

UNIVERZITET CRNE GORE
GRAĐEVINSKI FAKULTET

Nina Serdar

**SEIZMIČKA ANALIZA
ARMIRANOBETONSKIH MOSTOVA
U KRIVINI**

DOKTORSKA DISERTACIJA

Podgorica, 2017.

UNIVERSITY OF MONTENEGRO
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Nina Serdar

**SEISMIC ANALYSIS OF
REINFORCED CONCRETE
HORIZONTALLY CURVED BRIDGES**

PHD THESIS

Podgorica, 2017.

DOKTORAND:

Ime i prezime: Nina Serdar
Datum i mjesto rođenja: 27.09.1981, Kotor
Postdiplomske
magistarske studije: Građevinski fakultet, Univerzitet Crne Gore,
Naučna oblast – Konstrukcije,
Uža naučna oblast – Zemljotresno inženjerstvo,
Godina završetka – 2016.

MENTORI:

Prof.dr Radomir Folić, profesor emeritus
Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu
Prof.dr Božidar Stojadinović, redovni profesor
ETH u Cirihu

**KOMISIJA ZA OCJENU
DOKTORSKE DISERTACIJE:**

Prof.dr Mladen Ulićević, redovni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore
Prof.dr Radomir Folić, profesor emeritus
Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu
Prof.dr Radomir Zejak, redovni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore
Prof.dr Đorđe Ladinović, redovni profesor
Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu
Prof.dr Srđan Janković, vanredni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore

**KOMISIJA ZA ODBRANU
DOKTORSKE DISERTACIJE:**

Prof.dr Mladen Ulićević, redovni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore
Prof.dr Radomir Folić, profesor emeritus
Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu
Prof.dr Radomir Zejak, redovni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore
Prof.dr Đorđe Ladinović, redovni profesor
Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu
Prof.dr Srđan Janković, vanredni profesor
Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore

LEKTOR:

Verica Gogić, profesor

DATUM ODBRANE:

28.05.2018.

DATUM PROMOCIJE:

Zahvalnost

Pisanje i kompletiranje ove doktorske teze ne bi bilo moguće bez nekih ljudi koji imaju posebno mjesto u mom životu. Ovim putem njima iskazujem zahvalnost.

Najsrdanije želim da se zahvalim mentoru profesoru dr Radomiru Foliću, na nesebičnoj pomoći i podršci koju mi je pružio u toku izrade ove disertacije. Ovo je jedinstvena prilika da mu se zahvalim na obezbjeđivanju najkvalitetnije literature, na pažljivom čitanju svakog reda ovog rada kao i na savjetima i sugestijama koje su nerijetko imale za cilj, ne samo da doprinesu kvalitetu ove disertacije, već i da me osposobe za budući samostalni naučno-istraživački rad.

Takođe, želim da iskažem zahvalnost svim članovima Komisije za ocjenu doktorske teze na sugestijama, izdvojenom vremenu i posvećenosti u čitanju ove disertacije.

Zahvaljujem upravi Građevinskog fakulteta u Podgorici, a posebno zahvaljujem na moralnoj podršci dr Radenku Pejoviću, profesoru Građevinskog fakulteta u penziji i nekadašnjem vođi doktorskih studija, čijom zaslugom i zalaganjem sam ostvarila kontakt sa sadašnjim mentorom profesorom dr Radomirom Folićem.

Dugujem zahvalnost Đorđu Đonoviću, dipl. matematičaru na pruženoj pomoći u izradi specijalizovanih softverskih rješenja za tehničku obradu zapisa zemljotresa i rezultata analiza.

Na kraju posebnu zahvalnost dugujem mojoj porodici, majci Mili, ocu Nikoli i sestri Marini, za bezrezervnu ljubav i podršku koju su mi pružali svih ovih godina. Suprugu Đorđu i kćerki Teodori, na krilima čijeg razumijevanja i ljubavi mi je ovo putovanje proteklo, veliko hvala.

Doktorske studije Univerziteta Crne Gore
Građevinski fakultet
Studijski program – Građevinarstvo

Doktorska disertacija:

SEIZMIČKA ANALIZA ARMIRANOBETONSKIH MOSTOVA U KRIVINI

Apstrakt:

Predmet ovog rada je seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini. Istraživanja su urađena u probabilističkom okviru, sprovedene su analize odgovora i oštećenja konstrukcije mostova u krivini usljed dejstva zemljotresa. Urađena je procjena seizmičke povredljivosti mostova u krivini sa posebnim osvrtom na uspostavljanje funkcionalne zavisnosti parametara krivih povredljivosti u odnosu na centralni ugao horizontalne krivine u kojoj se most nalazi.

U cilju generisanja probabilističkog seizmičkog modela odgovora (PSDM) u disertaciji su istraživane poznate mjere intenziteta zemljotresa i njihove predložene modifikacije. Analizirano je ukupno 16 mjera intenziteta i 3 mjere odgovora konstrukcije. Osim variranja radijusa horizontalne krivine, analizirani su i različiti uglovi zakošenja srednjih stubova i oblici srednjih stubova. Ukupno je generisano 18 3D nelinearnih modela. U ovom dijelu istraživanja sprovedeno je 2736 nelinearnih dinamičkih analiza i doneseni su zaključci o najpogodnijim mjerama intenziteta koje bi trebalo koristiti u PSDM zakrivljenih i zakošenih mostova. Predložene su i modifikacije u računanju mjera intenziteta koje doprinose generisanju pouzdanijeg probabilističkog seizmičkog modela odgovora. Za sve analizirane mjere intenziteta zemljotresa konstruisane su zavisnosti mjera intenziteta – odgovor konstrukcije koje mogu poslužiti za procjenu odgovora konstrukcije, u ovom slučaju relativnog drifta vrha stuba, za različite intenzitete seizmičke pobude. Analizom modalnih odgovora konstrukcija i rezultata nelinearnih statičkih analiza pokazano je da smanjenje radijusa krivine u poprečnom pravcu dovodi do povećanja krutosti konstrukcije kao i do pojave tečenja u podužnoj armaturi pri manjim pomjeranjima u odnosu na mostove u pravcu. Takođe, zaključeno je da se povećanjem ugla zakošenosti i smanjenjem radijusa krivine može očekivati povećanje povredljivosti mosta.

Konstruisanje krivih povredljivosti sprovedeno je korišćenjem dvije metode: metode spektralnog kapaciteta (CSM) i nelinearne dinamičke metode (NDA). Ove analize sprovedene su na tipskim mostovima sa dvojnim kružnim stubovima za tri vrijednosti horizontalne krivine. Ukupno 1140 CSM, odnosno 570 NDA analiza je sprovedeno u ovom dijelu istraživanja. Definisana su 4 granična stanja oštećenja u skladu sa EN 1998-3, određene vrijednosti indeksa oštećenja na granicama tih stanja i dobijeni su parametri lognormalnih kumulativnih distributivnih funkcija. U sklopu ovih istraživanja analiziran je uticaj rastojanja od rasjeda na povredljivost. Regresionom analizom uspostavljene su zavisnosti parametara krivih povredljivosti mostova u pravcu i mostova u krivini u funkciji centralnog ugla zakrivljenosti mosta. Pokazano da se sa povećanjem zakrivljenosti povećava povredljivost mostova za sva analizirana granična stanja. Budući, da postojeće baze krivih povredljivosti ne daju informacije o uticaju radijusa zakrivljenosti na povredljivost mostova izvedene funkcionalne zavisnosti mogu poslužiti u projektovanju mostova i saobraćajnica čak i u najranijoj fazi konceptualnog rješavanja. U disertaciji formirane su i preporuke koje bi trebalo primijeniti u praksi seizmičke analize i projektovanja konstrukcija mostova a koje su rezultat ovog istraživanja.

Ključne riječi:

armiranobetonski most u krivini, probabilistička analiza seizmičkog odgovora, probabilistička seizmička analiza oštećenja, krive povredljivosti, ugao zakošenja stubova, nelinearna dinamička analiza, nelinearna statička analiza

Naučna oblast: Građevinarstvo

Uža naučna oblast: Konstrukcije

PhD studies of the University of Montenegro
Faculty of Civil Engineering
Study Programme – Civil Engineering

PhD Thesis:

**SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE
HORIZONTALY CURVED BRIDGES**

Abstract:

The subject of this thesis is seismic analysis of reinforced concrete bridges curved in plane. This study was made in a probabilistic framework. Probabilistic seismic demand analysis and probabilistic seismic damage analysis were conducted. An estimate of seismic vulnerability of bridges curved in plane was performed, with particular reference to define bridge fragility curve parameters as a function of the bridge subtended angle.

In order to generate the probabilistic seismic demand model (PSDM) for analysed bridges, investigation of known earthquake intensity measures (IMs) regard to their efficiency and proficiency was conducted. A total number of 16 IMs and 3 engineering demand parameters (EDP) were considered. Bridge bent skewness were considered also. 18 nonlinear 3D models were generated and 2736 non-linear dynamic analysis were performed. Conclusions were made regard to the most appropriate IMs that should be used in PSDM for curved bridges. Modifications in calculating of IMs, which contribute to more reliable PSDM, were proposed. Derived relationships EDP-IM can be used to evaluate bridge response (column drift ratio) for various intensities of seismic excitation. The analysis of the modal response of structures and the results of non-linear static analysis were conducted and it was concluded that decrease of radius of curvature leads to increase of stiffness of the structure. Also, it was concluded that increasing the skew angle and reduction of the radius of curvature leads to increase in vulnerability of bridge demand.

Fragility curves were generated using results derived from two methods: the capacity spectrum method (CSM) and a non-linear dynamic analysis (NDA). These analyzes were conducted for bridges with two-column bents with circular cross

section. Total number of 1140 CSM and 570 NDA were carried out in this part of the study. 4 damage states were defined in accordance with EN 1998-3. Values of damage index on the onset of considered damage states were calculated and fragility curves were derived. Influence of the distance from the fault on bridge vulnerability were investigated. Regression analysis was performed in order to define bridge fragility curve parameters as a function of the bridge subtended angle. It was shown that increase of radius of curvature increases the fragility of bridge for all analysed limit states. Derived functional relationship of median PGA values on bridge subtended angle and average dispersion can be used in the design of bridges and roads even in early conceptual phase. It is fact that existing hazard tools do not provide relevant information so this functional dependence can be implemented. Recommendations that should be applied in engineering practice, seismic analysis and design of curved and skew bridges were presented.

Key words:

reinforced concrete bridge curved in plane, probabilistic seismic demand analysis, probabilistic seismic damage analysis, fragility curves, bent skew angle, nonlinear dynamic analysis, nonlinear static analysis

Scientific area: Civil Engineering

Specific scientific area: Structures

Sadržaj

1. UVOD	1
1.1 . Predmet i problem istraživanja	1
1.2 . Sažet pregled vladajućih stavova u oblasti istraživanja	7
1.2.1. Seizmičke analize u propisima i smjernicama	7
1.2.2. Seizmički odgovor zakrivljenih i zakošenih mostova	10
1.2.3. Ocjena seizmičke povredljivosti primjenom metodologije generisanja krivih povredljivosti	12
1.3. Polazišta-hipoteze istraživanja	18
1.4 . Ciljevi istraživanja	19
1.5 . Primijenjena metodologija istraživanja	20
1.6 . Značaj istraživanja i primjenjivost rezultata	20
1.7 . Kratak sadržaj rada	22
2. ULAZNI PODACI U ISTRAŽIVANJU	23
2.1. Opis konstrukcije istraživanih mostova	23
2.2. Varirani parametri	26
2.3. Izbor zapisa zemljotresa za nelinearnu dinamičku analizu	27
3. NELINEARNO MODELIRANJE KONSTRUKCIJA MOSTOVA	31
3.1. Modeliranje materijala, masa, prigušenja	31
3.2. Modeliranje rasponske konstrukcije	32
3.3. Modeliranje stubova	34
3.4. Modeliranje oporaca	36

4. UTICAJ KRIVINE I ZAKOŠENJA MOSTA NA IZBOR MJERE INTENZITETA ZEMLJOTRESA.....	39
4.1 . Kriterijumi loma.....	39
4.2 . Definisanje veze odgovora konstrukcije EDP i intenziteta zemljotresa IM.....	40
4.3 . Upoređivanje i analiza uspostavljenih veza EDP-IM u odnosu na analizirane mjere intenziteta.....	48
4.4 . Upoređivanje i analiza uspostavljenih veza EDP-IM u odnosu na ugao zakošenja i radijusa krivine.....	51
4.5 . Krive povredljivosti odgovora za razmatrane konstrukcije mostova.....	60
4.6 . Zaključci.....	63
 5. ANALIZA UTICAJA RADIJUSA ZAKRIVLJENOSTI I UGLA ZAKOŠENJA STUBOVA MOSTA NA DINAMIČKE KARAKTERISTIKE, KAPACITET DEFORMACIJA I POVREDLJIVOST ISTRAŽIVANIH KONSTRUKCIJA.....	65
5.1 . Upoređivanje tonova i perioda vibracija razmatranih mostova.....	66
5.2 . Ocjena uticaja ugla zakošenja i horizontalne krivine mosta na kapacitet konstrukcije primjenom NSA.....	70
5.3 . Ocjena seizmičkih performansi mostova i uticaja radijusa krivine korišćenjem metode spektralnog kapaciteta (CSM).....	81
5.4 . Analiza uticaja horizontalne krivine na povredljivost mosta.....	87
5.5. Metodologija konstruisanja krivih povredljivosti korišćenjem nelinearne statičke analize NSA.....	88
5.5.1. Definisanje graničnih stanja oštećenja na kvalitativan i kvantitativan način.....	91
5.5.2. Kvantitativan opis graničnih stanja oštećenja preko duktilnosti pomjeranja vrha stuba.....	94
5.5.3. Statistička i probablistička analiza rezultata NSA i metode spektralnog kapaciteta.....	96

5.6. METODOLOGIJA KONSTRUISANJA KRIVIH POVREDLJIVOSTI PRIMJENOM NDA	112
5.6.1. Statistička i probabilistička analiza rezultata nelinearnih dinamičkih analiza	114
5.6.2. Uticaj rastojanja od rasjeda na parametre krivih povredljivosti	122
5.6.3. Upoređivanje rezultata seizmičke povredljivosti dobijene metodama CSM i NDA	124
5.7. Izvedene zavisnosti parametara povredljivosti od ugla zakrivljenosti	125
5.8. Upoređivanje krivih povredljivosti sa rezultatima drugih istraživača	126
5.9. Zaključci	129
 6. ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI	132
6.1. Opšte napomene i sažetak	132
6.2. Zaključci	134
6.3. Preporuke	138
6.4. Pravci daljih istraživanja	139
 DODACI	141
A Spisak zemljotresnih zapisa	142
B Tablice sa parametrima regresijskog modela veze EDP-IM	144
C Rezultati nelinearnih statičkih analiza	150
Primijenjene oznake	153
Literatura	156
Citirana literatura	156
Bibliografija	167

Biografija autora.....	173
Izjava o autorstvu.....	174
Izjava o istovjetnosti štampane i elektronske verzije doktorskog rada.....	175
Izjava o korišćenju.....	176

1. UVOD

1.1. PREDMET I PROBLEM ISTRAŽIVANJA

Zemljotresi spadaju među najrazornijim prirodnim nepogodama. Malo je pojava pred kojima se čovjek osjeća tako nemoćno kao što se osjeća pred nenajavljenom i rušilačkom energijom zemljotresa. Jaki – rušilačkizemljotresi su tektonskog porijekla i nastaju kada se deformacije stijenske mase, uzrokovane lomom u tlu, šire kroz prostor u obliku seizmičkih talasa. Iako postoji rasprostranjeno mišljenje da su to rijetke pojave, zemljotresi različitih intenziteta se dešavaju svakodnevno, a na godišnjem nivou bar 100 zemljotresa ima kapacitet da izazove ozbiljne gubitke (*British Geological Survey, 2012*). Prema istom izvoru godišnje se širom planete desi 16 zemljotresa magnitude po Rihteru 7 i veće. Kada se ovakvi zemljotresi dese u naseljenim područjima oni nerijetko izazivaju velike materijalne štete i gubitke u ljudskim životima.

U novijoj istoriji više je primjera katastrofalnih posljedica dejstva jakih zemljotresa: 1994. Northridge USA, 1995. Kobe, Japan, 2008. Sečuan, Kina, 2010. Haiti, 2010. Čile, 2011. Tokio, Japan. Primjera radi, prema podacima iz izvještaja CEDIM-a u Njemačkoj (*Center for Disaster Management and Risk Reduction*), 2011 godina bila je godina sa najvećim ekonomskim gubicima izazvanim zemljotresom i njegovim pratećim pojavama (cunami, klizišta, slijeganja tla...) u istoriji modernog doba. Procijenjeni gubici po ovom izvještaju, iznose oko 365 milijardi USD, od čega više od polovine čine gubici Japanskog zemljotresa iz marta 2011, koji se smatra prirodnom nepogodom sa najskupljim posljedicama u istoriji čovječanstva. Poznato je da zemljotresi predstavljaju fenomene slučajnog karaktera, čije se tačno vrijeme i lokacija dešavanja, kao i intenzitet, ne mogu predvidjeti, pa kao takvi predstavljaju veliku opasnost za ljudske živote i objekte koje gradi čovjek. U tom smislu aktivnosti naučne zajednice trebalo bi da budu usmjerene na razvoj i promociju mjera za smanjenje seizmičkog rizika.

