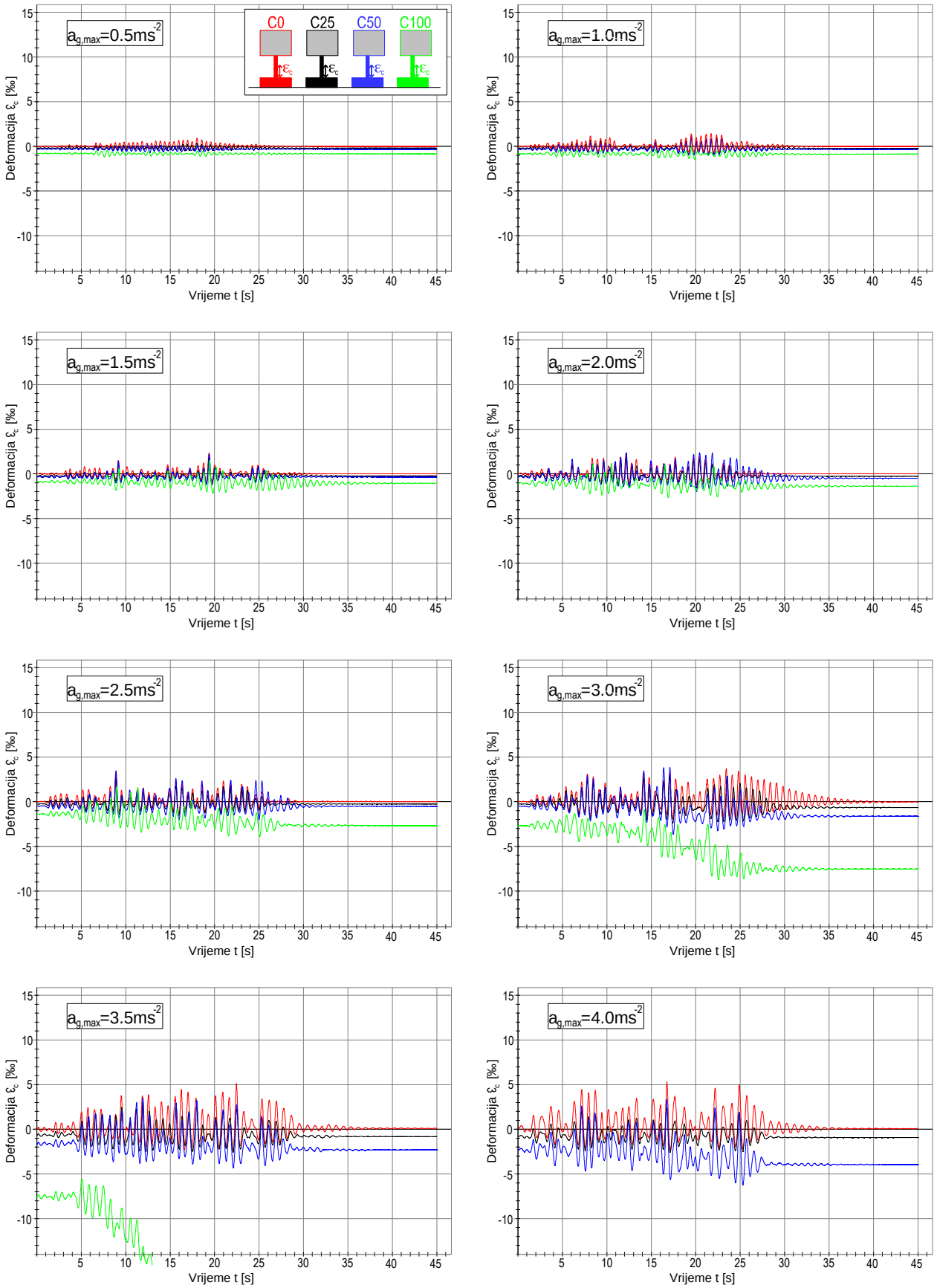
Pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}, najveće vlačne deformacije zabilježene su kod stupa C-25 (oko 14 ‰), potom kod stupa C-50 (oko 8 ‰), zatim kod stupa C-100 (oko 4.8‰), a najmanje kod stupa C-0 (oko 4‰). Očito je da je kod svih stupova došlo do popuštanja vlačne armature. Pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2},vlačne deformacije betona stupa C-25 iznosile su oko 19.5 ‰ (vlačna armatura je očito bila pred slomom). Vlačna deformacija betona stupa C-0 dosezala je maksimalno oko 6 ‰. Deformacija stupa C-50 malo je oscilirala oko 2.5 ‰.

Izmjerene deformacije armature pri dnu stupa na njegovoj desnoj strani (na strani ekscentriciteta mase) za pobude s a_{gmax}=0.5 ms^{-2} do a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazane su na slici 3.79. Ove su deformacije slične deformacijama betona na desnoj strani stupa. Pri pobudi s a_{gmax}=2.0 ms^{-2} došlo je do popuštanja armature stupa C-100 u tlaku. Za gravitacijska opterećenja ova je armatura kod svih stupova bila u tlaku. Tlačne deformacije ove armature povećale su se pri pobudi s a_{gmax}=3.0 ms^{-2} i još više pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}. Iako početno u tlaku (uslijed ekscentriciteta

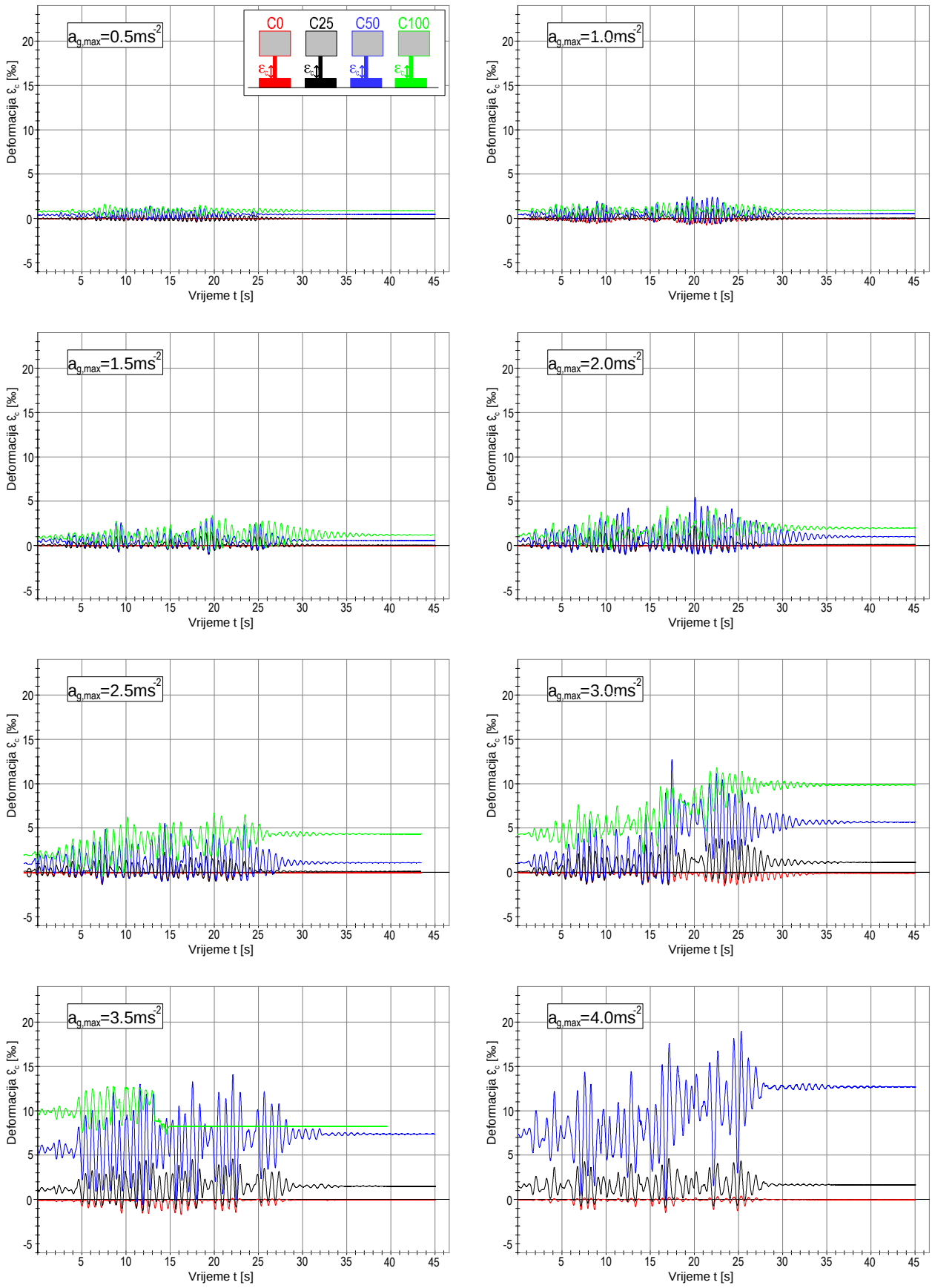
mase), ova je armatura pri jačim pobudama kod svih stupova doživljavala i značajne vlačne deformacije i popuštanje.

Deformacije armature izmjerene pri dnu stupa na njegovoj lijevoj strani (suprotnoj od ekscentriciteta mase) za pobude s a_{gmax}=0.5 ms^{-2} do a_{gmax}=4.0 ms^{-2} prikazana su na slici 3.80.

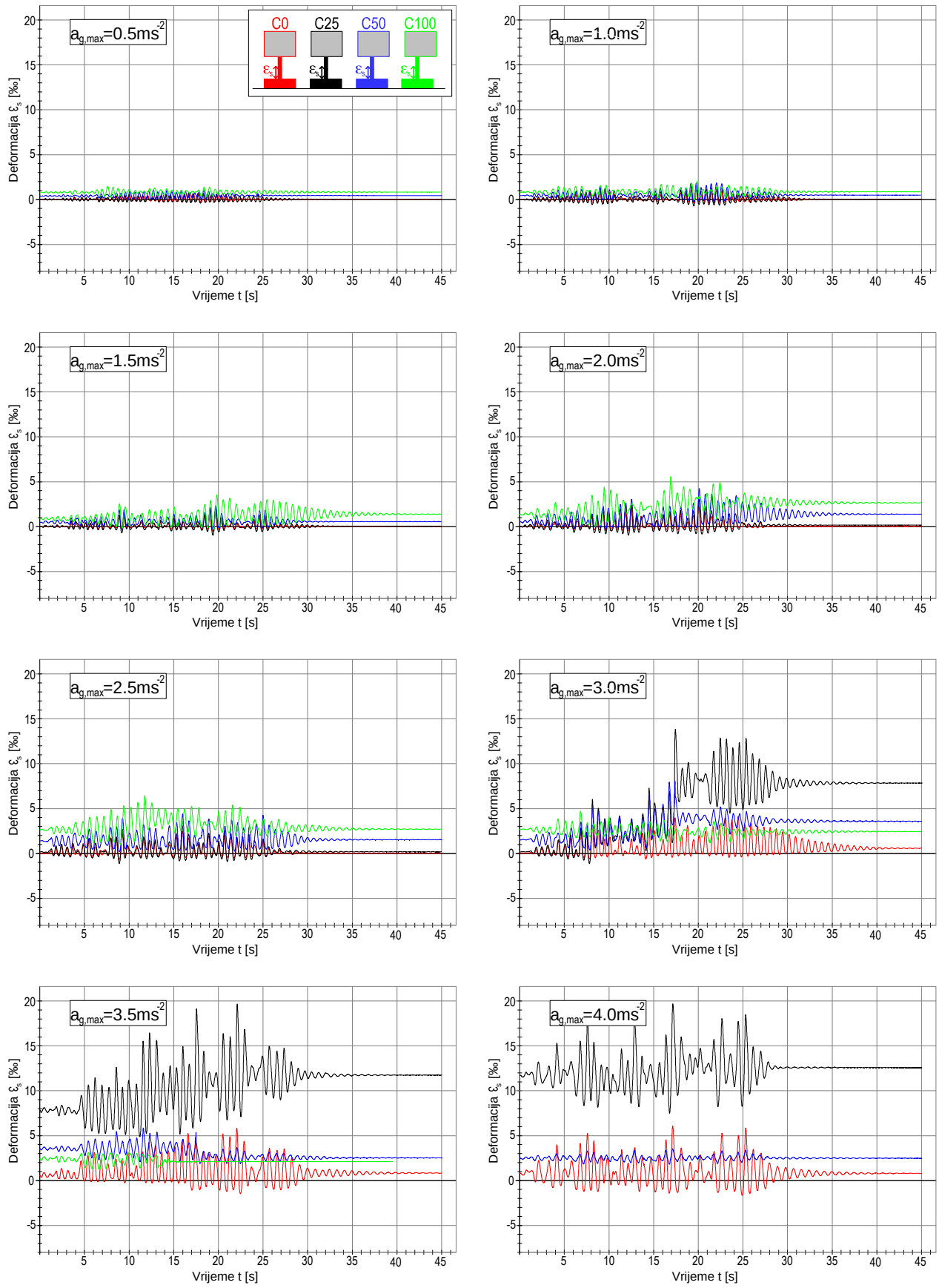
Ponašanje armature na lijevoj strani stupa slično je ponašanju betona na lijevoj strani stupa. Ova armatura je pretežno u vlaku. Armatura na lijevoj strani svih stupova tijekom dinamičkih pobuda nije imala veće tlačne deformacije.



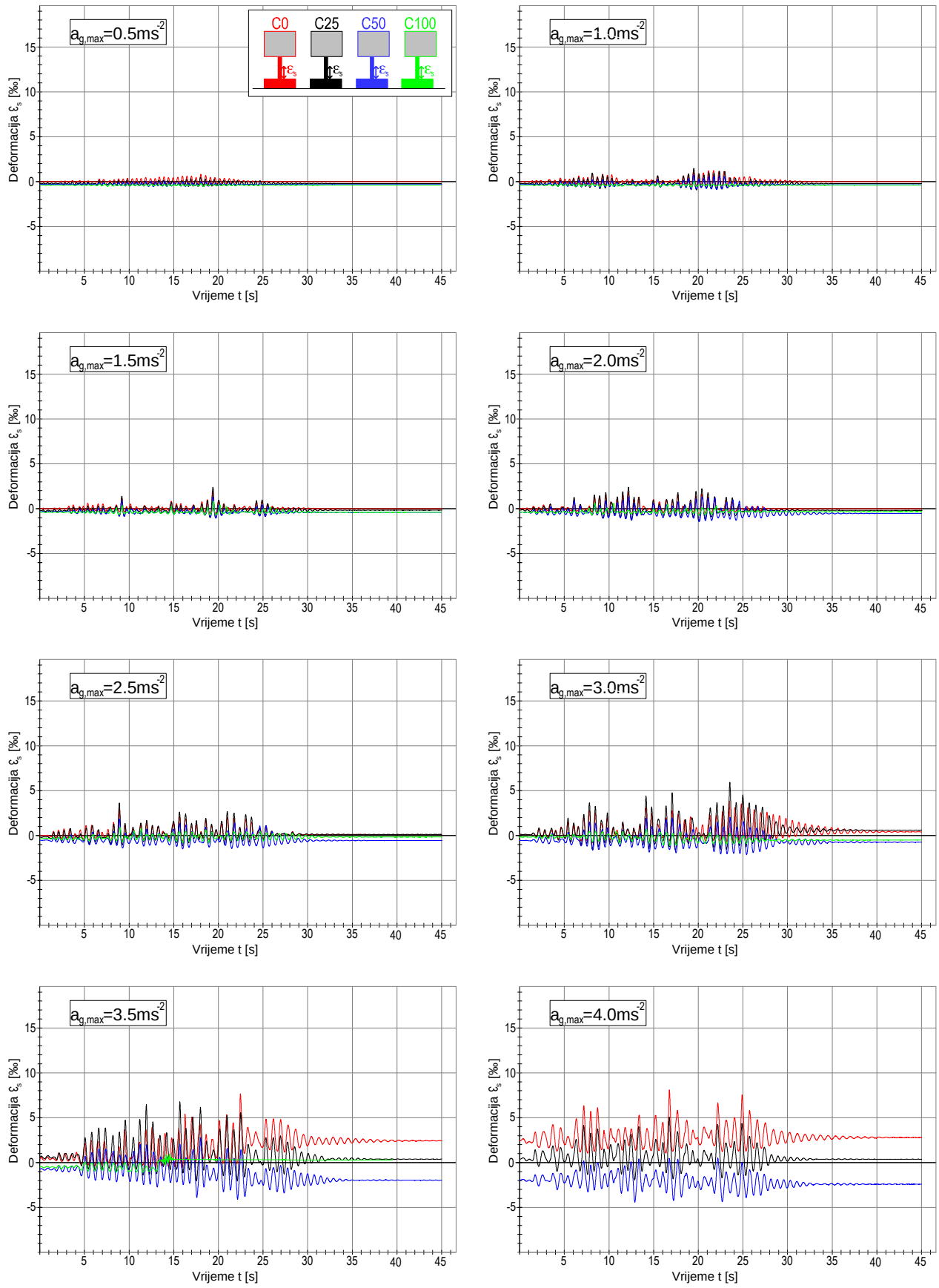
Slika 3.77 Deformacije betona pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu



Slika 3.78 Deformacije betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.79 Deformacije armature pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu



Slika 3.80 Deformacije armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

Izgled stupova nakon završetka testova prikazan je na slici 3.81.

C-0 C-25 C-50 C-100

Slika 3.81 Izgled stupova nakon završetka testova

Na temelju provedenih istraživanja, može se zaključiti niže navedeno.

Eksperimentalno je potvrđeno da pri djelovanju potresa na konzolne armiranobetonske stupove s malim ekscentricitetom gravitacijske uzdužne sile, veličina ekscentriciteta (e) ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost. Kod toga su ispitivani stupovi s e/a=0, 0.25, 0.5 i 1.0, gdje je a dužina stranice stupa u smjeru ekscentriciteta sile. S povećanjem ekscentriciteta povećavaju se horizontalni pomaci vrha stupa, deformacije u betonu i armaturi, a smanjuje njegova nosivost. Tako je centrično opterećeni stup (e=0) izdržao potres s maksimalnim ubrzanjem a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, s manjim oštećenjima pri temelju, dok se stup s ekscentricitetom e/a=1.0 urušio pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} (praktično već nakon pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}). Zbog imperfekcija u izvedbi i utjecaja puzanja betona (što u ovom radu nije razmatrano), stvarni ekscentriciteti uzdužne tlačne sile se povećavaju. Stoga pri proračunu realnih stupova na potres ove dopunske efekte treba uzeti u obzir, kao i efekt promjene geometrije konstrukcije (velike pomake). Stupove s teorijskim ekscentricitetom e=0 također treba računati na moguće realne ekscentricitete zbog prethodno navedenih efekata.

4. NUMERIČKI MODEL ZA DINAMIČKU ANALIZU VITKIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA

4.1 OPĆENITO

U ovom je poglavlju ukratko prikazan jedan prethodno razvijeni i provjereni numerički model za statičku i dinamičku analizu vitkih ravninskih armiranobetonskih konstrukcija [36-44]. Pri tome konstrukcije mogu biti analizirane samostalno ili u interakciji s okolnim terenom. Koristeći ovaj numerički model, moguće je adekvatno simulirati najvažnije nelinearne efekte konstrukcije, kao što su: materijalna nelinearnost (nelinearno ponašanje betona, armature i tla), geometrijska nelinearnost (uključivanje velikih pomaka), nelinearno ponašanje na spoju različitih nosivih elemenata te na spoju temelja i okolnog tla (odvajanje, utiskivanje, klizanje) itd.

Za prostornu diskretizaciju analiziranih konstrukcija koristi se metoda konačnih elemenata, a za vremensku diskretizaciju jednadžbe gibanja metoda konačnih diferencija. Pri tom je moguće koristiti implicitni ili eksplicitni Newmarkov vremenski algoritam. Za opisivanje konstrukcije koriste se osmo-čvorni osnovni konačni elementi, odnosno šesto-čvorni ravninski i dvo-čvorni štapni elementi kao kontaktni elementi.

Za potrebe numeričke simulacije ponašanja vitkih armirano betonskih stupova u seizmičkim uvjetima, ovaj numerički model je dopunjen. Nadopune se odnose na poboljšanja i prilagodbe vezane za dinamičku analizu vitkih armiranobetonskih konstrukcija u segmentu modeliranja reverzibilnog naprezanja (mehanizam višekratnog opterećenja i rasterećenja). Također model je nadopunjen i kroz uključenje utjecaja velikih pomaka gdje je korišten je tzv. pomični Lagrange-ov koordinatni sustav, a pri čemu je omogućeno istovremeno modeliranje geometrijske i materijalne nelinearnosti. Numerički model je verificiran usporedbom numeričkih rezultata proračuna s rezultatima dobivenim eksperimentalnim ispitivanjima, prikazanim u poglavlju 3 (vidjeti poglavlje 5). Uporabom poboljšanog izvornog računalnog programa, omogućeno je numeričko istraživanje još nekih parametara za koje se smatra da utječu na ponašanje vitkih armiranobetonskih konstrukcija u seizmičkim uvjetima.

4.2 JEDNADŽBA RAVNOTEŽE I DISKRETIZACIJA KONSTRUKCIJE

4.2.1 Prostorna diskretizacija

Primjenom metode konačnih elemenata, uz adekvatnu prostornu diskretizaciju, jednadžba dinamičke ravnoteže armiranobetonske konstrukcije može se napisati u obliku

$$\mathbf{M}\,\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\left(\dot{\mathbf{u}}\right) + \mathbf{R}\left(\mathbf{u}\right) = \mathbf{f} \tag{4.1}$$

gdje je **u** vektor nepoznatih pomaka čvorova konstrukcije, $\dot{\mathbf{u}}$ vektor nepoznatih brzina čvorova konstrukcije, $\ddot{\mathbf{u}}$ vektor nepoznatih ubrzanja čvorova konstrukcije, **M** je matrica masa konstrukcije, **C** matrica prigušenja konstrukcije, **R(u)** vektor unutrašnjih (elastičnih) čvornih sila konstrukcije, te **f** vektor vanjskih dinamičkih sila, koji primjerice može biti generiran uslijed djelovanja potresa ($\mathbf{f} = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}}_0(t)$). Kod toga je $\ddot{\mathbf{d}}_0$ ubrzanje podloge (akcelerogram), a t vrijeme. Vektor unutrašnjih sila **R(u)** može se napisati u obliku:

$$\mathbf{R}\left(\mathbf{u}\right) = \mathbf{K}\mathbf{u} \quad ; \quad \mathbf{K} = \partial\mathbf{R}/\partial\mathbf{u} \tag{4.2}$$

gdje je **K** matrica krutosti konstrukcije.

Unutar računalnog programa moguće je određivanje svojstvenih vrijednosti sustava, tj. određivanje njegovih vlastitih frekvencija i oblika vibriranja. Jednadžba dinamičke ravnoteže (4.1) pri rješavanju svojstvene zadaće problema, koja je nužna za adekvatnu provedbu dinamičke analize npr. za određivanje duljine vremenskog inkrementa kod vremenske integracije jednadžbe gibanja, svodi se na:

$$\mathbf{Kx} = \lambda\mathbf{x} \tag{4.3}$$

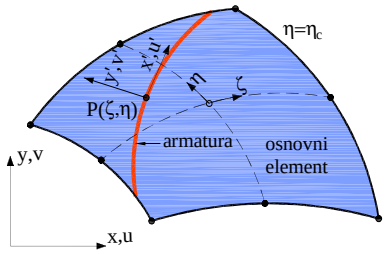
gdje je **x** svojstveni vektor i λ svojstvena vrijednost. Svojstvena je riješena je koristeći WYD metodu [78,79].

Za rješavanje statičkih problema, tj. problema kod kojih vanjska opterećenja ne izazivaju inercijalne sile u konstrukciji, jednadžba ravnoteže (4.1) se svodi na

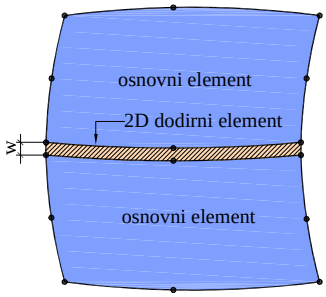
$$\mathbf{R}(\mathbf{u}) = \mathbf{Ku} = \mathbf{f} \tag{4.4}$$

gdje je **f** vanjsko statičko (mirno) opterećenje.

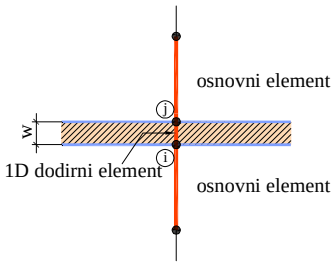
Razmatrane su ravninske konstrukcije koje se mogu aproksimirati 2D modelom. Za prostornu diskretizaciju konstrukcije korišteni su osmo-čvorni elementi (slika 4.1a). Osim konstrukcije na jednak način je aproksimirano i tlo ispod temelja. Armatura unutar osnovnih elemenata simulirana je s pomoću 1D šipkastog elementa. Pretpostavlja se da nema proklizavanja armaturnih šipki u odnosu na okolni beton, tj. pretpostavljena je idealna prionjivost između betona i armature.



a) Osnovni 2D osmočvorni (eng "serendipity") element za armirani beton i tlo



b.1 2D dodirni šestočvorni element



b.2 1D dodirni dvočvorni element

b) Dodirni 2D (kontaktni) elementi na spoju temelja i tla.

Slika 4.1 Korišteni konačni elementi

Spoj između temelja i tla modeliran je pomoću tzv. dodirnih (kontaktnih) elemenata (slika 4.2b). Za simulaciju kontinuiranog spoja između osmo-čvornih elemenata korišteni su 2D (plošni) šesto-čvorni dodirni elementi konačno male debljine w (slika 4.1 b1), a za simulaciju diskretnog

(točkastog) spoja između ravninskih elemenata korišteni su 1D (štapni) dvo-čvorni dodirni elementi (slika4.1 b2). Pomoću 2D dodirnih elementa omogućeno je simuliranje klizanja, odvajanja i utiskivanja na plohi spoja, a na temelju usvojenog modela ponašanja gradiva dodirnog elementa. 1D dodirnim elementom moguće je preuzeti uzdužne sile i posmik u diskretnim točkama, prema usvojenom modelu ponašanja materijala.

4.2.2 Vremenska diskretizacija

Za rješenje diferencijalne jednadžbe gibanja (4.1), korišten je implicitni, eksplicitni ili implicitno-eksplicitni Newmarkov iterativni algoritam, kojeg je u inkrementalnom obliku razvio Hughes [80-83]

Kod implicitnog algoritma, jednadžba ravnoteže (4.1) je zadovoljena u vremenu $t_{n+1}=t_n+\Delta t$, odnosno u (n+1) vremenskom inkrementu:

$$\mathbf{M}\,\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}\left(\mathbf{u}_{n+1}, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}\right) = \mathbf{f}_{n+1} \tag{4.5}$$

pri čemu su

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{n+1} &= \bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \\ \dot{\mathbf{u}}_{n+1} &= \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} + \gamma\, \Delta t\, \ddot{\mathbf{u}}_n \end{aligned} \tag{4.6}$$

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{u}}_{n+1} &= \mathbf{u}_n + \Delta t\, \dot{\mathbf{u}}_n + 0,5(1-2\beta)\Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_n \\ \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1} &= \dot{\mathbf{u}}_n + (1-\gamma)\, \Delta t\, \ddot{\mathbf{u}}_n \end{aligned} \tag{4.7}$$

U gornjim izrazima Δt je vremenski korak, n je vremenski inkrement, $\bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ i $\bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ su pretpostavljene te $\mathbf{u}_{n+1}$ i $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}$ su korigirane vrijednosti pomaka i brzina, dok su β i γ su parametri koji određuju stabilnost i točnost metode [82].

Uvrštavanjem (4.6) i (4.7) u (4.5), te uvođenjem inkrementalno-iterativnog postupka rješavanja općeg nelinearnog problema, dobiva se tzv. ekvivalentni (efektivni) statički problem

$$\mathbf{K}_\tau^* \Delta \mathbf{u} = (\mathbf{f}^*)^i \tag{4.8}$$

gdje se matrica efektivne tangentne krutosti $\mathbf{K}_\tau^*$ računa u vremenu τ s pomoću

$$\mathbf{K}_\tau^* = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \gamma \frac{\mathbf{C}_\tau}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_\tau \tag{4.9}$$

a vektor efektivnog opterećenja $\mathbf{f}^*$ s pomoću

$$\mathbf{f}^* = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^i_{n+1} - \mathbf{R}(\mathbf{u}^i_{n+1}, \dot{\mathbf{u}}^i_{n+1}) \tag{4.10}$$

gdje je i iteracijski korak, a $\Delta\mathbf{u}$ vektor prirasta pomaka. Newmarkov implicitni algoritam iterativnog rješenja problema prikazan je u Tablici 4.1 [80-83].

Newmarkov eksplicitni algoritam iterativnog rješenja problema može se napisati u obliku

$$\mathbf{M}\,\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{R}\left(\bar{\mathbf{u}}_{n+1} + \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}\right) = \mathbf{f}_{n+1} \tag{4.11}$$

Ovaj je algoritam prikazan u Tablici 4.2 [80-83]. Kod eksplicitnih metoda jednadžba dinamičke ravnoteže je zadovoljena u vremenu t_n, a nepoznate varijable se računaju u vremenu $t_{n+1} = t_n + \Delta t$. Osnovna prednost ovih metoda je mali broj i jednostavnost računskih operacija unutar svakog vremenskog koraka. Njihov glavni nedostatak je da nisu bezuvjetno stabilne. S toga se proračunska prednost eksplicitnih metoda često kompenzira činjenicom da su neophodni mali vremenski inkrementi kada su u sustavu prisutni kruti (mali) elementi. Ove metode često nisu efikasne kod uporabe krutih dodirnih elemenata.

Moguća je istovremena uporaba implicitnog i eksplicitnog Newmarkovog algoritma [80-83]. Naime, područje konstrukcije s krućim elementima efikasno je integrirati s implicitnim, a područje konstrukcije s mekšim elementima s eksplicitnim algoritmom.