Jedan od osnovnih principa u planiranju, projektovanju i izvođenju objekata u seizmički aktivnim područjima je princip zaštite materijalnih dobara i života ljudi, kao i sveukupno smanjenje seizmičke povredljivosti objekata. Za objekte koji se nalaze u saobraćajnom sistemu (poput mostova, tunela, vijadukata itd.) osim gore navedenih ciljeva, novije socio-ekonomske prilike nameću i zahtjeve pouzdanosti. Sve razvijene i rastuće ekonomije postaju sve više zavisne od pouzdanosti njihovog saobraćajnog sistema, a iz razloga što se mnoge investicije oslanjaju na pouzdanu i tačnu isporuku i prevoz ljudi i dobara. Pitanje pouzdanosti saobraćajnog sistema posebno je važno u seizmički aktivnim područjima. Tada se akcenat stavlja i na pouzdanost sistema nakon dejstva zemljotresa, smanjenje oštećenja i po mogućnosti eliminisanje prekida u funkcionisanju saobraćaja. Mjere koje dovode saobraćajni sistem na nivo željenog ponašanja su neophodne jer funkcionisanje ostalih sistema nakon dejstva zemljotresa bitno zavisi od mogućnosti transporta ljudi i opreme do ugroženih mjesta. Svaki prekid u saobraćajnoj infrastrukturi izaziva dalja odlaganja sanacija i intervencija u drugim sistemima.

Gubici koji nastaju kada dođe do velikih oštećenja na objektima mogu se podijeliti na direktne troškove i indirektne troškove. Direktni troškovi su vezani za mjere sanacije i ojačanja, a indirektni troškovi potiču od nefunkcionisanja saobraćajne mreže. Upravo nedirektni troškovi mogu višestruko da premaše direktne troškove sanacije objekata. Očigledno je primarni cilj u procesu izgradnje objekata u saobraćajnim sistemima da se oštećenja na objektima svedu na prihvatljiv nivo za dejstva jakih zemljotresa i da se omogući njihovo funkcionisanje odmah nakon dejstva zemljotresa. Ovo je od naročitog značaja za uspostavljanje interventnog saobraćaja nakon dejstva zemljotresa (*FEMA-368/369*). Ograničenje oštećenja u objektima predstavlja početak primjene metode performansi (metode zasnovane na ponašanju) u projektovanju konstrukcija. Primjena metoda zasnovanih na performansama proizvodi konstrukcije sa pouzdanijim seizmičkim odgovorom koje zadovoljavaju odgovarajuće postavljene kriterijume vezane za predefinisane nivoe intenziteta zemljotresa (*Folić i ost, 2015*). Takođe, metode zasnovane na performansama uspješno se koriste i za procjenu stanja postojećih objekata (*Calvi, 1999*).

Mostovi su sastavni dio saobraćajnog sistema i jedna od njegovih slabijih karika. Njihova povredljivost direktno utiče na povredljivost ukupnog sistema. Iskustva iz ranijih zemljotresa otkrila su neka neočekivana oštećenja i lomove u konstrukcijama mostova (*Folić i dr., 2015*). Zato mostovi zaslužuju posebnu pažnju, a ispitivanje njihovog odgovora usljed dejstva zemljotresa od velike je važnosti. Iz svega ranije rečenog jasno je da bi eliminisanje oštećenja u konstrukciji mostova zadovoljilo principe pouz-

danosti. Sa druge strane, opšte prihvaćen koncept u projektovanju konstrukcija, uključujući mostove, je da se konstrukcije ne projektuju da se pri dejstvu jakih zemljotresa elastično ponašaju. Takav pristup bio bi neracionalan. Umjesto toga, konstrukcija se projektuje na redukovane seizmičke sile pod uslovom da se obezbijedi mogućnost disipacije seizmičke energije. Seizmičke sile se umanjuju faktorom ponašanja q (evropski tehnički propisi *EN1998-2*) ili faktorom R (američki propisi *AASHTO*), a na račun obezbjeđivanja adekvatne duktilnosti kritičnih presjeka stubova. Faktor ponašanja q zavisi od unaprijed izabranog ponašanja konstrukcije nakon pojave tečenja: elastično, duktilno ili limitirano duktilno. Uticaj faktora ponašanja na pomjeranja i duktilnosti pomjeranja stubova i razvoja plastičnog ponašanja u stubovima AB mosta u pravcu diskutovano je u radu Čokić *i dr.* (2017). Ako konstrukcija ima sposobnost da „radi“ u plastičnom području onda se njena sposobnost disipacije energije unijete zemljotresom povećava. Ulaz u plastično područje podrazumijeva da elementi konstrukcije, u slučaju konstrukcije mosta -stubovi, mogu da trpe oštećenja. Disipacija seizmičke energije dešava se u zonama plastičnih zglobova. Lokacija i redosljed pojave plastičnih zglobova može se predvidjeti korišćenjem metode programiranog ponašanja. Osnovni princip je da se kod mostova plastični zglobovi formiraju u stubovima, a da rasponska konstrukcija pri tome mora da ostane u elastičnom području rada. Ovakav stubni mehanizam karakterističan je za mostove i razlikuje se od principa koji važi za konstrukcije zgrada gdje je poželjno plastične zglobove formirati na krajevima greda. Od tipa donjeg stroja mosta (pojedinačni stubovi ili više stubova) zavisi mjesto pojave plastičnih zglobova (Seiler, 2002, Folić, 2008). Osim obezbjeđenja duktilnosti presjeka stubova, potrebno je spriječiti smičuće lomove u stubovima. Smičući lomovi nastaju usljed nedostatka poprečne armature i neadekvatnog rješavanja detalja čvorova. Eksperimentalna istraživanja ponašanja AB stubova mosta uz variranje odnosa prečnik/visina stuba, dužina utezanja presjeka i količina podužne armature sprovedeni su od strane autora Lehman i Moehle (2000), Calderone *i dr.* (2001), Correal *i ost.* (2004), Kim *i dr.* (2005). Ispitivanja su pokazala da se lom u stubovima mostova javlja uglavnom usljed savijanja, kao i da količine poprečne armature sračunate prema propisima pruža adekvatno utezanje kritičnih zona plastičnih zglobova.

Ograničavanje oštećenja usljed dejstva zemljotresa nameće se kao primarni cilj u projektovanju mostova gdje suštinski postoje dvije strategije prevencije oštećenja (*NCHRP synthesis 440*). Prva strategija se zasniva na limitiranju deformacija da bi se ograničila oštećenja, a druga strategija podrazumijeva sprovođenje mjera u projektovanju i izvođenju poput obezbjeđenja potrebnih količina armature za utezanje, projektovanje bazne izolacije, kontrolu zaostalih pomjeranja i slično. Takođe, na planu ograničenja oštećenja mnogo se može postići i u samom konceptualnom

projektovanju gdje je potrebno usaglasiti zahtjeve konfiguracije mosta i seizmičke performanse uz obezbjeđenje nosivosti, duktilnosti i mogućnosti disipacije energije (Folić, 2008, Folić i Lađinović, 2005). Na nivou konceptualnog rješavanja potrebno se pridržavati smjernica prikazanih u literaturi (EN 1998-2, Duan i Chen, 2002), a koje se mogu shvatiti kao težnja da konstrukcija mosta u najvećoj mogućoj mjeri bude regularna. U tom smislu treba (EN 1998-2, Duan i Chen, 2002, Folić i Lađinović, 2005):

- težiti projektovanju mostova u pravcu sa što manjom zakrivljenošću i što manjim uglom zakošenja stubova;
- obezbijediti ravnomjernu distribuciju masa i krutosti u podužnom i poprečnom smislu;
- obezbijediti kontinualnu rasponsku konstrukciju, a na mjestima njenog oslanjanja na donji stroj obezbijediti dovoljne dužine nalijeganja i spriječiti ispadanja konstrukcije sa ležišta;
- predvidjeti ravnomjeran razvoj plastičnih zglobova u što većem broju stubova; izbjegavati naglu promjenu krutosti u podužnom i poprečnom pravcu; mjesta pojave plastičnih zglobova predvidjeti na lokacijama pristupačnim za inspekciju;
- veze gornjeg i donjeg stroja treba da budu takve da se plastične deformacije razviju prvo u njima bez dostizanja neelastičnog odgovora gornjeg stroja, a potrebno je i sprovesti niz drugih mjera koje vode ka tome da konstrukcija mosta bude regularna.

Tako se u istraživanjima nameće još jedna tema a to je ocjena uticaja parametara konstrukcije mosta i konceptualnih rješenja na povredljivost mosta u slučaju dejstva zemljotresa, kao i kvantifikacija povredljivosti u zavisnosti od parametara koji se analiziraju. Posebno mjesto u ovim istraživanjima zauzimaju takozvane neregularne konstrukcije mostova. Mogućih neregularnosti u konstrukcijama mostova je više, a neke od onih koje utiču na povredljivost mosta usljed dejstva zemljotresa su: zakošenje oslonaca, zakrivljenost u osnovi, nesrazmjeran odnos sjusjednih raspona i krutosti stubova u susjednim rasponima.

Mostovi u pravcu sa kontinualnom rasponskom konstrukcijom i stubovima koji preuzimaju horizontalne seizmičke sile, a kada je masa stubova manja od 20% mase rasponske konstrukcije, mogu se smatrati konstrukcijama sa regularnim seizmičkim ponašanjem prema EN 1998-2. Takođe za regularnost potrebno je ispuniti uslov simetričnosti oko težišta rasponske konstrukcije i uslov da ekscentricitet centra krutosti donjeg stroja u odnosu na centar masa rasponske konstrukcije ne prelazi 5% dužine

mosta. Ako postoji jedan izuzetno krut stub među drugim regularnim stubovima ili masa stuba značajno utiče na dinamički odgovor konstrukcije onda se konstrukcija ne može smatrati regularnom. Takođe neregularnim se mogu smatrati mostovi sa uglom zakošenja stubova većim od 20° i odnosom širine i dužine mosta većim od 2. Mostove sa uglom zakošenja većim od 45° u zonama visokog seizmičkog intenziteta treba izbjegavati. Ove konstrukcije imaju tendenciju rotacije oko vertikalne ose i izloženi su dodatnim uticajima torzije.

U *AASHTO (2011)* specifikacijama navedeno je da se regularnim mostovima smatraju mostovi koji ispunjavaju sljedeće zahtjeve: broj raspona je manji od 7; odsustvo nagle promjene u masi, krutosti ili geometriji mosta; maksimalni ugao zakrivljenosti kod mostova u krivini je 90° ; maksimalni dopušteni odnos dužine susjednih raspona kreće se između 3 (za dva raspona) i 1,5 (za šest raspona); maksimalni odnos krutosti susjednih stubova iznosi 4 za mostove sa tri ili četiri raspona, odnosno 3 i 2 za mostove sa pet i šest raspona.

Zakrivljeni i zakošeni mostovi, u smjernicama za projektovanje *Caltrans (2013)*, tretiraju se kao konstrukcije sa neregularnom geometrijom za koje se zahtijeva upotreba globalnih 3D analiza da bi se na pouzdan način odredio odgovor mosta. Mostovi raspona do 90m, sa uobičajenim načinima fundiranja, na tlu koje nije pogodno za pojavu likvefakcije, sa odnosom perioda vibracija u poprečnom i podužnom pravcu većim od 0,7, mostovi u pravcu, mostovi u vertikalnoj ili horizontalnoj krivini smatraju se uobičajenim konstrukcijama koje se mogu projektovati prema *Caltrans (2013)* specifikacijama.

I pored globalnog nastojanja da se projektuju regularne konstrukcije mostova dešava se da kod objekta mostova na pristupnim saobraćajnicama autoputeva kao i na raskrsnicama u gusto naseljenim urbanim područjima postoje specifični zahtjevi u konceptualnom rješavanju koje je potrebno ispuniti. Često su u primjeni i takva konstrukcijska rješenja koja imaju određen nivo neregularnosti gledano prema gore navedenim kriterijumima. Logika savremenog projektovanja mostova stavlja uštedu vremena i prostora ispred drugih socio-ekonomskih aspekata kao što je na primjer direktna cijena izgradnje mosta. Ovakav pristup dovodi do pomjeranja klasičnih granica u koncipiranju, projektovanju i izvođenju mostova. Opšte tendencije u savremenoj mostogradnji su: povećanje raspona, primjena manjih radijusa krivine i povećanje zakošenja stubova mosta. Komplikovana topografija terena ili izgrađenost lokacije u urbano naseljenim područjima nameću ograničenja u konceptualnom rješavanju konstrukcije mosta. Ova ograničenja mogu se nekada prevazići projektovanjem mostova

u krivini, čak i malog radijusa krivine, mostova sa zakošenjem stubova i sl.. Uvođenje ovakvih geometrijskih uslova čine most neregularnom konstrukcijom sa neregularnim ponašanjem usljed dejstva i vertikalnih i horizontalnih opterećenja. Više studija je pokazalo da mostovi u krivini i mostovi sa zakošenjem stubova pokazuju slične manjkavosti pri seizmičkim dejstvima: nenalijeganje rasponske konstrukcije, velika pomjeranja i rotacije u ravni rasponske konstrukcije, značajna oštećenja čvorova i slično (*Maragakis, 1984, Mwafy i i Elnashai, 2007, Wilson, 2014*).

Mostovi u krivini, kao i zakošeni mostovi nekada su bili rijetki. Međutim, njihov broj je u stalnom porastu pogotovu u izgrađenim urbanim područjima (*NCHRP Program report 620, Davidson, 2002*). Poprečni presjeci ovih mostova u armirano-betonskim i prethodno napregnutim konstrukcijama su najčešće sandučasti jednočelijski ili višćelijski presjeci, zbog velike torziona krutosti ovih presjeka. U smislu tehnologije izvođenja oni se najčešće rade kao betonirani na licu mjesta, primjenom konzolne gradnje ili betoniranjem raspon po raspon. Izgradnja korišćenjem predgotovljenih segmenata je rijetkost i gotovo ograničena na mostove u pravcu. Sistemi mostova u horizontalnoj krivini najčešće imaju više raspona, vrlo rijetko jedan raspon, i projektuju se kao gredni ili ramovski sistemi. Takođe, u ukupnom broju mostova u krivini nije mali broj onih koji imaju zakošene stubove i oporce (*NCHRP Program report, 620*).

U ovoj disertaciji proučava se seizmički odgovor mostova u horizontalnoj krivini i mostova sa zakošenim stubovima. Analizirani mostovi su ramovskog konstruktivnog sistema sa sandučastim poprečnim presjekom rasponske konstrukcije. Uticaj neregularnosti na seizmičke performanse, formiranje probabilističkog modela odgovora i seizmička povredljivost ove grupacije mostova problem je koji je u ovom radu istražen. Motiv za istraživanje ovih neregularnih konstrukcija nalazi se u činjenici da ne postoje posebna uputstva i smjernice za njihovo projektovanje, pogotovu ne one koje uključuju i projektovanje seizmički otpornih konstrukcija. Nerijetko se u praksi projektovanja zanemaruje krivina u kojoj se most nalazi, a lokalni problemi u rasponskoj konstrukciji rješavaju se pravilnim detaljima vođenja i ankerovanja kablova. Međutim iskustva iz nekoliko zemljotresa (*Northridge, 1994, Kobe, 1995, Wenchuan-Kina, 2008, Chile, 2010 itd.*), kada su mostovi u krivini i zakošeni mostovi „doživjeli“ neke neočekivane lomove pokazali su da ovakva praksa ima svoja ograničenja. Pregled karakterističnih oštećenja betonskih mostova detaljno su prezentovani u brojnoj literaturi *Ramirez i dr.(2000), Caltrans (2001), CDT (2006)*. Treba istaći da su analiza i projektovanje mostova sa zakošenim stubovima, a pogotovu mostova u horizontalnoj krivini značajno komplikovaniji u odnosu na mostove u pravcu. Kod ovih mostova zakrivljenost rasponske konstrukcije u osnovi dovodi do istovremenog dej-

stva savijanja i torzije u stubovima, koja dovodi do izraženijeg međusobnog dejstva pojedinih komponenata konstrukcije. Ova interakcija nije primjećena kod mostova regularne geometrije. Dakle, u slučaju zanemarivanja horizontalne krivine u procesu analize i projektovanja mosta i razmatranja mosta u krivini kao mosta u pravcu jednake dužine, neminovno se zanemaruju negativni efekti zakrivljenosti rasponske konstrukcije na naponsko-deformacijsko stanje u stubovima mosta.

Cilj ovog istraživanja je da dâ doprinos u sveukupnom razumijevanju specifičnog seizmičkog odgovora zakrivljenih i zakošenih mostova, i da ocijeni uticaj više parametara na seizmički odgovor i povredljivost konstrukcije mosta. Varirani parametri su radijus krivine, ugao zakošenja stubova i oblik srednjih stubova.

Problem seizmičkog odgovora analiziranih neregularnih konstrukcija mostova razmatran je kroz više gledišta, a to su: problem izbora mjere intenziteta zemljotresa i uticaj neregularnosti u konstrukciji mosta na pravilan izbor iste; formiranje adekvatnog probabilističkog modela odgovora za analizirane konstrukcije; ocjena uticaja oblika stuba na povredljivost odgovora; analiza performansi i kapaciteta mostova u zavisnosti od variranih parametara i definisanje funkcionalnih zavisnosti parametara povredljivosti konstrukcija mostova u funkciji radijusa horizontalne krivine.

1.2. SAŽET PREGLED VLADAJUĆIH STAVOVA U OBLASTI ISTRAŽIVANJA

1.2.1. Seizmičke analize u propisima i smjernicama

Generalne smjernice za upotrebu metoda seizmičke analize koje odgovaraju pojedinim tipovima konstrukcija mostova prikazane su u vodećim važećim propisima za projektovanje i to : *EN 1998-2* za primjenu u zemljama Evropske unije i *FEMA* i *ATC* dokumentima sa primjenom u SAD-u. Savremene seizmičke analize koje se koriste u praksi detaljno su opisane od strane autora Ćosić i dr. (2017), Folić i Lađinović (2004). Opšta klasifikacija metoda proračuna podijeljena je na linearne analize (statičke, dinamičke, ekvivalentne statičke i spektralne-modalne) i na nelinearne analize (statičke i dinamičke). Zastupljeni zajednički princip u navedenim propisima je da se sa pojavom neregularnosti u konstrukcijama traže tačnije, a time i vremenski i računski zahtjevnije analize.

Četiri tipa analize prema *EN 1998-2* koriste se za proračun konstrukcija mostova i to: metoda osnovnog tona, linearna dinamička analiza, neelastična dinamička analiza

i statička nelinearna analiza za određivanje kapaciteta konstrukcije. Nelinearne analize koriste se za neregularne konstrukcije, a kriterijum regularnosti zavisi od odnosa maksimalnog i minimalnog faktora redukcije sila r_i (tabela 1.1.). Torzione efekte treba razmatrati samo u zakošenim mostovima i mostovima čiji je odnos širine i dužine veći od 2. Mostove sa uglom zakošenja većim do 45° ne treba projektovati u zonama velikih seizmičkih intenziteta, a torzioni efekti se mogu uzeti u obzir apliciranjem statičkog momenta torzije koji je funkcija ekscentriciteta i horizontalne seizmičke sile. Evropski tehnički propisi (EN 1998-2) ne ograničavaju zakrivljenost mosta čak ni u zonama visokog seizmičkog intenziteta. Odgovor sistema u vremenskom domenu za jedan nivo intenziteta zemljotresa dobija se primjenom nelinearne dinamičke analize-NTH (rješavanje jednačina kretanja) uz korišćenje postojećeg ili vještačkog akcelerograma (detaljnije opisano u radu Ćosić i dr., 2017). Broj akcelerograma koji se koristi je minimum 3 ili minimum 7 zavisno od toga da li se odgovor dobija kao maksimalan ili srednji odgovor razmatranog broja zapisa (EN 1998-2).

U smjernicama za projektovanje Caltrans (2013), navedena je podjela mostova na uobičajene konstrukcije mostova i ostale konstrukcije, čije projektovanje nije pokriveno odredbama ovog propisa. Dužina raspona, način oslanjanja i fundiranja, osnovni period vibracija konstrukcije i oblik rasponske konstrukcije su kriterijumi po kojima se most svrstava u kategoriju uobičajenih. Elastična statička i dinamička analiza, kao i nelinearna dinamička analiza su metode predložene u smjernicama Caltrans (2013).

AASHTO specifikacije (uslovi) detaljnije su od evropskih propisa u smislu klasifikacije konstrukcija na regularne i neregularne i određivanju podobnosti primjene pojedinih metoda seizmičke analize zavisno od vida neregularnosti. Tri metode analize su preporučene: ekvivalentna statička analiza (ESA), elastična dinamička analiza (EDA), elastična i neelastična analiza vremenskog odgovora konstrukcije (LTH i NTH). Regularne konstrukcije projektuju se primjenom ESA ili EDA metoda. U AASHTO specifikacijama (uslovima) iz 2012. preporučuje se da se zakrivljeni mostovi mogu smatrati regularnim konstrukcijama i razmatrati kao mostovi u pravcu jednake dužine ako je centralni ugao koji odgovara dužini mosta manji ili jednak 90° , ako odnos susjednih raspona nije veći od 2 i broj raspona je u granicama od 2 do 6. Uporedni pregled odredaba pravilnika i smjernica prikazan je u tabeli 1.1.

Tabela 1.1. Uporedni pregled nekih odredaba za seizmičko projektovanje mostova

odredbe	AASHTO (2012)	Caltrans (2013)	EN 1998-2 (2004)
Kriterijum regularnosti	- br. raspona (max 6) - maksimalni centralni ugao kružnice - maksimalni odnos dužina susjednih raspona (vrijednosti zavise od broja raspona) - maksimalni odnos krutosti susjednih stubova (vrijednosti zavise od broja raspona)	- dužina raspona - rješenje rasponske konstrukcije po materijalu i obliku p.p. - način oslanjanja i fundiranja i uslovi tla - osnovni period vibracija	odnos maksimalnog i minimalnog faktora redukcije sila r_i svih duktilnih stubova (i) je manji od 2. Gdje je r_i $r_i = qM_{Edi}/M_{Rdi}$ q, M_{Edi}, M_{Rdi} su: faktor ponašanja, uticaji od zemlj. i nosivost presjeka respektivno
Metode analize	ESA (metoda osnovnog tona) EDA (Multi-modalna) LTH NTH	ESA EDA NDA	EDA (multi-modalna) ESA (metoda osnovnog tona) NSA NTH
Ograničenje ugla zakrivljenosti iz aspekta regularnosti	90°	Ne zahtijeva se	Ne zahtijeva se
Maksimalne vrijednosti ugla zakošenja u primjeni	Ne zahtijeva se	Ne zahtijeva se	45°

Metoda koja kombinuje nelinearan proračun i spektralni odgovor konstrukcije, poznata kao N2 metoda i njene varijacije, uvrštene su u američke smjernice ATC-40. Primjenjivost ove metode kod konstrukcija mostova i zgrada analizirana je od strane autora *Fajfar i dr. (2000)* i *Fischinger i dr. (1997)*.

Rješenja NSA ili NDA se u novijoj praksi analize seizmičkog odgovora konstrukcije kombinuju i sa drugim naučnim disciplinama pretvarajući seizmičku analizu u multidisciplinarni problem čiji je cilj da se odgovor konstrukcije ocjenjuje kroz analizu performansi prema PBEE metodologiji (*Performance Based Earthquake Engineering*). PBEE metodologija kombinuje znanja iz računarske mehanike, numeričke analize, dinamike konstrukcija, mehanike loma, teorije plastičnosti, inženjerske seizmologije,

teorije vjerovatnoće i statistike za ocjenu performansi konstrukcije (*Ćosić i dr., 2015, Ćosić i dr., 2017*). Ova metodologija razvijena u probabilističkom okviru u protekloj deceniji široko je rasprostranjena u istraživanjima i u praksi.

1.2.2. Seizmički odgovor zakrivljenih i zakošenih mostova

Usljed komplikovanih geometrijskih uslova i ograničenog prostora, horizontalno zakrivljeni mostovi postaju neizostavni dio pristupnih saobraćajnica na autoputevima i dio brzih saobraćajnica u urbanim sredinama. Njihovo postojanje uvećava estetsku vrijednost ovih rješenja (*Itani i dr., 2000*), i omogućavaju nesmetano odvijanje saobraćaja.

Seizmički odgovor zakrivljenih i zakošenih mostova značajno se razlikuje od odgovora konstrukcije mosta u pravcu. Specifičnost u ponašanju pri dejstvu zemljotresa, kod ovih mostova, ogleda se u kombinovanju odgovora konstrukcije u dva ortogonalna pravca. Istovremeno se u stubovima javlja koso savijanje uz značajne uticaje torzije. Povećanja aksijalnih, smičućih i torzionih uticaja u stubovima i značajne rotacije rasponske konstrukcije, potiču od aktiviranja torzionih tonova vibriranja (*Priestley, 1996*).

Većina istraživanja seizmičkog odgovora zakrivljenih mostova odnosi se na čelične mostove (*Mwafy, i dr., 2007, Ramanathan i ost, 2010*). Betonski mostovi u horizontalnoj krivini sandučastog poprečnog presjeka obrađeni su u izvještaju istraživanja američke asocijacije TRB (*NCHRP Report 620*). Pomenuti izvještaj se bavi modeliranjem, tretiranjem pokretnog opterećenja, odizanjem oslonaca, dimenzionisanjem na smicanje rasponske konstrukcije, kao i drugim problemima koji se javljaju u gornjem stroju, a posljedica su zakrivljenosti mosta. Detaljna uputstva o modeliranju, kao i slučajevima kada je moguće zanemariti horizontalnu krivinu u kojoj se most nalazi prikazana su u ovom izvještaju. Dinamički i seizmički odgovor konstrukcija mostova u horizontalnoj krivini i mostova sa zakošenim stubovima nisu obrađeni u ovom izvještaju.

Broj radova u literaturi koji se bave seizmičkim odgovorom AB mostova u krivini i AB mostova sa zakošenim stubovima vrlo je ograničen. U istraživanjima *Todinija i Stojadinovića (2012)* ukazuje se da usljed seizmičkih dejstava dolazi do povećanja povredljivosti mostova sa smanjenjem radijusa krivine. Ova istraživanja bila su fokusirana na mostove sa jednim tipom stubova i to jednodijelnim kružnim stubovima, uz

variranje njihove visine. Uticaj radijusa krivine na povredljivost mostova za kontinualne mostove sa jednodijelim kružnim stubovima prikazano je u istraživanju *Shirazi i dr. (2016)* gdje je konstatovan negativan uticaj radijusa krivine na povredljivost mostova. Potreba da se seizmička analiza zakošenih i zakrivljenih mostova sprovede i u zonama niskog i umjerenog seizmičkog intenziteta naglašena je u istraživanju *Chen(2016)*. U pomenutom istraživanju pokazano je da na seizmički odgovor mosta najviše utiče kapacitet mosta u poprečnom pravcu, tačnije kapacitet duktilnosti krivine srednjih stubova u poprečnom pravcu, kao i da postojanje horizontalne krivine ili zakošenja stubova uzrokuje pojavu oštećenja pri manjem intenzitetu zemljotresa u odnosu na regularne konstrukcije mostova.

Uticaj zakošenja stubova na seizmički odgovor mosta istraživao je kod mostova u pravcu (*Zakeri i dr., 2012*). Izvještaj PEER centra autora *Kaviani i dr. (2014)* također se bavi zakošenim mostovima u pravcu. Rezultati istraživanja su pokazali da povećanje zakošenja stubova utiče na povećanje povredljivosti konstrukcije, pogotovo za mostove sa slobodnim oslanjanjem nad oporcima. Dalja istraživanja, što je naznačeno i u gore navedenoj literaturi, trebalo bi da obuhvate varijacije oblika srednjih stubova, uticaj zakošenja stubova kod mostova u krivini, analizu kratkih mostova, analizu loma i drugih nivoa oštećenja.

Analiza uticaja izbora mjere intenziteta kod zakošenih mostova na tačnost krivih povredljivosti za pojedina granična stanja oštećenja prezentovana je u radu autora *Bayat idr. (2017)*. Pokazano je da povećanjeugla zakošenja dovodi do veće seizmičke povredljivosti mostova.

Broj raspona, visina stubova i dužina raspona neznatno utiču na seizmički odgovor zakrivljenih mostova u odnosu na odgovarajuće mostove u pravcu iste dužine, zaključeno je u istraživanju autora *Khan (2015)*. Isti autor pokazao je da su način oslanjanja nad krajnjim stubovima i centralni ugao zakrivljenosti parametri koji značajno utiču na devijaciju odgovora mostova u krivini u odnosu na mostove u pravcu. U ovom istraživanju zaključeno je da se mostovi kojima je nad osloncima potpuno spriječeno pomjeranje u podužnom i poprečnom pravcu ne mogu razmatrati kao odgovarajući mostovi u pravcu. Za sve slučajeve oslanjanja u kojima se ostvaruje djelimična krutost oslonaca u podužnom pravcu, maksimalni centralni ugao za koji se most u krivini može razmatrati kao most u pravcu iznosi 30°.

1.2.3. Ocjena seizmičke povredljivosti mostova korišćenjem metodologije generisanja krivih povredljivosti

U ovom radu je izvršeno istraživanje uticaja parametara kao što su: radijus krivine ili centralni ugao koji ogovara rasponskoj konstrukciji, ugao zakošenja stubova mostova i oblik srednjih stubova na dinamički i seizmički odgovor armirano-betonskih (AB) mostova sa rasponskom konstrukcijom sandučastog poprečnog presjeka. Osim istraživanja gore navedenih elemenata dispozicionog rješenja mosta, u ovom radu biće urađena uporedna analiza povredljivosti mosta u krivini i mosta u pravcu. Takođe istražena je veza parametara povredljivosti mostova u krivini sa odgovarajućim parametrima koji važe za mostove u pravcu. Ocjena istraživanih ne-regularnosti i povredljivosti izvedena je u probabilističkom okviru. Ocjena povredljivosti mostova bazirana je na generisanju krivih povredljivosti. Ovaj način ocjene ponašanja konstrukcije pri dejstvu zemljotresa noviji je trend u seizmičkoj analizi konstrukcija. Ranije zastupljeni deterministički pristup je sve više zamijenjen probabilističkom analizom koja kroz krive povredljivosti daje uslovnu vjerovatnoću da će konstrukcija dostići određeni nivo oštećenja za zadati intenzitet zemljotresa (*Mackie i Stojadinović, 2005*).

Ocjena seizmičkih performansi konstrukcije zasnovanih na ponašanju poznata je u literaturi i kao PBEE metodologija. Detaljan pregled prihvatljivih metoda proračuna pomoću kojih se sračunavaju deformacije u konstrukciji za određeni nivo zemljotresa u PBEE metodologiji prikazan je u radu autora *Folić (2015)*. Ocjena stanja konstrukcije počinje sa definisanjem mjere intenziteta zemljotresa IM (Intensity Measure), koji na pouzdan način opisuje kretanje tla u toku zemljotresa. Zatim se postupak razvija u pravcu izbora adekvatne mjere odgovora konstrukcije EDP (Engineering Demand Parameter). Dalje, EDP treba dovesti u vezu sa mjerama oštećenja DM (Damage Measure), koje opisuju stanje oštećenja konstrukcije i njenih komponenta, upravo konstruisanjem krivih povredljivosti. Na kraju proces se završava sa povezivanjem DM i DV (Desision variables) koje predstavljaju kvantifikativnu ocjenu ponašanja, odnosno gubitaka usljed dejstva zemljotresa (*PEER Report 2006/10, Lee (2011)*). Cijeli proces odvija se u probabilističkom okviru, čime se teže obuhvatiti sve neodređenosti koje postoje u procesu procjene ponašanja (*Cornell, 2002, G. Deierlein, 2004, Kunnath i dr., 2004*). Opsežna istraživanja fokusirana na formiranje optimalnog probabilističkog seizmičkog modela odgovora kod mostova sproveli su autori *Mackie i Stojadinovic (2003)*, i neke od preporuka ovog istraživanja primijenjene su u konstituisanju modela odgovora mostova u krivini i u ovom radu.

U posljednje dvije decenije broj publikacija u časopisima, na konferencijama, kao i doktorskih teza koje se bave ocjenom seizmičke povredljivosti konstrukcija i infrastrukture u stalnom je porastu. Ove činjenice su pokazatelji zainteresovanosti istraživača i investitora da na ovaj način vrše procjenu stanja prije i nakon dejstva zemljotresa (*Bilah i Alam, 2015*).

Krive povredljivosti predstavljaju vjerovatnoću da će konstrukcija da dostigne ili prekorači određeno granično stanje za određeni seizmički intenzitet. Drugim riječima krive povredljivosti kvantifikuju povredljivost konstrukcije za zadati intenzitet zemljotresa. Povredljivost konstrukcije se definiše kao uslovna vjerovatnoća da će seizmički odgovor konstrukcije (D) da dostigne definisani kapacitet (C), za zadati nivo opterećenja (IM)

$$P[D \geq C|IM] = P[C|IM = a] = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{a}{\alpha}\right)}{\beta}\right) \quad (1.1)$$

$P[C|IM = a]$ - predstavlja vjerovatnoću da će zemljotres sa intenzitetom $IM=a$ da izazove u konstrukciji prekoračenje kapaciteta C vezanog za određeno granično stanje; $\Phi(\cdot)$ je standardna normalna kumulativna distributivna funkcija (CDF), a α i log-standardna devijacija β su parametri krive povredljivosti; α predstavlja nivo intenziteta sa 50% vjerovatnoće prekoračenja zadatog graničnog stanja, a β standardnu devijaciju $\ln IM$.

Generalne smjernice za generisanje krivih povredljivosti za objekte zgrada i objekte na infrastrukturnoj i saobraćajnoj mreži prikazane su u izvještaju *SYNER-G/4*. Postoje različite metode za generisanje krivih povredljivosti, predložene od više autora i prezentovane i u ovom izvještaju. Osnovne metode mogu se sumirati na sljedeći način: ekspertskekrive, empirijske krive, eksperimentalne krive i analitičke krive povredljivosti. Napredak kompjuterskih nauka omogućio je da na brz i efikasan način korišćenjem različitih analitičkih metoda mogu biti generisane krive povredljivosti. Elastična spektralna, neelastična statička i linearna i nelinearna dinamička analiza su metode koje mogu poslužiti za generisanje analitičkih krivih povredljivosti. Svaka od metoda ima svoje prednosti i ograničenja, a u principu sa povećanjem tačnosti predviđanja ponašanja, pogotovu u nelinearnom području rada konstrukcije, raste i vrijeme potrebno za sprovođenje analiza.

Pregled metoda za definisanje krivih povredljivosti sa osnovnim nedostacima i prednostima istih (Billah i A. Alam, 2013) prikazan je u tabeli 1.2.