Tablica 4.1 Newmark-ov implicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka: $\mathbf{u}_{n+1}^{1} = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{1} = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{1} = \left(\mathbf{u}_{n+1}^{1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}\right) / \left(\beta \Delta t^{2}\right)$
(3)	Izračunati efektivne rezidualne sile $\left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i}$: $\left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i} = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i} - \mathbf{R}\left(\mathbf{u}_{n+1}^{i}, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i}\right)$
(4)	Izračunati matricu efektivne krutosti $\mathbf{K}_{\tau}^{*}$ (ako je potrebno): $\mathbf{K}_{\tau}^{*} = \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^{2}} + \gamma \frac{\mathbf{C}_{\tau}}{\beta \Delta t} + \mathbf{K}_{\tau}$
(5)	Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^{i}$: $\mathbf{K}_{\tau}^{*} \Delta \mathbf{u}^{i} = \left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i}$
(6)	Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja: $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^{i} + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^{i}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \left(\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}\right) / \left(\beta \Delta t^{2}\right)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i} + \left(\gamma \Delta t\right) \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	Kontrolirati konvergenciju postupka: – Ako $\Delta \mathbf{u}^{i}$ zadovoljava kriterij konvergencije: $\left\|\Delta \mathbf{u}^{i}\right\| / \left\|\mathbf{u}_{n+1}^{i+1}\right\| \le \varepsilon_{n}$ prelazi se na sljedeći vremenski korak (zamijeni se "n" s "n+1" i ide na korak rješenja (1)). Rješenje u vremenu t_{n+1} je: $\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1}^{i+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$ – Ako kriterij konvergencije nije zadovoljen, iteracijski postupak s korekcijom pomaka, brzina i ubrzanja se nastavlja (zamijeni se "i" s "i+1", te ide na korak rješenja (3)).

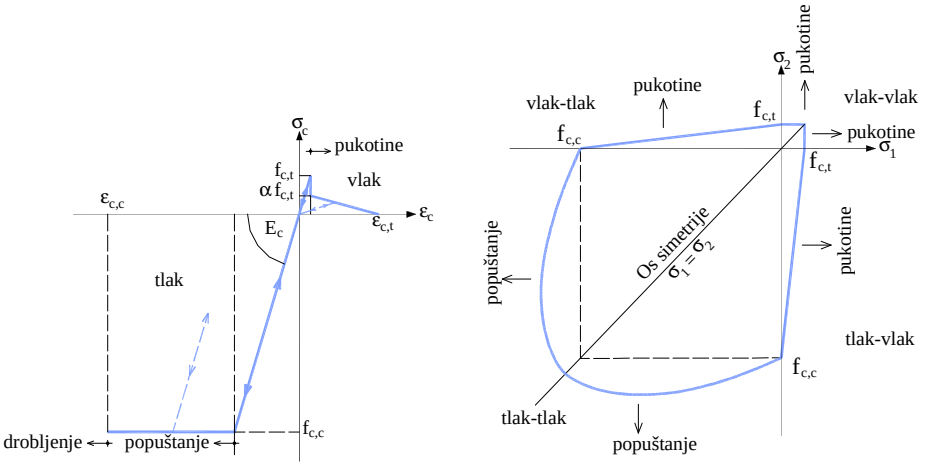
Tablica 4.2 Newmark-ov eksplicitni algoritam iterativnog rješenja problema

(1)	Za vremenski korak (n+1), staviti iteracijski korak i=1
(2)	Izračunati vektore pretpostavljenih pomaka, brzina i ubrzanja na početku vremenskog koraka s pomoću poznatih vrijednosti iz prethodnog vremenskog koraka: $\mathbf{u}_{n+1}^{1} = \bar{\mathbf{u}}_{n+1}$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{1} = \bar{\dot{\mathbf{u}}}_{n+1}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{1} = \left(\mathbf{u}_{n+1}^{1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}\right) / \left(\beta \Delta t^{2}\right)$
(3)	Izračunati efektivne rezidualne sile $\left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i}$: $\left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i} = \mathbf{f}_{n+1} - \mathbf{R}\left(\mathbf{u}_{n+1}^{i}, \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i}\right)$
(4)	Izračunati matricu efektivne krutosti $\mathbf{K}^{*}$ (ako je potrebno): $K^{*} = \frac{M}{\beta \Delta t^{2}}$ Napomena: Budući da je matrica masa **M** konstantna, matricu efektivne krutosti $\mathbf{K}^{*}$ dovoljno je izračunati samo jednom na početku postupka rješenja. Također je vidljivo da treba biti $\beta > 0$.
(5)	Izračunati vektor prirasta pomaka $\Delta \mathbf{u}^{i}$: $\mathbf{K}^{*} \Delta \mathbf{u}^{i} = \left(\mathbf{f}^{*}\right)^{i}$
(6)	Korigirati pretpostavljene vrijednosti pomaka, brzina i ubrzanja: $\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} = \mathbf{u}_{n+1}^{i} + \Delta \mathbf{u}_{n+1}^{i}$ $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \left(\mathbf{u}_{n+1}^{i+1} - \bar{\mathbf{u}}_{n+1}\right) / \left(\beta \Delta t^{2}\right)$ $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i} + \left(\gamma \Delta t\right) \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}^{i+1}$
(7)	Kontrolirati konvergenciju postupka. Kod eksplicitnog postupka s jednokratnom korekcijom rezultata kontrola konvergencije nije potrebna, već se direktno prelazi na sljedeći vremenski korak. Kod višekratne korekcije rezultata, potrebno je kontrolirati konvergenciju postupka kako je to opisano u Tablici 4.1.

4.3 MODELI MATERIJALA

4.3.1 Model ponašanja betona

Usvojen je relativno jednostavan model ponašanja betona, temeljen na relativno malom broju parametara koje je jednostavno eksperimentalno odrediti. Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona u polju glavnih naprezanja prikazan je na slici 4.2 (ii), a njegov jednodimenzionalni prikaz (analogija s jednoosnim stanjem naprezanja) na slici 4.2 (i). Takav model betona je pogodan za simulaciju problema kod kojih nelinearnosti prvenstveno nastaju zbog pucanja betona u vlaku, odnosno zbog popuštanja i drobljenja betona u tlaku. Na slici 4.2 oznake imaju sljedeće značenje: $f_{c,c}$ i $f_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računska čvrstoća betona, $\varepsilon_{c,c}$ i $\varepsilon_{c,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna lomna računska deformacija betona, E_c je računski modul elastičnosti betona i α koeficijent ≤ 1 ovisan o duktilnosti betona u vlaku.



(i) jednodimenzionalni prikaz (ii) 2D prikaz u polju glavnih naprezanja

Slika 4.2 Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona

4.3.1.1 Modeliranje betona u dvoosnom tlaku

Pretpostavljeno je da je beton pri niskim razinama naprezanja homogen i izotropan, te da je veza naprezanje-deformacija linearno-elastična. Veza prirasta naprezanja $\Delta\sigma_c$ i prirasta deformacije $\Delta\varepsilon_c$ dana je s izrazom

$$\Delta\sigma_c = D_c \cdot \Delta\varepsilon_c \tag{4.12}$$

gdje je $\mathbf{D_c}$ matrica elastičnih konstanti betona. Veza (4.12) vrijedi pri opterećenju i rasterećenju.

Linearno-elastično ponašanje vrijedi sve dok stanje naprezanja ne zadovolji uvjet popuštanja (plastičnosti). Zbog jednostavnosti i zadovoljavajuće točnosti, primjenjuje se Von Misesov uvjet popuštanja

$$F(\boldsymbol{\sigma}_c) = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2)^{1/2} - f_{c,c} = 0 \tag{4.13}$$

gdje je $f_{c,c}$ ekvivalentna jednoosna tlačna čvrstoća betona. Nakon što je zadovoljen uvjet popuštanja (4.13), pretpostavlja se idealno plastično ponašanje betona. Nakon rasterećenja model "pamti" deformaciju tečenja (trajnu deformaciju), koju uzima u obzir kod eventualnih ponovnih pojava popuštanja. Na takav način je simulirano reverzibilno (cikličko) opterećenje u zoni tečenja betona, do kojeg vrlo često dolazi pri potresnom djelovanju.

Uvjet drobljenja betona definiran je u funkciji komponenti deformacija, kao

$$\mathrm{F}_\varepsilon(\varepsilon_c) = (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 - \varepsilon_x\varepsilon_x + 0.75\gamma_{xy}^2)^{1/2} - \varepsilon_{c,c} = 0 \tag{4.14}$$

gdje je $\varepsilon_{c,c}$ granična tlačna deformacija dobivena jednoosnim testom. Kod toga se $\varepsilon_{c,c}$ obično uzima između 0.003 i 0.005, odnosno između 3 i 5 ‰.

Nakon što je u nekoj točci ispunjen uvjet drobljenja betona, pretpostavljeno je da beton nema nikakve krutosti i da u toj točci više ne može preuzeti nikakvo naprezanje. Kod toga treba imati na umu da se u rješenju s pomoću MKE promatra stanje naprezanja u tzv. integracijskim točkama. Ukupna krutost elementa određuje se na osnovu doprinosa svake integracijske točke. Stoga drobljenje betona u nekoj točki elementa ne znači da cijeli element nema nikakvu krutost. Isto tako, slom betona u jednoj ili više integracijskih točaka ne znači ujedno i slom konstrukcije.

4.3.1.2 Modeliranje betona u vlaku

Pretpostavljeno je linearno-elastično ponašanje betona sve dok nije zadovoljen uvjet sloma (pojave pukotina), te vrijedi izraz (4.15). U području vlak-vlak, pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac maksimalnog glavnog vlačnog naprezanja ako ovo naprezanje prekorači jednoosnu vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$. Dakle, pukotine nastaju kada je

$$\sigma_1 \geq \mathrm{f}_{c,t} \quad i/ili \quad \sigma_2 \geq \mathrm{f}_{c,t} \tag{4.15}$$

gdje σ_1 i σ_2 predstavljaju glavna vlačna naprezanja. Ukoliko σ_1 i σ_2 prekorače vlačnu čvrstoću betona $f_{c,t}$, pukotine se javljaju istovremeno i međusobno su okomite.

U području vlak-tlak, prema slici 4.2(ii), pretpostavljeno je da pukotine nastaju kada je

$$(\mathrm{f}_{c,t} - \sigma_1)/\mathrm{f}_{c,t} \geq \sigma_2/\mathrm{f}_{c,c} \quad i/ili \quad \sigma_1\mathrm{f}_{c,c} + \sigma_2\mathrm{f}_{c,t} \leq \mathrm{f}_{c,c}\mathrm{f}_{c,t} \tag{4.16}$$

Pretpostavljeno je da se pukotine javljaju u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (kod čega je $\sigma_1 > \sigma_2$). Ako glavno tlačno naprezanje σ_2 prekorači tlačnu čvrstoću $f_{c,t}$,

pretpostavljeno je potpuno plastično ponašanje betona. Drobljenje betona se registrira ukoliko glavna tlačna deformacija ε_2 prekorači jednoosnu tlačnu deformaciju betona $\varepsilon_{c,c}$.

Stanje naprezanja u točki prije pojave mogućih pukotina prikazano je na slici 4.3a. Glavna naprezanja σ_1 i σ_2 računaju se prema izrazu

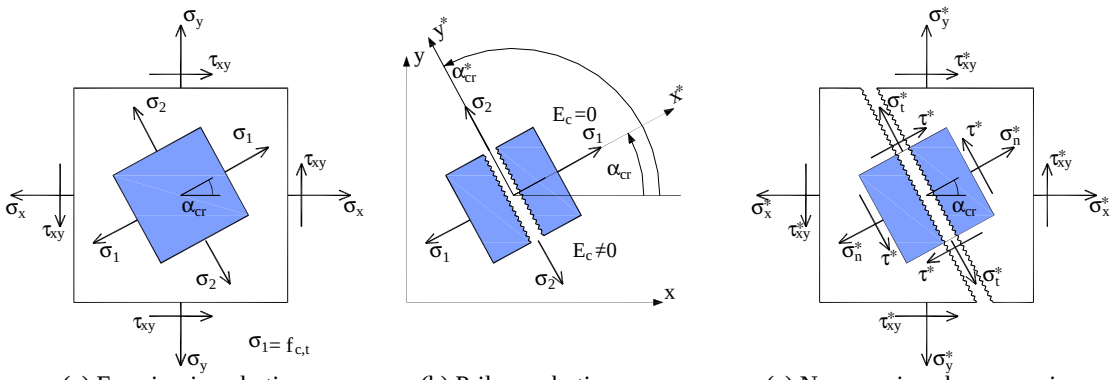
$$\sigma_{1,2} = 0.5\left(\sigma_x + \sigma_y\right) \pm \sqrt{0.25\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 + \tau_{xy}^2} \tag{4.17}$$

Pukotina nastaje u ravnini okomitoj na pravac glavnog vlačnog naprezanja σ_1 (slika 4.4.b), koji je definiran s pomoću

$$\alpha_{cr} = 0.5 arctg\left[2\tau_{xy} / \left(\sigma_x - \sigma_y\right)\right] \tag{4.18}$$

Pravac ravnine pukotine definiran je s pomoću

$$\alpha_{cr}^* = \alpha_{cr} + \pi / 2 \tag{4.19}$$



(a) Formiranje pukotine (b) Prikaz pukotine (c) Naprezanja nakon pucanja

Slika 4.3 Model pukotina

U inkrementalno-iterativnom postupku rješavanja problema, unutar jednog inkrementa (prirasta) opterećenja moguće je otvaranje više pukotina ukoliko su u određenim integracijskim točkama zadovoljeni uvjeti (4.15), odnosno (4.16). Kod toga glavna vlačna naprezanja mogu značajno premašiti vlačnu čvrstoću, pa dobiveni broj i nagib pukotina nije u skladu sa stvarnosti. Pri tome sve pukotine koje su nastale u prvoj iteraciji promatranog inkrementa opterećenja ostaju trajno zabilježene. Očito je da veličina prirasta opterećenja (duljina vremenskog inkrementa) značajno utječe na dobivene rezultate.

Unutar usvojenog modela, pukotine su modelirane kao raspodijeljene, odnosno "razmazane". Pristup raspodijeljenih pukotina ne uzima izravno u obzir stvarni diskontinuitet na mjestu pojave pukotine. Naime, pukotine su uključene na indirektan način, pretpostavljajući da beton ostaje kontinuum. Ovaj je pristup daleko pogodniji od modela diskretnih pukotina budući da

topologija idealizirane konstrukcije ostaje nepromijenjena; lokalni diskontinuitet zbog pucanja modeliran je kao kontinuirani. Naime, ovaj je pristup sukladan pretpostavkama MKE i mehanike kontinuuma. Nedostatak mu je taj što nije moguće izračunati relativne pomake zbog pucanja betona, te stvarni položaj i širinu pukotina. Nakon otvaranja pukotine, pretpostavljeno je da njen položaj (kut α_{cr}^{*}) ostaje nepromijenjen za naredna opterećenja. Na taj način je definiran i položaj ostalih pukotina koje eventualno mogu nastati (leže u okomitim ravnima). Nakon pojave pukotine beton postaje anizotropan, a smjer pukotine određuje glavne smjerove anizotropije. Modelirano je djelomično i potpuno zatvaranje otvorenih pukotina, kao i ponovno otvaranje ranije zatvorenih pukotina. Nakon potpunog zatvaranja pukotine, prijenos tlačnog naprezanja simuliran je kao u slučaju neispucanog (homogenog) betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine, ne računa se s vlačnom krutošću puknutog betona. Ovi su mehanizmi pažljivo programirani u poboljšanoj verziji postojećeg računalnog programa. Naime, pouzdano simuliranje ponašanja materijala pri cikličkom opterećenju je osnova za simulaciju čitave konstrukcije.

Pretpostavljeno ponašanje betona u vlaku nakon pojave pukotina pobliže je opisano kako niže slijedi.

4.3.1.3 Veza naprezanje-deformacija nakon pojave pukotine u betona

Nakon pojave pukotine, beton postaje ortotropan. Uvodi se novi zakon ponašanja materijala, definiran u lokalnom koordinatnom sustavu x* - y* (slika 4.4b). Veza naprezanje-deformacija puknutog betona može se napisati u obliku:

$$\boldsymbol{\sigma}_{c}^{*} = \mathbf{D}_{c}^{*}\,\boldsymbol{\varepsilon}_{c}^{*} \tag{4.20}$$

gdje $\mathbf{D}_{c}^{*}$ označava matricu "elastičnih" konstanti puknutog betona. Vektori naprezanja $\boldsymbol{\sigma}_{c}^{*} = \left[\sigma_{n}^{*}, \sigma_{t}^{*}, \tau_{nt}^{*}\right]^{T}$ i deformacija $\boldsymbol{\varepsilon}_{c}^{*} = \left[\varepsilon_{n}^{*}, \varepsilon_{t}^{*}, \varepsilon_{nt}^{*}\right]^{T}$ imaju komponente u skladu s lokalnim koordinatnim sustavom (slika 4.3c).

Vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine σ_{n}^{*} je jednako nuli. Međutim, ovo se naprezanje postupno reducira na nulu, a u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti raspucalog betona (slika 4.4). Koeficijent posmika G_{c}^{*} u matrici $\mathbf{D}_{c}^{*}$ definiran je preko usvojenog modela posmične krutosti raspucalog betona (slika 4.5). Posmično naprezanje u ravnini pukotine τ_{nt}^{*} definirano je kao

$$\tau_{nt}^{*} = G_{c}^{*}\gamma_{nt}^{*} \tag{4.21}$$

Oblik konstitutivne veze puknutog betona za slučaj ravninskog naprezanja i ravninske deformacije dan je u nastavku.

Za ravninsko stanje naprezanja, veza naprezanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y* definirana je s pomoću

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \tag{4.22}$$

U skladu sa stanjem ravninske deformacije, komponenta deformacije okomite na ravninu pukotine definirana je s pomoću:

$$\varepsilon_t^* = -\nu_c \left(\sigma_n^* + \sigma_t^* \right) / E_c \tag{4.23}$$

gdje je υ_c Poisson-ov koeficijent za beton.

U slučaju dviju pukotina, matrica $\mathbf{D}_c^*$ ima oblik

$$\mathbf{D}_c^* = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \tag{4.24}$$

Treba napomenuti da je u slučaju neispucanog (homogenog) betona uvjet nastanka pukotina dan sa $\sigma_1, \sigma_2 > f_{c,t}$, dok je u slučaju betona s jednom pukotinom uvjet nastanka druge pukotine definiran sa $\varepsilon_t^* > \varepsilon_{cr}$ (gdje je $\varepsilon_{cr} = f_{c,t} / E_c$).

Za ravninsko stanje deformacije, veza naprezanje-deformacija za beton koji ima jednu pukotinu u smjeru osi y* dana je s pomoću

$$\begin{bmatrix} \sigma_n^* \\ \sigma_t^* \\ \tau_{nt}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E_c / (1-\nu^2) & 0 \\ 0 & 0 & G_c^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n^* \\ \varepsilon_t^* \\ \gamma_{nt}^* \end{bmatrix} \tag{4.25}$$

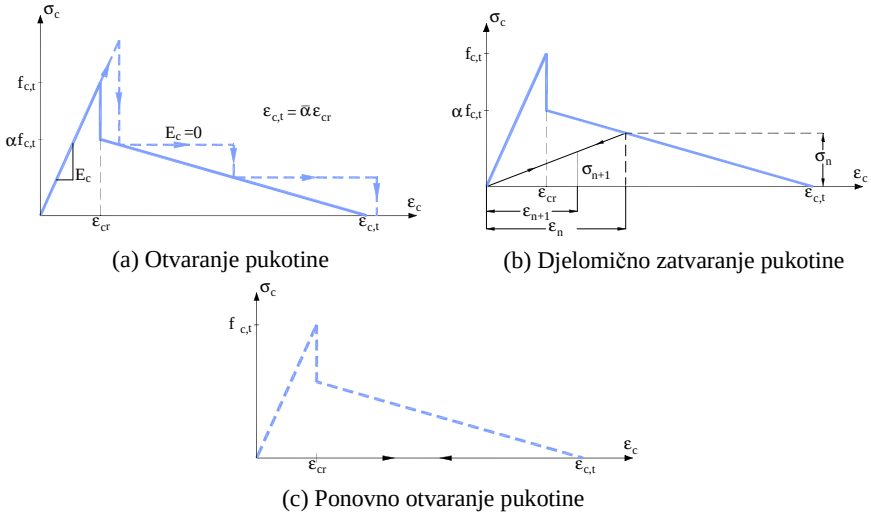
Naprezanje okomito na ravninu pukotine definirano je s pomoću:

$$\sigma_z^* = \nu_c (\sigma_t^* + \sigma_n^*) \tag{4.26}$$

U slučaju dviju pukotina, matrica $\mathbf{D}_c^*$ je definirana s pomoću (4.24). U svim se slučajevima posmični modul G_c^* postupno reducira na nulu, sukladno modelu posmične krutosti puknutog betona. Također, vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine se ažurira u skladu s usvojenim modelom vlačne krutosti puknutog betona.

4.3.1.4 Modeliranje vlačne krutosti betona s pukotinama

Utjecaj vlačne krutosti puknutog (ispucanog) betona simuliran je postupnim smanjenjem komponente vlačnog naprezanja okomito na ravninu pukotine, sukladno dijagramu naprezanje-deformacija za jednoosno naponsko stanje. Usvojeni dijagram naprezanje-deformacija prikazan je na slici 4.4.



(a) Otvaranje pukotine (b) Djelomično zatvaranje pukotine

(c) Ponovno otvaranje pukotine

Slika 4.4 Veza naprezanje-deformacija za beton nakon pojave pukotine

U trenutku pojave pukotine (slika 4.4a), čemu odgovara $\sigma_1 = f_{c,t} = E_c \varepsilon_{cr}$, normalno naprezanje koje beton može preuzeti okomito na ravninu pukotine smanjeno je na $\sigma_n^* = \alpha f_{c,t}$. Ukoliko deformacija okomito na ravninu pukotine prekorači vrijednost granične deformacije $\varepsilon_{c,t}$, usvojeno je $\sigma_n^* = 0$. Granična se deformacija može izraziti u obliku

$$\varepsilon_{c,t} = \bar{\alpha} \varepsilon_{cr} \tag{4.27}$$

gdje je ε_{cr} deformacija kod pojave pukotine, a $\bar{\alpha}$ odabrani koeficijent. U slučaju rasterećenja, veza naprezanje-deformacija prikazana je na slici 3.4b. Nakon potpunog zatvaranja pukotine, mogućnost prijenosa tlačnog naprezanja preko ravnine pukotine modelirana je kao i u slučaju homogenog betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine (slika 4.4c), nije računato s nikakvom vlačnom krutošću ispucanog betona odnosno beton u toj točci više ne može preuzeti vlačna naprezanja ($\sigma_n^* = 0$). Nakon ponovnog potpunog zatvaranja pukotine, opet je omogućen prijenos tlačnog naprezanja.

U numeričkim su analizama korištene različite vrijednosti koeficijenta $\bar{\alpha}$. Budući da ne postoji način njegovog točnog definiranja, ostaje jedina mogućnost da se $\bar{\alpha}$ odredi na osnovu testova ili iskustva. Čini se da odabrana veća vrijednost $\bar{\alpha}$ adekvatnije simulira konstrukcije koje su pretežno opterećene na savijanje, a manja vrijednost $\bar{\alpha}$ konstrukcije pretežno opterećene na posmik. Preporuča se da se za $\bar{\alpha}$ odabere vrijednost [41]

$\bar{\alpha} = 5 - 15$ za pojavu pukotina zbog posmika

$\bar{\alpha} = 15 - 25$ za pojavu pukotina zbog savijanja (4.28)

4.3.1.5 Reduciranje posmične krutosti betona s pukotinama

U modelu raspodijeljenih pukotina, posmična krutost puknutog betona najčešće je modelirana redukcijom vrijednosti modula posmika. Takav je pristup usvojen i unutar ovog rada. Pretpostavljeno je da je modul posmika puknutog betona G_c^* linearno ovisan o veličini vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Naime, G_c^* je definiran s pomoću

$$G_c^* = \bar{\beta} G_c \tag{4.29}$$

gdje je G_c modul posmika homogenog betona, a $\bar{\beta}$ koeficijent prikazan na crtežu 4.6, odnosno definiran s pomoću

$$\bar{\beta} = 1 - \varepsilon_n^* / \varepsilon_{c,p} \quad \text{za } \varepsilon_n^* \le \varepsilon_{c,p}$$

$$\bar{\beta} = 0 \quad \text{za } \varepsilon_n^* < \varepsilon_{c,p} \tag{4.30}$$

U gornjim izrazima, ε_n^* je tekuća vrijednost deformacije okomito na ravninu pukotine, a $\varepsilon_{c,p}$ granična vrijednost deformacije iznad koje nema posmičnog prijenosa u ravnini pukotine. Ova fiktivna deformacija odgovara širini pukotine kod koje nema zahvaćanja agregata u posmiku i trenja između ravnina pukotine, te utjecaja zaklinjenja armature. Ova se deformacija može napisati u obliku

$$\varepsilon_{c,p} = \bar{\gamma} \cdot \varepsilon_{cr} \tag{4.31}$$

gdje je $\bar{\gamma}$ empirijski koeficijent, čija je vrijednost uglavnom ovisna u odnosu na tip sloma. Ukoliko slom konstrukcije nastaje dominantno zbog posmika, numerički rezultati će bitno ovisiti od veličine $\varepsilon_{c,p}$. U tom slučaju se predlaže da se za $\bar{\gamma}$ usvoji vrijednost [41]

$$\bar{\gamma} = 10 - 15 \tag{4.32}$$

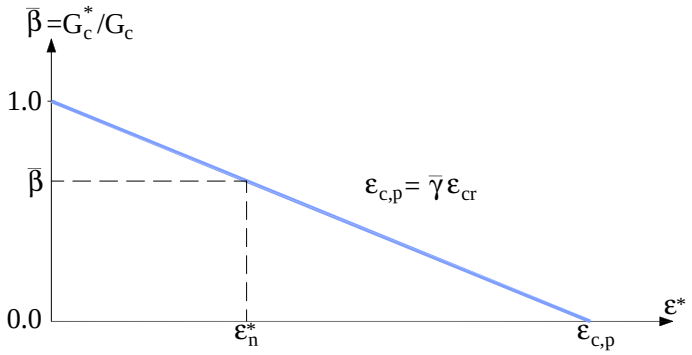
što daje manju vrijednost granične deformacije $\varepsilon_{c,p}$ od one najčešće korištene u literaturi $\varepsilon_{c,p}$ = 0.001–0.0025).

Za konstrukcije kod kojih slom nastaje dominantno zbog savijanja, numerički rezultati su manje osjetljivi o veličini $\varepsilon_{c,p}$. U tom se slučaju preporuča vrijednost $\varepsilon_{c,p} = 0.004$, čemu odgovara

$$\bar{\gamma} = 20 - 35 \tag{4.33}$$

Treba naglasiti da izrazi (4.32) i (4.33) za određivanje granične vlačne deformacije $\varepsilon_{c,p}$ nemaju izravnu eksperimentalnu ni teorijsku podlogu, već su određeni na temelju rezultata numeričke simulacije nekih eksperimenata, pa kod njihove primjene treba biti obazriv.

Kod rasterećenja i ponovnog opterećenja, pretpostavljena je ista veza modula posmika i vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine (slika 4.5). Ovo podrazumijeva idealno zatvaranje pukotine.

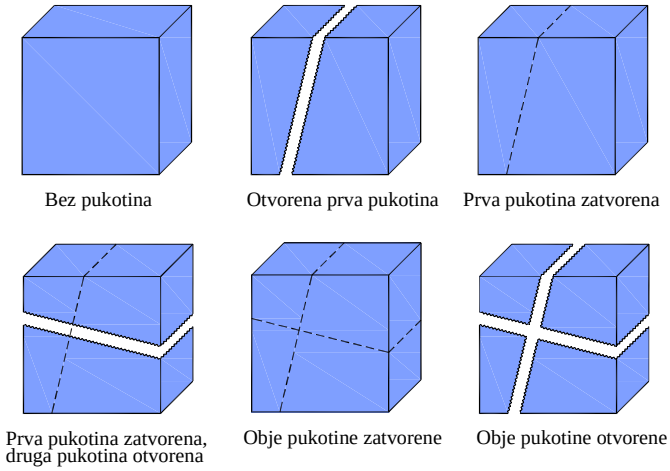


Slika 4.5 Model posmične krutosti betona s pukotinama

U slučaju betona s dvije pukotine, modul posmika puknutog betona G_c^* određuje se na isti način, kod čega se između tekućih deformacija ε_n^* i ε_t^* (okomitih na ravninu pukotine) uzima ona koja ima veću vrijednost.

4.3.1.6 Modeliranje zatvaranja pukotina

Prikazanim modelom moguće je simulirati zatvaranje i ponovno otvaranje pukotina, što je od iznimne važnosti kod modeliranja ponašanja betona u seizmičkim uvjetima. Shematski prikaz mogućih stanja pukotina prikazan je na slici 4.6.



Slika 4.6 Moguća stanja pukotina u betonu

Za određivanje stanja pukotine, promatrana je deformacija okomito na ravninu pukotine. Usvojeno je da je pukotina potpuno zatvorena ako je

$$\varepsilon_n^* < 0 \quad i/ili \quad \varepsilon_t^* < 0 \tag{4.34}$$

Ako je tekuća deformacija okomito na ravninu pukotine smanjena, ali je još uvijek vlačna, pretpostavljeno je djelomično zatvaranje pukotine. Ovaj slučaj se javlja kada je tekuća deformacija ε_{n+1} (u n+1 prirastu opterećenja) manja od prethodne deformacije ε_n (slika 4.4b). Tekuće vlačno naprezanje okomito na ravninu pukotine σ_{n+1} izračunava se pomoću

$$\sigma_{n+1} = \sigma_n \varepsilon_n / \varepsilon_{n+1} \tag{4.35}$$

Ponovno otvaranje prethodno zatvorene pukotine kontrolirano je također praćenjem vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Ukoliko dolazi do ponovnog otvaranja pukotine, tj. ako je

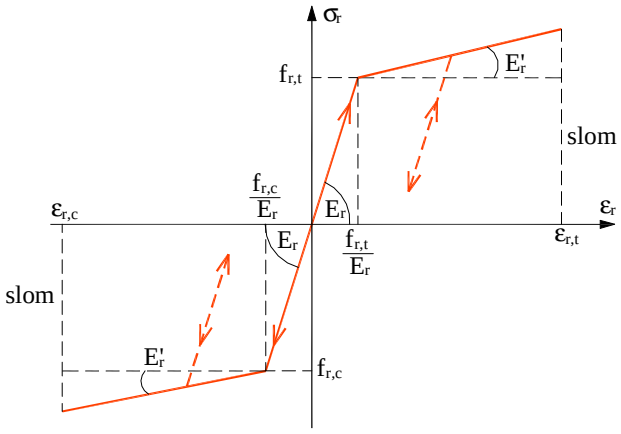
$$\varepsilon_n^* > 0 \quad i/ili \quad \varepsilon_t^* > 0 \tag{4.36}$$

ne računa se s nikakvom vlačnom krutošću betona, dok je omogućen prijenos posmičnog naprezanja.

4.3.2 Usvojeni model ponašanja armature

Armatura se simulira zasebnim štapnim elementima u okviru osnovnog elementa betona (slika 4.1a). Matrica krutosti cijelog elementa dobiva se zbrajanjem doprinosa krutosti svih šipki armature i krutosti osnovnog betonskog elementa.

Usvojena veza naprezanje-deformacija za betonski čelik prikazana je na slici 4.7. Na njoj $f_{r,c}$ i $f_{r,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna čvrstoća čelika, a $\varepsilon_{r,c}$ i $\varepsilon_{r,t}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računska lomna deformacija čelika, dok su E_r i E_r' računski moduli elastičnosti armature. Dakle, usvojena je klasična bi-linearna veza, s linearnim ponašanjem u rasterećenju.



Slika 4.7 Veza naprezanje-deformacija za betonski čelik (armaturu)

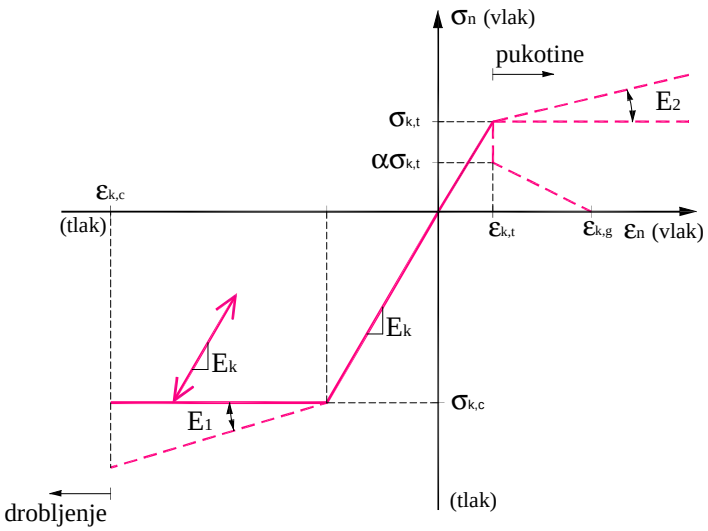
4.3.3 Model za simulaciju kontakta

2D dodirni elementi prenose normalno naprezanje σ_n na kontaktu prema slici 4.8, što omogućava simulaciju klizanja, odvajanja i utiskivanja na kontaktu između temelja i tla. Moguće je zadati različite oblike veze $\sigma_n - \varepsilon_n$, gdje je σ_n naprezanje i ε_n deformacija okomito na spojnu plohu. Treba odabrati takav dijagram naprezanje-deformacija koji će najbolje opisati stvarno ponašanje na kontaktu.

U tlačnom području $\sigma_{k,c}$ označava računsku tlačnu čvrstoću na kontaktu kod koje dolazi do popuštanja, $\varepsilon_{k,c}$ graničnu tlačnu deformaciju kod sloma, E_k modul elastičnosti okomito na spojnu plohu i E_1, E_2 module elastičnosti za ponašanje s ojačanjem.

U vlačnom području $\sigma_{k,t}$ označava računsku vlačnu čvrstoću iznad koje nastaju pukotine, E_2 modul elastičnosti za ponašanje s ojačanjem, $\varepsilon_{k,t}$ vlačnu deformaciju okomito na spojnu plohu kod pojave pukotine, a $\varepsilon_{k,g}$ maksimalnu vlačnu deformaciju okomito na spojnu plohu iznad koje nema nikakve vlačne krutosti za odabrano gradivo. Model vlačne krutosti i ostale karakteristike dijagrama na slici 4.8 slični su onima za beton, s dopunskim mogućnostima modeliranja u tlaku i vlaku (elasto-plastično ponašanje i ojačanje).

Ovisno o svojstvima kontakta, odabire se takav oblik dijagrama na slici 4.8, uz odgovarajuće parametre gradiva, koji će najrealističnije opisati stvarno ponašanje na kontaktu. Kod toga se za parametre materijala dodirnih elemenata uzimaju niže vrijednosti od odgovarajućih parametara susjednih gradiva na kontaktu, odnosno prionjivost na dodirnoj plohi za vlačno područje dijagrama.



Slika 4.8 Modeliranje prijenosa normalnog naprezanja 2D dodirnog elementa

2D dodirni element prenosi posmik na spojnoj plohi, tj. omogućava simulaciju klizanja i posmičnog sloma spoja. Grafički prikaz posmične nosivost na spoju dan je na slici 4.9. Modeliranje posmičnog sloma slično je onome kod zida, tj.

$$\tau_s \leq \tau_k \tag{4.37}$$

gdje je τ_s posmično naprezanje u dodirnom elementu, a τ_k računska posmična čvrstoća u smjeru kontakta, definirana sa

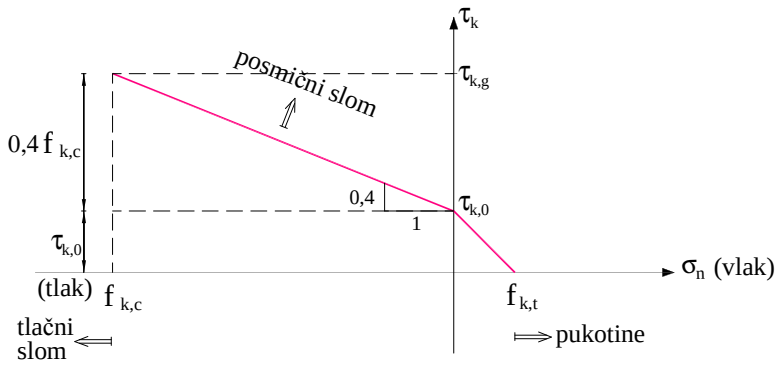
(i) u tlaku $(\sigma_n \le 0)$

$$\tau_k = \tau_{k,0} + 0.4\sigma_n \le \tau_{k,0} + 0.4f_{k,c} \tag{4.38}$$

(ii) u vlaku $(\sigma_n > 0)$

$$\tau_k = \tau_{k,0}\left(1 - \frac{f_{k,t}}{\tau_{k,0}}\right) \ge 0 \tag{4.39}$$

gdje $\tau_{k,0}$ označava računsku posmičnu čvrstoću spoja izloženog čistom posmiku (bez tlaka), a σ_n je normalno naprezanje na spojnoj plohi.



Slika 4.9 Grafički prikaz posmične nosivosti 2D dodirnog elementa

Posmična krutost dodirnog elementa koji ima pukotine simulira se na sličan način kao kod betona. Naime, modul posmika dodirnog elementa koji ima pukotine G_k^* uzima se tako da se početni modul posmika G_k pomnoži s koeficijentom $\bar{\bar{\beta}}$ (≤ 1), koji se određuje na analogan način kao za beton

$$G_k^* = \bar{\bar{\beta}} G_k \tag{4.40}$$

4.3.4 Model ponašanja tla

Za modeliranje ponašanja tla trenutno nije predviđen poseban model, već se koristi model ponašanja razvijen za simulaciju ponašanja betona opisan u točki 4.2.1. Razina pouzdanosti modela ovisi od razine pouzdanosti s kojom su utvrđene karakteristike modeliranog tla. Naime, tla mogu biti iz nekoherentnih materijala, koherentnih materijala, stjenovita i sl. Kod toga je važno ispravno definirati parametre modela na temelju raspoloživih parametara tla. Prikazani modeli mogu simulirati ponašanje tla u tlaku, pojavu i razvoj pukotina u tlu u vlaku, anizotropna svojstva tla i niz drugih nelinearnih efekata prema točki 4.2.1.

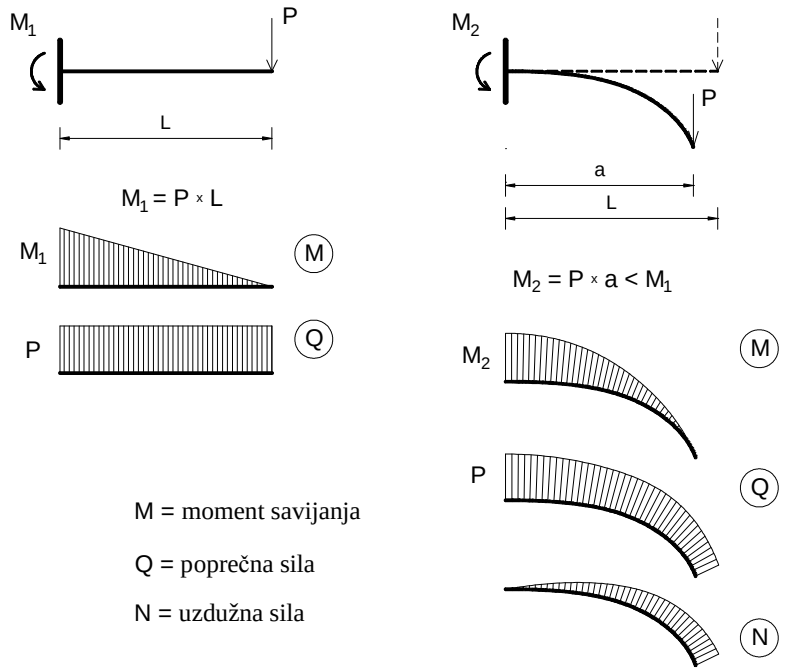
4.4 MODEL GEOMETRIJSKE NELINEARNOSTI

Ovdje će se ukratko prikazati model geometrijske nelinearnosti koji je korišten za dinamičku analizu vitkih armiranobetonskih konstrukcija. Ovim modelom uključen je utjecaj velikih pomaka i malih deformacija. Kod toga je omogućeno istovremeno uključenje geometrijske i materijalne nelinearnosti konstrukcije.

Geometrijska nelinearnost konstrukcije posljedica je utjecaja promjene njene geometrije (pomicanja/progibanja), kao i nelinearne veze između deformacija i pomaka. Linearni model geometrije ne uzima u obzir utjecaj promjene geometrije konstrukcije. U tom se modelu jednadžbe ravnoteže zadovoljavaju na nedeformiranom (početnom) sustavu. Takav pristup je prihvatljiv za krute konstrukcije kod kojih su ukupni pomaci sustava mali. Kad su pomaci konstrukcije veliki, jednadžbe ravnoteže potrebno je zadovoljiti na deformiranom sustavu jer primjena linearnog modela geometrije tada daje pogrešne rezultate. Primjer utjecaja odabira modela geometrije na neke rezultate proračuna konzole prikazan je na slici 4.10.

Primjena modela malih pomaka pri proračunu vitkih konstrukcija može rezultirati pogrešnim zaključcima glede njihove nosivosti i sigurnosti. Kod toga su oni ponekad na strani manje, a ponekad na strani veće sigurnosti. U nekim je slučajevima linearni model geometrije neupotrebljiv, pa je nužna upotreba modela velikih pomaka.

Linearna veza između deformacija i pomaka prihvatljiva je za probleme s malim deformacijama. Za probleme s velikim deformacijama, potrebno je koristiti nelinearnu vezu deformacija-pomak. U analizi betonskih i čeličnih konstrukcija, kod kojih su uporabne i lomne deformacije relativno male (nekoliko promila), dostatno je koristiti linearnu vezu deformacija-pomak.



(a) Model malih pomaka (b) Model velikih pomaka

Slika 4.10 Primjer utjecaja modela geometrije na neke rezultate proračuna konzole

U nastavku je prikazan usvojeni model geometrijske nelinearnosti za probleme s velikim pomacima i malim deformacijama, za analizu vitkih armiranobetonskih konstrukcija. Pri tome je moguća istovremena uporaba nelinearnih modela materijala. Prikazan je model geometrijske nelinearnosti u okviru prethodno razvijenog modela za nelinearnu dinamičku analizu armiranobetonskih konstrukcija (vidjeti [84], [85]). Izloženi model geometrijske nelinearnosti je testiran usporedbom rezultata numeričke simulacije s rezultatima dobivenim temeljem eksperimentalnih testova.

4.4.1 Postupak uključenja geometrijske nelinearnosti

Za rješenje problema korišten je tzv. ažurirani Lagrange-ov postupak, koji se temelji na slijedećim polazištima [86]:

(i) Vanjsko opterećenje se aplicira u inkrementima. Za svaki se inkrement provodi iteracijski postupak proračuna, sve dok vektor neuravnoteženih sila ne bude po volji dovoljno mali. Nakon što je zadovoljen kriterij konvergencije, vektor neuravnoteženih sila se pridodaje idućem inkrementu vanjskog opterećenja i iteracijski postupak se ponavlja.

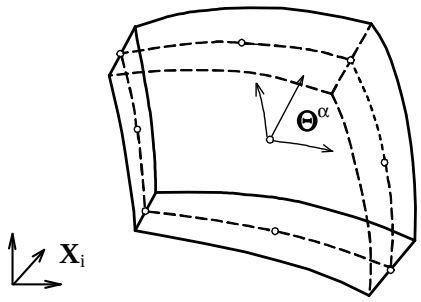
(ii) U okviru svakog iteracijskog koraka, koristi se klasični Lagrange-ov postupak: stanje varijabli se definira u odnosu na stanje na početku promatranog iteracijskog koraka.

(iii) Na kraju svakog iteracijskog koraka, stanje varijabli se ažurira (redefinira) u odnosu na stanje na kraju promatranog iteracijskog koraka.

Prvo je potrebno razmotriti stanje na početku promatranog iteracijskog koraka. U Lagrange-ovom opisu, prostorni položaj tijela izražen u Cartesy-evom koordinatnom sustavu $\mathbf{X}_i$ definiran je izrazom:

$$\mathbf{X}_i = \mathbf{X}_i\left(\boldsymbol{\Theta}^\alpha\right) \tag{4.41}$$

gdje je materijalna točka tijela jedinstveno definirana u pridruženom krivolinijskom koordinatnom sustavu $\boldsymbol{\Theta}^\alpha$ (slika 4.11).



Slika 4.11 Prostorni ($\mathbf{X}_i$) i materijalni ($\boldsymbol{\Theta}^\alpha$) koordinatni sustav

Ravnoteža tijela se izražava jednadžbom virtualnog rada s komponentama u Cartesy-evom koordinatnom sustavu:

$$\int_V \boldsymbol{\sigma}_{ij}\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}dV = \int_S \mathbf{q}_i\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.42a}$$

ili alternativno s komponentama u pridruženom krivolinijskom koordinatnom sustavu:

$$\int_V \boldsymbol{\sigma}^{\alpha\beta}\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha\beta}dV = \int_S \mathbf{q}_i\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.42b}$$

U gornjim izrazima, $\boldsymbol{\sigma}_{ij}$ i $\boldsymbol{\sigma}^{\alpha\beta}$ su Cauchy-evo naprezanje, $\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ i $\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha\beta}$ mali prirast (inkrement) deformacije, *V* volumen tijela i *S* ploha tijela. Radi kratkoće zapisa, uzeto je samo površinsko opterećenje $\mathbf{q}_i$.

Kako se u izrazu (4.42b) integracija vrši preko tekućeg stanja tijela, kontra-varijantne komponente Cauchy-eva naprezanja $\boldsymbol{\sigma}^{\alpha\beta}$ su jednake kontra-varijantnim komponentama drugog Piola-Kirchhoff naprezanja $\mathbf{S}^{\alpha\beta}$. Ko-varijantne komponente prirasta deformacija $\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha\beta}$ povezane su s Cartesy-evim komponentama prirasta pomaka $\delta\mathbf{u}$ preko

$$\delta\boldsymbol{\varepsilon}_{\alpha\beta} = \tfrac{1}{2}\left(\mathbf{X}_{k,\alpha}\delta\mathbf{u}_{k,\beta} + \mathbf{X}_{k,\beta}\delta\mathbf{u}_{k,\alpha}\right) \tag{4.43}$$

Koristeći simetriju $\boldsymbol{\sigma}^{\alpha\beta}$, jednadžba virtualnog rada može se napisati u obliku

$$\int_V \mathbf{S}^{\alpha\beta}\mathbf{X}_{k,\alpha}\delta\mathbf{u}_{k,\beta}dV = \int_S \mathbf{q}_i\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.44}$$

Na kraju promatranog iteracijskog koraka, prostorni položaj tijela x_i opisan je sa

$$x_i = x_i\left(\boldsymbol{\Theta}^{\alpha}\right) = x_i\left(\boldsymbol{\Theta}^{\alpha}\right) + \Delta\mathbf{u}_i(\boldsymbol{\Theta}^{\alpha}) \tag{4.45}$$

gdje je, kako je već rečeno, $\mathbf{x}_i$ prostorni položaj točke tijela na početku promatranog iteracijskog koraka, a $\Delta\mathbf{u}_i$ inkrement pomaka.

Jednadžba virtualnog rada na kraju promatranog iteracijskog koraka ima oblik

$$\int_V \left(\mathbf{S}^{\alpha\beta} + \Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}\right)\delta\mathbf{E}_{\alpha\beta}dV = \int_S \left(\mathbf{q}_i + \Delta\mathbf{q}_i\right)\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.46}$$

gdje $\delta\mathbf{E}_{\alpha\beta}$ označava prirast Green-ovih (Lagrange-ovih) deformacija, koji se može izračunati iz prirasta pomaka s pomoću

$$\delta\mathbf{E}_{\alpha\beta} = \tfrac{1}{2}\left[\left(\mathbf{X}_{k,\alpha} + \Delta\mathbf{u}_{k,\alpha}\right)\delta\mathbf{u}_{k,\beta} + \left(\mathbf{X}_{k,\beta} + \Delta\mathbf{u}_{k,\beta}\right)\delta\mathbf{u}_{k,\alpha}\right] \tag{4.47}$$

Treba napomenuti da se integracija u izrazu (4.46) vrši u odnosu na stanje tijela na početku iteracijskog koraka i $\Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}$ je inkrement drugog Piola-Kirchhoff naprezanja.

Koristeći simetriju $\mathbf{S}^{\alpha\beta}$ i $\Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}$, jednadžba ravnoteže u funkciji pomaka ima oblik

$$\int_V \left(\mathbf{S}^{\alpha\beta} + \Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}\right)\left(\mathbf{X}_{k,\alpha} + \Delta\mathbf{u}_{k,\alpha}\right)\delta\mathbf{u}_{k,\beta}dV = \int_S \left(\mathbf{q}_i + \Delta\mathbf{q}_i\right)\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.48}$$

Integracija u (4.44) i (4.48) se provodi u odnosu na isto stanje tijela. Kraćenjem jednadžbe (4.48), dobiva se jednadžba inkrementalnog virtualnog rada, koja se također označava kao jednadžba neprekinute (kontinuirane) ravnoteže

$$\int_V \left(\Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}\mathbf{X}_{k,\alpha} + \mathbf{S}^{\alpha\beta}\Delta\mathbf{u}_{k,\alpha} + \Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}\Delta\mathbf{u}_{k,\alpha}\right)\delta\mathbf{u}_{k,\beta}dV = \int_S \Delta\mathbf{q}_i\delta\mathbf{u}_i dS \tag{4.49}$$

Prirast naprezanja, odnosno tekući konstitutivni model materijala, može se napisati u obliku

$$\Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta} = \mathbf{C}^{\alpha\beta\gamma\delta}\Delta\mathbf{E}_{\gamma\delta} \tag{4.50}$$

gdje $\mathbf{C}^{\alpha\beta\gamma\delta}$ označava tekuću funkcijsku vezu između prirasta naprezanja $\Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}$ i prirasta deformacija $\Delta\mathbf{E}_{\gamma\delta}$. Inkrement Green-ovih deformacija može se izračunati iz prirasta pomaka s pomoću

$$\Delta\mathbf{E}_{\gamma\delta} = \tfrac{1}{2}\left(\mathbf{X}_{k,\gamma}\Delta\mathbf{u}_{k,\delta} + \mathbf{X}_{k,\delta}\Delta\mathbf{u}_{k,\gamma} + \Delta\mathbf{u}_{k,\gamma}\Delta\mathbf{u}_{k,\delta}\right) \tag{4.51}$$

Budući da je $\mathbf{C}^{\alpha\beta\gamma\delta}$ simetričan u odnosu na dva posljednja indeksa, kombinacija (4.50) i (4.511) vodi u izraz za proračun inkremenata naprezanja u funkciji inkremenata pomaka

$$\Delta \mathbf{S}^{\alpha\beta} = \mathbf{C}^{\alpha\beta\gamma\delta}\left(\mathbf{X}_{k,\gamma}\Delta\mathbf{u}_{k,\delta} + \tfrac{1}{2}\Delta\mathbf{u}_{k,\gamma}\Delta\mathbf{u}_{k,\delta}\right) \tag{4.52}$$

Izrazi (4.49) i (4.52) su temeljne jednadžbe promatranog iteracijskog koraka. Ako je koordinatni sustav Cartesy-ev, (4.49) i (4.52) se pojednostavljuju na

$$\int_V \left(\Delta\mathbf{S}_{ij}\delta_{ki} + \mathbf{S}_{ij}\Delta\mathbf{u}_{k,i} + \Delta\mathbf{S}_{ij}\Delta\mathbf{u}_{k,i}\right)\delta\mathbf{u}_{k,j}\,dV = \int_S \Delta\mathbf{q}_i\delta\mathbf{u}_i\,dS \tag{4.53}$$

$$\Delta\mathbf{S}_{ij} = \mathbf{C}_{ijkl}\left(\Delta\mathbf{u}_{k,l} + \tfrac{1}{2}\Delta\mathbf{u}_{m,k}\Delta\mathbf{u}_{m,l}\right) \tag{4.54}$$

gdje je $\boldsymbol{\delta}_{ki}$ Kronecher-ov simbol.

Na kraju tekućeg iteracijskog koraka potrebno je ažurirati stanje varijabli. Kod toga se razlikuje formulacija preko općeg krivolinijskog koordinatnog sustava i pridruženog koordinatnog sustava koji je Cartesy-ev koordinatni sustav na početku iteracijskog koraka.

Za zakrivljeni sustav, kontra-varijantne komponente drugog naprezanja Piola-Kirchhoff treba korigirati za promjene volumena kako bi postale kontra-varijantne komponente Cauchy-eva naprezanja, tj.

$$\boldsymbol{\sigma}^{\alpha\beta} = \left(\mathbf{S}^{\alpha\beta} + \Delta\mathbf{S}^{\alpha\beta}\right)\Big/\mathbf{J} \tag{4.55}$$

gdje je $\mathbf{J}$ Jacoby-ana inkrementa deformacije. Ako je materijal približno nestišljiv, transformacija nije potrebna.

U početnom Cartesy-evom pristupu, drugo Pioala-Kirchhoff naprezanje treba transformirati u stvarno (Cauchy-evo) naprezanje u Cartesy-evu koordinatnom sustavu

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij} = \left(\boldsymbol{\delta}_{ik} + \Delta\mathbf{u}_{i,k}\right)\left(\mathbf{S}_{kl} + \Delta\mathbf{S}_{kl}\right)\left(\delta_{jl} + \Delta\mathbf{u}_{j,l}\right)\Big/\mathbf{J} \tag{4.56}$$

Kod toga opet Jacoby-ana treba biti jednaka jedinici ako je materijal približno nestišljiv.

Kao što je prethodno prikazano, utjecaj velikih pomaka obuhvaćen je transformacijama komponenti pomaka i sila (naprezanja) između globalnog i lokalnog koordinatnog sustava. Naime, uz pretpostavku da je prirast pomaka unutar svakog iteracijskog koraka mali, može se usvojiti da postoji linearna ovisnost između deformacija i pomaka. Na ovaj se način proračun značajno pojednostavljuje i skraćuje. Primjena lokalnog koordinatnog sustava za definiranje konstitutivnog zakona materijala također pojednostavljuje analizu za slučajeve s anizotropnim svojstvima materijala.

Konkretno, u svakom iteracijskom koraku traženja rješenja problema, rješava se sustav

$$\mathbf{K}^{n-1}\Delta\mathbf{u}^{n} = \mathbf{R}^{n} - \mathbf{F}^{n-1} \tag{4.57}$$

u kojemu *n* označava promatrani iteracijski korak, **K** označava tekuću matricu krutosti konstrukcije koja može uključivati materijalnu nelinearnost (s različitim modelima materijala) i geometrijsku nelinearnost (velike pomake, male deformacije), $\Delta\mathbf{u}$ označava tekući prirast pomaka,

R označava tekući vektor vanjskih čvornih sila i **F** označava tekući vektor unutrašnjih čvornih sila zbog naprezanja materijala. Iteracijski postupak se nastavlja sve dok vektor neuravnoteženih sila $\left(\mathbf{R}^{n} - \mathbf{F}^{n-1}\right)$ ne bude po volji dovoljno mali. Potom se vektor neuravnoteženih sila pridodaje novom inkrementu vanjskog opterećenja i iteracijski postupak se ponovno ponavlja.

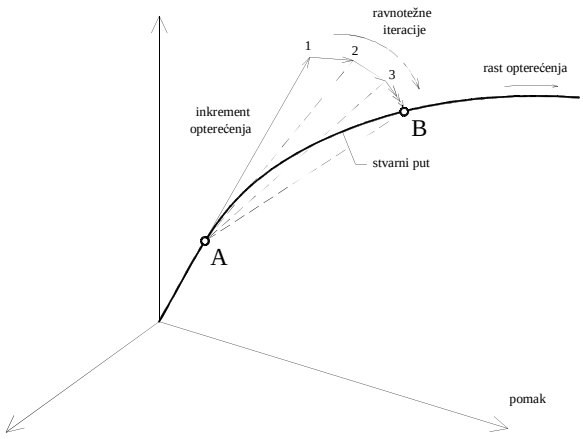
4.4.2 Još neki proračunski aspekti

Za rješenje sustava nelinearnih jednadžbi koristi se metoda Newton-Raphson. Pri tome su u računalni program uključene slijedeće mogućnosti ažuriranja matrice krutosti:

- samo na početku proračuna,
- na početku svakog inkrementa opterećenja,
- na početku svakog iteracijskog koraka svakog inkrementa opterećenja, te
- u definiranim inkrementima opterećenja i definiranim iteracijskim koracima.

Ova se metoda pokazala efikasnom kod rješavanja problema promatranih u ovom radu, pri čemu su pomaci konstrukcije bili vrlo veliki. Ipak, moguće je da ova metoda ne da rješenje u određenim slučajevima s vrlo izraženom promjenom geometrije.

Kao što je već navedeno, vanjsko opterećenje se zadaje u inkrementima. Bez obzira je li se radi o problemima s čistom geometrijskom nelinearnosti ili istodobnom geometrijskom i materijalnom nelinearnosti, veličina inkrementa opterećenja ima utjecaj na dobivene rezultate. Taj je utjecaj značajniji što je stupanj nelinearnosti veći. Slika 4.12 shematski prikazuje tipični iteracijski postupak traženja rješenja za neki inkrement opterećenja. Prikaz je dan u prostoru, pri čem treba imati na umu da se u stvarnoj konstrukciji rješenje zbiva u višedimenzionalnom prostoru, koji odgovara broju stupnjeva slobode diskretiziranog sustava.



Slika 4.12 Kvalitativni prikaz inkrementalno-iterativnog postupka rješenja

Treba uočiti razliku između računskog puta traženja rješenja A-1-2-3 … B i stvarnog puta rješenja A-B. Kod toga treba imati na umu da točan put rješenja i nije poznat, odnosno da rješenje u zadnjem iteracijskom koraku ne leži egzaktno u točki B (prisutne su uvijek određene greške u ovisnosti o odabranom kriteriju konvergencije). Zaobilaženja stvarnog puta mogu proizvesti nepostojeće nelinearnosti materijala ili nepostojeće geometrijske nelinearnosti. S toga je potrebo uzeti dostatno male inkremente opterećenja, a što ovisi o razmatranom problemu. U pravilu, manji inkrementi opterećenja trebali bi dati točnije rezultate. Kod toga premali inkrementi opterećenja mogu ponekad nepotrebno produžiti analizu i smanjiti točnost rješenja zbog velikog opsega numeričkih (računskih) operacija unutar proračuna. Poželjno je istražiti utjecaj duljine inkremenata opterećenja na dobivene rezultate za svaki analizirani primjer.

Kao što je prethodno navedeno, usvojeni kriterij konvergencije direktno utječe na dobivene rezultate. Stoga pri izboru kriterija konvergencije treba biti oprezan. Za kontrolu konvergencije postupaka, praćena je norma prirasta pomaka u promatranom iteracijskom koraku u odnosu na ukupne tekuće pomake. Prevelika dopustiva tolerancija, koja je dobro došla radi skraćenja trajanja analize, često može proizvesti potpuno različito računsko stanje od stvarnog ponašanja konstrukcije. U pravilu, manja dopustiva tolerancija, koja ima za posljedicu duže trajanje analize, trebala bi dati točnije rezultate. Međutim, premala dopustiva tolerancija može izazvati značajne numeričke pogreške i veća odstupanja računskih i stvarnih rezultata. S toga je i ovdje potrebno provesti više proračuna s različitim vrijednostima dopustive tolerancije.