Tabela 1.2. Metode definisanja krivih povredljivosti (Billah i A. Alam, 2013)

Metod	Prednosti	Mane
Ekspertski	Jednostavnost; Mogućnost uključenja svih faktora;	Ekstremno subjektivan metod; Zavisí od nivoa ekspertize; Nedostatak pouzdanosti i velika odstupanja;
Empirijski	Realistični prikaz povredljivosti;	Nedovoljan broj podataka; Vezano za specifičnu konstrukciju i region; Odstupanja u sagledavanju oštećenja;
Eksperimentalni	Raspolaganje tačnim podacima o oštećenjima;	Nedovoljan broj podataka; Subjektivno definisanje stanja oštećenja; Slaba povezanost između geometrije i karakteristika konstrukcije;
Analitički	Povećana pouzdanost; Mogućnost obuhvatanja svih neodređenosti; Smanjena subjektivnost;	Vremenski i računski zahtjevno; Izbor metoda analize; Definisanje nivoa oštećenja; Izbor funkcije raspodjele vjerovatnoće;
Hibridni	Kombinovana eksperimentalna i analitička istraživanja; Smanjeni računski napori; Uključivanje opservacija oštećenja nakon realnih zemljotresa.	Potreba za većim brojem izvora podataka; Ekstrapolacija podataka o oštećenjima; Velike disperzije u modelu odgovora.

U ovom radu ocjena ponašanja i povredljivosti mostova u krivini, i uticaj radijusa krivine i oblika stuba na povredljivost je ocijenjena kroz analitičke krive povredljivosti, generisane u ovom istraživanju za definisana granična stanja. Analitičke krive povredljivosti mogu biti definisane koristeći razne metode analize. Najjednostavnija analiza i najmanje vremenski zahtjevna je elastična spektralna analiza (Hwang i dr. 2000). Suština ove analize je da se definisanje kapaciteta komponenata mosta određuje iz linearnog elastičnog modela uzimajući u obzir efektivnu krutost elemenata. Kada se odrede zahtjevi i kapaciteti komponenata, kao i odnos zahtjev/kapacitet za razmatrane komponente, oni se povezuju sa vrijednostima karakterističnim za određeno stanje oštećenja iz čega proističe matrica frekvencije oštećenja za most koja služi za definisanje krivih povredljivosti. Ova metoda je adekvatna za mostove za koje se očekuje elastično ponašanje, dok za mostove u kojima se razvijaju značajne

plastične deformacije ova metoda ne može pouzdano da odredi zahtjev što utiče na pouzdanost izvedenih krivih povredljivosti.

Mane linearne analize mogu biti prevaziđene korišćenjem nelinearnih analiza, statičkih i dinamičkih. U ovom radu nelinearna statička analiza (NSA) biće korišćena za generisanje krivih povredljivosti. Upravo su NSA, kao metodu analize za generisanje krivih povredljivosti, koristili *Shinozuka i dr. (2000)* i *Banerjee i Shinozuka (2007)*, pa navedene uspostavljene metode biće korišćene i u ovom istraživanju. U ovom postupku kapacitet konstrukcije se računa iz NSA a zahtjevi iz skaliranog elastičnog spektra odgovora. Maksimalni odgovor konstrukcije za određeni zemljotres dobija se preklapanjem krive kapaciteta i zahtjeva na istom dijagramu, a ako se radi u probablističkom okviru onda se preklapaju krive raspodjele kapaciteta i zahtjeva, i dobija se vjerovatnoća prekoračenja određenog graničnog stanja oštećenja za zadati IM. Variranjem IM i definisanjem više graničnih stanja oštećenja krive povredljivosti mogu biti generisane (*Dutta i Mander, 1998, Mander i Basoz, 1999, Mander, 1999, Monti i Nistico, 2002*).

Korišćenje NSA za generisanje krivih povredljivosti bazira se na proceduri određivanja zahtjeva (odgovora) konstrukcije za određeni intenzitet. Procedura je propisana u ATC 40 (*ATC 1996*), koji je namijenjen zgradama. Gore navedeni autori modifikovali su proceduru tako da se može koristiti i za konstrukcije mostova, i premostili ovaj nedostatak. Jedan od osnovnih nedostataka metode je potreba za procjenom efektivnog histerezisnog prigušenja kojim se obuhvata disipacija energije u konstrukciji koje se dešava nakon tačke pojave tečenja. Ovo prigušenje se uzima u obzir kroz redukovanje elastičnog spektra odgovora, korišćenjem odgovarajućeg faktora. Postoji više prijedloga generisanja neelastičnog spektra odgovora iz elastičnog spektra odgovora (*Krawinkler i Nassar, 1992; Mwafy i Elnashai, 2005*) i u ovom istraživanju biće korišćene preporuke iz navedene literature.

Osim NSA za određenu grupaciju mostova ovdje je primijenjena i NDA (nelinearna dinamička analiza) za određivanje odgovora konstrukcije. Osnovna pitanja u korišćenju NDA su odabir i skaliranje zemljotresa i način apliciranja komponenata zemljotresnih zapisa. Uticaj izbora zapisa zemljotresa na predviđanje međuspratnog drifta stuba kod zgrada prikazan je detaljno u izvještaju *PEER 2009/1*. U ovom izvještaju naglašeno je da su, među više analiziranih procedura izbora i skaliranja zemljotresa, one metode koje su uključivale oblik spektra u proces davale tačne predikcije srednje vrijednosti drifta. Uvažavajući zaključke pomenutog istraživanja u ovom radu u odabiru zapisa zemljotresa korišćene su preporuke naznačene u *EN1998-2* i *FEMA(2009)*.

Kako se krive povredljivosti vežu za određeno granično stanje oštećenja, za potpunu analizu potrebno je i definisati kvalitativno i kvantitativno ova stanja oštećenja (DS). Više je pokušaja definisanja granica oštećenja. Granice DS predstavljaju granične tačke posle kojih most više ne zadovoljava definisani nivo ponašanja. HAZUS (FEMA 2003) definiše pet stanja oštećenja: stanje bez oštećenja, stanje malih, umjerenih, velikih i stanje kompletnog oštećenja (loma). Opis ovih stanja prikazan je i u tabeli 1.3.

Tabela 1.3. Definicija stanja oštećenja po HAZUS-u

Stanje oštećenja	Definicija
Bez oštećenja	Bez oštećenja;
Mala oštećenja	Male prsline i otpadanje manjih površina zaštitnog sloja u oporcima, zaštitnom zidu oporaca, zglobovima i stubovima (oštećenja koja zahtijevaju manje „kozmetičke“ prepravke) ili manje prsline u rasponskoj konstrukciji;
Umjerena oštećenja	Pojava umjerenih smičućih prslina i otpadanje umjerenih površina zaštitnog sloja u stubovima (koji su još uvijek u dobrom stanju), umjerena pomjeranja oporaca, značajne prsline u zaštitnim zidovima, umjerena slijeganja na pristupnicama;
Velika oštećenja	Pojava jako degradiranih stubova, smičući lom u stubovima (stubovi koji se smatraju nesigurnim u konstruktivnom smislu), značajna zaostala pomjeranja u spojnicama, velika slijeganja na pristupnicama, vertikalna pomjeranja nad oporcima, pojava diferencijalnih slijeganja, lom zaštitnog zida u oporcima;
Totalna oštećenja	Lom u stubu ili lom u spojnicama koje mogu dovesti do brzog loma u rasponskoj konstrukciji, nagibi u elementima donjeg stroja mosta koji su posljedica loma u temeljnoj konstrukciji.

Kvalitativan opis graničnih stanja oštećenja za konstrukcije zgrada prikazan je detaljnije u radu *Crowley i dr. (2004)* a kvantitativne granice mehaničkih karakteristika materijala u svim graničnim stanima predložili su *Calvi i dr. (1999)*.

Evropski tehnički propis *EN 1998* dio 3 definiše tri granična stanja: stanje ograničenih oštećenja (DL), stanje značajnih oštećenja (SD) i stanje blisko kolapsu/lomu (NC). Ova granična stanja nisu specifično vezana za konstrukcije mostova, već imaju opšti karakter. Opis stanja je prikazan u tabeli 1.4. U aneksu A propisa *EN 1998-3* preporučene su i granične vrijednosti kapaciteta rotacija kritičnih presjeka stubova,

greda i zidova, na početku sva tri definisana stanja. Upoređivanje opisa graničnih stanja prema *FEMA i EN 1988-3*, kao i nivoa intenziteta seizmičkog hazarda koji se vežu za granična stanja prikazali su detaljnije u svom radu autori *Folić i dr. (2014)*.

Tabela 1.4. Definicija stanja oštećenja po *EN 1998* dio 3

Stanje oštećenja	Definicija
Ograničena oštećenja	Konstrukcija je lagano oštećena, bez pojave popuštanja u elementima i sa elementima koji su zadržali svoje karakteristike čvrstoće i krutosti. Nekonstruktivni elementi pretrpjeli su štete koje je ekonomski opravdano sanirati, zaostala pomjeranja su zanemarljiva. Konstrukcija ne zahtijeva mjere sanacije.
Značajna oštećenja	Konstrukcija je značajno oštećena ali ima zaostalu bočnu krutost sa stubovima koji mogu da prime vertikalna opterećenja. Nekonstruktivni elementi su značajno oštećeni. Prisutna su umjerena zaostala pomjeranja. Konstrukcija može da izdrži prateće-naknadne zemljotrese (tzv. „after“ šokove) umjerenog intenziteta. Konstrukciju je vrlo vjerovatno ne-ekonomski opravdano sanirati.
Stanje blisko lomu	Konstrukcija je jako oštećena sa malom zaostalom bočnom krutošću iako sa stubovima koji mogu da prime vertikalna opterećenja. Došlo je do loma u nekonstruktivnim elementima. Prisutna su velika zaostala pomjeranja. Konstrukcija je blizu loma i vrlo vjerovatno ne može izdržati još jedan zemljotres, pa ni onaj umjerenog karaktera.

Osim opisnog metoda definisanja DS, za generisanje krivih povredljivosti bitan je kvantitativan opis granica DS. Tako su *Hwang i ost (2000)*, pridružili stanjima oštećenja, prikazanim u tabeli 1.2, granice definisane kroz vrijednosti duktilnosti pomjeranja. *Bazos i Mander (1999)* su granice oštećenja definisali kroz vrijednosti driftova i pomjeranja, dok su *Choi i dr. (2004)* iz eksperimentalnih istraživanja i preporuka iz prethodnih istraživanja preporučili granične vrijednosti za više komponenata mostova u vidu pomjeranja, odnosno duktilnosti krivine stubova mostova. *Avcar (2011)* je razmatrao manji broj graničnih stanja oštećenja, ne analizirajući tzv. srednje stanje oštećenja i odredio za razmatrana stanja granice oštećenja preko vrijednosti krivine presjeka. Mnogi autori (*Banerjee, 2008, Kim i Shinozuka, (2004, Yi i dr., 2007)* su granice stanja oštećenja definisali preko relativnog drifta srednjih stubova. Pregled indeksa

oštećenja (vrijednosti odgovora konstrukcije na početku pojedinih graničnih stanja) iz literature prikazan je u tabeli 1.5.

Tabela 1.5. Pregled indeksa oštećenja (IO) za granična stanja

Komponenta Mosta	IO	Autor	Mala oštećenja (MO)	Srednja oštećenja (SO)	Velika oštećenja (VO)	Lom (K)
Stub mosta	Duktilnost krivine- μ_ϕ	<i>Choi i dr.(2004)</i>	>1	>2	>4	>7
		<i>Nielson (2005)</i>	>1,29	>2,1	>3,52	>5,24
	Relativno pomjeranje vrha stuba δ	<i>Yi i dr.(2007)</i>	>0,007	>0,015	>0,025	>0,05
		<i>Li i dr. (2012)</i>	>0,0145	>0,026	>0,043	>0,069
	Duktilnost pomjeranja- μ_Δ	<i>Choi(2002)</i>	>1	>1,2	>1,76	>4,76
	Duktilnost rotacije - μ_θ	<i>Yi i dr. (2007)</i>	>1	>1,3	>2,6	-

U ovom radu je razmatrano ukupno pet graničnih stanja: stanje bez oštećenja, stanje malih, srednjih i velikih oštećenja i stanje loma konstrukcije. Vrijednosti na granicama pojedinih stanja biće definisane preko duktilnosti pomjeranja vrha stuba. U poglavlju 4 prikazana je detaljna analiza graničnih stanja oštećenja istraživanih konstrukcija mostova.

1.3. POLAZIŠTA-HIPOTEZE ISTRAŽIVANJA

Osnovna hipoteza u ovom radu je da postojanje ugla zakošenja stubova i horizontalne krivine mosta povećavaju seizmičku povredljivost mosta. Pri tome su proučavanja uticaja pomenutih parametara na povredljivost mostova ograničena na kontinualne okvirne konstrukcije sa slobodnim oslanjanjem nad oporcima.

Druga hipoteza je da se parametri krivih povredljivosti mosta u krivini mogu izraziti kao funkcija centralnog ugla kružnog luka koji odgovara rasponskoj konstrukciji i parametara povredljivosti za most u pravcu. Zadatak istraživanja je ispitati postavljenu hipotezu i pronaći vezu između parametara povredljivosti u funkciji centralnog ugla krivine, kao i definisati indekse oštećenja, tačnije duktilnosti pomjeranja na početku razmatranih stanja oštećenja. U istraživanju su, ondje gdje je to bilo

primjenjivo, poštovana osnovna pravila i definicije iz važećih evropskih normi. Na taj način rezultati će biti relevantni i primjenjivi i u široj inženjerskoj praksi.

U seizmičkoj analizi konstrukcije mosta polazi se od pretpostavke da poznate mjere intenziteta zemljotresa mogu biti unaprijeđene u cilju formiranja pogodnijeg modela odgovora, formiranja para mjera intenziteta-odgovor konstrukcije, koji bi zadovoljio kriterijume praktičnosti i efikasnosti.

1.4. CILJEVI ISTRAŽIVANJA

Predmet istraživanja u ovom radu su mostovi u krivini, a istraživanje je sprovedeno sa ciljem ocjene uticaja nekoliko parametara na seizmički odgovor i performanse konstrukcije mostova. Parametri varijacije su upravo oni koji utiču na neregularnost konstrukcije poput veličine horizontalne krivine i zakošenja stubova mosta. Istražen je i uticaj oblika stuba na seizmički odgovor mosta. Istraživanje se sprovodi u probabilističkom okviru i ocjena variranih parametara je sprovedena analizom i upoređivanjem krivih povredljivosti, koje određuju vjerovatnoću prekoračenja pojedinih graničnih stanja oštećenja. Poređenje se vrši između mostova u pravcu i odgovarajućih mostova u krivini. Mostovi u pravcu su prethodno dimenzionisani u skladu sa važećim evropskim normama *EN 1991-2*, *EN 1992-1*, *EN 1998-1* i *EN 1998-2*. Mostovi u krivini su identične dužine kružnog luka kao dužina mosta u pravcu. Ciljevi istraživanja su:

- Analiza poznatih mjera intenziteta zemljotresa podobnih za konstruisanje probabilističkog modela odgovora za mostove u krivini.
- Ispitati mogućnost modifikacije poznatih mjera intenziteta sa ciljem konstruisanja optimalnog probabilističkog modela odgovora (definisanje veze odgovor-intenzitet).
- Ocjena uticaja oblika stuba na seizmički odgovor analizom povredljivosti odgovora.
- Ocjena uticaja ugla zakošenja i horizontalne krivine na deformacioni kapacitet deformacija istraživanih konstrukcija.
- Kvalitativno i kvantitativno definisati granična stanja oštećenja u najvećoj mogućoj mjeri prema evropskim propisima i predložene vrijednosti indeksa oštećenja na pragu tih stanja.
- Po definisanju stanja oštećenja i konstruisanje krivih povredljivosti cilj je istražiti vezu parametara povredljivosti mostova u pravcu i mostova u krivini.

1.5. PRIMIJENJENA METODOLOGIJA ISTRAŽIVANJA

U ovom radu korišćeni su numerički postupci za ocjenu ponašanja mostova uz primjenu metoda modelovanja. Istraživanje je zasnovano na numeričkom eksperimentu u kojem se prikupljaju rezultati sa definisanim varijablama (parametri varijacije u modelima) i definisanim uzorkom (tip mostova od interesa za ispitivanje). Pod numeričkim eksperimentom podrazumijeva se sprovođenje velikog broja nelinearnih dinamičkih i statičkih analiza izvršenih pomoću programskog paketa *Seismo Struct*. *Seismo Struct* je referentni i nagrađivani softver za nelinearnu analizu (*PEER Report 2015/01*), zasnovan na metodi konačnih elemenata, koji predviđa ponašanje prostornih ramova pod dinamičkim i statičkim opterećenjem, uzimajući u obzir i materijalnu i geometrijsku nelinearnost.

Korišćeni numerički eksperiment ima sve uobičajene karakteristike eksperimentalnog istraživanja (odvija se kontrolisano, može se ponavljati željeni broj puta, uslovi i varijable se mogu mijenjati u svakom planiranom eksperimentu itd.). Numerički eksperiment je kombinovan sa induktivno-deduktivnim metodama koje su korišćene za zaključivanje na osnovu prikupljenih i obrađenih rezultata eksperimenta. Obrada rezultata je sprovedena korišćenjem statističkih korelacionih metoda i metoda statističke značajnosti za određivanje vjerovatnoće dostizanja ili prekoračenja predefinisanih stanja u razmatranim konstrukcijama. Korišćenjem metoda uporedne analize izvršena je i komparacija rezultata dobijenih iz nelinearnih metoda za različite usvojene parametre varijacije. Sprovedena je i komparativna analiza rezultata istraživanja sa referentnim eksperimentalnim i numeričkim istraživanjima drugih autora.