5. PROVJERA RAZVIJENOG NUMERIČKOG MODELA ZA ANALIZU VIKIH ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA

5.1 OPĆENITO

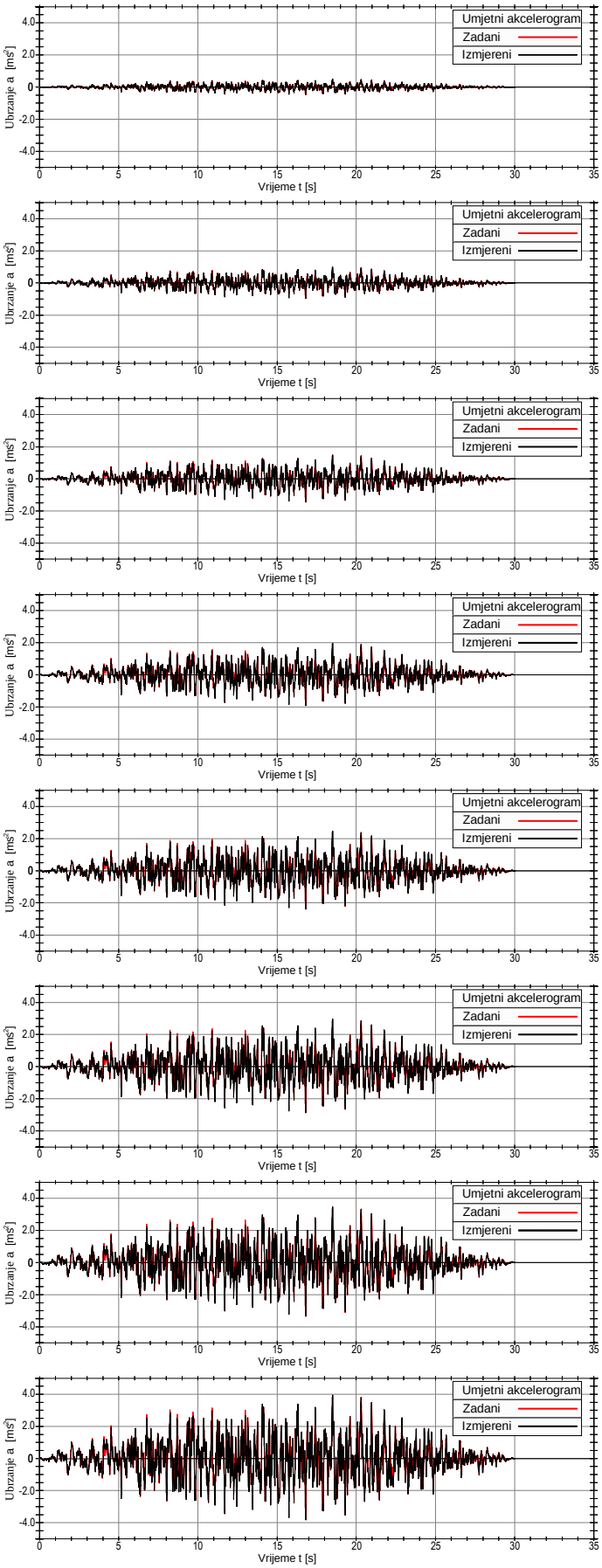
Numerički model za dinamičku analizu vitkih armiranobetonskih konstrukcija, prezentiran u poglavlju 4, testiran je usporedbom rezultata dobivenih numeričkom analizom s rezultatima provedenih eksperimentalnih ispitivanja. Model je testiran na stupovima različitih vitkosti, različitih rubnih uvjeta, s različitim masama na vrhu, različitim postocima armiranja i različitim ekscentricitetima mase, što omogućava donošenje objektivnih zaključaka o pouzdanosti i mogućnosti primjene izloženog numeričkog modela. Na kraju su navedeni zaključci glede valjanosti i pouzdanosti razvijenog numeričkog modela.

5.2 DINAMIČKO OPTEREĆENJE

Testirane konstrukcije su izložene jednokomponentnom ubrzanju podloge, uz sukcesivno povećavanje amplitude za po 0.5 ms^{-2}, jednako kod numeričkih i kod eksperimentalnih testova. Uključeno je akumuliranje oštećenja nastalog tijekom prethodnih pobuda. Za numeričke analiza korištene su pobude (ubrzanja) snimljene na platformi tijekom eksperimentalnog ispitivanja. Prije uporabe ovako snimljena ubrzanja su filtrirana kako bi se uklonile amplitude izazvane šumom mjernih uređaja [87, 88]. Vremenski zapis ubrzanja za svaku apliciranu pobudu prikazan je na slici 5.1.

Jako dobro slaganje teorijskih zadanih ubrzanja (umjetni akcelereogram) i ostvarenih ubrzanja na platformi potvrđuje njenu veliku preciznost i pouzdanost.

Prije apliciranja prve dinamičke pobude, napravljena je statička analiza samo za vlastitu težinu modelirane konstrukcije. Na takav je način uzeto u obzir početno stanje naprezanja i deformacija od gravitacijskog opterećenja. Također prije apliciranja prve pobude određene su početne svojstvene vrijednosti sustava, temeljem kojih je određen vremenski inkrement pri integraciji jednadžbe gibanja. Dobro slaganje eksperimentalno izmjerenih i računski dobivenih svojstvenih vrijednosti je pokazatelj da je na adekvatan način simulirana krutost konstrukcije, kao i raspored masa.



Slika 5.1 Aplicirane pobude (a_{gmax}=0.5 - 4.0 ms^{-2}

5.3 USVOJENI PARAMETRI ZA NUMERIČKU SIMULACIJU

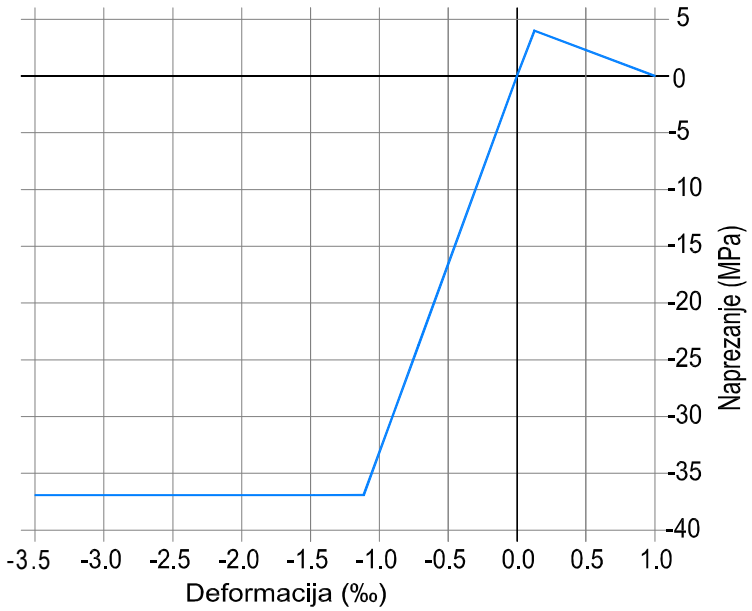
Svi stupovi su aproksimirani stanjem ravninskog naprezanja, s debljinama konačnih elemenata koje odgovaraju stvarnim širinama konstrukcije u promatranom presjeku. Za simulaciju konstrukcije i okolnog tla korišteni su 8-čvorni ravninski elementi, s 2×2 Gauss-ovom integracijom u svim slučajevima.

Uključivanjem temelja u numerički model, simulirana je njegova deformabilnost. Simulirana je i deformabilnost temeljnog tla, uključivanjem dijela tla ispod temelja u numerički model. Ubrzanje je aplicirano na pridržanim čvorovima modela (donji rub temelja, odnosno dno tla ispod temelja).

Parametri materijala su usvojeni na temelju rezultata ispitivanja uzoraka materijala opisanog u poglavlju 2. Usvojena jednoosna veza naprezanje-deformacija za beton, dobivena na temelju eksperimenta, prikazana je na slici 5.2. Usvojeni glavni parametri betona za numeričku analizu prikazani su u tablici 5.1.

Tablica 5.1 Usvojeni osnovni parametri betona) za numeričku analizu.

Tlačna čvrstoća ($f_{c,c}$)	37.2	MPa
Vlačna čvrstoća ($f_{c,t}$)	4.0	MPa
Početni modul elastičnosti (E_c)	33.2	GPa
Modul posmika (G_c)	14.4	GPa
Granična tlačna deformacija ($\varepsilon_{c,c}$)	3.5	‰
Granična vlačna deformacija ($\varepsilon_{c,t}$)	1.0	‰
Granična posmična deformacija ($\varepsilon_{\gamma,max}$)	20.0	‰
Poissonov koeficijent (ν)	0.2	

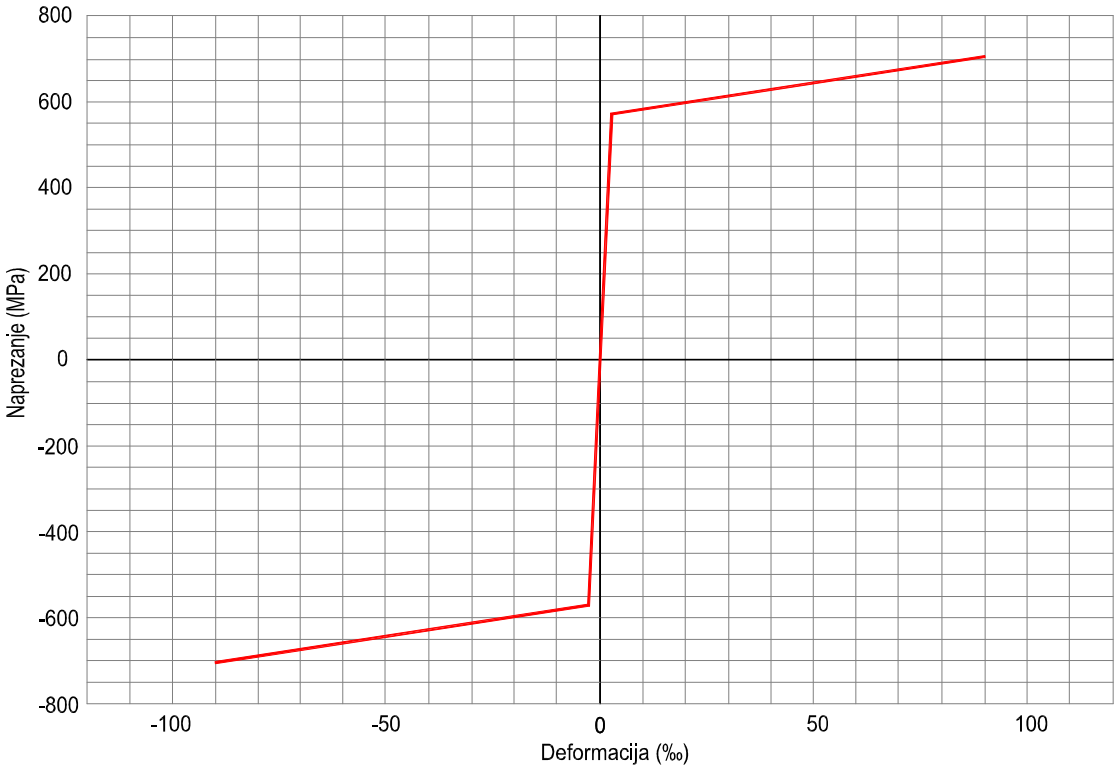


Slika 5.2 Usvojena jednoosna veza naprezanje - deformacija za beton

Usvojena krivulja naprezanje-deformacija za armaturu, dobivena na temelju eksperimenta, prikazana je na slici 5.3. Osnovni parametri za modeliranje armature prikazani su u tablici 5.2.

Tablica 5.2 Usvojeni osnovni parametri armature (čelika) za numeričku analizu

Jednoosna tlačna čvrstoća ($f_{r,c}$)	570	MPa
Jednoosna vlačna čvrstoća ($f_{r,t}$)	570	MPa
Početni modul elastičnosti (E_r)	205	GPa
Granična tlačna deformacija ($\varepsilon_{r,c}$)	90.0	‰
Granična vlačna deformacija ($\varepsilon_{r,t}$)	90.0	‰
Deformacija početka tečenja u vlaku ($\frac{f_{r,c}}{E_r}$)	2.8	‰
Deformacija početka tečenja u tlaku ($\frac{f_{r,c}}{E_r}$)	2.8	‰



Slika 5.3 Dijagrmi naprezanje - deformacija za armaturu

Usvojeni glavni parametri tla za numeričku analizu prikazani su u tablici 5.3.

Tablica 5.3 Usvojeni osnovni parametri gradiva (tlo) za analizu konstrukcija

Tlačna čvrstoća ($f_{s,c}$)	20.0	MPa
Vlačna čvrstoća ($f_{s,t}$)	0.0	MPa
Početni modul elastičnosti (E_s)	10.0	GPa
Modul posmika (G_s)	4.7	GPa
Granična tlačna deformacija ($\varepsilon_{s,c}$)	5.0	‰
Granična vlačna deformacija ($\varepsilon_{s,t}$)	0.0	‰
Poissonov koeficijent (ν)	0.2	

Za potrebe modeliranja eksperimentalno testiranih stupova, čelična ploča platforme je pretpostavljena kao apsolutno kruta. Deformabilnost i rotacije ploče imaju zanemariv utjecaj na ponašanje testiranih konstrukcija. Prirodna frekvencija sustava određena je rješavanjem problema

svojstvene zadaće konstrukcije s linearnim modelom materijala. Sve testirane konstrukcije (stupovi) imaju prvi mod savojni, u smjeru djelovanja aplicirane horizontalne pobude.

U dinamičkim analizama korištena je implicitna vremenska integracija s vremenskim inkrementom duljine približno 1/100 osnovnog perioda slobodnih vibracija promatranog stupa. Za kriterij konvergencije iterativnog postupka usvojena je norma prirasta pomaka od 0.1‰ u odnosu na normu tekućih ukupnih pomaka. Nije modeliran utjecaj deformiranja stupova okomito na njihovu ravninu. Pored nelinearnih efekata gradiva, usvojeno je viskozno konstrukcijsko prigušenje u iznosu od 2 %.

5.4 REZULTATI NUMERIČKE SIMULACIJE

U nastavku su prikazani samo neki rezultati proračuna, koji su uspoređeni (“ preklopljeni“) s eksperimentalno utvrđenim rezultatima. Pri tom su na dijagramima koji slijede crnom bojom prikazani rezultati dobiveni eksperimentalno, a crvenom bojom rezultati dobiveni numerički.

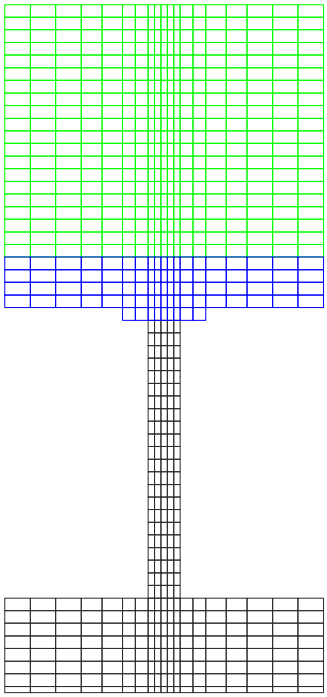
Numerički su analizirani samo neki stupovi, u okviru analize pojedinih parametara na ponašanje stupova (vidjeti Poglavlja 2 i 3), s rezultatima prikazanim u nastavku

5.4.1 Primjer 1

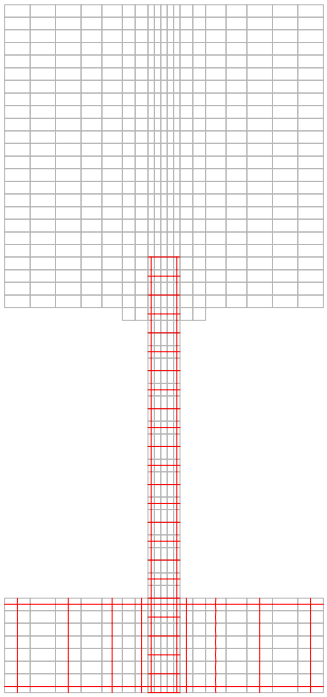
U ovom primjeru su prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C-P visine 1.08 m (vitkosti λ=75). Stup je izložen horizontalnoj komponenti akcelerograma potresa registriranog u Petrovcu. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.1.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 727 ravninskih 8-čvornih konačnih elemenata, prema slici 5.4. Debljine konačnih elemenata odgovaraju debljini pojedinih dijelova konstrukcije.

(i) Izgled karakterističnog stupa



(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla



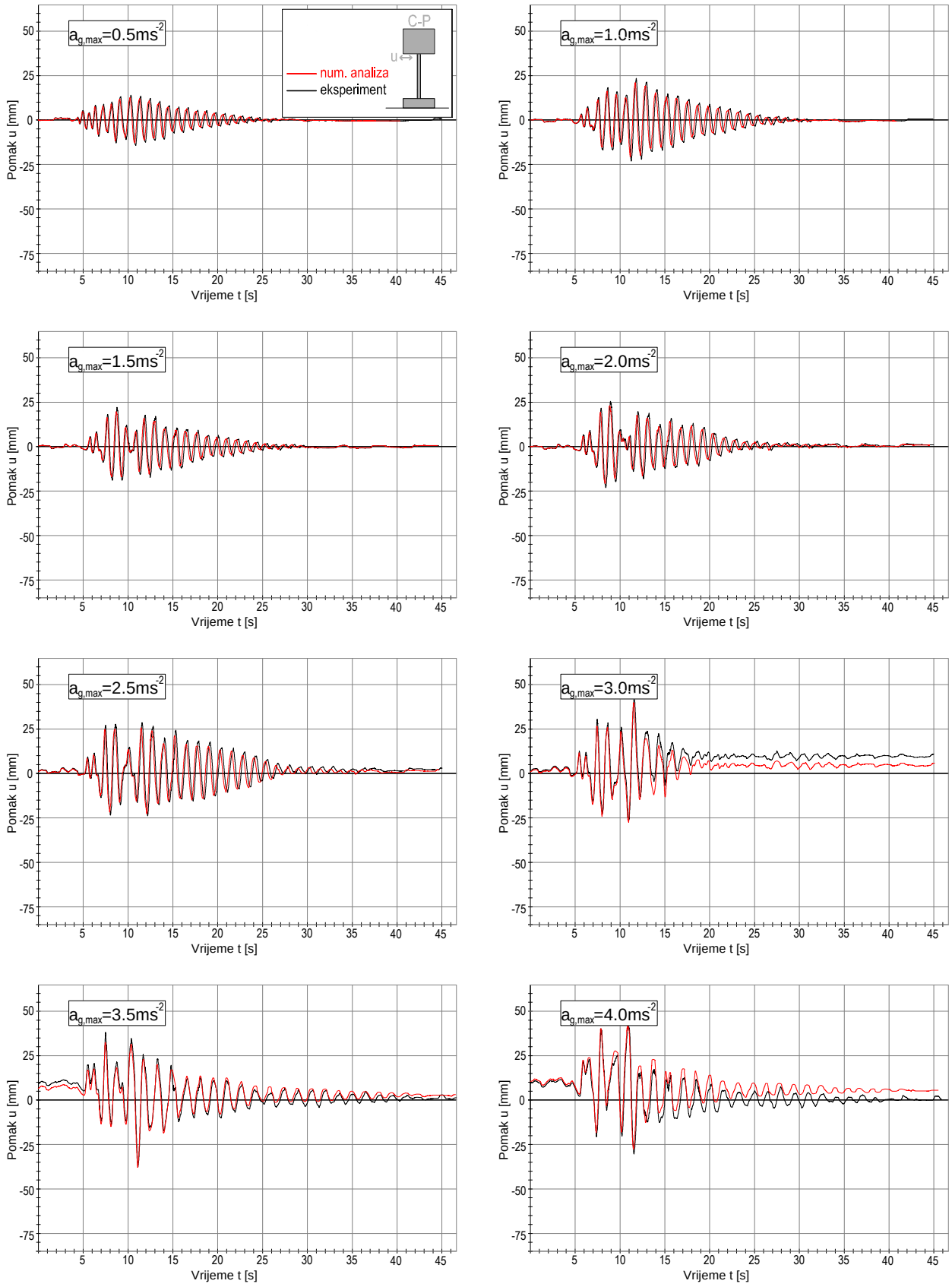
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.4 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

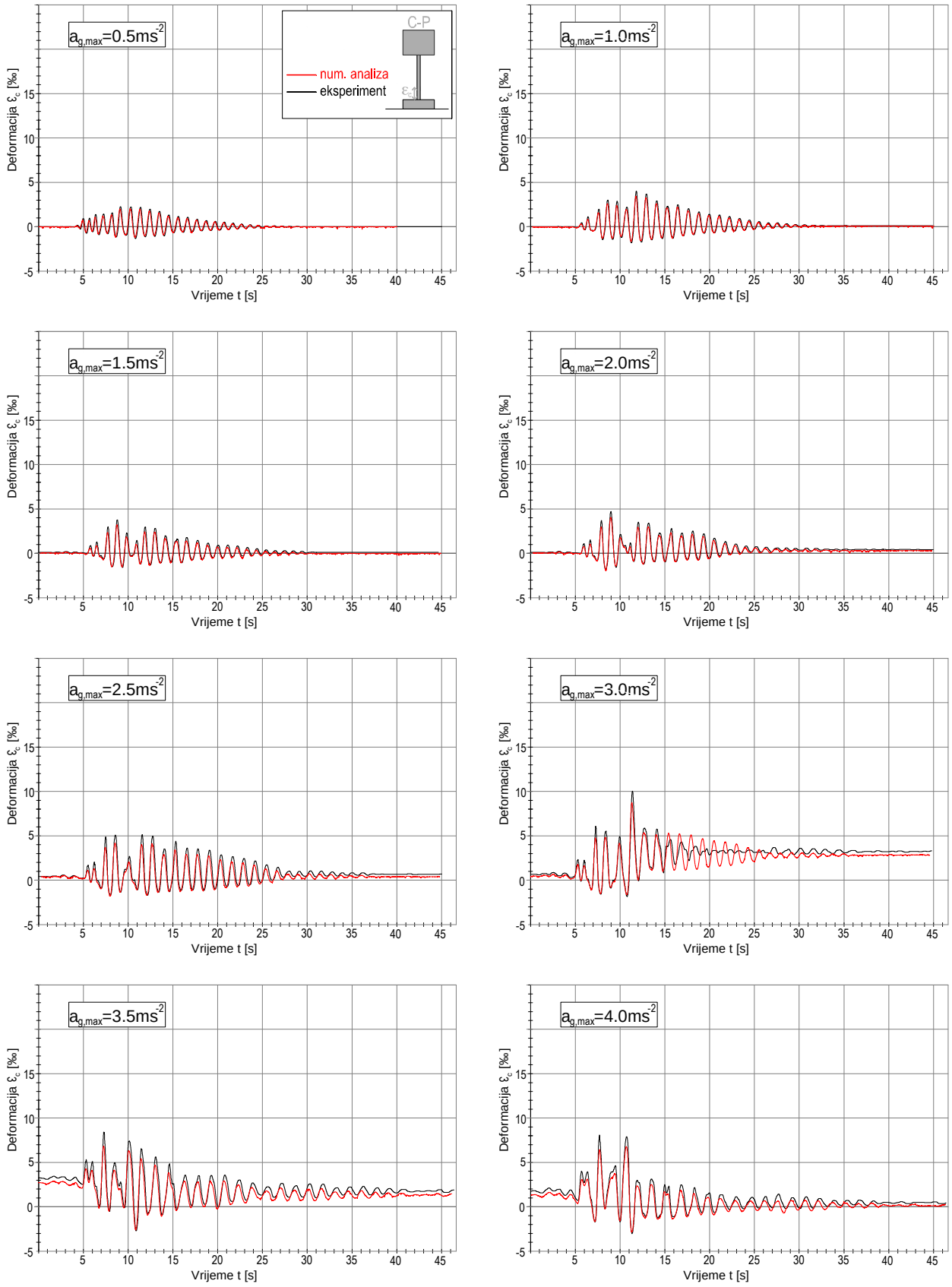
Na slici 5.5 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.6 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

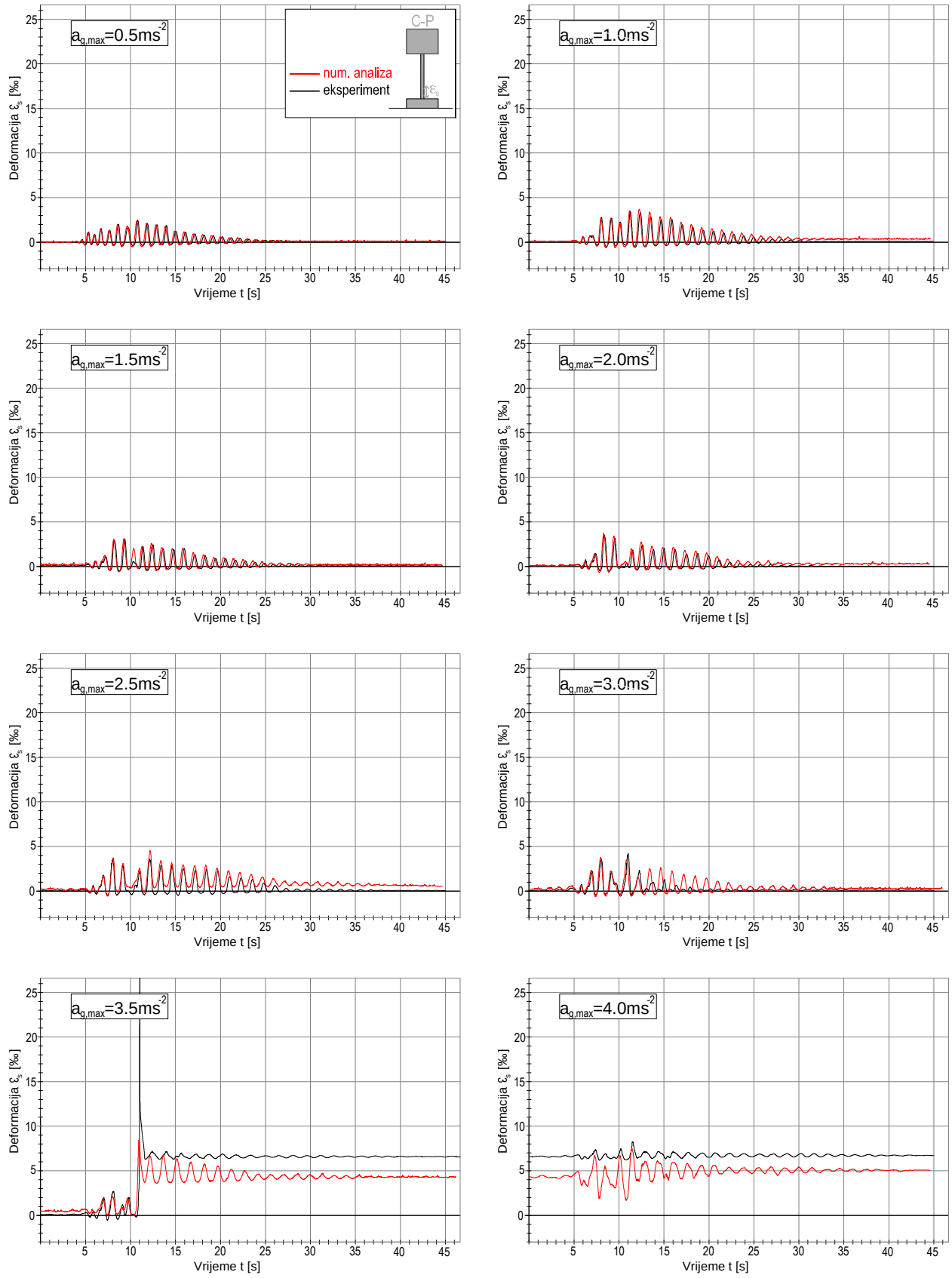
Na slici 5.7 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.5 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.6 Usporedba deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu

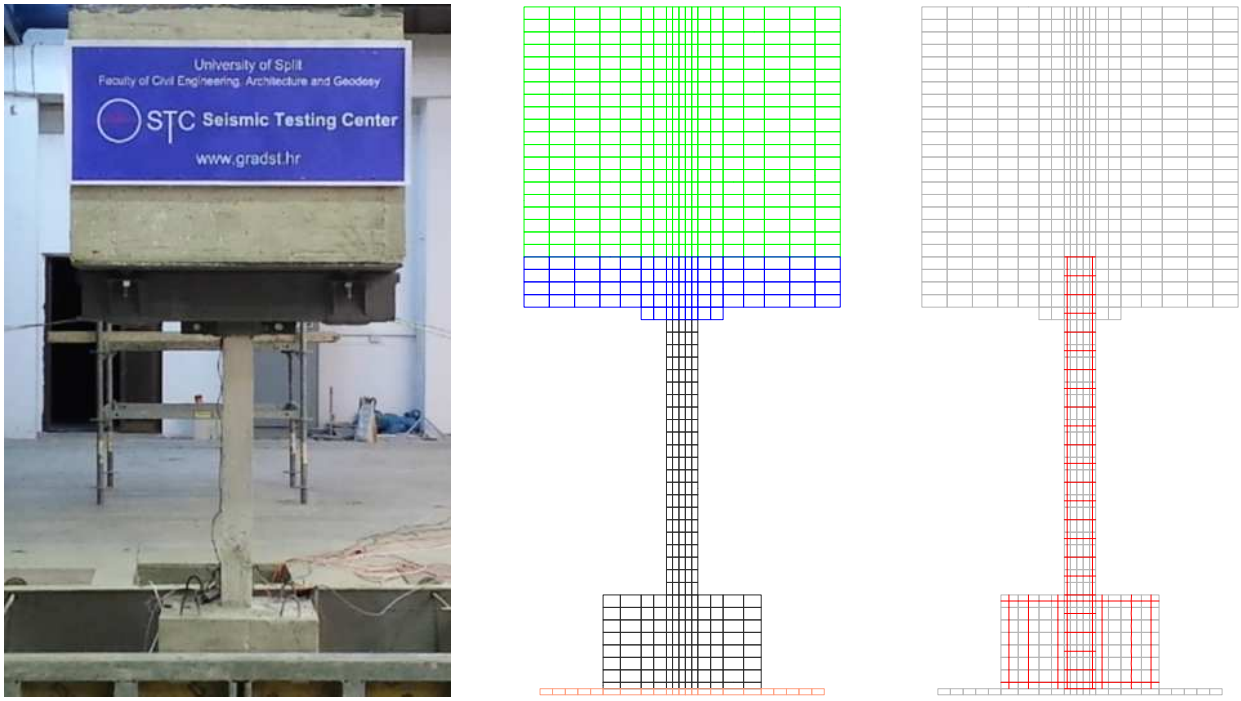


Slika 5.7 Usporedba deformacije armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

5.4.2 Primjer 2

U ovom primjeru su prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C1-1 visine 1.08 m (vitkosti λ=75). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.2.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 702 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.8. Debljine konačnih elemenata odgovaraju debljini pojedinih dijelova konstrukcije.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

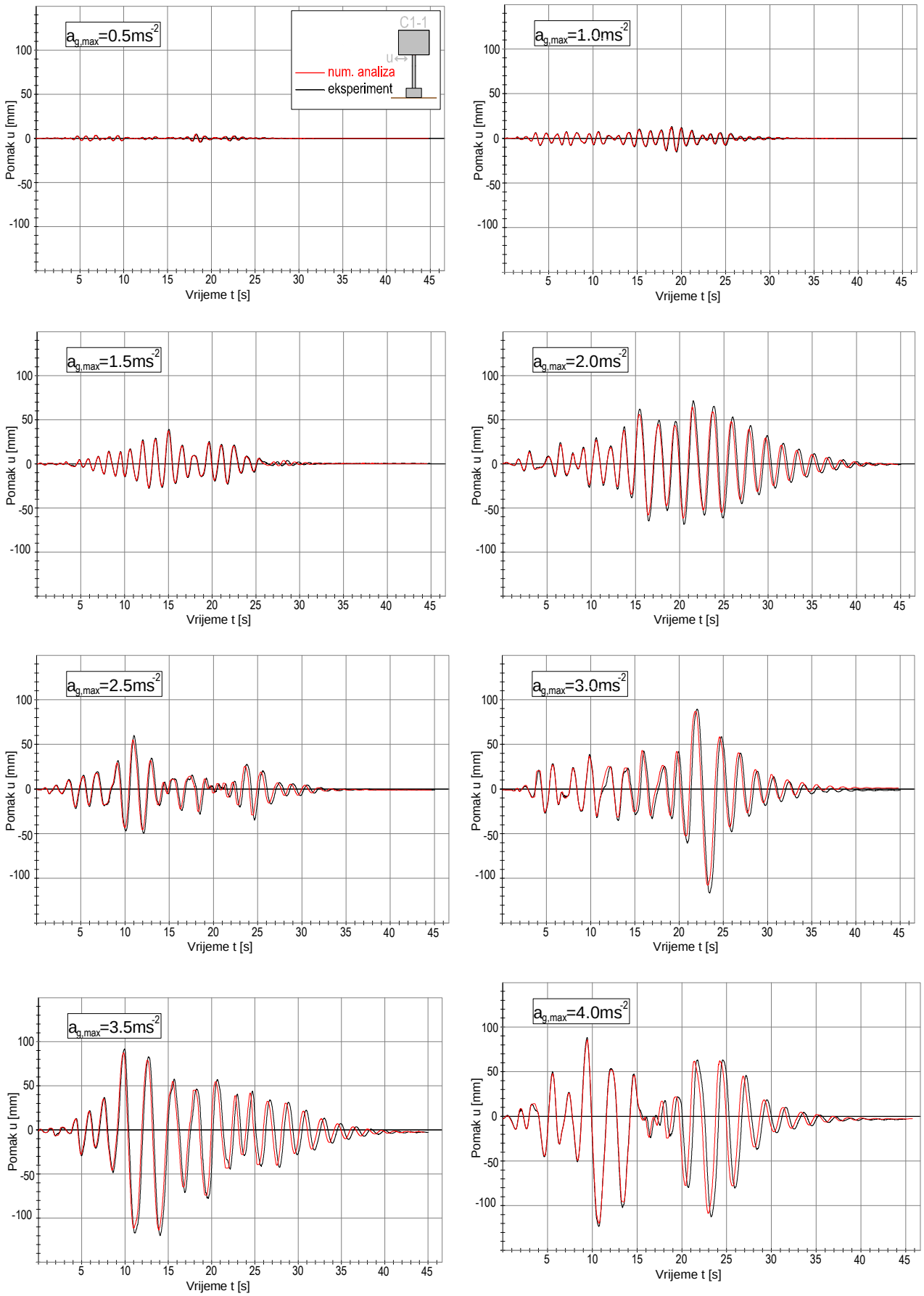
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.8 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

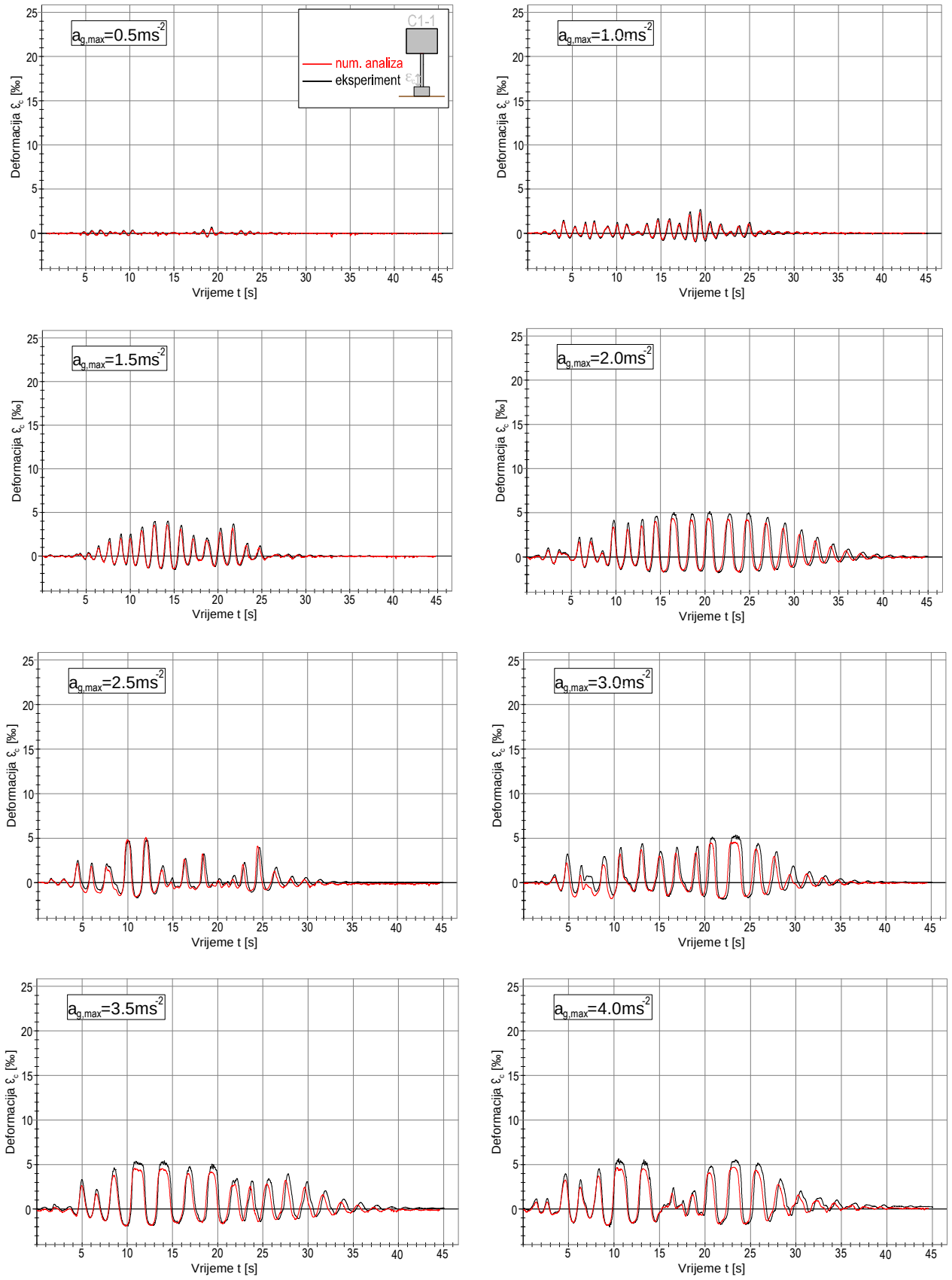
Na slici 5.9 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.10 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

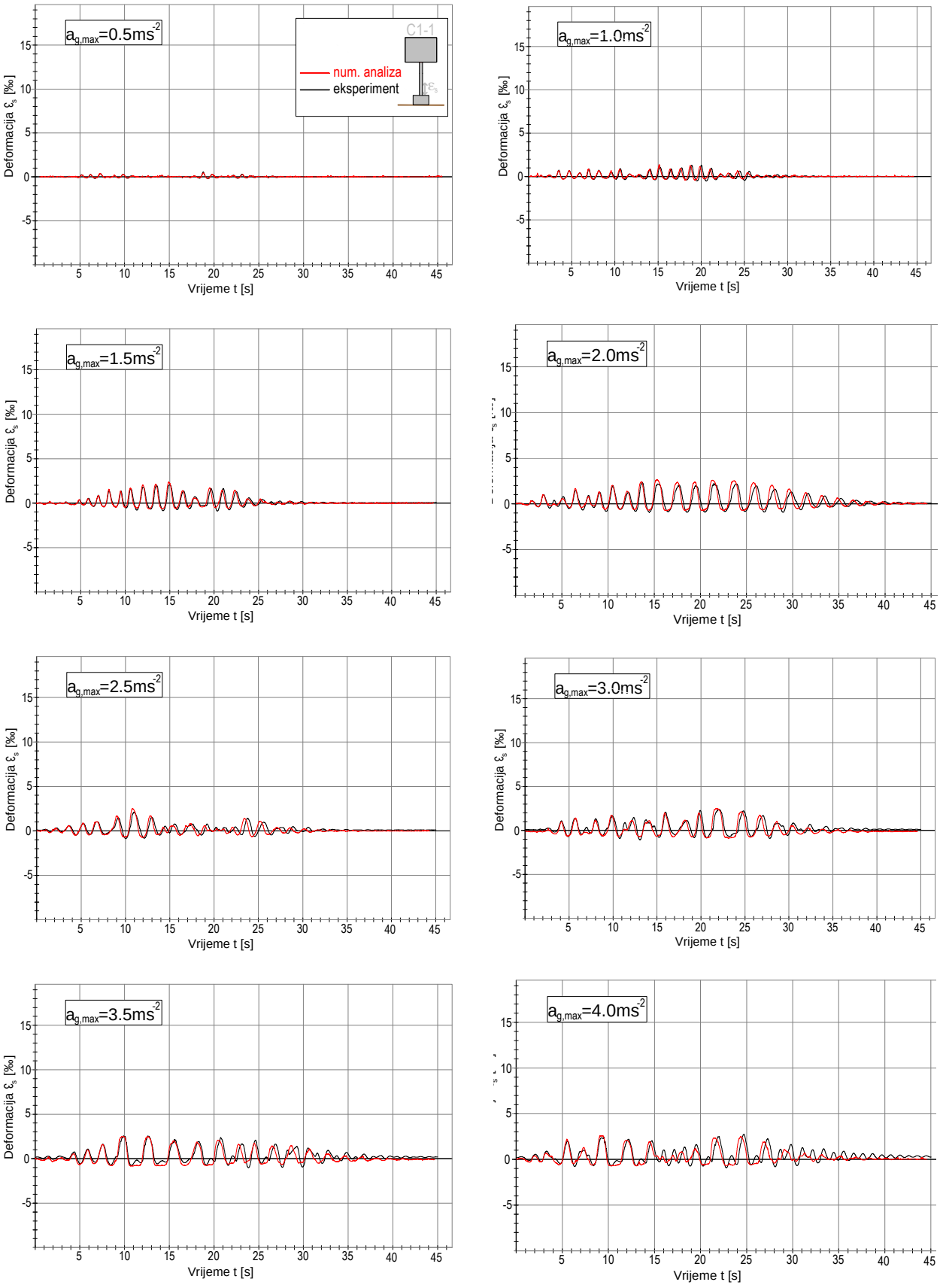
Na slici 5.11 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.9 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.10 Usporedba deformacija betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu

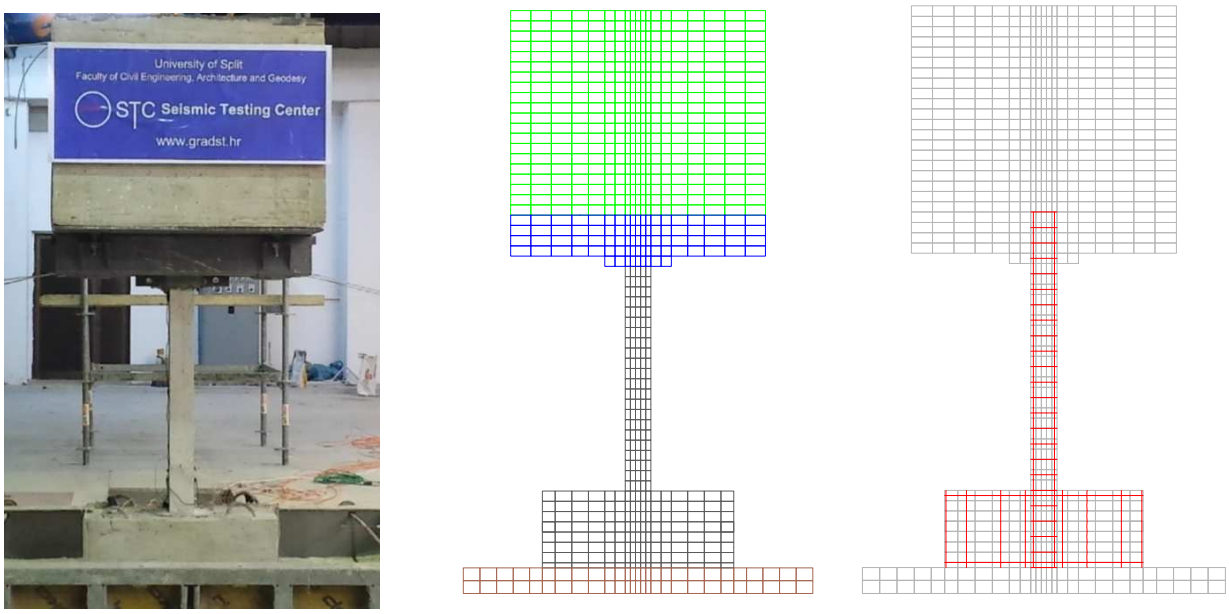


Slika 5.11 usporedba deformacija armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

5.4.3 Primjer 3

U ovom su primjeru prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C2-2 visine 1.08 m (vitkosti λ=75). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.2.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 702 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.12.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

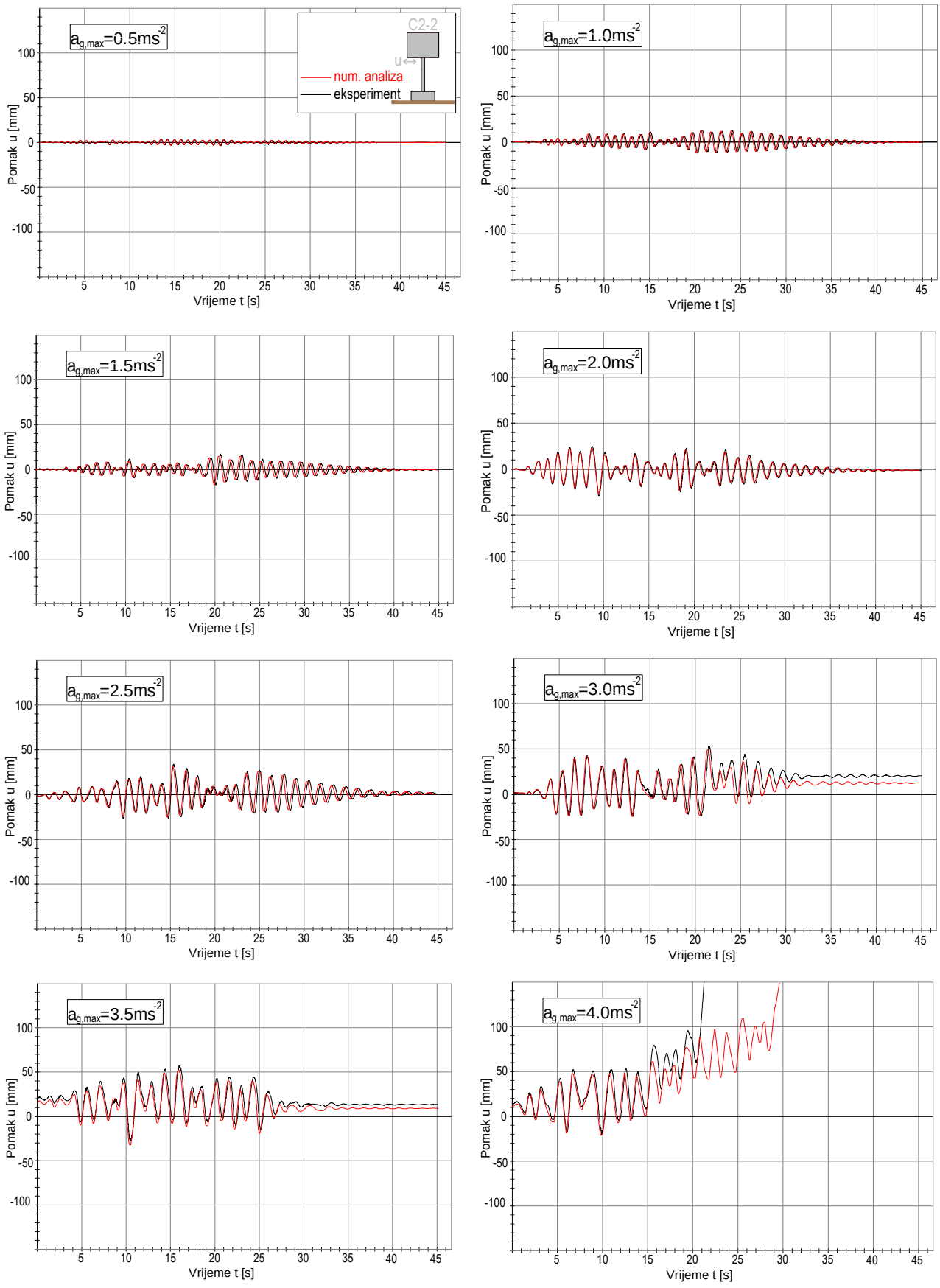
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.12 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

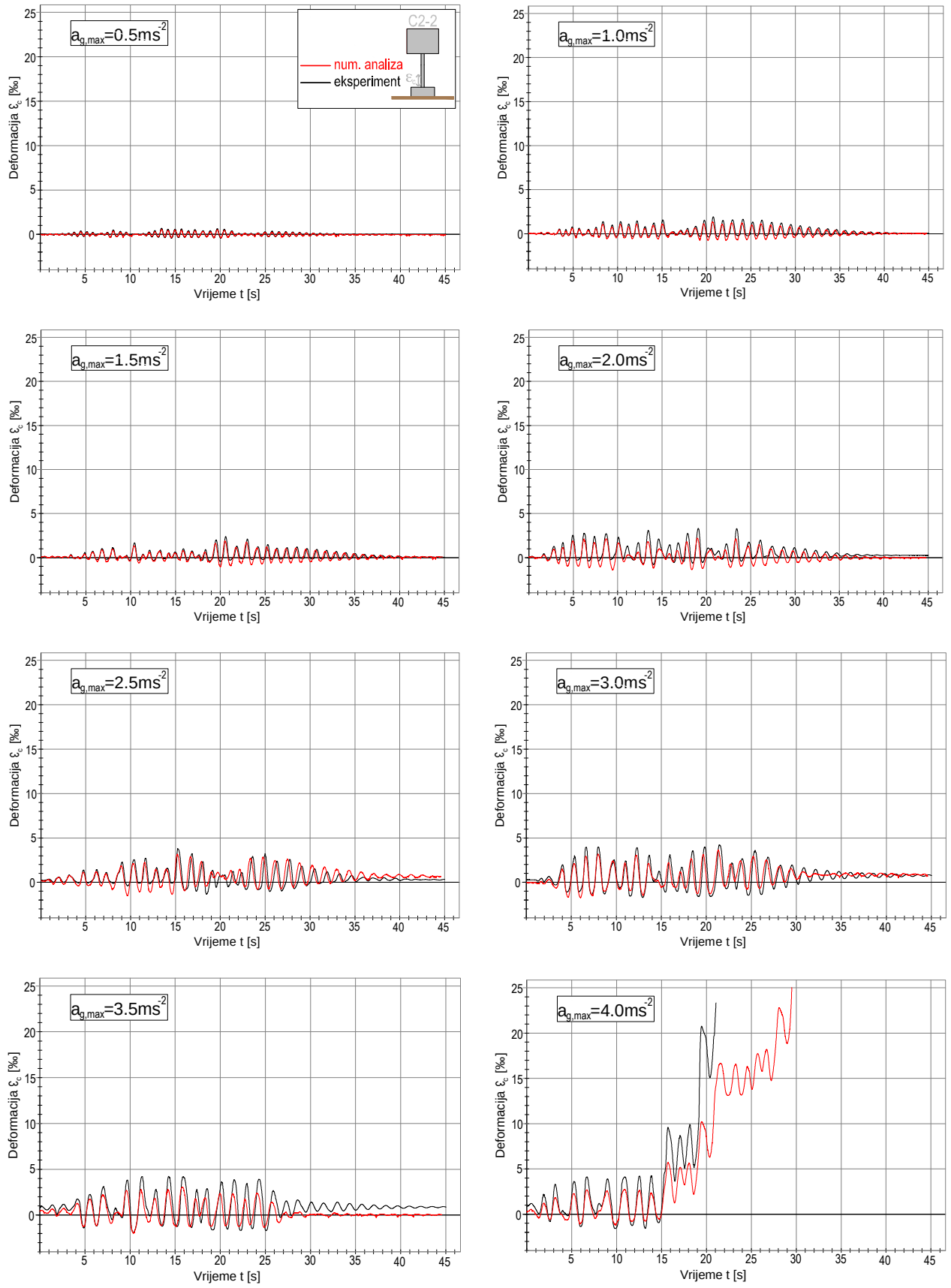
Na slici 5.13 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.14 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

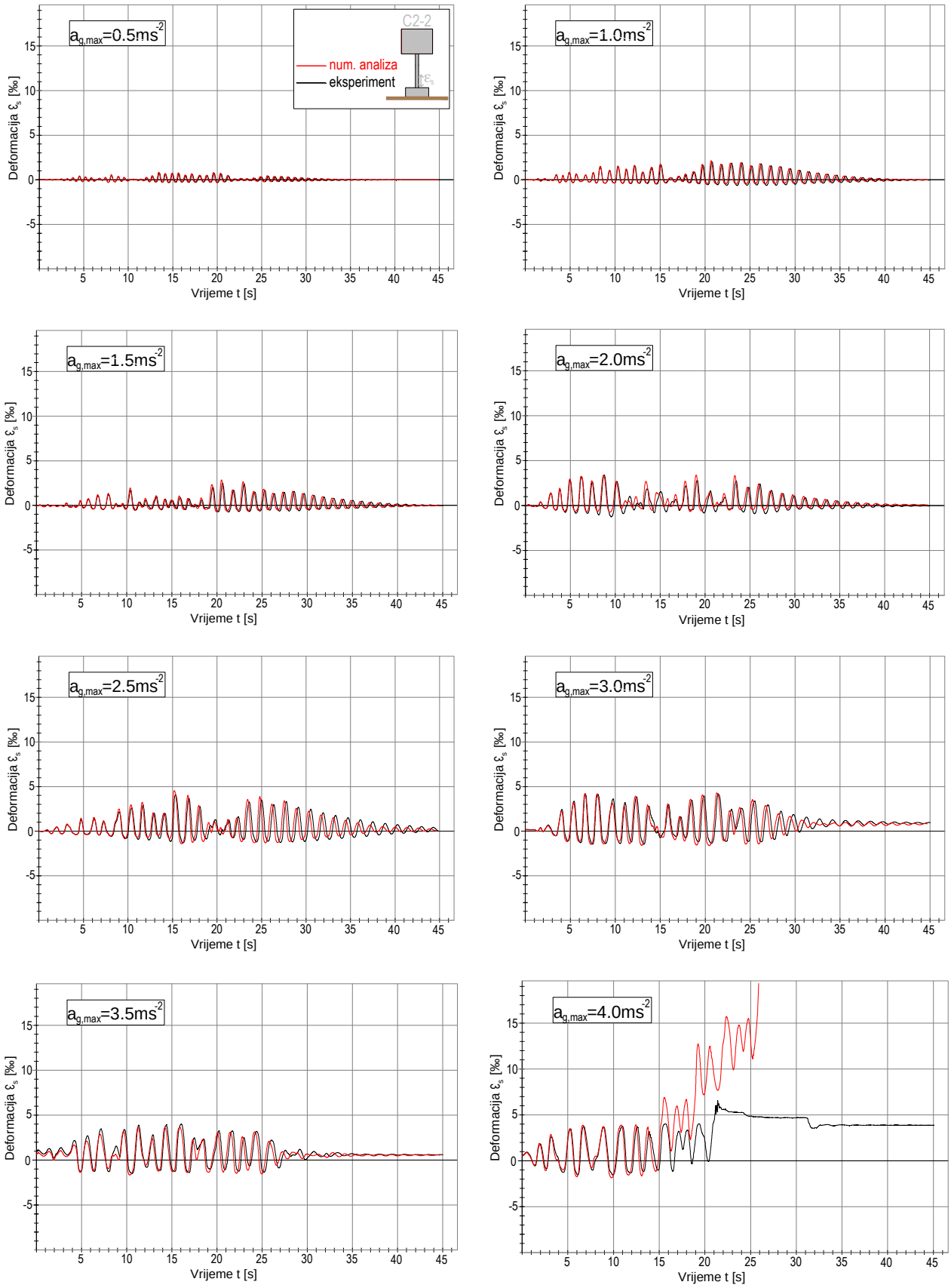
Na slici 5.15 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika. 5.13 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.14 Usporedba deformacija betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu

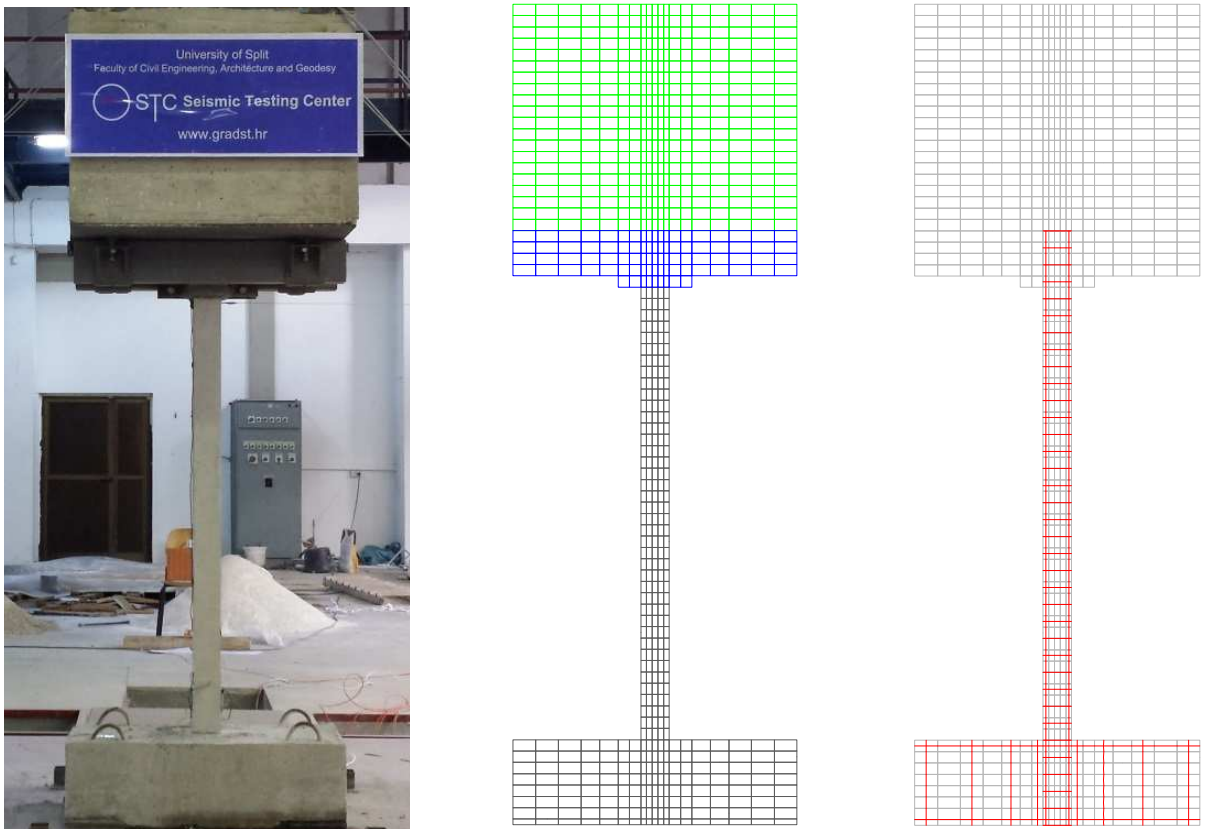


Slika 5.15 Usporedba deformacija armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

5.4.4 Primjer 4

U ovom primjeru su prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C125 visine 1.80 m (vitkosti λ=125). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.3.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 817 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.16.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