1.6. ZNAČAJ ISTRAŽIVANJA I PRIMJENJIVOST REZULTATA

Seizmička povredljivost putne infrastrukture umnogome zavisi od povredljivosti mostova. Posebna grupacija mostova ovdje istraživana su mostovi u krivini i zakršeni mostovi, nezaobilazne su konstrukcije na pristupnim rampama, raskrsnicama i priključenjima na autoputevima i gradskim saobraćajnicama. U današnjoj praksi seizmička povredljivost postojećih i novih konstrukcija se najčešće sagledava u probabilističkom smislu, korišćenjem poznatih ili konstruisanjem novih krivih povredljivosti. Konstruisanje krivih povredljivosti zasniva se na definisanju probabilističkog modela odgovora konstrukcije, koji podrazumijeva definisanje veze odgovor-mjera intenziteta zemljotresa, definisanje graničnih stanja oštećenja i poznavanje vrijedno-

sti odgovora konstrukcije na početku tih graničnih stanja. Značaj i primjenjivost ovog istraživanja može se izraziti u nekoliko stavova:

- Preporuke i zaključci formulisani u ovom radu mogu u praksi da posluže za pravilan izbor mjere intenziteta i konstruisanje pouzdanog modela odgovora u seizmičkoj analizi mostova u horizontalnoj krivini i mostova sa zakošenim stubovima.
- Funkcionalne zavisnosti između odgovora konstrukcije i raznih mjera intenziteta mogu poslužiti za ocjenu driftova stuba za različite intenzitete zemljotresa.
- Izvedene vrijednosti duktilnosti pomjeranja u razmatranim graničnim stanjima mogu poslužiti u praksi projektovanja mostova za kontrolu deformacionih kapaciteta konstrukcija projektovanih pomoću klasičnih linearnih metoda analize. Takođe, mogu se koristiti u probabilističkim seizmičkim analizama mostova sličnih konstruktivnih sistema i projektovanju mostova po metodi zasnovanoj na ponašanju.
- Konstruisane krive povredljivosti mogu se koristiti za ocjenu povredljivosti konstrukcija mostova sličnog konstruktivnog sistema, fundiranih na čvrstom tlu, kada se efekti bliskih zemljotresa ne razmatraju.
- Konstruisana veza parametara povredljivosti mosta u krivini i mosta u pravcu u funkciji centralnog ugla krivine (ugla zakrivljenosti), može da posluži za brzu ocjenu uticaja krivine na povredljivost još u konceptualnoj fazi projektovanja trase nove putne infrastrukture. Ako je u pitanju procjena povredljivosti postojećih zakrivljenih konstrukcija, poznavanjem ove veze se rad na analizi odgovora može svesti na analizu mosta u pravcu, što pojednostavljuje analizu i smanjuje računske napore u ovim komplikovanim procedurama. Takođe, izvedene zavisnosti mogu da posluže kao dopuna postojećim bazama i alatkama za procjenu povredljivosti mostova koje trenutno nemaju kvalitativan način ocjene ugla zakrivljenosti na parametre povredljivosti.

1.7. KRATAK SADRŽAJ RADA

U poglavlju 1 ovoga rada prezentovana su uvodna razmatranja vezana za problematiku probabilističke seizmičke analize mostova u krivini. Opisan je predmet i problem istraživanja, prikazan pregled literature u oblasti istraživanja, objašnjen cilj istraživanja i hipoteze istraživanja kao i korišćena metodologija u radu. Primijenjena metodologija detaljno je opisana u potpoglavlju 1.4, a značaj istraživanja i prezentovanih rezultata u potpoglavlju 1.5.

U poglavlju 2 opisane su istraživane konstrukcije i varirani parametri u parametarskoj analizi. Izbor zapisa zemljotresa i načini skaliranja opisani su u potpoglavlju 2.3.

Opis nelinearnih modela i aspekti nelinearnog modeliranja mosta i njegovih komponentata prezentovani su poglavlju 3.

Probabilistička seizmička analiza odgovora mostova u krivini, analiza efikasnosti i pogodnost (*eng. proficient*) 11 mjera intenziteta (IM) kombinovanih sa 3 različite mjere odgovora konstrukcije (EDP) izložene su u poglavlju 4. Analiza uspostavljenih EDP-IM veza u odnosu na izabranu mjeru i uticaj radijusa i ugla zakošenja na uspostavljene veze prikazani su u potpoglavljima 4.3 i 4.4. Krive povredljivosti odgovora za razmatrane konstrukcije mostova prikazane su u potpoglavlju 4.5.

Analiza graničnih stanja oštećenja, definisanje parametra oštećenja na početku graničnih stanja, analiza kapaciteta i performansi istraživanih konstrukcija prezentovani su u poglavlju 5. Konstruisane su krive povredljivosti mostova za varirane radijuse krivine i to iz rezultata metode spektralnog kapaciteta i iz rezultata nelinearnih dinamičkih analiza. Uspostavljena je funkcionalna zavisnost parametara povredljivosti i centralnog ugla zakrivljenosti mosta. Takođe, u poglavlju 5 upoređeni su dobijeni rezultati sa dostupnim rezultatima drugih istraživača.

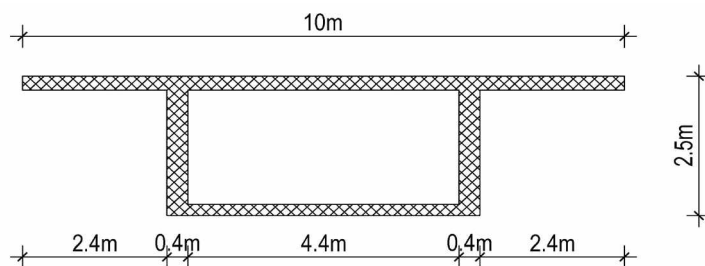
U poglavlju 6 - Zaključna razmatranja formulisani su zaključci rada i naznačeni dalji pravci istraživanja.

U dodatku A prikazani su osnovni podaci o setu izabranih zemljotresa za nelinearne dinamičke analize, a u dodatku B parametri veze razmatranih EDP-IM veza sa standardnim devijacijama i koeficijentom determinacije za sve analizirane konstrukcije, radijuse zakrivljenosti i uglove zakošenja (za ukupno 18 tipskih konstrukcija mostova). U dodatku C prikazane su krive kapaciteta za most B za različite analizirane radijuse krivine i uglove zakošenja.

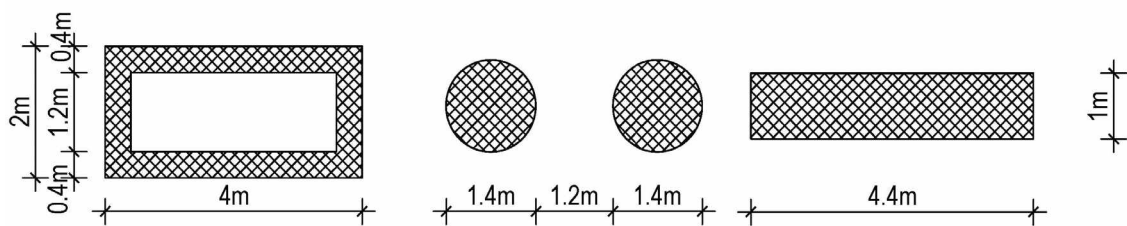
2. ULAZNI PODACI U ISTRAŽIVANJU

2.1. OPIS KONSTRUKCIJE ISTRAŽIVANIH MOSTOVA

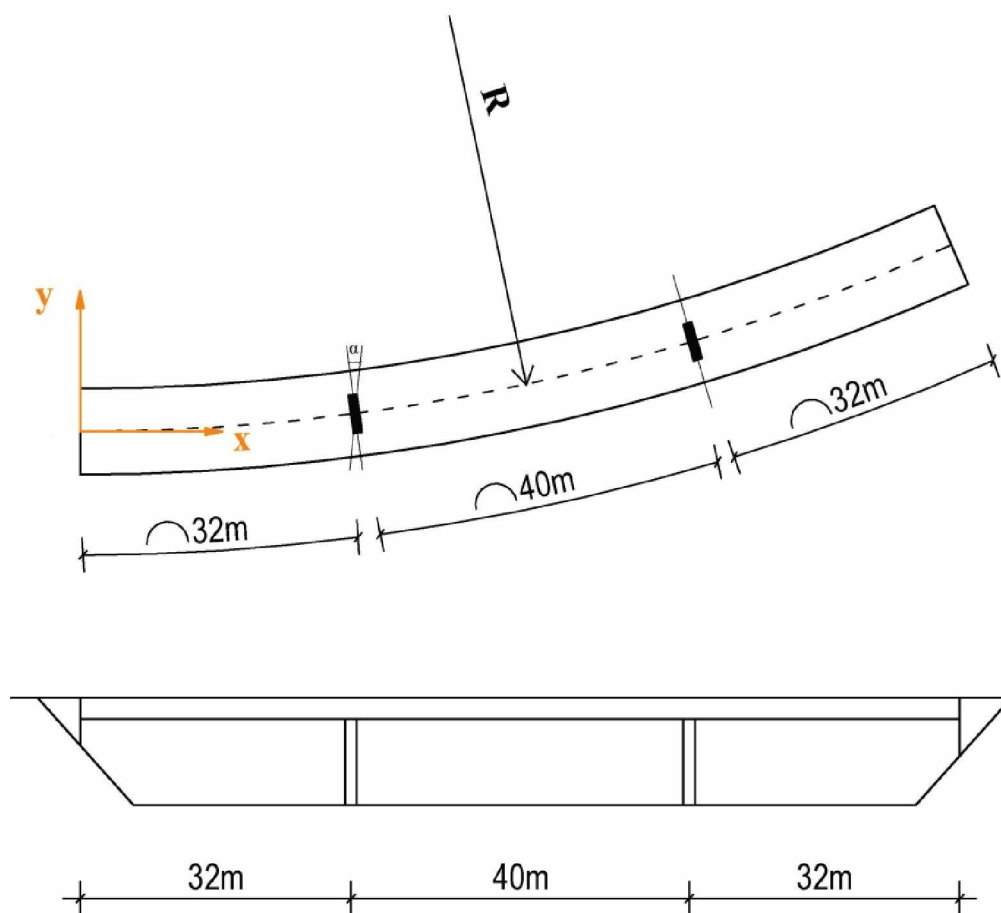
U ovom radu istraživani su mostovi u krivini i mostovi u pravcu, preko tri polja sa srednjim rasponom od 40m i krajnjim rasponima 32m. Rasponska konstrukcija je prednapregnuta sandučastog poprečnog presjeka širine 10m i visine 2,5m. Visina stubova od temelja do rasponske konstrukcije je 10m. Stubovi su tretirani kao da su uklješteni u temeljima. Ležišna greda nad stubovima je integrisana u rasponsku konstrukciju. Karakteristike betona za stubove odgovaraju klasi C30/37, a armature B500B. Nad oporcima konstrukcija mosta je oslonjena preko 4 standardna elastomjerna ležišta (vertikalna nosivost do 1500kN, dimenzija u osnovi 480x250x180mm). Ležišta su postavljena između rasponske konstrukcije i oporca, bez dodatnih spojnih sredstava, pa je pretpostavljeno slobodno pomjeranje rasponske konstrukcije nad oporcima. Poprečni presjek stubova je variran i za svaki od narednih tipova mostova (A, B i C) je različit (slika 2.1(b)). Detaljniji opis mostova izložen je u tabelama 2.1. do 2.3. Poprečni presjek rasponske konstrukcije i stubova prikazan je na slici 2.1(a) i (b). Šema mosta u osnovi i izgledu prikazana je na slici 2.2.



Slika 2.1(a) Rasponska konstrukcija mostova A, B i C



Slika 2.1 (b) Poprečni presjeci stubova: sandučasti, udvojeni i puni



Slika 2.2. Šema mosta u osnovi i izgledu

Tabela 2.1. Opis konstrukcije mosta A

Konstrukcija	Opis
Opis	Ramovska konstrukcija preko 3 polja
Dužina mosta	104m
Broj raspona i rasponi	3 raspona: 32m-40m-32m
Zakošenje oslonaca	0°, 20°, 30°
Radijus horizontalne krivine	Most u pravcu $R=\infty$ Most u krivini $R=150\text{m}$
Geometrijske karakteristike rasponske konstrukcije	$EA=1,97 \cdot 10^8 \text{ kN}$; $E I_x=1,8 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$; $E I_y=1,3 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2$; $GJ=1,55 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$
Broj stubova u jednom osloncu	Jedan
Oblik i dimenzije stubova	Sandučasti poprečni presjek $b \times d=2 \times 4\text{m}$; $d_{\text{zida}}=0,4\text{m}$
Armatura stubova-podužno	Po širini $2 \times 14\phi 28$; Po dužini: $2 \times 22\phi 28$ Procenat armiranja $\rho_L=2\%$
Armatura stubova- poprečno $\varphi/s_L/s_T$	Po širini: $\phi 10/14/15$; Po dužini: $\phi 10/14/20$ Procenat armiranja $\rho_{Tx}=0,4\%$ (podužno) i $\rho_{Ty}=0,55\%$ (poprečno)

Tabela 2.2. Opis konstrukcije most

Konstrukcija	Opis
Opis	Ramovska konstrukcija preko 3 polja
Dužina mosta	104m
Broj raspona i rasponi	3 raspona: 32m-40m-32m
Zakošenje oslonaca	0°, 20°, 30°
Radijus horizontalne krivine	Most u pravcu $R=\infty$ Most u krivini $R=150\text{m}$
Geometrijske karakteristike rasponske konstrukcije	$EA=1,97 \cdot 10^8 \text{ kN}$; $E I_x=1,8 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$; $E I_y=1,3 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2$; $GJ=1,55 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$
Broj stubova u jednom osloncu	Dva;
Oblik i dimenzije stubova	Kružni stub $d=1,4\text{m}$
Armatura stubova-podužno	$42\phi 28$ $\rho_L=2,7\%$
Armatura stubova poprečno φ/s_L	$\phi 20/8$ $\rho_T=1,21\%$

Tabela 2.3. Opis konstrukcije mosta C

Konstrukcija	Opis
Opis	Ramovska konstrukcija preko 3 polja
Dužina mosta	104m
Broj raspona i rasponi	3 raspona: 32m-40m-32m
Zakošenje oslonaca	0°, 20°, 30°
Radijus horizontalne krivine	Most u pravcu $R=\infty$ Most u krivini $R=150\text{m}$
Geometrijske karakteristike rasponske konstrukcije	$EA=1,97 \cdot 10^8 \text{ kN}$; $E I_x=1,8 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$; $E I_y=1,3 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2$; $GJ=1,55 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$
Broj stubova u jednom osloncu	Jedan
Oblik i dimenzije stubova	Pravougaoni stub 1x4,4m
Armatura stubova-podužno	Po širini 24 ϕ 36 (svežanj od 2 šipke); Po dužini: 48 ϕ 36 (svežanj od 2 šipke) Procenat armiranja $\rho_L=3,3\%$
Armatura stubova poprečno $\phi/s_L/s_T$	$\phi 16/11.5/20$ a $\rho_{Tx}=1,5\%$ (podužno) i $\rho_{Ty}=0,7\%$ (poprečno)

2.2. VARIRANI PARAMETRI

Kako je osnovni cilj ovog rada ispitati uticaj horizontalne krivine i zakošenja oslonaca na seizmički odgovor mosta, ta dva parametra su i varirana. U poglavlju 3, gdje su istraživane mjere intenziteta, razmatran je most u pravcu, što odgovara beskonačnoj vrijednosti radijusa $R=\infty$, odnosno centralnom uglu kružnog luka $\alpha=0^\circ$, kao i most radijusa zakrivljenosti $R=150\text{m}$, odnosno centralnog ugla kružnog luka približno jednak $\alpha=40^\circ$. Takođe, u poglavlju 3 variran je i oblik poprečnog presjeka stuba. U analizama kapaciteta i povredljivosti konstrukcija, poglavlja 4 i 5, analizirani su mostovi radijusa $R=\infty$, 250m, i 150m što odgovara kružnom luku sa centralnim uglom od: 0° , 25° i 40° respektivno. Pri analizi zakošenja stubova varirane su tri vrijednosti i to: 0° , 20° , 30° . Visina stubova i odnos raspona je ostao nepromijenjen. Trenutno su razmatrani mostovi kod kojih odnos je raspon/visina stuba $L/H=4$.

Oblik poprečnog presjeka rasponske konstrukcije i broj raspona je ostao nepromjenjiv. Usvojen je broj raspona 3. Ovaj broj raspona predstavlja medijanu broja raspona kod svih klasa mostova (Nielson, 2005). Osim ovoga krive povredljivosti i

parametri povredljivosti za konstrukcije mostova mogu se pomoću faktora redukcije za broj raspona koji postoji u literaturi (*Bazos i Mander, 1999*) lako korigovati, čime je uticaj varijacije parametra broja raspona na povredljivost poznat.