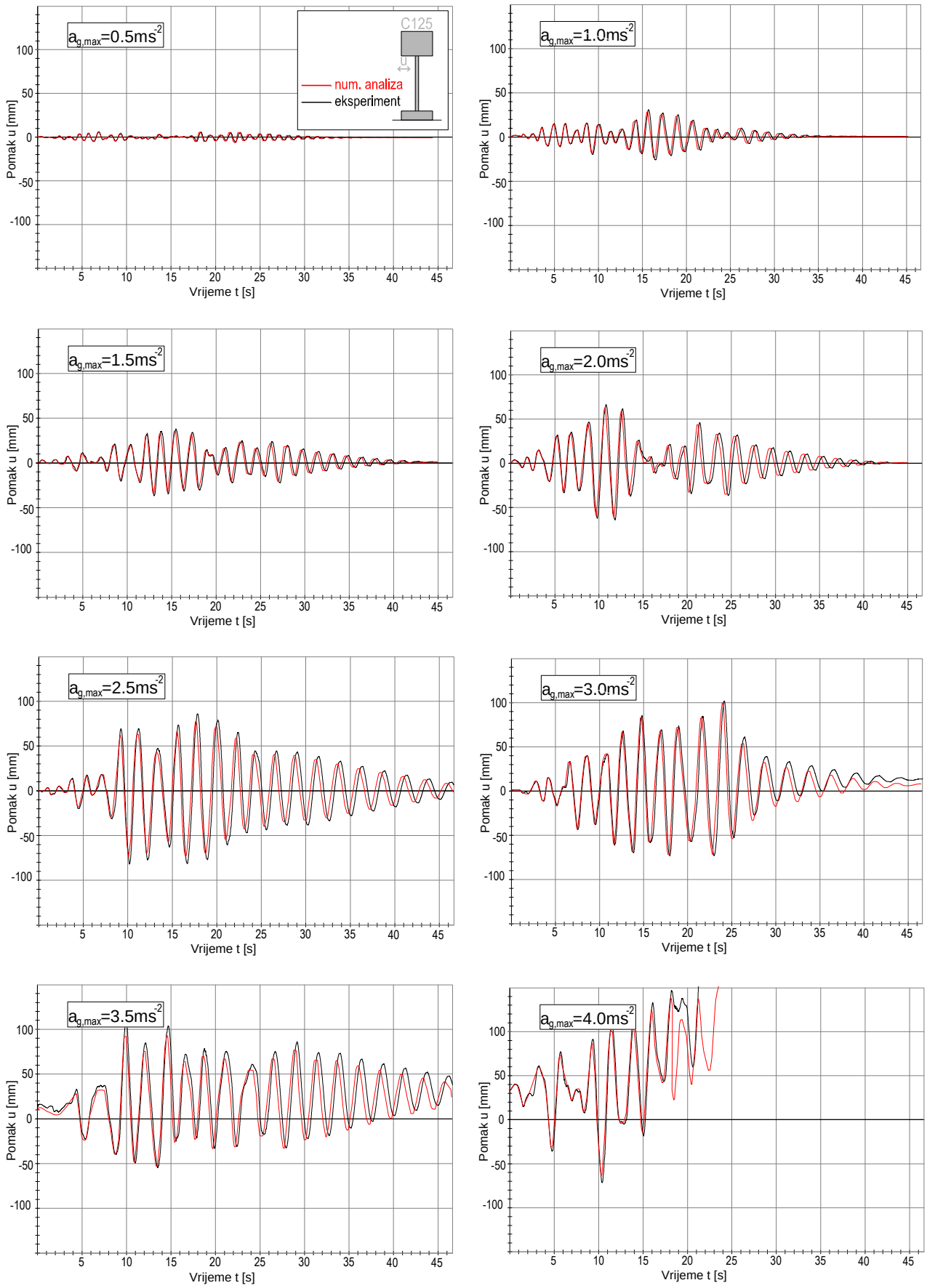
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.16 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

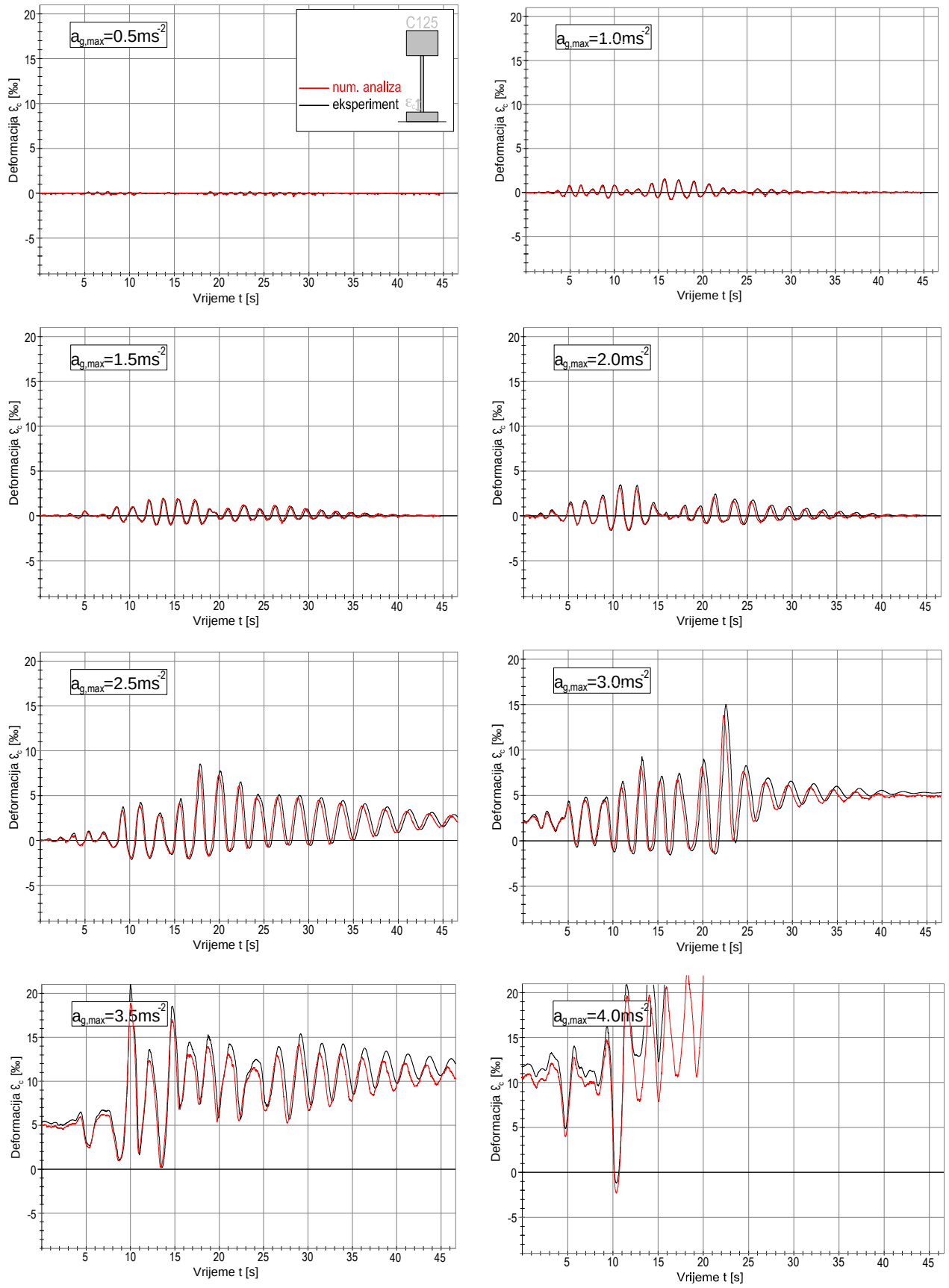
Na slici 5.17 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.18 prikazana usporedba numerički i eksperimentalno dobivenih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

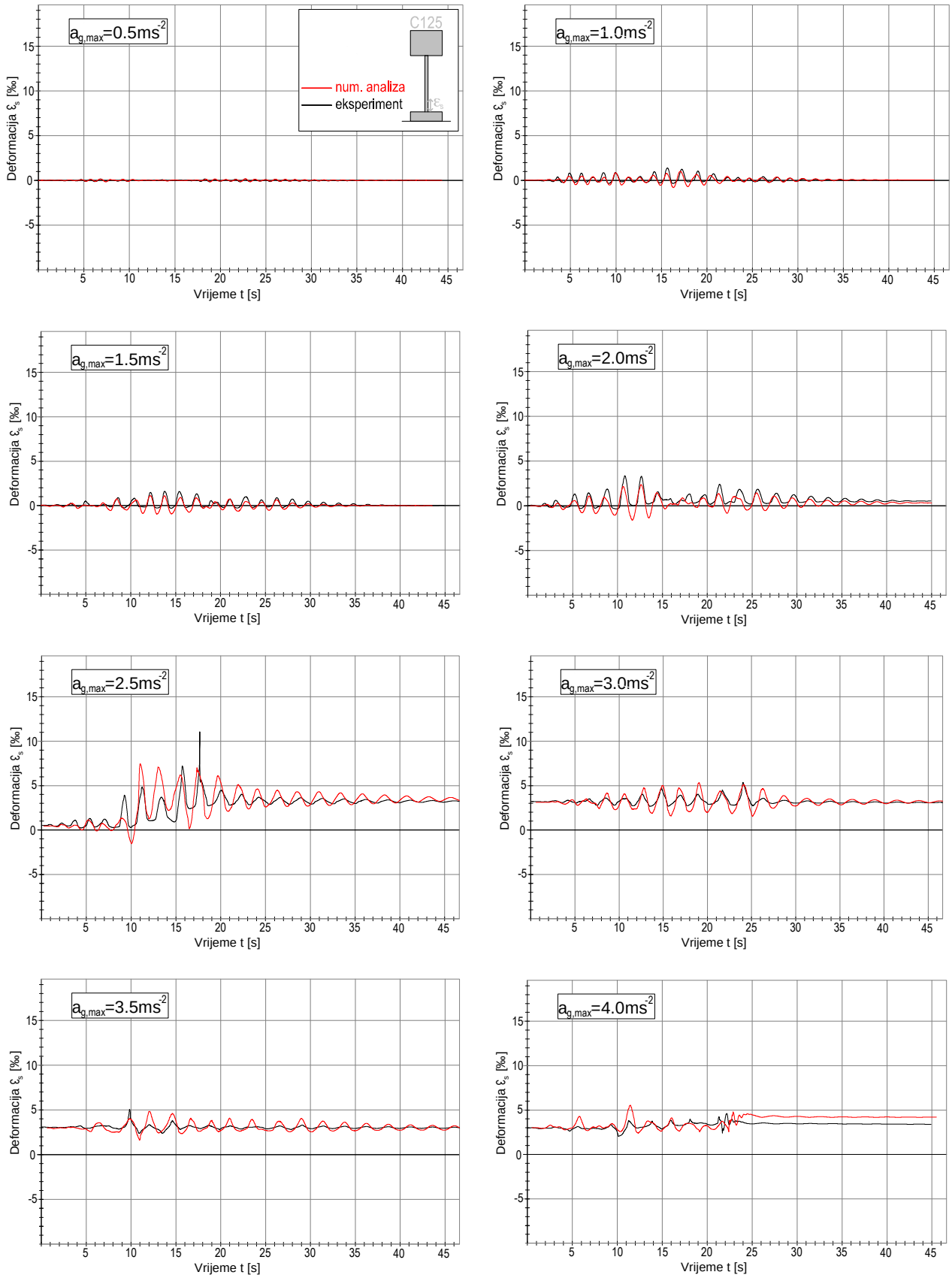
Na slici 5.19 prikazana usporedba numerički i eksperimentalno dobivenih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.17 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.18 Usporedba deformacije betona pri dnu stupa s lijeve strane u vremenu

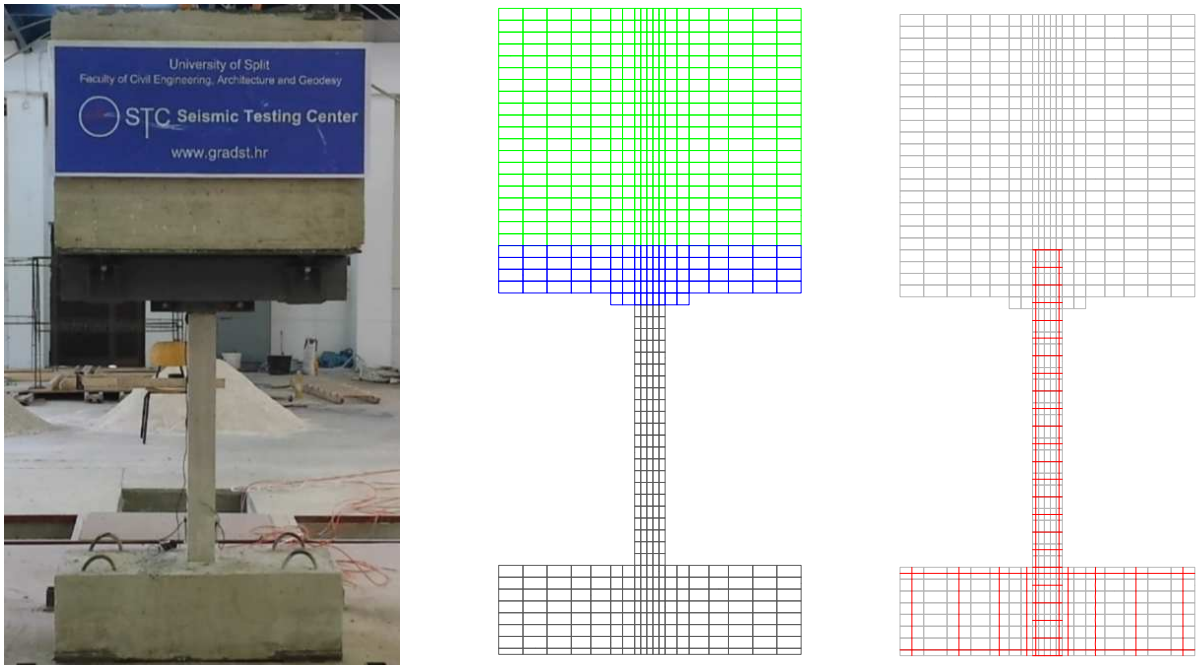


Slika 5.19 Usporedba deformacija armature pri dnu stupa s desne strane u vremenu

5.4.5 Primjer 5

U ovom su primjeru prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C-3.1 visine 1.08 m (vitkosti λ=75). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.4.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 727 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.20.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

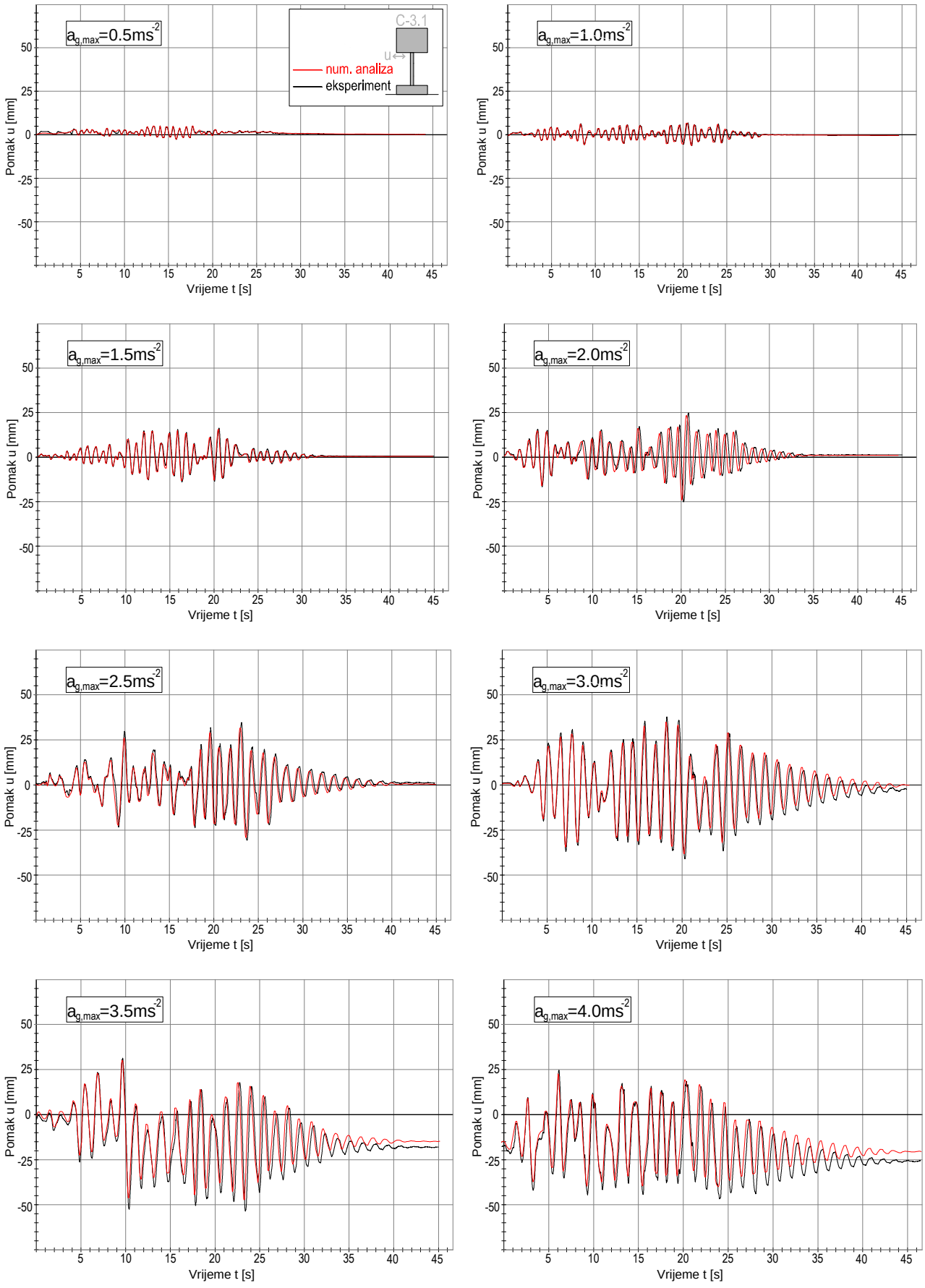
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.20 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

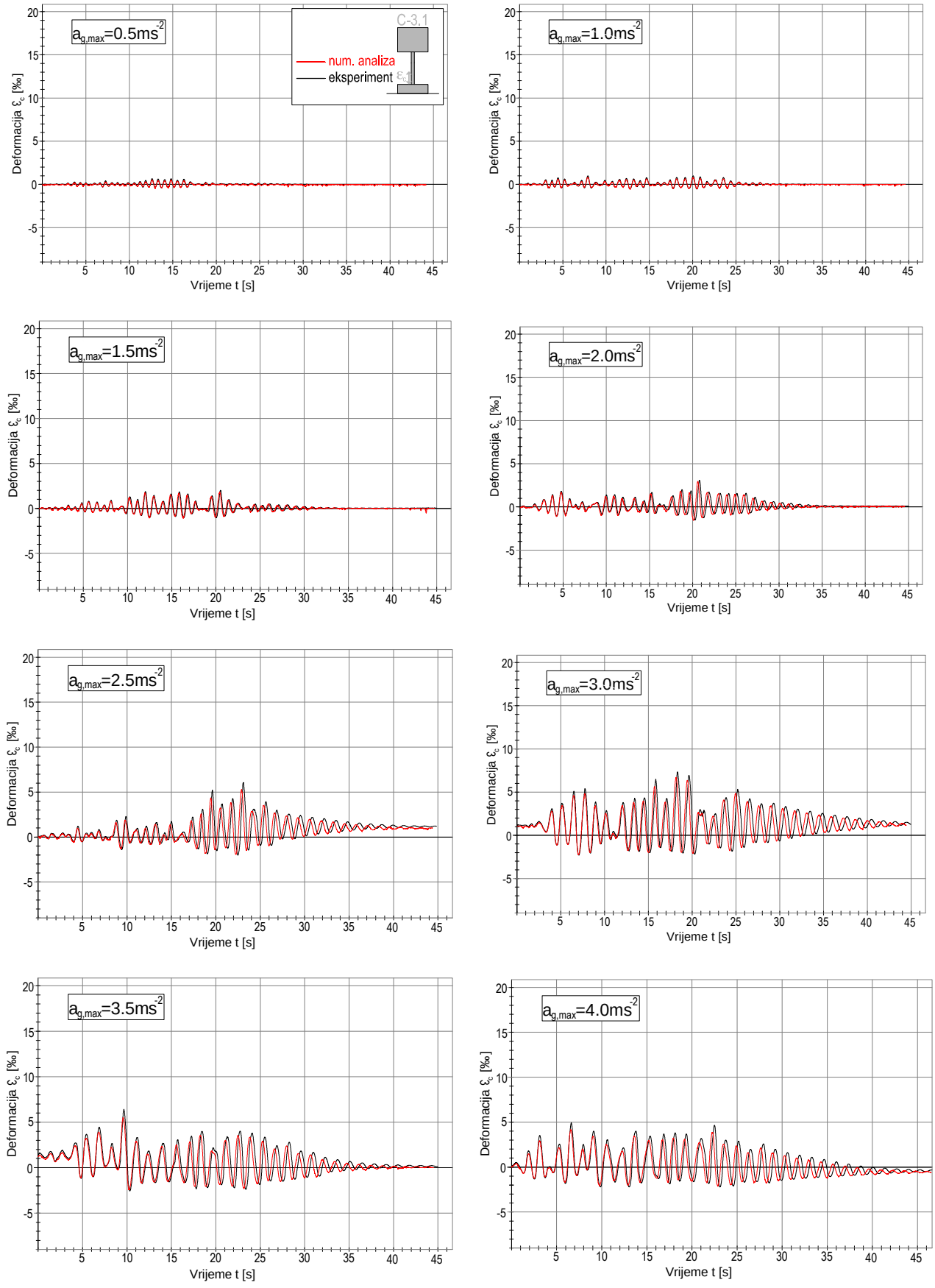
Na slici 5.21 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.22 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

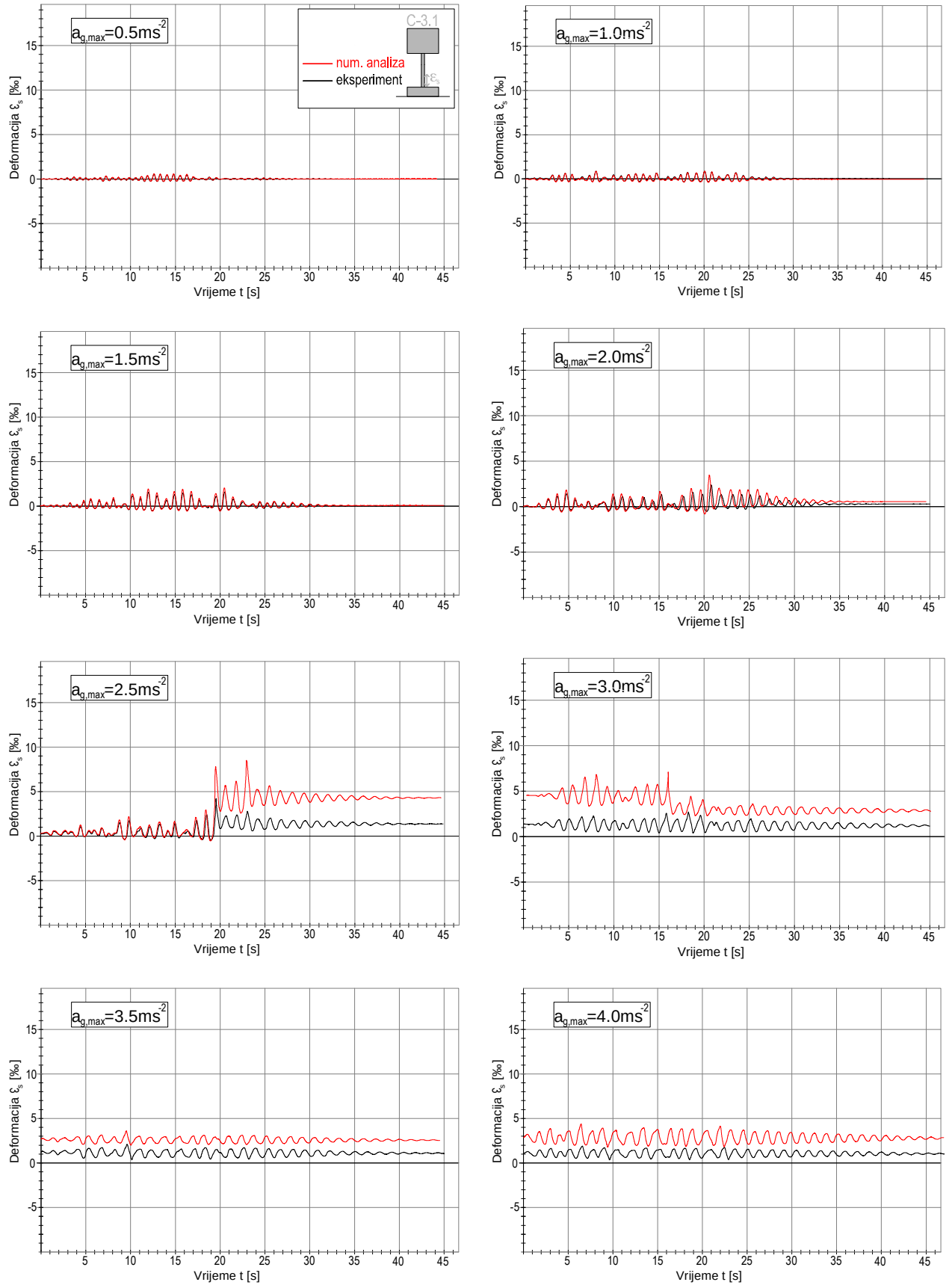
Na slici 5.23 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.21 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.22 Usporedba deformacija betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu

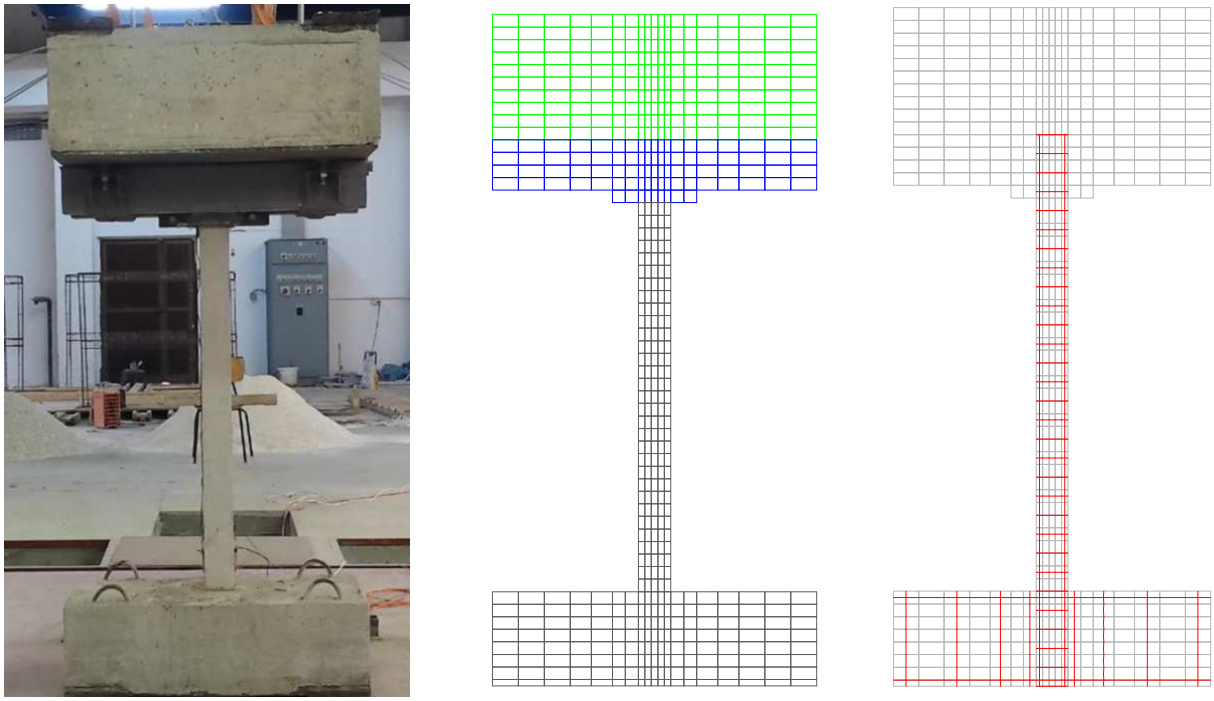


Slika 5.23 Usporedba deformacija armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

5.4.6 Primjer 6

U ovom su primjeru prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C-1 visine 1.44 m (vitkosti λ=100). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.4.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 582 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.24.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

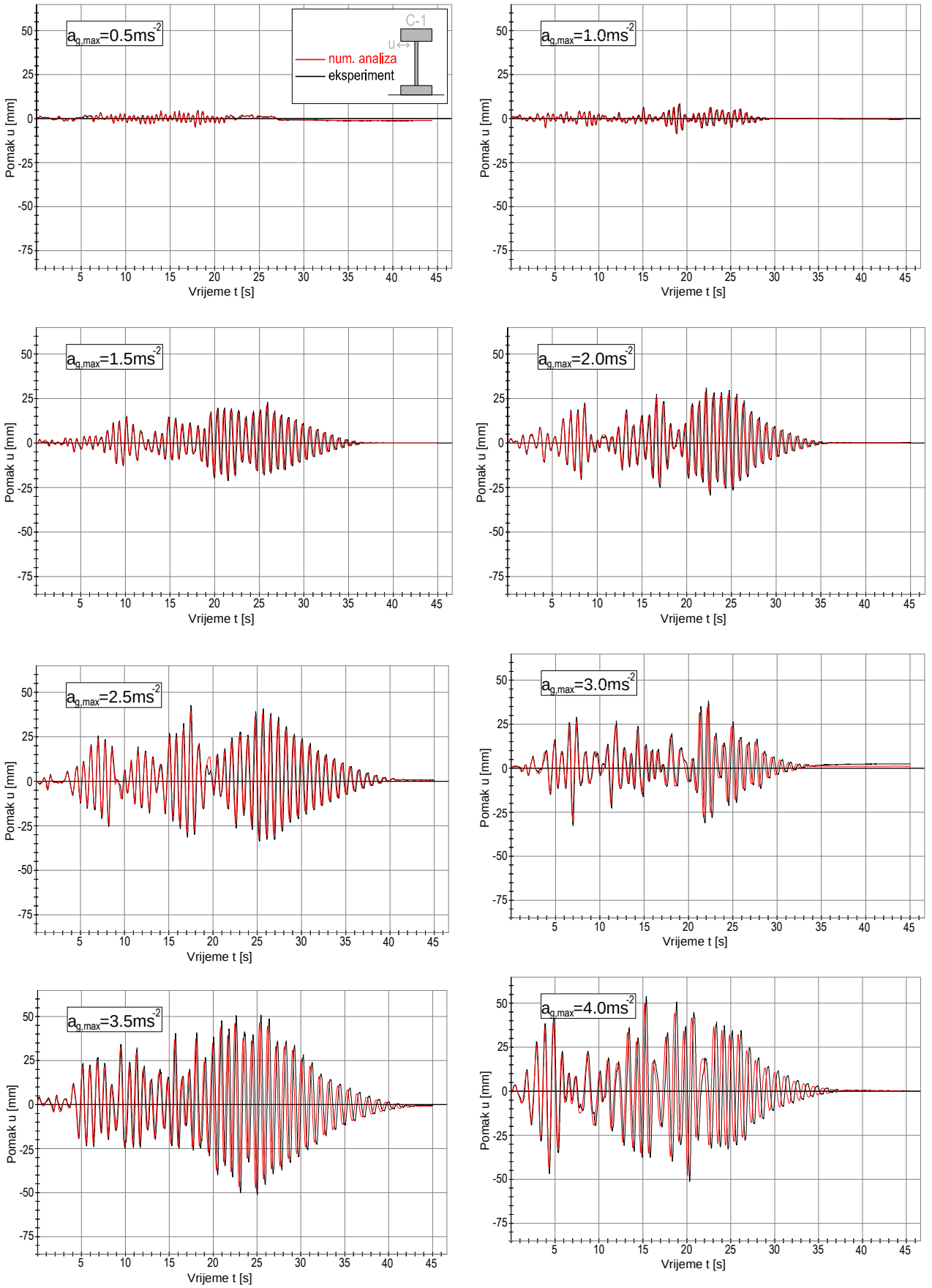
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.24 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