2.3. IZBOR ZAPISA ZEMLJOTRESA ZA NELINEARNU DINAMIČKU ANALIZU

Kao ulazni podatak za nelinearne dinamičke analize korišćeni su zapisi zemljotresa iz Evropske baze podataka jakih zemljotresa i PEER baze podataka (*PEER 2013/3*). Inicijalni izbor zapisa zemljotresa izvršen je u skladu sa unaprijed definisanim parametrima magnitude, rastojanja od rasjeda i uslovima tla. Metoda izbora i skaliranja zapisa zemljotresa na osnovu magnitude, rastojanja od rasjeda, uslova tla i tipa rasjeda i poznate vrijednosti spektralnog ubrzanja u osnovnom tonu vibracija preporučili su autori *Shome i dr.(1998)*. Ova metoda je bila značajno unapređenje u odnosu na ranije zastupljene metode, a zasnovane na skaliranju vrijednosti amplitude ubrzanja tla (*Miranda, 1993, Vidic i dr., 1994*). U skorije vrijeme procedure izbora i skaliranja zapisa zemljotresa dobile su mnoge modifikacije čiji je cilj smanjivanje rasipanja rezultata i tačnije predviđanje odgovora konstrukcije, poput MPS (*eng.: Modal Pushover based Scaling*) (*Kalkan i Chopra, 2010*) ili CMS (*eng.: Conditional Mean Spectrum Scalling*) (*Baker, 2011*). Istraživanja na polju izbora i načina skaliranja zemljotresa još uvijek su vrlo aktuelna, a teži se praktičnoj i pouzdanoj metodi pogodnoj za primjenu u svakodnevnoj inženjerskoj praksi za procjenu stanja postojećih i projektovanje novih konstrukcija različitih dinamičkih karakteristika.

U ovom radu izabrano je 38 zapisa zemljotresa, i svaki zapis ima dvije horizontalne i jednu vertikalnu komponentu. Selektovani zapisi snimljeni su na čvrstom tlu (kategorija tla A i B prema *EN 1998-2*, C kategorija u *NEHRP, 2000*). Opseg magnituda izabranih zemljotresa (M_w) je od 5.8 do 7.6, a rastojanja od rasjeda u opsegu od 10km do 40km. Iz grupe zemljotresa koja je izdvojena dalje su selektovani samo oni zapisi čiji SRSS spektar "liči" na elastični spektar, a prema *EN 1998-2*. Ovaj princip selekcije i skaliranja zemljotresa u kojem izbor ide u pravcu minimalizacije razlika elastičnog spektra odgovora i određenog ciljnog spektra odgovora zastupljen je u mnogim istraživanjima (*Alavi i Krawinkler, 2004, Bommer i dr, 2004, Naeim i dr., 2004*). Gore navedeni SRSS spektar je spektar čije su amplitude dobijene kao kvadratni korijen sume kvadrata amplituda elastičnih spektara horizontalnih komponenata zapisa zemljotresa. Kriterijum sličnosti je uspostavljen tako da se povoljnim smatra onaj zapis čiji skalirani SRSS spektar daje najmanju sumu kvadrata grešaka (SSE izraz (2.1)) u odnosu na ciljni elastični spektar po cijelom opsegu perioda. Skaliranje zapisa je

potrebno jer ne postoji dovoljan broj zapisa koji bi neskaliirani „ličili“ na ciljni spektar. Ovdje je usvojen princip skaliranja svih izabranih zemljotresa jednim globalnim faktorom skaliranja. Za ciljni spektar izabran je elastični spektar iz standarda EN 1998 dio 2, koji odgovara ubrzanju tla na osnovnoj stijeni za zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina, odnosno sa vjerovatnoćom prekoračenja od 10% u 50 godina. Ovo ubrzanje iznosi $a_{g^*} = 0,4g$.

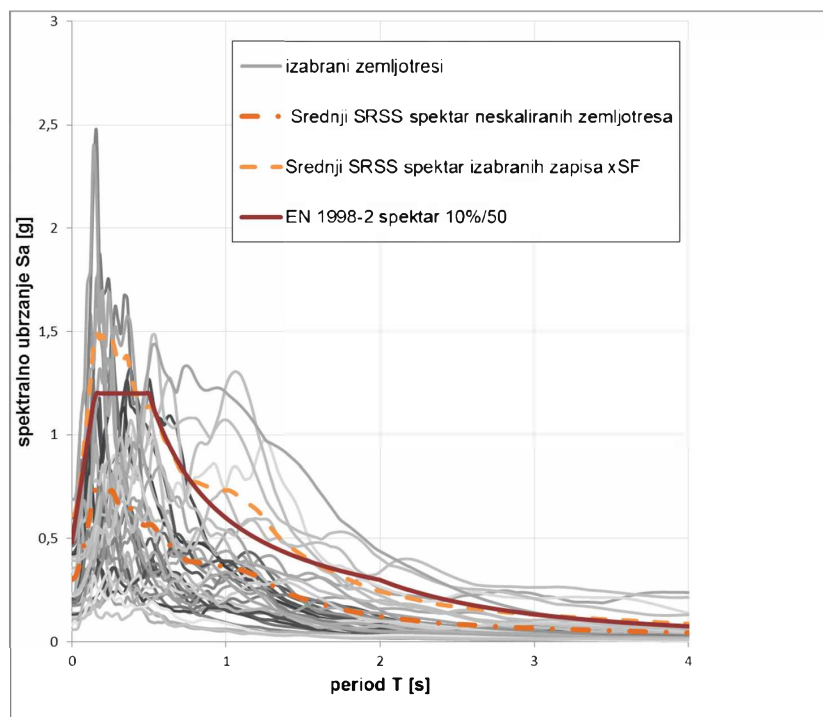
$$SSE = \sum_{i=1}^n \left(S_{a,SRSS}^{ciljno}(T_i) - SF \cdot S_{a,SRSS}^{zapisa}(T_i) \right)^2 \quad (2.1)$$

SF u izrazu (2.1) je linearni faktor skaliranja. Minimizacija sume kvadrata greška (SSE) rađena je uz još jedan konturni uslov, a to je da SF ne uzme vrijednost veću od 8. Globalni faktor skaliranja SF za koji je ostavarena minimalna SSE u odnosu na ciljni elastični spektar je jednak 2.

Za potrebe analiza u poglavlju 3 za uspostavljanje probabilističkog modela odgovora i analizu efikasnosti mjera intenziteta, osim na intenzitet zemljotresa sa vjerovatnoćom prekoračenja 10% u 50 godina, zemljotresi su skalirani i na veće intenzitete. Cilj ovog skaliranja je da se uveća broj zapisa za analizu, uspostavi validan statistički uzorak i da se u konstrukciji izazovu značajnije nelinearne deformacije. Tako su u poglavlju 4 zemljotresi, osim sa faktorom 2, skalirani i sa faktorima 1, 4 i 8. Za konstruisanje krivih povredljivosti u poglavlju 5, izabrani originalni zapisi su skalirani na veći broj intenziteta izraženih preko horizontalnog ubrzanja tla (*PGA*), takođe po amplitudi.

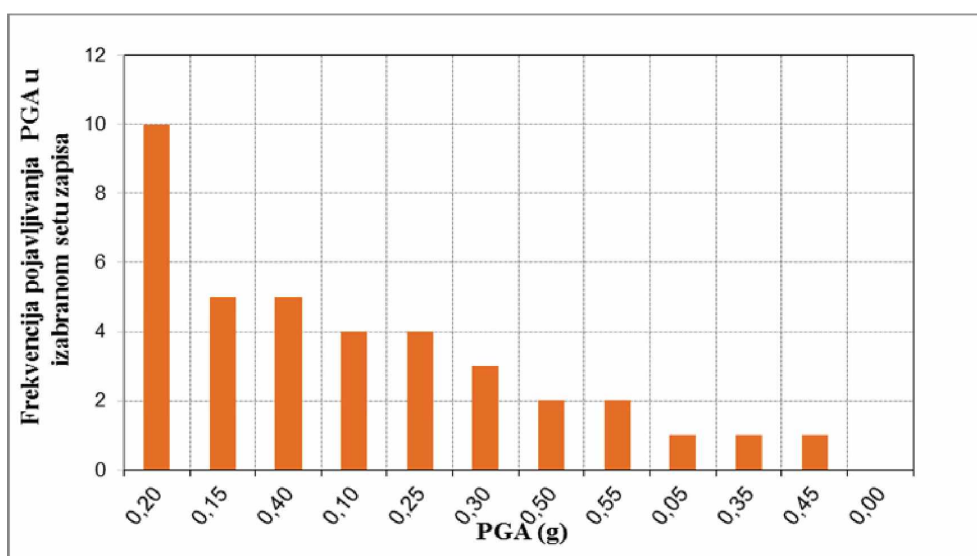
Karakteristike izabranih zapisa, brojevi pod kojima se nalaze u bazama, ime zemljotresa i stanice, magnituda (*M*) i rastojanje (*R*) prikazani su u dodatku A.

Neskalirani SRSS spektri izabranih zemljotresa, srednji SRSS spektar neskaliranih zemljotresa, srednji SRSS spektar skaliran zajedničkim faktorom skaliranja za nivo intenziteta zemljotresa sa povratnim periodom od 475 godina i odgovarajući elastični spektar po EN 1998-2, prikazani su na slici 2.3.



Slika 2.3. SRSS spektri izabranih zemljotresa, srednji spektar neskalinanih zemljotresa, srednji spektar skaliran zajedničkim faktorom skaliranja za nivo intenziteta zemljotresa sa povratnim periodom od 475 godina i odgovarajući elastični spektar po EN 1998-2

Frekvencija pojavljivanja PGA u izabranom setu zapisa, za interval od 0,05g, prikazana je na slici 2.4.



Slika 2.4. Frekvencija PGA (g) u izabranom setu zapisa

Na dijagramu 2.4. prikazana je raspodjela SRSS vrijednosti PGA neskalinanih zapisa iz formiranog seta (kvadratni korijen iz zbira kvadrata amplituda dvije horizontalne komponente u daljem tekstu *rezPGA*). Maksimalna vrijednost *rezPGA* u izabranom setu neskalinanih zapisa je 0,53g. Horizontalna osa na dijagramima krivih povredljivosti konstruisana je do vrijednosti 1g (poglavlje 5) da bi se povredljivost mogla sračunati za širi opseg vrijednosti PGA.

3. NELINEARNO MODELIRANJE KONSTRUKCIJA MOSTOVA

U ovom poglavlju je opisano nelinearno modeliranje konstrukcije mostova. Analitički modeli mostova generisani su sa ciljem određivanja sila, pomjeranja i deformacija numeričkim putem iz definisanog matematičkog modela pomoću softverskih alatki. Prilikom modeliranja uvedene su neke pretpostavke, neophodne da bi modeli bili što jednostavniji i pouzdaniji. Za analizu mostova generisani su 3D modeli kao bi se obuhvatio efekat kombinovanja odgovora u podužnom i poprečnom pravcu mosta (*Hwang i dr., 2000, Zhu i ostali, 2002, Chiorean, 2003, Nielson, 2005*). Preporuke o nelinearnom modeliranju konstrukcija mostova iz izvještaja *PEER (2003/16)* korišćene su u ovom izvještaju.

Modeliranje je urađeno u programu za nelinearnu analizu SeismoStruct verzija 7.0.3. U sljedećim poglavljima detaljnije su opisani načini modeliranja komponenata mosta, masa i materijala.

3.1. MODELIRANJE RASPONSKE KONSTRUKCIJE

Rasponska konstrukcija modelirana je linijskim elementima smještenim u težištu poprečnog presjeka. Kako se u toku dejstva zemljotresa ne očekuje da rasponska konstrukcija uđe u nelinearno područje rada i da armatura počne da teče, za modeliranje su korišćeni elastični elementi. Pridružene geometrijske karakteristike odgovaraju geometrijskim karakteristikama neisprskalog poprečnog presjeka, prema preporukama *EN 1998-2*, jer se radi o prednapregnutom sandučastom poprečnom presjeku. Modul elastičnosti i smicanja sračunati su tako da odgovaraju klasi čvrstoće

betona C35/45 i Poasonovom koeficijentu 0,2. U masu rasponske konstrukcije uključena su i opterećenja od asfaltnog zastora, vijenca, ograde i ostalih stalnih tereta na pješačkim stazama. Prema preporukama iz literature zadovoljavajuća aproksimacija u modeliranju zakrivljenosti mosta postiže se sa 8 do 10 linijskih elemenata po rasponu. U ovom radu svaki je raspon podijeljen na 8 jednakih elastičnih linijskih elemenata i svakom čvoru pridružena je koncentrisana masa koja odgovara pridruženoj površini rasponske konstrukcije. Elastični elementi rasponske konstrukcije povezani su preko elastičnih elemenata velike krutosti sa elementima donjeg stroja mosta.

3.2. MODELIRANJE STUBOVA

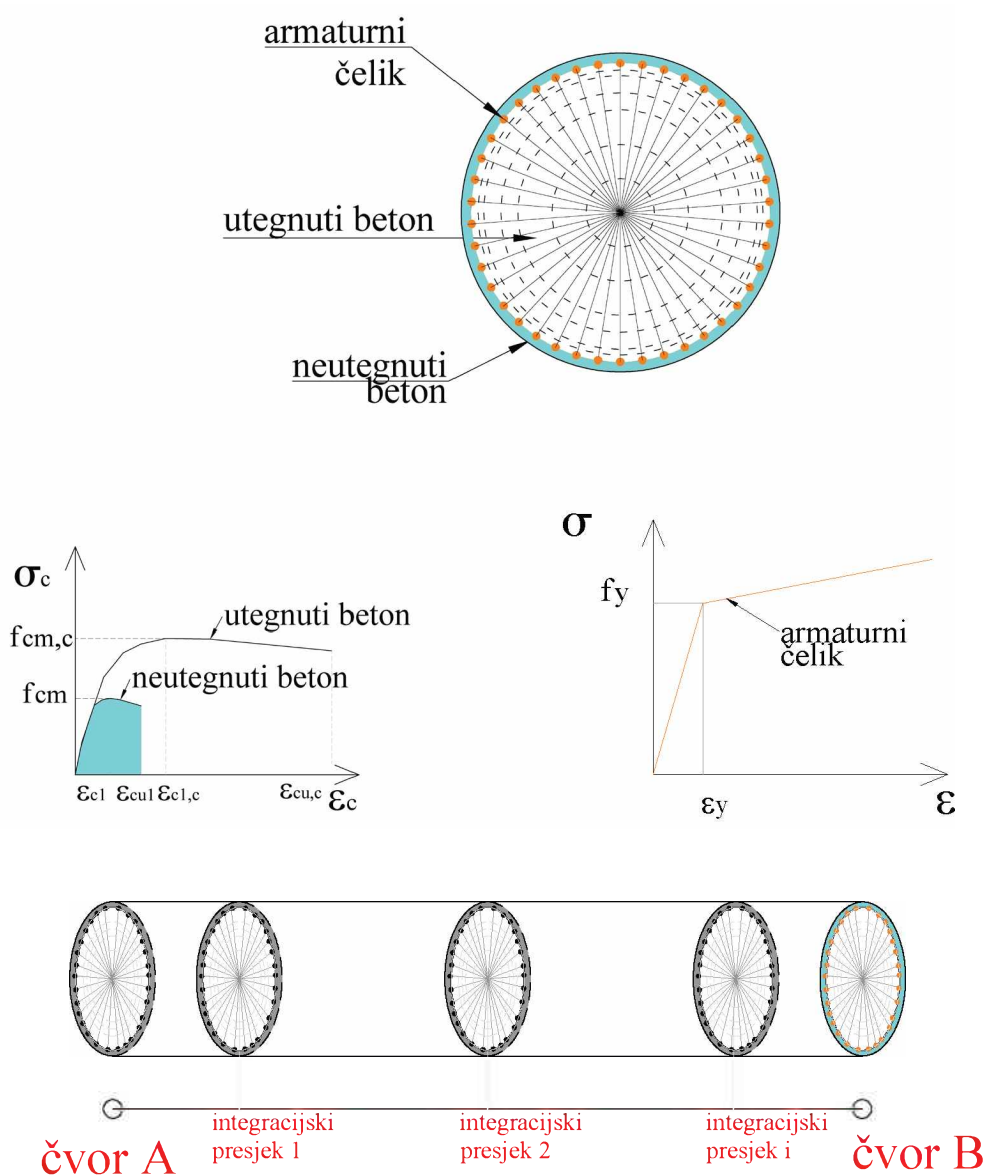
Kako se u stubovima očekuje razvoj neelastičnih deformacija pri djelovanju jakih zemljotresa, stubovi su modelirani linijskim neelastičnim elementima koji prolaze kroz težište poprečnog presjeka stuba. Elementi donjeg stroja koji se modeliraju su stub i integrisana naglavna greda kod mostova sa dvojnim stubovima ili samo stub kod mostova sa jednodijelnim stubovima. Za modeliranje nelinearnosti korišćen je princip raspodijeljene nelinearnosti duž elementa, uz korišćenje principa podjele poprečnog presjeka nelinearnog elementa na „vlakna“ (eng. *fiber-based approach*). Princip raspodijeljene plastičnosti nastao je kao unapređenje modela koncentrisane plastičnosti i prve prijedloge algoritama proračuna dali su *Aktan i dr. (1974)*, *Helle-sland i Scordelis (1981)*. Dalja unapređenja išla su u pravcu uvođenja efekta interakcije aksijalne sile i momenta (*Menegotto i Pinto, 1973*) i smičućih efekata (*Bazoant i Bhat, 1977*). Razvojem kompjuterskih nauka implementacija ovih algoritama u softverska rješenja dovela je do primjene principa raspodijeljene plastičnosti u inženjerske i istraživačke svrhe (*OpenSees, MIDAS, SeismoStruct*).

Na nivou poprečnog presjeka, naponsko-deformacijsko stanje dobija se integracijom nelinearnih jednoaksijalnih napon-dilatacija odgovora pojedinačnih „vlakana“ na koje je poprečni presjek izdijeljen. Poprečni presjek je izdijeljen na materijal betonskog jezgra-utegnuti beton, beton zaštitnog sloja-neutegnuti beton i armaturni čelik (slika 3.1).

Broj presjeka duž elemenata u kojima se vrši integracija je minimalno tri, a preporučeno od 5 do 7. U radu je usvojeno 5 integracijskih presjeka. U poprečnom presjeku broj „vlakana“ se kreće od 400 do 500, zavisno od tipa poprečnog presjeka.

Dio stuba koji se nalazi unutar rasponske konstrukcije (od donje ivice do težišta rasponske konstrukcije), modeliran je krutim elastičnim linijskim elementom znatno veće krutosti.

Kod mosta sa dvojnim stubovima u vrhu stubova modelirana je naglavna greda koja je sastavni dio rasponske konstrukcije, takođe kao kruti elastični element, čije geometrijske karakteristike odgovaraju pravougaonom poprečnom presjeku. Realno rasponska konstrukcija povećava torzionu krutost ove grede pa je ona dodatno pomnožena sa faktorom 10^3 . Uz to usvojena je pretpostavka da je naglavna greda kruta na savijanje u ravni rasponske konstrukcije i fleksibilna izvan te ravni.



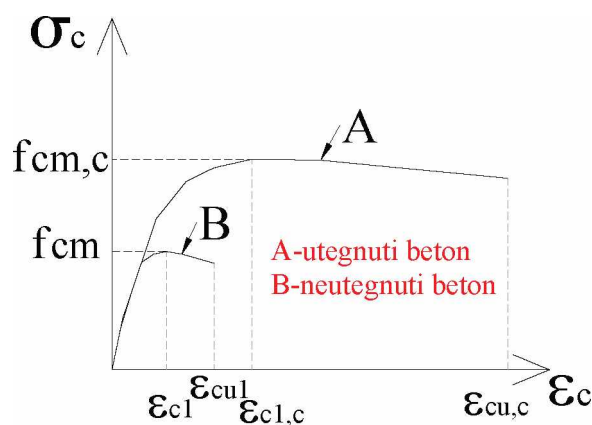
Slika 3.1. Diskretizacija na nivou poprečnog presjeka i duž elementa prema *Seismo-Struct 2014, user manual*

3.3. MODELIRANJE MATERIJALA I MASA

Pouzdanost odgovora konstrukcije koji dobijamo iz nelinearne analize zavisi od tačnosti modela materijala koji se koristi u definisanju svojstava vlakana armaturnog čelika i betona u presjecima u kojima se vrši integracija.

Utegnuto betonsko jezgro usljed uticaja poprečne armature ima drugačije naponsko-deformacijske veze u odnosu na materijal betona zaštitnog sloja. U radu su korišćena dva modela: model utegnuto i model neutegnuto betonskog presjeka. Za modeliranje utegnuto betona usvojen je Manderov model, jednoaksijalni nelinearni model betona (1988). Ponašanje pod cikličnim opterećenjem je modelirano prema prijedlogu *Martinez-Rueda i Elnashai* (1997). Čvrstoća betona na zatezanje je zane-marena. Efekat utezanja poprečnom armaturom sračunat je u skladu sa prijedlogom *Mander* (1998).

Karakteristike utegnuto i neutegnuto betona koji odgovaraju klasi betona C30/37 prikazane su u tabeli 3.1. Šematski prikaz karakteristika utegnuto i neutegnuto betona prikazan je na slici 3.2.

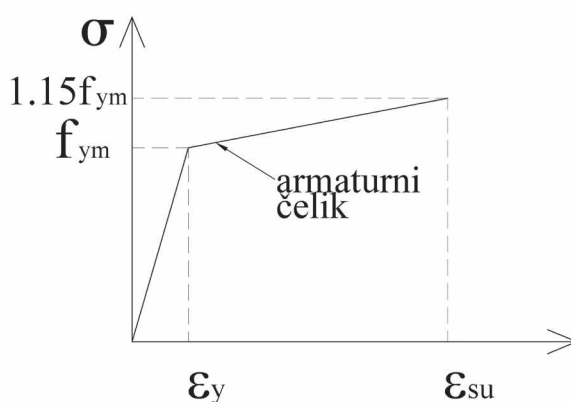


Slika 3.2. Šematski prikaz dijagrama napon-dilatacija utegnuto i neutegnuto betona (A-utegnuti, B-neutegnuti) prema *EN 1988-2*

Tabela 3.1. Karakteristike materijala utegnuto i neutegnuto betona i armaturnog čelika

Utegnuti beton (A-B-C)	
max čvrstoća na pritisak- $f_{cm,c}$ (most tipa A-B-C)	57-57-54 MPa
dilatacija pri $f_{cm,c}$ - $\epsilon_{c1,c}$	0,008-0,008-0,007
max dilatacija $\epsilon_{cu,c}$	0,02-0,022-0,03
čvrstoća na zatezanje	0
Neutegnuti beton	
max čvrstoća na pritisak- f_{cm}	38MPa
dilatacija pri f_{cm} - ϵ_{c1}	0,0022
max dilatacija $\epsilon_{cu,1}$	0,0035
čvrstoća na zatezanje	0
modul elastičnosti	33GPa
Čelik	
čvrstoća pri tečenju f_{ym}	575MPa
dilatacija pri tečenju/kidanju ϵ_y/ϵ_{su}	0,2875/10%
modul elastičnosti	200GPa

Karakteristike armaturnog čelika uzete su shodno EN1998-2. Šematski prikaz bi-linearne veze napon-dilatacija za čelik je prikazan na slici 3.3. Ciklično ponašanje materijala čelika za armiranje modelirano je na način koji su predložili *Menegotto i Pinto (1973)*. Ovaj je model čelika pogodan za primjenu kod konstrukcija koje su izložene dejstvima komplikovanije istorije, kao što je slučaj sa seizmičkim opterećenjem.



Slika 3.3. Dijagram napon-dilatacija za armaturu B500B prema EN 1998-2

3.4. MODELIRANJE OPORACA

Oporci predstavljaju važnu komponentu mosta, i značajno utiču na odgovor konstrukcije usljed dejstva zemljotresa. Najčešći način oslanjanja gornjeg stroja nad oporcima je preko ležišta. Oporci prenose vertikalna opterećenja ali daju i određenu bočnu krutost za horizontalna opterećenja. Integralni tip oporaca kao ekonomičnije rješenje, čija bi primjena doprinijela stvaranju rezerve nosivosti u konstrukciji, nije pogodan za veće dužine mostova, kao ni za konstrukcije mostova sa zakošenjem (*Majkić i dr., 2008*). Zato integralni mostovi ovdje nisu razmatrani.

Pravilno modeliranje oporaca značajno utiče na pouzdanost nelinearnog modela. Ovo se posebno odnosi na oporce sa krilnim zidovima, gdje nasip iza zidova ulazi u interakciju sa konstrukcijom usljed dejstva zemljotresa. U ovom radu korišćen je pojednostavljeni model oporca. Oporac je modeliran kao beskonačno krut štapasti element, bez mase, širine rasponske konstrukcije. Masa oporaca je zanemarena jer se računa na to da na ukupni odgovor dugačkih mostova nema veći uticaj. Ovaj element je u sredini preko krutog čvora spojen sa rasponskom konstrukcijom. Na krajevima elementa modelirani su *link* elementi nulte dužine, u vertikalnom i horizontalnim pravcima, kojima su obuhvaćene karakteristike tla iza krajnjeg stuba. Karakteristike *link* elemenata su sračunate iz uslova da:

- oporac doprinosi krutosti mosta u podužnom pravcu različito za različite smjere kretanja oporca. Kada se oporac kreće od nasipa iza oporca tada se formira aktivni pritisak tla. Ovi pritisci su zanemareni i pretpostavljeno je da ne utiču na krutost oporaca. Pasivni otpor tla koji se razvija kada se oporac kreće prema nasipu uzet je u obzir. U modelu mosta zadati su *link* elementi nulte dužine-opruge, koji nemaju krutost na zatezanje, a krutost na pritisak se aktivira kada je pomjeranje u podužnom pravcu jednako širini dilatacije iznad krajnjeg stuba. Krutost opruga sračunata je prema preporukama u literaturi (*Caltrans, 2006*), i zavisi od inicijalne krutosti tla (K_i), visine krajnjeg stuba (h) i širine krajnjeg stuba (w), prema izrazu (3.1):

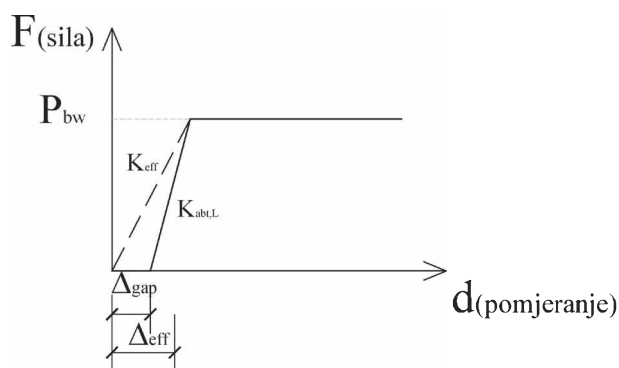
$$K_{abt,L} = K_i \cdot w \cdot \left(\frac{h}{1.7}\right) \quad (3.1)$$

Krutost nasipa je uzeta prema preporukama iz literature (*Caltrans, 2015*) i jednaka je 11,5 kN/mm/m. Kako u podužnom pravcu imamo dva *link* elementa, njima pridružujemo krutost koja je jednaka polovini sračunate vrijednosti.

Sila koja odgovara punom angažovanju pasivnog pritiska (otpora tla) iza krajnjeg stuba (P_{bw}) računa se kao u izrazu (3.2):

$$P_{bw} = 240 \text{ kPa} \cdot w \cdot h \cdot \left(\frac{h}{1.7} \right) \quad (3.2)$$

Usvojeni dijagram sila-pomjeranje za *link* element u podužnom pravcu prikazan je na slici 3.4. (elastično idealno-plastično ponašanje definisano u literaturi *Caltrans, 2006, Majkić i dr., 2008*). Pomjeranje Δ_{eff} i efektivna krutost K_{eff} sračunate su iz sile P_{bw} , krutosti $K_{abt,L}$ i veličine dilatacione razdjelnice između obalnog stuba i rasponske konstrukcije Δ_{gap} , koja je usvojena 0,12m.



Slika 3.4. Veza sila-pomjeranje za oporac u podužnom pravcu

Geometrijske i mehaničke karakteristike oporaca prikazane su u tabeli 3.2.

Tabela 3.2. Geometrijske i mehaničke karakteristike oporaca

Širina zida oporca w	8m
Visina oporca h	3m
Karakteristike <i>link</i> elementa u podužnom pravcu	
$K_{abt,L}$	162 kN/m
$P_{bw,L}$	10 164 kN
Karakteristike <i>link</i> elementa u poprečnom pravcu	
$K_{abt,T}$	48 kN/m
$P_{bw,T}$	3011 kN

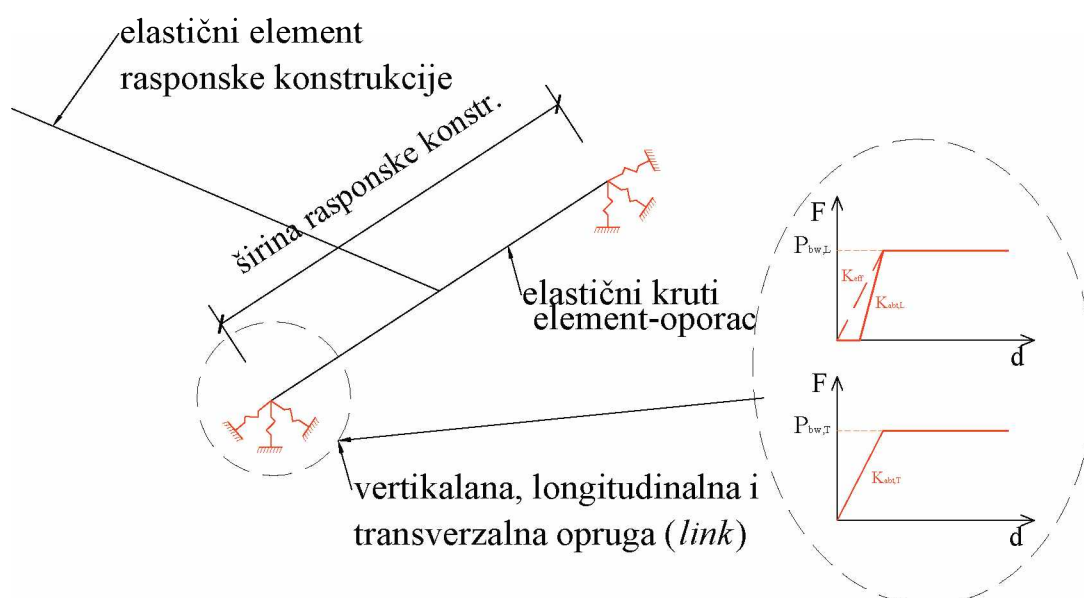
U poprečnom pravcu krutost tla je takođe modelirana *link* elementom nulte dužine. Ovi elementi predstavljaju otpor sistema nasipa iza stuba i bočnih krilnih zidova. Doprinos u krutosti koja potiče od zaštitnog zida i ležišta je ovdje zanemaren, zbog pojednostavljenja. Transverzalna krutost se dobija korekcijom krutosti u podužnom pravcu. Ako se uzme da je širina krila krajnjeg stuba jednaka 1/3 širine zida

krajnjeg stuba, koeficijent efikasnosti krilnog zida (C_L) $2/3$ i faktor participacije (C_w) $4/3$ (Maroney i Chai, 1994) tada se krutost krajnjeg stuba u poprečnom pravcu može napisati kao u izrazu (3.3). Ovako sračunata krutost pridružuje se sa pola sračunate vrijednosti $K_{abt,T}$ svakom od dva *link* elementa pridruženih na krajevima beskonačno krutog štapa.

$$K_{abt,T} = K_{abt,L} \cdot C_w \cdot C_L \cdot \frac{1}{3} \quad (3.3)$$

U vertikalnom pravcu zadata je velika krutost oslonca koja odgovara krutosti tla ispod temelja. Zanimaren je uticaj elastičnog materijala ležišta i nasipa na vertikalnu krutost tla.

Šematski prikaz modela oporca korišćenog u radu prikazan je na slici 3.5.



Slika 3.5. Šematski prikaz modela oporca

4. UTICAJ KRIVINE I ZAKOŠENJA MOSTA NA IZBOR MJERE INTENZITETA ZEMLJOTRESA

4.1. KRITERIJUMI LOMA

Sva ograničenja, pojednostavljenja i pretpostavke uvedene u analizi i modeliranju konstrukcija pri nelinearnim dinamičkim analizama iziskuju naknadnu obradu rezultata u smislu izdvajanja odgovora konstrukcija koji se poklapaju sa nekim unaprijed definisanim kriterijumima loma. Definisanje loma u smislu konačnog gubitka nosivosti i integriteta konstrukcija sa određenom zalihom nosivosti, zadatak je koji neosporno iziskuje i određen stepen subjektivnosti (*Pinto i dr., 2004*). Identifikacija modela lomova je prioritetni zadatak u analizi rizika i treba uvijek računati na to da sračunati rizik direktno zavisi od izbora tipova loma. Problem definisanja loma u stubovima, gredama i čvorovima ramova u zgradama prikazan je detaljnije u knjizi autora *Pinto i dr. (2004)*. U ovom istraživanju, u dijelu koji se bavi analizom mjera i formiranjem efikasnog probabilističkog modela odgovora, usvojen je uslov da konstrukcija doživi lom onda kada je ispunjen bar jedan od tri kriterijuma:

- Drift stuba CDR je veći od 0,08. Ovaj kriterijum proizilazi iz istraživanja drugih autora (*Hutchison i dr., 2001*) koji pokazuju da se za stubove sa driftom manjim od 8% mogu očekivati rezidualna pomjeranja manja od 1% što se smatra granicom upotrebljivosti mosta i nakon zemljotresa (*MacRae i Kawashima, 1997*).

- Maksimalno longitudinalno pomjeranje rasponske konstrukcije nad krajnjim osloncima ne prelazi širinu nalijezanja konstrukcije od 70cm.

- Duktilnost pomjeranja vrha stuba nije veća od 4. Ova vrijednost je približno granici duktilnosti pomjeranja pri kojoj se mogu očekivati velika oštećenja u stubovima, blizu same granice loma (*Hwang i dr., 2000*).

U analizi mjera intenziteta zemljotresa razmatrani su mostovi tip A,B i C opisani uz potpoglavlju 2.1, i to mostovi u pravcu i odgovarajući mostovi iste dužine u horizontalnoj krivini sa centralnim uglom koji odgovara kružnici od 40° , odnosno radijusa krivine $R=150\text{m}$. Kod svakog tipa mosta variran je i ugao zakošenja stubova koji uzima jednu od tri vrijednosti: 0° , 20° i 30° .

Sprovedene su nelinearne dinamičke analize za svaki razmatrani tip mosta. Svaki od 38 izabranih zapisa zemljotresa apliciran je na most i to tako što istovremeno djeluju njegove dvije horizontalne komponente u globalnom X i Y pravcu mosta. Dejstvo vertikalne komponente zapisa nije razmatrano. Svaki zapis skaliran je po amplitudi sa faktorima skaliranja 1,2,4 i 8. To znači da su za jedan most i jedan set zapisa sprovedene 152 nelinearne dinamičke analize. Zbirno gledano za sva tri tipa mostova i šest varijacija svakog tipa sprovedeno je 2736 nelinearnih dinamičkih analiza. Pažljivom statističkom obradom i analizom ovih rezultata doneseni su zaključci o uticaju parametara radijusa krivine i ugla zakošenja na izbor mjere intenziteta i formulisanja probabilističkog modela odgovora konstrukcije. Ocijenjen je i uticaj variranih parametara na povredljivost odgovora konstrukcije.