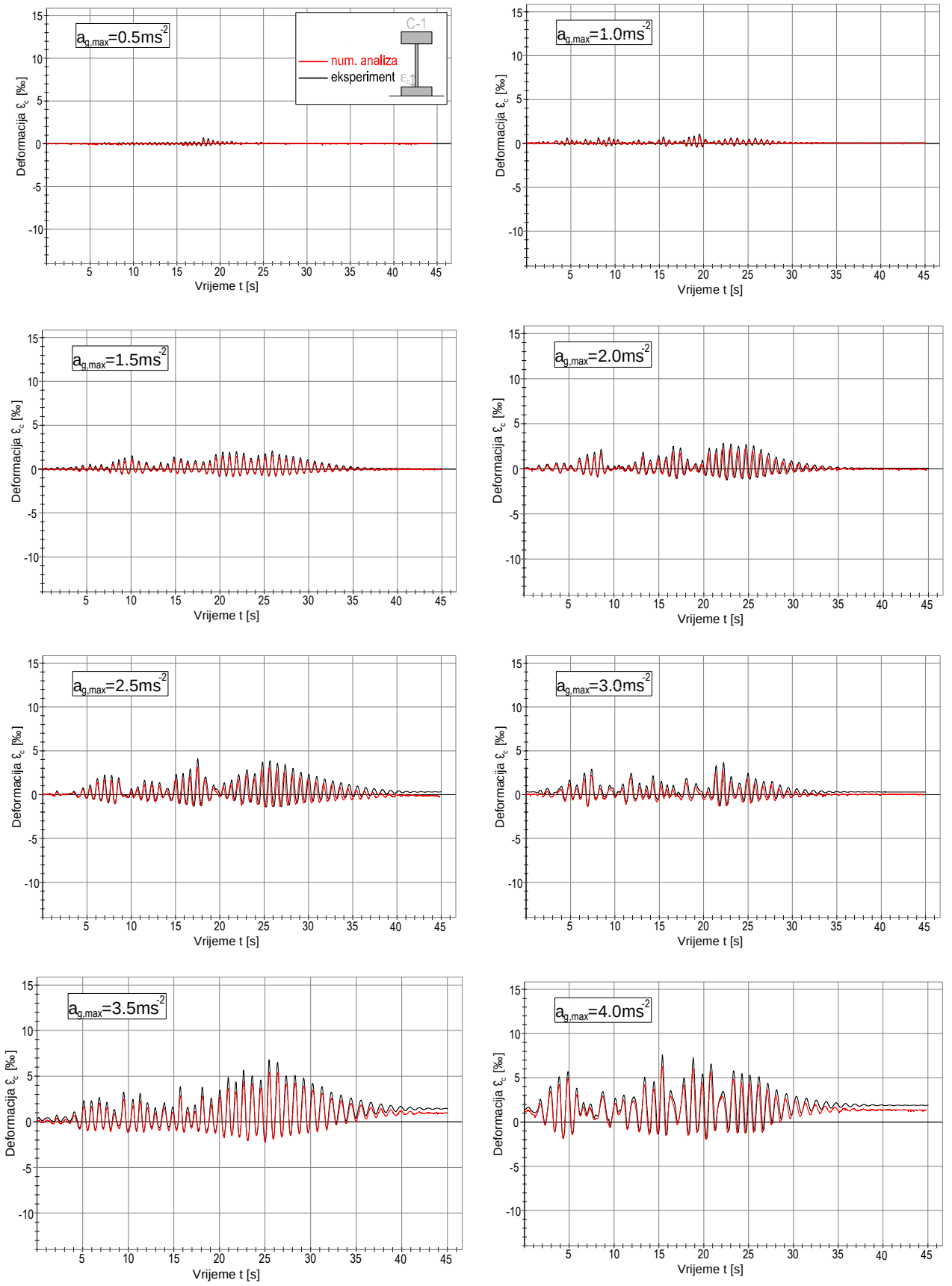
Na slici 5.25 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.26 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

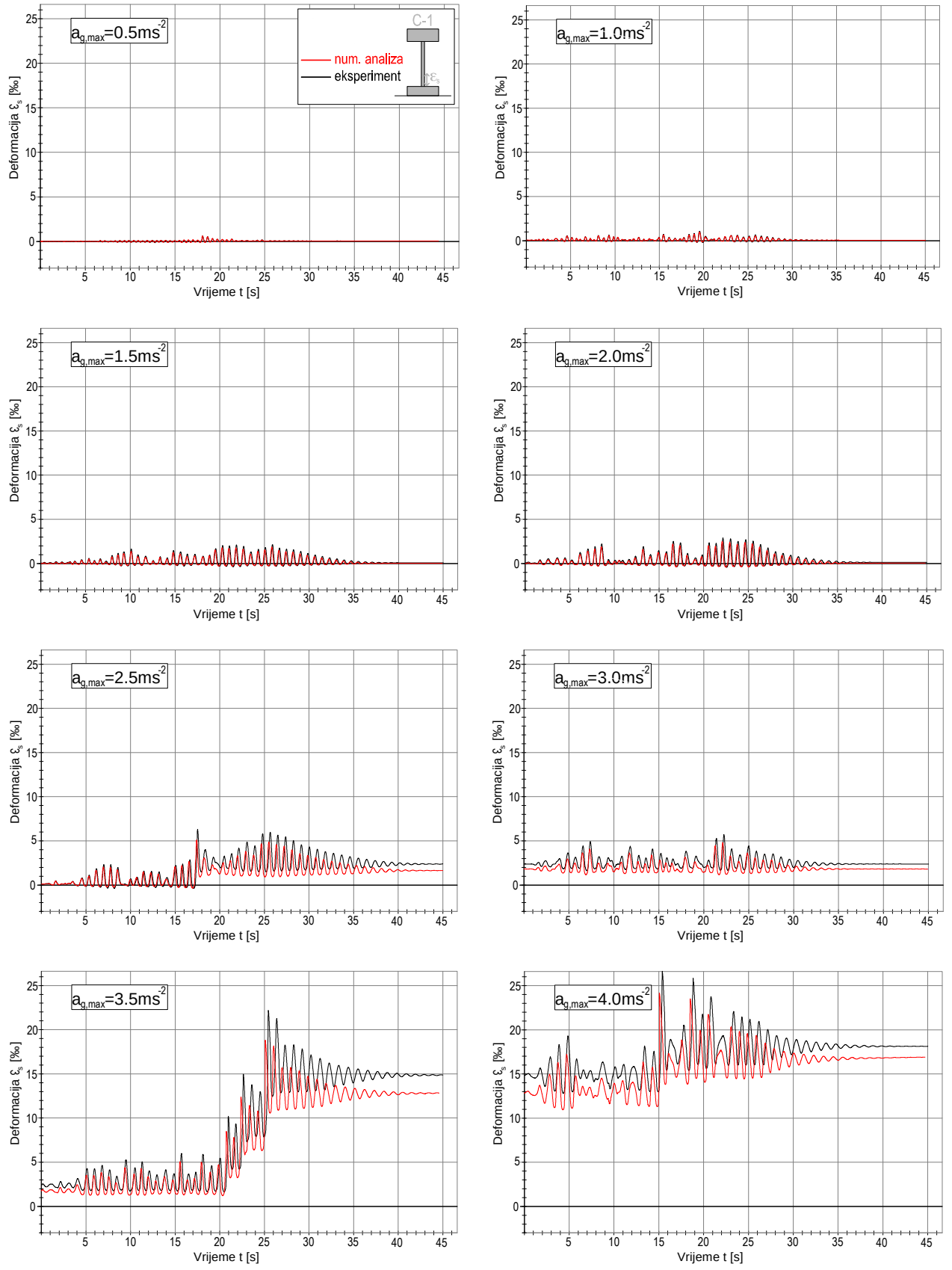
Na slici 5.27 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.25 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.26 Usporedba deformacija betona pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu

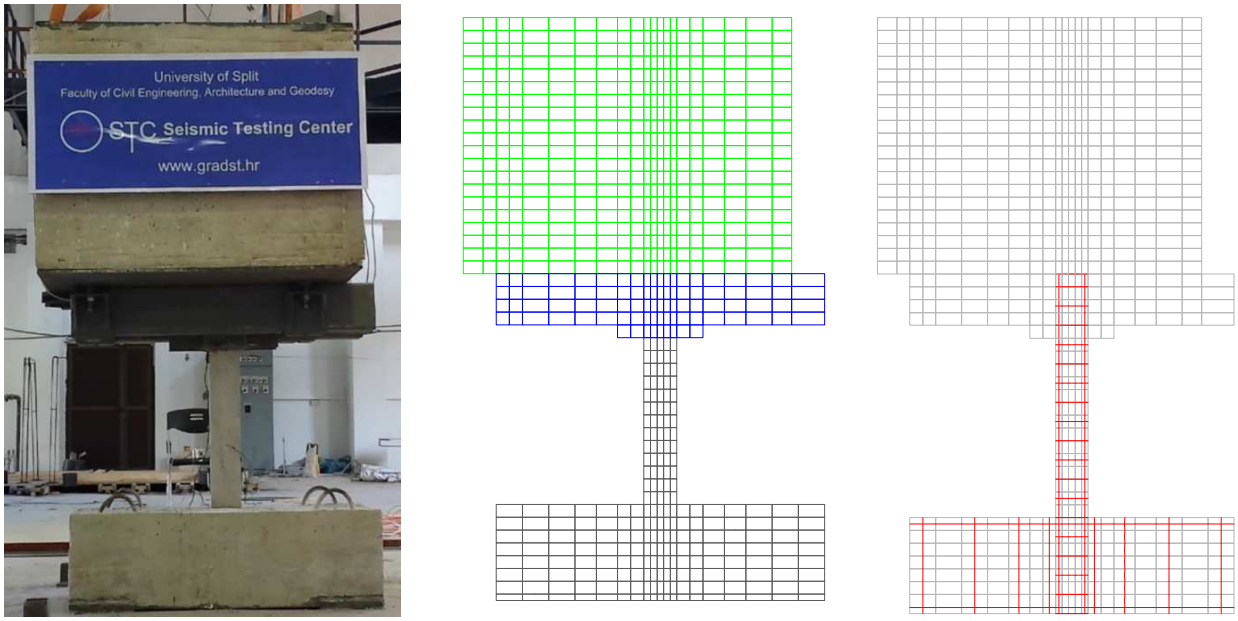


Slika 5.27 Usporedba deformacija armature pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu

5.4.7 Primjer 7

U ovom primjeru su prikazani rezultati numeričke simulacije stupa C-1 visine 1.44 m (vitkosti λ=100). Stup je izložen horizontalnoj komponenti umjetno generiranog akcelerograma. Geometrija stupa, oblik poprečnog presjeka, položaj opterećenja i ostali podaci o stupu detaljno su prikazani u poglavlju 2.2.4.

Za modeliranje stupa usvojena je diskretizacija s 726 ravninskih, 8-čvornih konačnih elemenata prema slici 5.28.



(i) Izgled karakterističnog stupa

(ii) Konačni elementi betona, konstrukcijskog čelika i tla

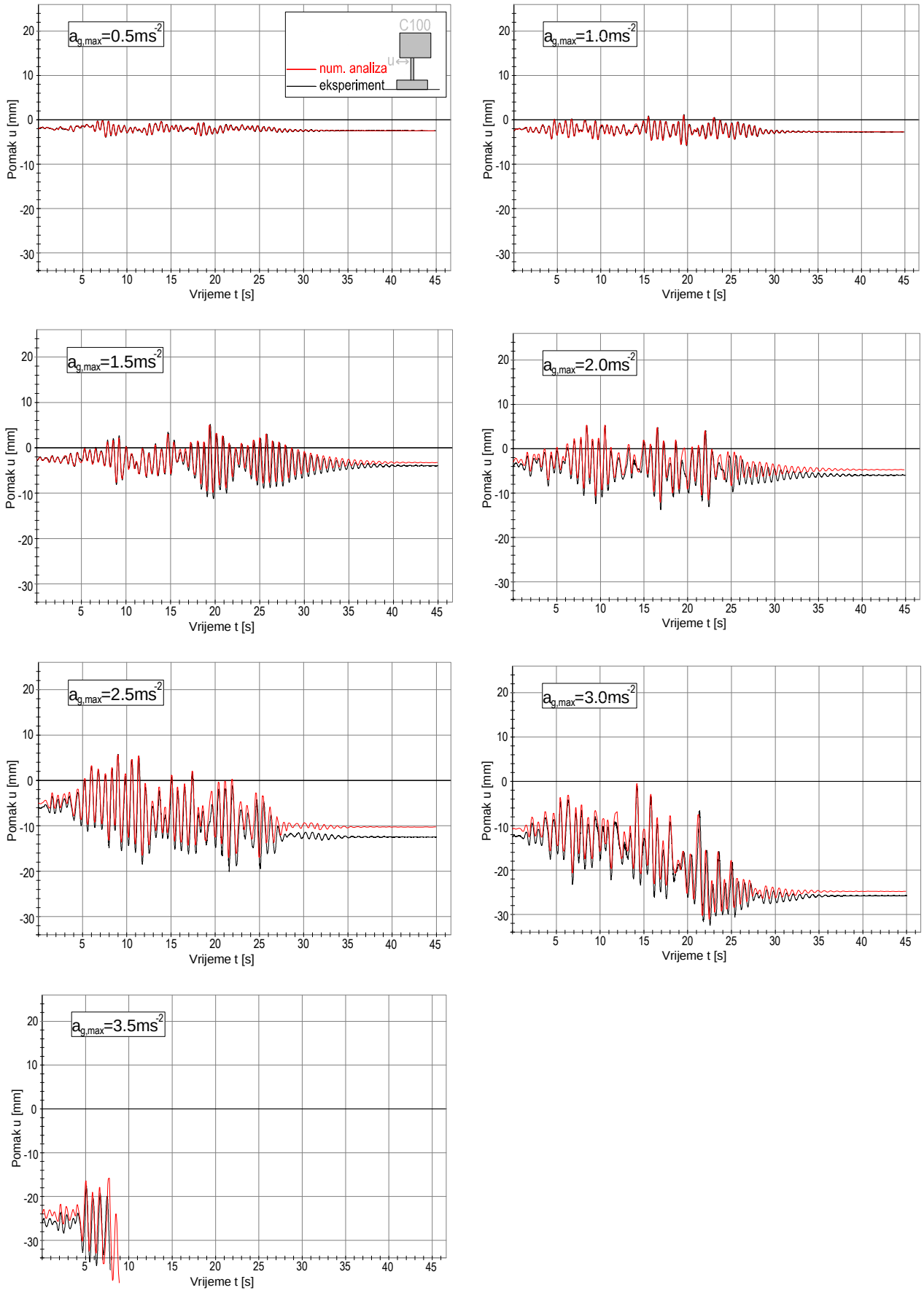
(iii) Položaj armature unutar konačnih elemenata

Slika 5.28 Usvojena prostorna diskretizacija stupova za numeričku analizu

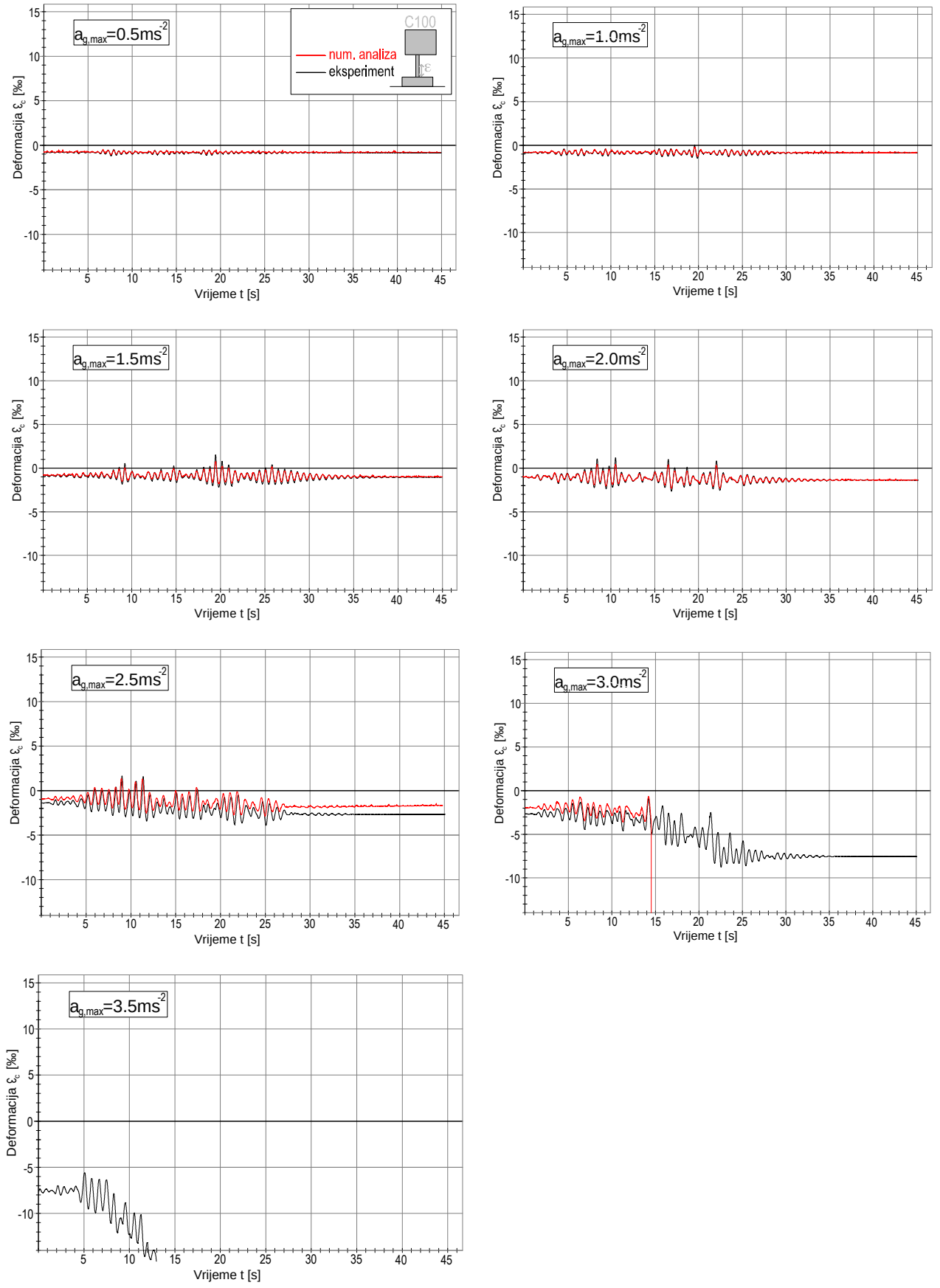
Na slici 5.29 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata pomaka vrha stupa u vremenu.

Na slici 5.30 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije betona pri dnu stupa s njegove lijeve strane u vremenu.

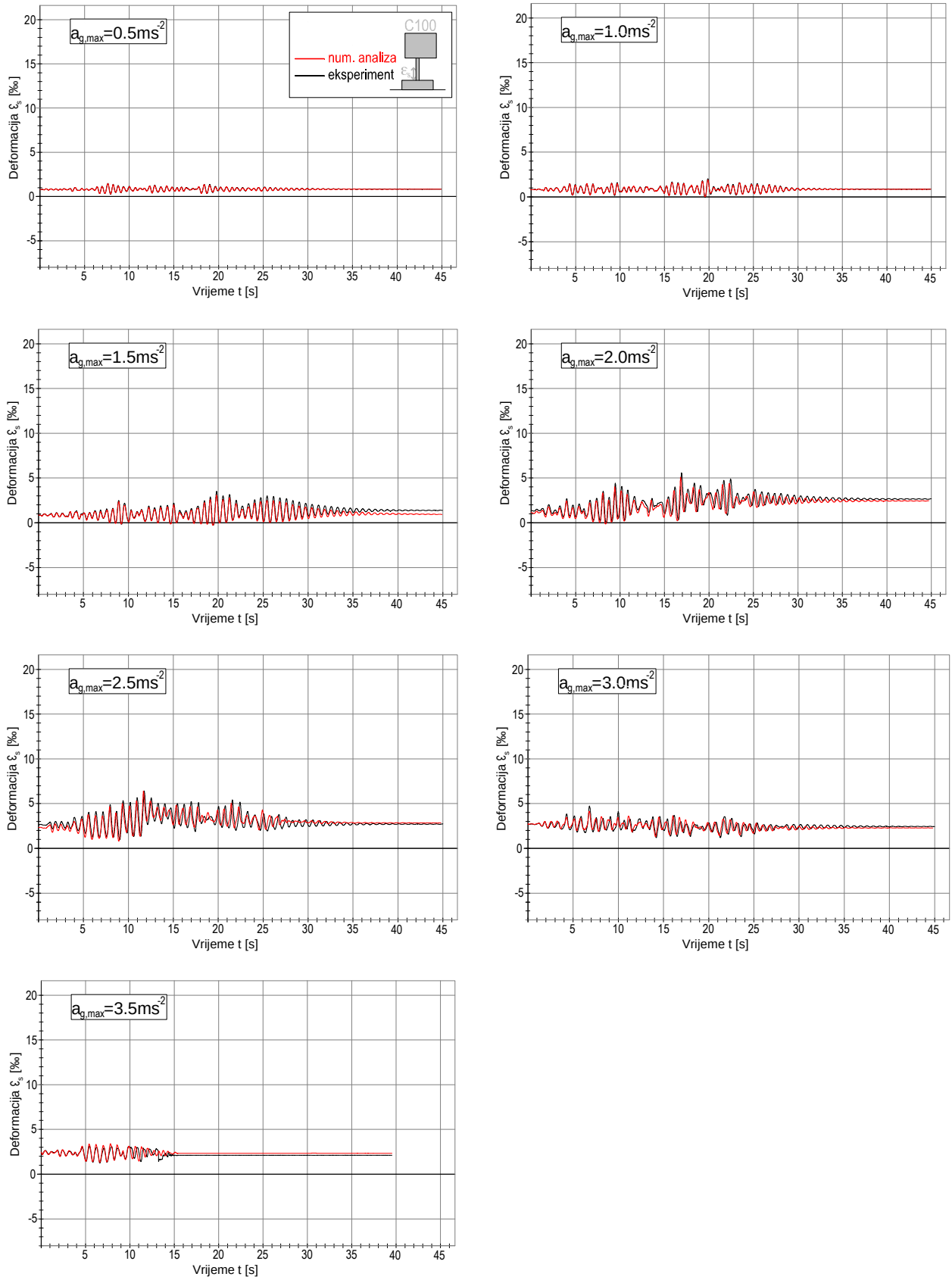
Na slici 5.31 prikazana je usporedba numeričkih i eksperimentalnih rezultata deformacije armature pri dnu stupa s njegove desne strane u vremenu.



Slika 5.29 Usporedba horizontalnih pomaka vrha stupa u vremenu



Slika 5.30 Usporedba deformacija betona pri dnu stupa na desnoj strani u vremenu



Slika 5.31 Usporedba deformacija armature pri dnu stupa na lijevoj strani u vremenu

5.5 ZAKLJUČCI O POUZDANOSTI NUMERIČKOG MODELA

Usporedbom vrijednosti eksperimentalno izmjerenih rezultata na stupovima iz poglavlja 3 i numeričkih rezultata dobivenim s modelom iz poglavlja 4, može se uočiti njihovo dobro podudaranje. Za neraspucalo stanje, tj. za pobude s malim razinama ubrzanja, razlike između rezultata eksperimentalnih testova i numeričkih rezultata su manje od 5%.

Prekoračenjem vlačne čvrstoće betona i otvaranjem prvih pukotina, započinje nelinearno ponašanje stupova. Pri tom se numerički i eksperimentalni rezultati ne razlikuju značajno. Evidentno je nešto brže osciliranje stupova dobiveno računski, u odnosu na eksperiment. Iz toga se može zaključiti da je numerički model nešto krući od stvarnog, tj. opadanje krutosti je nešto izraženije kod eksperimentalno ispitanih uzoraka nego u računskom modelu.

Izrazito nelinearno ponašanje, praćeno velikim pomacima vrha stupova, javlja se neposredno pred slom konstrukcije. Kod toga numerički rezultati odstupaju nešto više u odnosu na eksperimentalne rezultate (do oko 10%). Odstupanje rezultata u nelinearnom području nakon pojave pukotina, a posebno nakon početka pojave tečenja armature, može se objasniti neuzimanjem točne veze naprezanje–deformacija za beton u tlaku, vlaku i posmiku, kao i numeričkim poteškoćama koje nastaju pri modeliranju armirano-betonskih elemenata s dubokim nelinearnim ponašanjem. Nedovoljno pouzdano modeliranje vlačne i posmične krutosti betona s pukotinama, kao i nepouzdano modeliranje višekratnog cikličkog opterećenja (otvaranje i zatvaranje pukotina) te akumulacija oštećenja tijekom vremena, također doprinosi odstupanju rezultata proračuna u odnosu na eksperiment. Nadalje, treba imati na umu da je proračunski model opisan stanjem ravninskog naprezanja, dok je stvarna konstrukcija prostorna. Također treba imati na umu da na točnost numeričkih rezultata utječe usvojena prostorna diskretizacija problema, duljina vremenskog inkrementa pri integraciji jednadžbe gibanja, odabrani kriterij konvergencije i brojni drugi parametri.

Potrebna je daljnja provjera prikazanog numeričkog modela na rezultatima različitih eksperimentalnih testova. Ipak, može se reći da je postojeći model dostatno pouzdan i da može biti od velike koristi pri analizi praktičnih armiranobetonskih konstrukcija, izloženih statičkom i dinamičkom (potresnom) opterećenju. Planira se daljnje poboljšanje ovog modela.

6. ZAKLJUČCI I PRAVCI DALJNJIH ISTRAŽIVANJA

Na temelju provedenih istraživanja u ovom radu, mogu se iznijeti najvažniji zaključci.

Istraživanjem ponašanja pet jednakih stupova izloženih različitim pobudama, zaključeno je da harmonijska pobuda čiji period odgovara prvom periodu elastičnog sustava, koja je teorijski najnepovoljnija pri analizi linearnih sustava, u realnim sustavima ne mora biti najnepovoljnija. Naprotiv, spomenuta harmonijska pobuda pokazala se kao najmanje nepovoljna u odnosu na sve ostale analizirane pobude. Također, pobuda koja je generirana prema elastičnom spektru odziva ne mora biti najnepovoljnija. Naime, zapis nekog realnog potresa može biti nepovoljniji u odnosu na ovako generiranu umjetnu pobudu. Konkretno, za ubrzanja $a_{g,max} \leq 2.0\ ms^{-2}$ pobuda snimljena za vrijeme potresa Petrovac bila je nepovoljnija od ove pobude.

Budući da još uvijek nije moguće precizno predvidjeti najnepovoljniju očekivanu pobudu na nekoj lokaciji, pri dinamičkim analizama potresne otpornosti realnih građevina treba koristiti što više registriranih akcelerogama prethodnih potresa na predmetnim lokacijama iz što bližih područja, kao i umjetno generirane potrese. Tako će se dobiti najrealnija slika o sigurnosti konstrukcije na nekoj lokaciji u seizmički aktivnom području. Prema [46], najmanji broj razmatranih akcelerograma treba biti šest. Poželjno je da taj broj bude i veći. Pri tome za različite

tipove građevina (meke, srednje krute, krute) treba odabrati različite najnepovoljnije očekivane tipove akcelerograma. Predominantni period odabranih akcelerograma treba biti veći od osnovnog perioda elastične konstrukcije. Ta razlika treba biti veća što je očekivani pad krutosti razmatrane konstrukcije veći pri djelovanju očekivanih potresa.

Pri formiranju umjetnog akcelerograma na bazi elastičnog spektra odgovora, horizontalni dio krivulje maksimalnih spektralnih ubrzanja treba usvojiti dostatno dug (na strani nešto veće sigurnosti), vodeći računa o realnoj mogućnosti pojave takvog potresa. Tako formirane pobude mogu biti relevantne za procjenu potresne otpornosti konstrukcija na temelju provedenih dinamičkih analiza. Treba koristiti samo takve numeričke modele koji mogu pouzdano simulirati stvarno ponašanje konstrukcije pri potresu, uključujući pri tome njene najvažnije nelinearne efekte ponašanja.

Eksperimentalnim istraživanjem ponašanja sedam jednakih stupova s različitim veličinama temelja i s različitim podlogama ispod temelja, potvrđeno je da pri potresu dolazi do dinamičke interakcije sustava konstrukcija-temelj-tlo. Kod toga svaka od navedenih sastavnica, pa tako i temelj, utječu na globalno ponašanje sustava.

Također, potvrđeno je da tlocrtne dimenzije temelja imaju značajan utjecaj na ponašanje betonskih stupova pri potresu, a osobito pri visokim razinama ubrzanja podloge i pobudama koje izazivaju veće nelinearnosti u sustavu. Naime, tlocrtne dimenzije temelja u praksi najčešće se usvajaju na temelju njegove sigurnosti na klizanje i prevrtanje, te kriterija zadovoljenja maksimalnih naprezanja u tlu ispod temelja. Kod temeljnog tla male nosivosti, tlocrtne dimenzije temelja moraju biti značajno veće od dimenzija temelja kod tla visoke nosivosti. Za jednake sile u stupu, tlocrtne dimenzije temelja u praksi mogu se značajno razlikovati.

Pri niskim razinama ubrzanja podloge, rotacije temelja su male i tlocrtne dimenzije temelja nemaju većeg utjecaja na ponašanje stupa.

Pri visokim razinama ubrzanja podloge, a osobito kada su tlocrtne dimenzije temelja male, može doći do odvajanja (odizanja) temelja od podloge, odnosno do njegove značajne rotacije. Ovo ima veliki utjecaj na ponašanje i sigurnost stupova, pri čemu veći temelj nužno ne znači sigurniju konstrukciju. Odizanjem temelja djelomično se rasterećuje stup i izbjegava njegov potencijalni slom.

Manje tlocrtne dimenzije temelja omekšavaju nad-temeljnu konstrukciju. U pravilu to ima za posljedicu manje generirane potresne sile u konstrukciji, ali veće pomake sustava. Za premale dimenzije temelja može doći do prevrtanja konstrukcije.

Velike tlocrtne dimenzije temelja u pravilu osiguravaju njegovu malu rotaciju pri potresu, pa se stupovi ponašaju kao da su ukliješteni u bazi. Veće tlocrtne dimenzije ukrućuju nad-temeljnu konstrukciju. U pravilu to ima za posljedicu veće potresne sile u konstrukciji (veća ubrzanja), manje pomake sustava i manju duktilnost sustava.

Umetanje sloja kamenog šljunka ili pijeska između dna temelja i čvrstog tla, mijenja ponašanje stupova pri potresu. U pravilu, taj sloj može poslužiti kao protupotresna izolacija konstrukcije. Kod toga je bitno iznaći povoljnu debljinu i zbijenost ovog sloja, te osigurati što manju promjenu početne krutosti (elastičnosti) ovog sloja u vremenu. U provedenim eksperimentima, tanki sloj kamenog pijeska pokazao se efikasniji od debelog. Pri tome treba naglasiti da sloj pijeska nije bio zbijen. Ponašanje stupova s temeljima na debelom sloju pijeska bilo je povoljnije nego ponašanje stupova koji su bili pridržani za platformu.

Pri odabiru tlocrtnih dimenzija temelja stupova, osim o zadovoljenju uvjeta za statička opterećenja, treba voditi računa o zadovoljenju uvjeta pri potresu.

Eksperimentalnim ispitivanjem četiri u svemu jednaka stupa, različite visine, pokazano je da vitkost stupova ima značajan utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost pri potresu.

Povećanjem vitkosti stupa povećavaju se njegovi pomaci te deformacije u betonu i armaturi, a smanjuje se njegova granična nosivost.

U odnosu na utjecaj vitkosti stupova na njihovo ponašanje pri statičkom opterećenju, pri provedenim dinamičkim testovima razmatranih stupova izloženih horizontalnom ubrzanju podloge on nije bio jako izražen. Naime, stup s vitkošću λ=125 se urušio pri najvećem ubrzanju podloge od 4.0 ms^{-2}, dok je kod stupa s vitkošću λ=50 još preostala izvjesna rezerva nosivosti nakon završetka ove pobude, ali uz značajna oštećenja stupa.

Povoljnije ponašanje vitkih stupova pri potresu nego pri stalnom vertikalnom opterećenju objašnjava se time da su generirane potresne sile u konstrukciji funkcije vremena (nisu stacionarne), da su u izravnoj ovisnosti o tekućoj krutosti konstrukcije, te da se gibanje konstrukcije prilagođava dinamičkoj pobudi. Jedan od glavnih razloga je zasigurno što se povećavanjem vitkosti povećavaju osnovni periodi osciliranja konstrukcije, posljedica čega je njeno sporije vibriranje, odnosno manja ubrzanja i manje inercijalne sile. Naime, vitki stupovi su mekši i podatniji pri potresu, te se znatno lakše prilagode gibanju podloge.

Poželjno bi bilo navedene zaključke provjeriti na opsežnijim dodatnim istraživanjima vitkih armiranobetonskih stupova, pri čemu bi se analizirali dodatni parametri: različiti tip poprečnog presjeka stupa, uvjeti oslanjanja temelja, tip pobude, razina vertikalnog naprezanja od stalnog opterećenja, ekscentricitet stalnog opterećenja i sl.

Eksperimentalnim ispitivanjem tri u svemu jednaka stupa s različitom površinom uzdužne armature, potvrđeno je da uzdužna armatura kod armiranobetonskih stupova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje pri potresu. Povećanjem količine (površine) uzdužne armature smanjuju se maksimalni pomaci stupa, kao i deformacije u armaturi i betonu, te mu se značajno povećava granična nosivost.

Povećavanje granične nosivosti nije proporcionalno povećanju količine uzdužne armature. Stupovi s manjom količinom uzdužne armature su podatniji pri potresu, pa se u njima generiraju manje potresne sile nego kod jednakih stupova s većom količinom armature. Naime, u odnosu na stupove s manjom količinom uzdužne armature, stupovi s većom količinom uzdužne armature su krući, što ima za posljedicu veće potresne sile za jednaku pobudu.

Stupovi s većom količinom uzdužne armature imali su povoljniju distribuciju pukotina i manja oštećenja pred slom u odnosu na stupove s manjom količinom uzdužne armature. Stupovi s manjom količinom uzdužne armature imali su manji broj pukotina. Širina tih pukotina bila je veća nego kod stupova s većom količinom uzdužne armature. Oni su imali veći broj pukotina s manjom širinom. Visina zone oštećenja (raspucavanja) znatno je veća kod stupova s većom količinom uzdužne armature, dok je intenzitet oštećenja znatno veći kod stupova s manjom količinom uzdužne armature.

Veća tlačna armatura u stupu značajno povećava tlačnu nosivost stupa, smanjuje tlačne deformacije u betonu i doprinosi njegovoj duktilnosti.

Pri projektiranju stupova u područjima s jačim očekivanim potresima treba koristiti visoke postotke armiranja uzdužnom armaturom, a izbjegavati stupove s malim postotkom armiranja.

Eksperimentalnim ispitivanjem tri jednaka stupa, a s različitim razmakom poprečne armature, potvrđeno je da razmak spona ima veliki utjecaj na veličinu zone raspucavanja, te broj, položaj, razmak i širinu pukotina.

Uz jednaki oblik i površinu poprečnog presjeka spona, razmak spona ima veliki utjecaj na ponašanje betonskih stupova pri potresu. Sa smanjenjem razmaka spona, stupovi se ukrućuju. To vodi nešto manjim pomacima i nešto većim potresnim silama pri niskim razinama ubrzanja. Pri pobudama s višim razinama ubrzanja maksimalni pomaci stupa s gušćim sponama su nešto manji, kao i potresne sile, u odnosu na stupove s većim razmakom spona. Smanjivanjem razmaka spona značajno se reduciraju zone pukotina u betonu, te smanjuje razmak i širina pukotina. Također se smanjuju i deformacije (naprezanja) u sponama. Smanjuju se tlačne deformacije betona, odnosno povećava se tlačna nosivost betona. Smanjuje se deformacija vertikalne armature, odnosno povećava se nosivost armature.

Treba preferirati što manji razmak spona u stupu, uz adekvatno smanjenje profila spona, vodeći računa o mogućnosti kvalitetne ugradnje betona.

Adekvatnom dizajniranju spona stupa u praksi treba posvetiti pažnju, a osobito kod građevina u zonama jakih potresa.

Eksperimentalnim ispitivanjem jednaka tri stupa, a s različitom veličinom koncentrirane mase na vrhu, potvrđeno je da veličina mase na vrhu konzolnih betonskih stupova ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost pri potresu.

Povećavanjem mase na vrhu konzolnog betonskog stupa, povećavaju se njegovi pomaci, te deformacije betona i armature tijekom potresnog djelovanja. Stupovima se smanjuje granična nosivost. Smanjenje nije proporcionalno povećanju mase, već nešto manje.

Povećavanjem mase na vrhu stupa smanjuju se njegovi prirodni periodi slobodnih vibracija, što ima za posljedicu induciranje manjih potresnih sila. U provedenim testovima stup s masom na vrhu od 3 t urušio se pri pobudi s a_{gmax}=2.5 ms^{-2}. Jednaki stup s masom na vrhu od 1 t bio je pred slomom pri pobudi s a_{gmax}=4.0 ms^{-2}.

U praksi treba izbjegavati velike koncentrirane mase (težine) na vrhu betonskih konzolnih stupova, a osobito kod građevina u područjima visoke seizmičnosti.

Prethodni zaključci vezani za ponašanje konzolnih stupova s različitom masom na vrhu stupa mogu se primijeniti i za stupove betonskih okvira.

Eksperimentalnim ispitivanjem četiri jednaka stupa jednaka s različitim ekscentricitetom mase na vrhu stupova potvrđeno je da pri djelovanju potresa na konzolne armiranobetonske stupove s malim ekscentricitetom gravitacijske uzdužne sile, veličina ekscentriciteta (e) ima veliki utjecaj na njihovo ponašanje i graničnu nosivost. Kod toga su ispitivani stupovi s e/a=0, 0.25, 0.5 i 1.0, gdje je a dužina stranice stupa u smjeru ekscentriciteta sile. Povećanjem ekscentriciteta povećavaju se horizontalni pomaci vrha stupa, te deformacije u betonu i armaturi, a smanjuje njegova nosivost. Tako je centrično opterećeni stup (e=0) izdržao potres s maksimalnim ubrzanjem a_{gmax}=4.0 ms^{-2}, s manjim oštećenjima pri temelju, dok se stup s ekscentricitetom e/a=1.0 urušio pri pobudi s a_{gmax}=3.5 ms^{-2} (praktično već nakon pobude s a_{gmax}=3.0 ms^{-2}). Zbog imperfekcija u izvedbi i utjecaja puzanja betona (što u ovom radu nije razmatrano), stvarni ekscentriciteti uzdužne tlačne sile se povećavaju. Stoga pri proračunu realnih stupova na potres ove dopunske efekte treba uzeti u obzir, kao i efekt promjene geometrije konstrukcije (velike pomake). Stupove s teorijskim ekscentricitetom e=0 također treba računati na moguće realne ekscentricitete zbog prethodno navedenih efekata.

Usporedbom vrijednosti eksperimentalno izmjerenih rezultata na stupovima i računskih rezultata dobivenih proračunom pomoću prezentiranog numeričkog modela, može se uočiti njihovo dobro podudaranje. Odstupanja rezultata su do oko 5% za uporabna stanja pomaka naprezanja i deformacija, dok su odstupanja nešto veća (maksimalno do 10%) za stanje konstrukcije neposredno pred slom. Odstupanje rezultata u nelinearnom području nakon pojave pukotina, a posebno nakon početka pojave tečenja armature, može se objasniti nepoznavanjem točne funkcije veze naprezanje–deformacija za beton u tlaku, vlaku i posmiku, kao i numeričkim poteškoćama koje nastaju pri modeliranju armirano-betonskih elemenata s dubokim nelinearnim ponašanjem. Nedovoljno pouzdano modeliranje vlačne i posmične krutosti betona s pukotinama, kao i nepouzdano modeliranje višekratnog cikličkog opterećenja (otvaranje i zatvaranje pukotina) te akumulacija oštećenja tijekom vremena, također doprinosi odstupanju rezultata proračuna u odnosu na eksperiment. Nadalje, treba imati na umu da je proračunski model opisan stanjem ravninskog naprezanja, dok je stvarna konstrukcija prostorna. Isto tako, drugi važni parametri utječu na točnost numeričkih rezultata, kao što su prostorna diskretizacija, vremenska diskretizacija, tolerancija konvergencije i sl.

Potrebna je daljnja provjera razvijenih numeričkih modela na rezultatima različitih eksperimentalnih testova. Ipak, može se reći da je postojeći model dostatno pouzdan i da može biti od velike koristi pri analizi praktičnih armiranobetonskih konstrukcija, izloženih statičkom i dinamičkom (potresnom opterećenju).

Daljnja istraživanja u promatranom području biti će usmjerena prema dodatnoj analizi pojedinih parametara analiziranih u ovom radu te istraživanju nekih drugih parametara za koje se smatra da utječu na ponašanje armiranobetonskih stupova u seizmičkim uvjetima. Između ostalog planira se istražiti utjecaj različitih tipova poprečnog presjeka na ponašanje stupova pri potresu, istražiti mogućnost primjene različite prirodne protupotresne izolacije, istražiti utjecaj različitih načina armiranja uzdužnom i poprečnom armaturom, istražiti utjecaj kvalitete betona na ponašanje stupova izloženih potresnom opterećenju. Također, planirana su i daljnja poboljšanja numeričkog modela gdje će se naglasak staviti na pouzdanije modeliranje vlačne i posmične krutosti betona s pukotinama, pouzdanije modeliranje višekratnog cikličkog opterećenja te na proširivanje modela u cilju simuliranja prostornih problema.

7. LITERATURA

[1] R.G. Drysdale, M.W. Huggins: Sustained biaxial load on slender concrete columns. Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE 1971;97(5):1423–43.

[2] C. Hsu, L. Hsu, W.H. Tsao: Biaxially loaded slender high-strength reinforced concrete columns with and without steel fibre. Magazine of Concrete Research 1995;47(173):299–310.

[3] S. Iwai, K. Minami, M. Wakabayashi: Stability of slender reinforced concrete columns subjected to biaxially eccentric loads, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute 36(321) 137–56.

[4] J.K. Kim, S.S. Lee: The behaviour of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending. Engineering Structures 2000;23:1518–28.

[5] V. Mavichak, R.W. Furlong: Strength and stiffness of reinforced concrete columns under biaxial bending, Research report 7-2 F. Center for Highway Research. November 1976.

[6] L.N. Ramamurthy: Investigation of the ultimate strength of square and rectangular columns under biaxially eccentric loads. In: Proceedings: Reinforced concrete columns. 1966. p. 263–98.

[7] W.H. Tsao, C. Hsu: Behaviour of biaxially loaded square and L-shaped slender reinforced concrete column. Magazine of Concrete Research.

[8] G. Wang, C. Hsu: Complete biaxial load-deformation behavior of RC columns. Journal of Structural Engineering 1992;118(9):2590–609.

[9] H. Wu, M.W. Huggins: Size and sustained load effects in concrete columns. Journal of the Structural Division 1977;103(ST3):493–506.

[10] L. Pallarés, J.L. Bonet, P.F. Miguel, M.A. Fernández Prada: Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and biaxial bending forces. Engineering Structures 30 (2008) 1879–1894.

[11] L. Pallarés, J. L. Bonet, P. F. Miguel Sosa, M. Á. Fernández Prada: The influence of the weak axis on the behavior of high strength RC slender columns subjected to biaxial bending. Engineering Structures 31 (2009) 487-497

[12] J.L. Bonet, M.L. Romero, P.F. Miguel: Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending. Engineering Structures 33 (2011) 881–893.

[13] J.M. Portolés, M.L. Romero, F.C. Filippou, J.L. Bonet: Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. Engineering Structures 33 (2011) 1576–1593.

[14] K.E. Caballero-Morrison, J.L. Bonet, J. Navarro-Gregori, J.R. Martí-Vargas: Behaviour of steel-fibre-reinforced normal-strength concrete slender columns under cyclic loading. Engineering Structures 39 (2012) 162–175.

[15] L. Leite, J.L. Bonet, L. Pallarés, P. F. Miguel, M. A. Fernandez-Prada: Behavior of RC slender columns under unequal eccentricities and skew angle loads at the ends. Engineering Structures 40 (2012) 254–266.

[16] A.C. Barrera, J.L. Bonet, M.L. Romero, M.A. Fernández: Ductility of slender reinforced concrete columns under monotonic flexure and constant axial load. Engineering Structures 40 (2012) 398–412

[17] L. Leite, J.L. Bonet, L. Pallarés, P. F. Miguel, M. A. Fernández-Prada: Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to compression and uniaxial bending with unequal eccentricities at the ends. Engineering Structures 48 (2013) 220–232.

[18] K. E. Caballero-Morrison, J.L. Bonet, J. Navarro-Gregori, P. Serna-Ros: An experimental study of steel fiber-reinforced high-strength concrete slender columns under cyclic loading. Engineering Structures (2013) (članak u pripremi za tiskanje).

[19] E. Cortés-Moreno, J.L. Bonet, M.L. Romero, P.F. Miguel: Slenderness limit of the weak axis in the design of rectangular reinforced concrete non-sway columns. Engineering Structures 33 (2011) 1157–1165.

[20] A.C. Barrera, J.L. Bonet, M.L. Romero, P.F. Miguel: Experimental tests of slender reinforced concrete columns under combined axial load and lateral force. Engineering Structures 33 (2011) 3676–3689.

[21] F. Qiu, W. Li, P. Pan, J. Qian: Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading. Engineering Structures 24 (2002) 419–428.

[22] M. Fischinger, M. Kramer, T. Isaković: Potresna sigurnost armiranobetonskih montažnih hala- eksperimentalna studija. Građevinar 61 (2009) 11, 1031-1038.

[23] M. Kramar,: Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hala. Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, 176 strani, 2008.

[24] G. Toniolo, (coordinator): Final report of the EU Research Project: Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to EC8 (Contract No. G6RD-CT-2002-00857), 2007.

[25] M. Schoettler, A. Belleri, D. Zhang, J. I. Restrepo, R. Fleischman: Preliminary results of the shake-table testing for the development of a diaphragm seismic design methodology. Winter 2009. PCI Journal.

[26] A. Saisi, G. Toniolo: Precast r.c. columns under cyclic loading: an experimental program oriented to EC8. Studi e Ricerche, School for the Design of R/C Structures F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 19: 373-414.

[27] L. Ferrara, A. Colombo, P. Negro,G. Toniolo: Precast vs. cast-in-situ reinforced concrete industrial buildings under earthquake loading: an assessment via pseudodynamic tests. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 743.

[28] K. Kawashima, H. Ukon, K. Kajiwara: Bridge Seismic Response Experiment Program using E-Defense. Proc. 39th Panel on Wind and Seismic Effect, UJNR, (Technical Memorandum of PWRI, No. 4075), 57-66.

[29] J. Sakai, S. Unjoh: Earthquake simulation test of reinforced concrete bridge column under multidirectional loading. Proc. 4th International Workshop on Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, CD-ROM, San Francisco, CA, USA.

[30] J. Sakai, S. Unjoh: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 5, No. 1, pp. 103-110.

[31] T. Sasaki, K .Kawashima, G. Watanabe, S. Nagata, K. Tharin, H. Ukon, K. Kajiwara: Effect of loading protocols on premature shear failure of reinforced concrete bridge piers with termination of main reinforcements. Journal of Structural Engineering, Vol. 53A, pp. 449-460, JSCE.

[32] M. M., Hachem, S. A. Mahin: Dynamic response of reinforced concrete columns to multidirectional excitations. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Paper. No. 2446.

[33] K. Kawashima, H. Ukon, K. Kajiwara: E-defense experiment on the seismic performance of a bridge column built in 1970s. The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

[34] S. Mahin, J. Restrepo, I. Buckle, M. Schoettler: Large-Scale Validation of Seismic Performance of Bridge Columns (2010). http://nees.ucsd.edu/projects/2010-bridge-column/

[35] M. Panagiotou, P. Fox, J.I. Restrepo, B. Kutter, S. Mahin, G. Antonellis, A. Gavras, G. Guerrini, A. Sanders: Analytical and Experimental Development of Bridges with Foundations Allowed to Uplift During Earthquakes (2013). http://nees.ucsd.edu/projects/2013-caltrans-rocking/

[36] J. Radnić: Numerička simulacija interakcije fluid-konstrukcija. Doktorska disertacija, Fakultet građevinskih znanosti Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 1987.

[37] J. Radnić: Nelinearno ponašanje i modeliranje armirano betonskih konstrukcija: Magistarski rad, Fakultet građevinskih znanosti Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 1983.

[38] J. Radnić: Modelling of strain rate effects in dynamic analysis of R/C structures. Engineering Mod., Vol. 3, No. 1-2, pp. 13-20, 1990.

[39] J. Radnić, N. Dešković: Numerical model for dynamic analysis of RC structures including the strain rate effects", Proc. 2nd Int. Conf. on Comp. Plasticity, Barcelona, pp. 65-71, Pineridge Press, Swansea, 1989.

[40] A. Harapin: Numerička simulacija dinamičkog međudjelovanja tekućine i konstrukcije. Doktorska disertacija.Split : Građevinski fakultet, 11. 07. 2000., 181 str. Voditelj: Radnić, Jure.

[41] A. Harapin: Interakcija fluida i konstrukcije s uključenjem tlakova u pukotinama. Magistarski rad. Split: Građevinski fakultet, 28. 02. 1996., 117 str. Voditelj: Radnić, Jure.

[42] R. Markić: Doprinos numeričkom modeliranju ponašanja štapnih betonskih konstrukcija. Magistarski rad. Split: Građevinsko-arhitektonski fakultet, 11. 12. 2009, 158 str. Voditelj: Radnić, Jure.

[43] D. Matešan: Nelinearna analiza betonskih ljuski. Magistarski rad, Split: Građevinski fakultet, 06. 06. 2000., 167 str. Voditelj: Radnić Jure.

[44] D. Matešan: Vremenska analiza prednapetih betonskih ljusaka. Doktorska disertacija, Split: Građevinski fakultet, 19.07.2007., 216 str. Voditelj: Radnić Jure.

[45] Simqke: URL: http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/simqke .

[46] ENV 1998-1-1/2/3 Eurocode 8: Design of for earthquake resistance – part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brusseles: European Committee for Standardization, 2004.

[47] M. Glibić: Parametri graničnih stanja armiranih konstrukcija od betona visokih čvrstoća, disertacija, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 1997.

[48] HRN EN 206-1:2006, Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity (includes amendments A1:2004 and A2:2005).

[49] HBM Test and Measurement, www.hbm.com

[50] S. Mihalić, I. Salković, P. Kvasnička, M. Oštrić, M. Krkač: Procjena lokalnih uvjeta i mikrozoniranje. Hrvatsko Geotehničko društvo, 5. Savjetovanje, izvori rizika u geotehničkim zahvatima. Osijek 20-21.05.2009.

[51] A. K. Chopra: Dynamics of structures Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2007.

[52] http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm

[53] Y. Fahjan i Z. Ozdemir: Scaling of earthquake accelerograms for non-linear dynamic analyses to match the earthquake design spectra. The 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), Beijing, China, October 12-17, 2008.

[54] A. Masi, M. Vona i M. Muccuarelli: Selection of Natural and Synthetic Accelerograms for Seismic Vulnerability Studies on Reinforced Concrete Frames. Journal of structural engineering, ASCE/ March 2011. (367-378).

[55] I. Iervolino, F. De Luca, E. Cosenza: Spectral shape-based assessment of SDOF nonlinear response to real, adjustedand artificial accelerograms. Engineering Structures Vol. 32, 2010., (2776-2792).

[56] K. Kawashima, H. Ukon, K. Kajiwara: Bridge Seismic Response Experiment Program using E-Defense. Proc. 39th Panel on Wind and Seismic Effect, UJNR, (Technical Memorandum of PWRI, No. 4075), 57-66.

[57] C.-P. Lamarche, R. Tremblay, P. Léger, M. Leclerc, O. S. Bursi: Comparison between real-time dynamic substructuring and shake table testing techniques for nonlinear seismic applications. Earthquake Engineering & Structural Dynamics Volume 39, Issue 12, pages 1299–1320, 10 October 2010.

[58] P. Lukkunaprasit, T. Tangbunchoo, K. Rodsin: Enhancement of seismic performance of reinforced concrete columns with buckling-restrained reinforcement. Engineering Structures 33 (2011) 3311–3316.

[59] C.-C. Chen, J.-M.L., C.C.Weng: Experimental behaviour and strength of concrete-encased composite beam–columns with T-shaped steel section under cyclic loading. Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 863–881.

[60] E. Vintzileou, T.P. Tassios, M. Chronopoulos: Experimental validation of seismic code provisions for RC columns. Engineering Structures 29 (2007) 1153–1164.

[61] H. Wei, Z. Wu, X. Guo, F. Yi: Experimental study on partially deteriorated strength concrete columns confined with CFRP. Engineering Structures 31 (2009) 2495-2505.

[62] Y. Zhang, C. Xu, X. Lu: Experimental study of hysteretic behaviour for concrete-filled square thin-walled steel tubular columns. Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 317–325.

[63] G. M. Verderamea, G. Fabbrocinob, G. Manfredi: Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part I: Monotonic tests. Engineering Structures 30 (2008) 2277–2288.

[64] S.-K. Hwang, H.-D. Yun: Effects of transverse reinforcement on flexural behaviour of high-strength concrete columns. Engineering Structures 26 (2004) 1–12.

[65] H. Mostafaei, F.J. Vecchioa, T. Kabeyasawab: Nonlinear displacement-based response prediction of reinforced concrete columns. Engineering Structures 30 (2008) 2436–2447.

[66] R. Hindi, W. Turechek: Experimental behavior of circular concrete columns under reversed cyclic loading. Construction and Building Materials 22 (2008) 684–693.

[67] J. M. Woods, P. D. Kiousis, M. R. Ehsani, H. Saadatmanesh, W. Fritza: Bending ductility of rectangular high strength concrete columns. Engineering Structures 29 (2007) 1783–1790.

[68] J. Yao, X. Li, Z. Li: Experimental study of a circular concrete column reinforced with a composite tube: Composites Science and Technology 61 (2001) 1881–1887.

[69] Y. Xiao, Y.R. Guo, P.S. Zhu, S. Kunnath, G.R. Martin: Networked pseudodynamic testing of bridge pier and precast pile foundation. Engineering Structures 38 (2012) 32–41.

[70] J. Sakai, S. Unjoh: Shake Table Experiment on Circular Reinforced Concrete Bridge Column under Multidirectional Seismic Excitation. Proceedings of structures congress; ``New horizons and better practices''; 1519-1530.

[71] M. Hachem, S. Mahin: Bidirectional Seismic Response of Reinforced Concrete Bridges, http://peer.berkeley.edu/news/1999july/response.html.

[72] B. Burak, J. K. WIGHT: Experimental investigation of eccentric reinforced concrete beam-column-slab connections under earthquake loading. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004, Paper No. 2150.

[73] H. Nishida, S. Unjoh: Dynamic response characteristic of reinforced concrete column subjected to bilateral earthquake ground motions. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004, Paper No. 576.

[74] P.Rajaram, A.Murugesan, G.S.Thirugnanam: Experimental Study on behavior of Interior RC Beam Column Joints Subjected to Cyclic Loading. International journal of applied engineering research, Dindigul Volume 1, No1, 2010.

[75] P. Tirasit, K. Kawashima: Seismic Performance of square reinforced concrete columns under combined cyclic flexural and torsional loadings. Journal of Earthquake Engineering Volume 11, Issue 3, 2007.

[76] D. M. Lue, J.-L. Liu, T. Yen: Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete. Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) 37–44.

[77] S. Markušić, D. Herak, I. Ivančić, I. Sović, M. Herak, E. Prelogović: Seismicity of Croatia in the period 1993-1996 and the Ston-Slano earthquake of 1996. Geofizika,Vol.15 No.1; ISSN 0352-3659 (Print); ISSN 1846-6346 (Online)

[78] M. Yuan, P. Chen, S. Xiong, Y. Li i E.L. Wilson: The WYD method in large eigenvalue problems. Eng. Comp., Vol. 6, pp. 49-57, 1989.

[79] A. Mihanović i M. Schönauer: Modificirana WYD metoda u velikoj svojstvenoj zadaći. Zbornik radova 19. kongresa Jugoslavenskog društva za mehaniku, Bled, 1989.

[80] T.J.R. Hughes: Recent developments in computer methods for structural analysis. Division M Principal Lecture, Fifth SMiRT, 5th Conference, Berlin, 1980.

[81] T.J.R. Hughes, K.S. Pister i R.L. Taylor: Implicit-explicit finite elements in nonlinear transient analysis. Comp. Meth. Apl. Mech. Engng., Vol. 17/18, pp. 159-182, 1979.

[82] T.J.R. Hughes i W.K. Li: Implicit-explicit finite elements in transient analysis: stability theory. Jour. of Apl. Mech., Vol. 45, pp. 371-374, 1978.

[83] T.J.R. Hughes i T. Belytschko: A precise of development in Computotional Method for Transient Analysis. Jour. of Apl. Mech., Vol. 50, pp. 1033-1041, 1983.

[84] J. Radnić, D. Matešan; A. Harapin: *Model for Static Analyses of Concrete Shells*, Engineering Modelling, Vol. 13 (2000) 3-4, 93-99.

[85] J. Radnić, D. Matešan; A. Harapin: S*tatička i dinamička analiza betonskih ljusaka*, Građevinar, Vol. 53 (2001), 11, 695-709.

[86] J.C. Nagtegaal, J.E. De Jong: Some Computational Aspects of Elasto-plastic Large Strain Analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17 (1981), 17, 15-41.

[87] O.Ozcelik, J. E. Luco i J. P. Conte: Identification of the Mechanical Subsystem of the EES-UCSD Shake Table by a Least-Squares Approach. Journal of engineering mechanics, asce. January 2008.

[88] O.Ozcelik, J. E. Luco, J. P. Conte, T.L. Trombetti i J. I. Restrepo:Experimental characterization, modeling and identification of the NEES-UCSD shake table mechanical system. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2008; 37:243–264.

Životopis

Nikola Grgić, dipl.ing.građ. rođen je 19. siječnja 1984. godine u Ljubuškom, Bosna i Hercegovina. Po nacionalnosti je Hrvat. Državljanin je Bosne i Hercegovine i Hrvatske.

Osnovnu i srednju školu završio je u Ljubuškom. Školske 2002/03. upisao se na dodiplomski studij građevinarstva na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije sveučilišta u Splitu. Diplomirao je u veljači 2008. godine kod prof.dr.sc.Jure Radnića s temom: „Primjena prednapetih ošupljenih ploča kod podvožnjaka'' te stekao stručni naziv diplomirani inženjer građevinarstva.

Nakon završetka studija zaposlen je na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije sveučilišta u Splitu u svojstvu stručnog suradnika. Od prosinca 2008. godine do danas zaposlen je na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije sveučilišta u Splitu u svojstvu znanstvenog novaka. Stručno iskustvo je stekao kroz projektiranje više od 50 projekata različite namjene, ponajviše objekata visokogradnje.

Školske 2008/2009. godine upisao je sveučilišni poslijediplomski doktorski studij građevinarstva na na Fakultetu građevinarstva, arhitekture i geodezije sveučilišta u Splitu, znanstveno područje Tehničke znanosti, znanstveno polje Građevinarstvo, grana Nosive konstrukcije.

Suradnik je na istraživačkom projektu pod nazivom ''Eksperimentalna i numerička istraživanja potresne otpornosti građevina'' u peirodu od 2008-2014 godine pod vodstvom prof. dr. sc. Jure Radnića. Koautor je jednog poglavlja u knjizi, četiri izvorna znanstvena i pregledna rada u CC časopisima, četiri znanstvena rada u drugim časopisima, dva stručna rada objavljena u časopisima, šest znanstvenih radova objavljenih u zbornicima skupova s međunarodnim recenzijama, pet radova druge vrste u zbornicima skupova s recenzijom i jedanaest sažetaka u zbornicima skupova.

Aktivno se služi engleskim jezikom.