4.2. DEFINISANJE VEZE ODGOVORA KONSTRUKCIJE EDP I INTENZITETA ZEMLJOTRESA IM

Odabir optimalnih mjera intenziteta zemljotresa je pitanje koje i pored brojnih istraživanja na tu temu i dalje okupira pažnju istraživača. Ako se povredljivost konstrukcije ocjenjuje u probabilističkom okviru onda ovo pitanje predstavlja jako bitan ali i izazovan zadatak, budući da još uvijek ne postoji konsenzus o najpogodnijoj mjeri intenziteta.

Među mjerama intenziteta možemo izdvojiti one koje se direktno mogu očitati iz zapisa pomjeranja ili preradom zapisa pomjeranja kao što su: maksimalno horizontalno ubrzanje tla (PGA), maksimalna brzina tla (PGV) i maksimalno pomjeranje tla (PGD). Drugu grupu mjera čine spektralne mjere koje se dobijaju generisanjem spektra zapisa i predstavljaju spektralne vrijednosti u nekim konkretnim periodama ili vrijednosti spektralnog intenziteta. Većinu danas poznatih i korišćenih mjera intenziteta i njihove definicije definisao je *Kramer(1996)*. Izbor mjere intenziteta koja će efikasno kvantifikovati zemljotresni zapis vrlo je osjetljivo pitanje u formiranju probabilističkog seizmičkog modela. U ranijim istraživanjima mjere poput

PGA (Basoz, 1999, Saxena, 2000, Avsar, 2011, Fardis, 2011) i PGV (Karim i Yamazaki, 2001, Avsar, 2011) su bile zastupljenije od drugih mjera. Vremenom ustanovljeno je da ne postoji univerzalna mjera intenziteta koja je pogodna za sve tipove konstrukcija. Mjere poput spektralnog ubrzanja, brzine i pomjeranja izdvojile su se kao relativno dobre mjere i iz aspekta efikasnosti i dovoljnosti (Mackie i Stojadinovic 2003, Franchin i dr., 2008).

Najčešća mjera intenziteta koja se koristi u analizama povredljivosti je PGA, ovo ne važi samo za mostove već i većinu drugih konstrukcija. Razlog je taj što se ova mjera lako sračunava iz zapisa ubrzanja, a time su napori za sračunavanje mjere minimalni. Osim PGA mjere koja je u dobroj korelaciji sa odgovorom konstrukcije za ramovske sisteme sa opsegom periode od 0,2s do 1s je i PGV (Akkar i dr., 2005).

U ovom radu su analizirane sljedeće mjere intenziteta: *PGA*, *PGV*, *Sa(T₁)*, *Sd(T₁)* i *Cord*-ova mjera intenziteta (izraz 4.1). Ove mjere su sračunate za obje horizontalne komponente zapisa zemljotresa koje su istovremeno nanijete u globalnom Y i X pravcu. Mjere sračunate iz komponenata označene su u tabeli 4.1. i dodatku B sa prefiksom **trans**, za slučaj Y pravca, odnosno **long**, za slučaj X pravca. Uz ove mjere sračunate su i modifikovane mjere generisane iz zapisa ubrzanja i brzine dobijenih kao kvadratni korijen sume kvadrata amplituda horizontalnih komponenata (SRSS zapis) ili odgovarajućeg SRSS elastičnog spektra odgovora sa 5% prigušenja. Dalje će se ove mjere nazivati rezultatne i u tabeli 4.1. i u dodatku B sa prefiksom **rez**. Dakle, osim gore navedenih mjera biće analizirane i mjere *rezPGA*, *rezPGV*, *rezSa(T₁)*, *rezSv(T₁)*, *rezSd(T₁)* i *rezCord*-ova mjera intenziteta. Opis i oznake analiziranih mjera intenziteta prikazani su u tabeli 4.1:

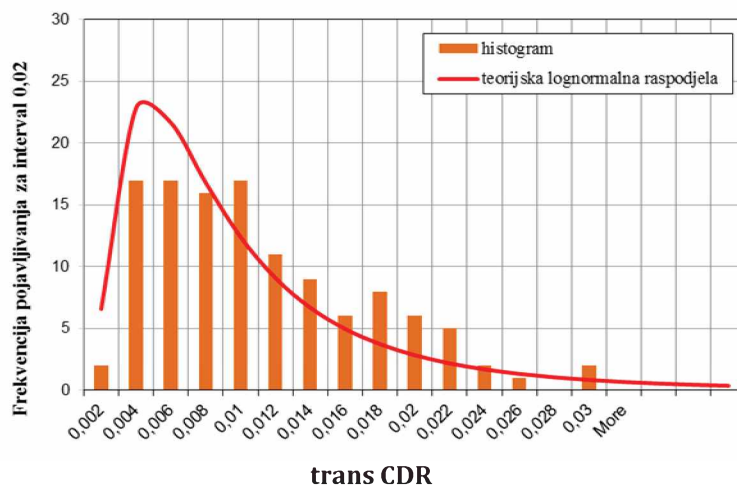
$$S_a = S_a(T_1) \sqrt{\frac{S_a(2T_1)}{S_a(T_1)}} \quad (4.1)$$

Efikasnost razmatranih mjera intenziteta zemljotresa – IM (IM-Intensity Measure) analizirana je kroz korelaciju tih mjera sa odgovorom konstrukcije - EDP (EDP-Engineering Demand Parametar). Kao odgovor konstrukcije EDP razmatran je maksimalni relativni drift stuba-CDR. Relativni drift stuba sračunava se kao relativno pomjeranje vrha stuba podijeljeno sa visinom stuba. Ova mjera odgovora dobija se

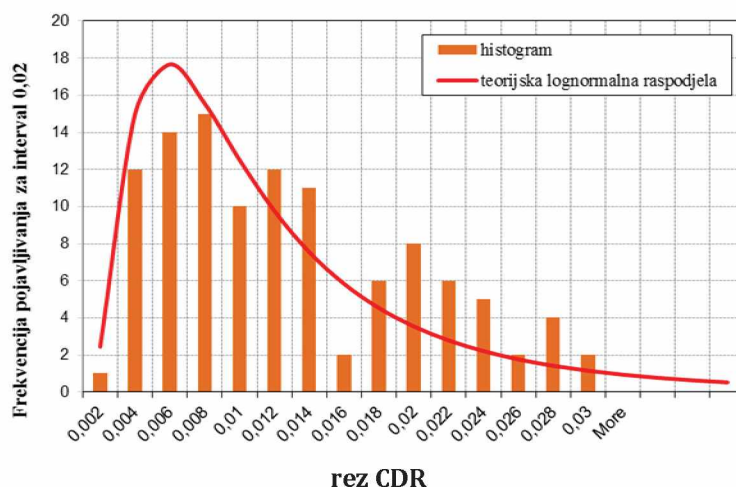
Tabela 4.1. Analizirane mjere intenziteta

Mjere (IMs)	Opis
trans PGA/long PGA	Maksimalno ubrzanje sračunato iz komponente zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans PGV/long PGV	Maksimalna brzina sračunata iz komponente zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans $S_a(T_1)$ /long $S_a(T_1)$	Spektralno ubrzanje u prvom tonu sračunato za komponentu zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans $S_d(T_1)$ /long $S_d(T_1)$	Spektralno pomjeranje u prvom tonu sračunato za komponentu koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans Cord/long Cord	Cordova mjera intenziteta koristeći vrijednosti sa spektara komponente zemljotresa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
rez PGA	Maksimalno rezultantno ubrzanje dvije horizontalne komponente
rez PGV	Maksimalna rezultantna brzina dvije horizontalne komponente
rez $S_a(T_1)$	Spektralno ubrzanje u prvom tonu rezultantnog SRSS spektra
rez $S_v(T_1)$	Spektralna brzina u prvom tonu rezultantnog SRSS spektra
rez $S_d(T_1)$	Spektralno pomjeranje u prvom tonu rezultantnog SRSS spektra
rez Cord	Cordova mjera intenziteta koristeći vrijednosti sa rezultantnih SRSS spektara (<i>Cordova i dr., 2001</i>)

direktno iz nelinearne analize i zato predstavlja praktičnu mjeru odgovora konstrukcije. Osim maksimalnih relativnih driftova stubova u globalnom X i Y pravcu (*longCDR* i *transCDR*) iz svake NDA zabilježeni su i maksimalni rezultantni driftovi stubova (*rezCDR*), dobijeni kao maksimalna vrijednost kvadratnog korijena sume kvadrata relativnih driftova u X i Y pravcu u toku dejstva zemljotresa. Za dobijene rezultantne driftove i driftove u X i Y pravcu, konstruisani su histogrami i pomoću Kolmogorov-Smirnov testa pokazano je da izabrani parametri odgovora konstrukcije imaju log-normalnu raspodjelu. Dobijena raspodjela i teorijska log-normalna raspodjela odgovora za *rezCDR* i *transCDR* za most B u krivini (radijus zakrivljenosti 150m) bez zakošenja stubova prikazane su na slici 4.1 (a) i (b).



Slika 4.1. (a) Histogram maksimalnog relativnog drifta stuba u globalnom Y pravcu *trans CDR* i odgovarajuća log-normalna raspodjela za most B u krivini



Slika 4.1. (b) Histogram maksimalnog rezultatnog relativnog drifta stuba *rez CDR* pravcu i odgovarajuća log-normalna raspodjela za most B u krivini

Utvrđeno je da dobijena raspodjela odgovora konstrukcije po intenzitetu i teorijska log-normalna raspodjela imaju dobro poklapanje čime je potvrđen stav da „fenomeni koji potiču od multiplikativnih efekata većeg broja činioca, međusobno nepovezanih, imaju tendenciju da budu log-normalno raspodijeljeni“ (Kottegoda i Rosso, 2008). Potvrđena raspodjela EDP po IM omogućava konstrukciju krivih povredljivosti.

Kao rezultat NDA formirani su dijagrami rasipanja od tačaka ($\log IM_i, CDR_{xi}$), ($\log IM_i, CDR_{yi}$) i ($\log IM_i, rez CDR_i$) gdje IM_i je odgovarajuća mjera intenziteta za svaki razmatrani zapis, a CDR_i je dobijeni odgovor konstrukcije iz nelinearne analize za i -ti zapis. Sprovedena je regresiona analiza za formirane dijagrame rasipanja i uz pretpostavku da je raspodjela odgovora konstrukcije po intenzitetu zemljotresa

EDP|IM log-normalna, pretpostavljena je zavisnost između parametra odgovora i intenziteta i prikazana je izrazom (4.2), sa srednjom vrijednošću log-normalne raspodjele kao u izrazu (4.3) i standardnom devijacijom sračunatom kao u izrazu (4.4):

$$\ln(\overline{EDP}) = A + B \ln(IM) \quad (4.2)$$

$$\mu_{EDP|IM} = \frac{\sum_{i=1}^N \ln \overline{EDP}_i}{N} \quad (4.3)$$

$$\sigma_{EDP|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln \overline{EDP}_i - \ln \overline{EDP})^2}{N - 1}} \quad (4.4)$$

Izvedene zavisnosti su izvedene obradom uzorka kojeg čine parovi odgovora i intenziteta koji ne spadaju u slučajeve loma definisane u 4.1. Veličina takvog slučajnog uzorka koja figuriše u izrazima (4.2) do (4.4) je označena sa N.

Efikasnost mjere intenziteta IM ocjenjivana je preko vrijednosti standardne devijacije iz izraza (4.4). Efikasnost se definiše kao varijacija EDP za zadato IM. U tabeli 4.2. i 4.3. prikazane su dobijene standardne devijacije za razmatrane zavisnosti CDR_i -IM_p za istraživane mostove u pravcu i mostove u krivini respektivno.

Tabela 4.2. Dobijene standardne devijacije za razmatrane zavisnosti CDR-IM za mostove u pravcu

Most u pravcu tip	Most A			Most B			Most C		
Mjera intenziteta IM	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$
transPGA	0,556	0,527	0,495	0,579	0,589	0,578	0,487	0,548	0,543
longPGA	0,489	0,497	0,501	0,610	0,613	0,617	0,522	0,547	0,558
transPGV	0,391	0,348	0,328	0,418	0,425	0,396	0,358	0,373	0,347
longPGV	0,434	0,441	0,432	0,430	0,429	0,398	0,465	0,349	0,378
trans $S_a(T_1)$	0,350	0,315	0,323	0,412	0,411	0,380	0,336	0,374	0,354
long $S_a(T_1)$	0,377	0,413	0,443	0,484	0,414	0,374	0,340	0,296	0,349
trans $S_d(T_1)$	0,380	0,322	0,343	0,413	0,409	0,383	0,336	0,377	0,354
long $S_d(T_1)$	0,381	0,463	0,444	0,421	0,413	0,373	0,336	0,295	0,349
transCord	0,430	0,345	0,344	0,382	0,382	0,354	0,483	0,361	0,325
longCord	0,427	0,479	0,444	0,451	0,338	0,338	0,310	0,282	0,332
rezPGA	0,485	0,482	0,495	0,510	0,569	0,565	0,517	0,530	0,570
rezPGV	0,403	0,389	0,397	0,321	0,318	0,317	0,409	0,444	0,474
rez $S_a(T_1)$	0,307	0,284	0,306	0,263	0,262	0,269	0,282	0,374	0,331
rez $S_v(T_1)$	0,280	0,272	0,297	0,276	0,279	0,281	0,305	0,280	0,338
rez $S_d(T_1)$	0,307	0,284	0,306	0,263	0,261	0,268	0,288	0,302	0,332
rezCord	0,344	0,318	0,319	0,247	0,254	0,251	0,261	0,331	0,282

Tabela 4.3. Dobijene standardne devijacije za razmatrane zavisnosti CDR-IM za mostove u krivini

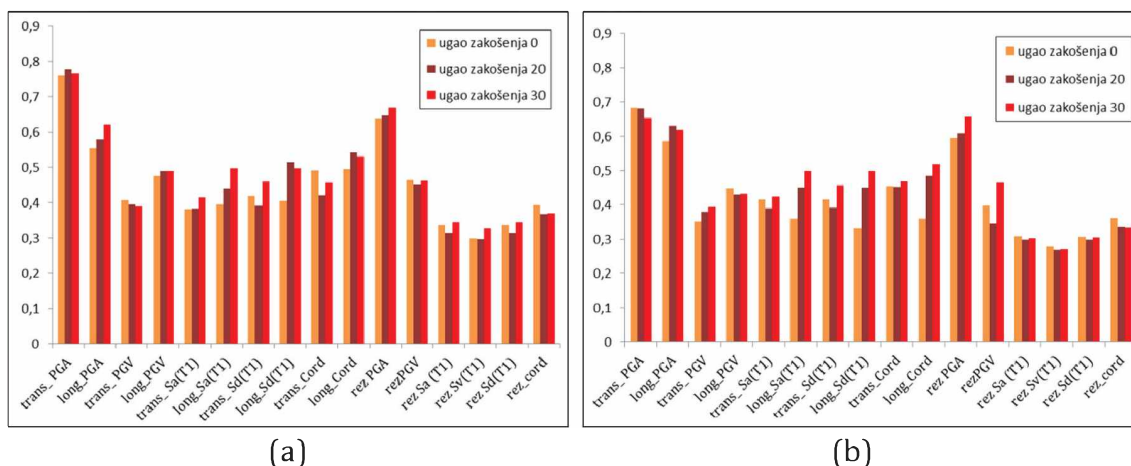
Most u krivini tip	Most A			Most B			Most C		
Mjera intenziteta IM	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$	$\alpha=0^\circ$	$\alpha=20^\circ$	$\alpha=30^\circ$
transPGA	0,534	0,496	0,506	0,573	0,547	0,537	0,504	0,427	0,501
longPGA	0,488	0,519	0,532	0,663	0,629	0,410	0,531	0,552	0,623
transPGV	0,344	0,341	0,364	0,408	0,357	0,366	0,347	0,315	0,340
longPGV	0,415	0,412	0,408	0,521	0,417	0,423	0,414	0,340	0,404
trans $S_a(T_1)$	0,371	0,325	0,360	0,410	0,391	0,374	0,321	0,378	0,391
long $S_a(T_1)$	0,358	0,427	0,465	0,475	0,394	0,400	0,319	0,373	0,382
trans $S_d(T_1)$	0,371	0,325	0,387	0,409	0,390	0,373	0,321	0,378	0,392
long $S_d(T_1)$	0,330	0,427	0,466	0,475	0,393	0,400	0,319	0,325	0,383
transCord	0,401	0,368	0,404	0,375	0,380	0,393	0,394	0,393	0,396
longCord	0,358	0,432	0,457	0,459	0,360	0,367	0,284	0,347	0,343
rezPGA	0,459	0,487	0,467	0,577	0,530	0,575	0,534	0,546	0,615
rezPGV	0,357	0,327	0,385	0,347	0,342	0,311	0,415	0,444	0,477
rez $S_a(T_1)$	0,295	0,279	0,269	0,266	0,274	0,265	0,308	0,310	0,358
rez $S_v(T_1)$	0,270	0,255	0,247	0,278	0,295	0,283	0,322	0,314	0,365
rez $S_d(T_1)$	0,296	0,279	0,270	0,266	0,274	0,265	0,308	0,310	0,358
rezCord	0,325	0,306	0,285	0,261	0,254	0,248	0,286	0,249	0,293

Regresioni koeficijenti A i B, standardna devijacija σ kao i koeficijent determinacije R^2 uspostavljene zavisnosti prezentovani su u dodatku B u tabelama B.1 do B.6.

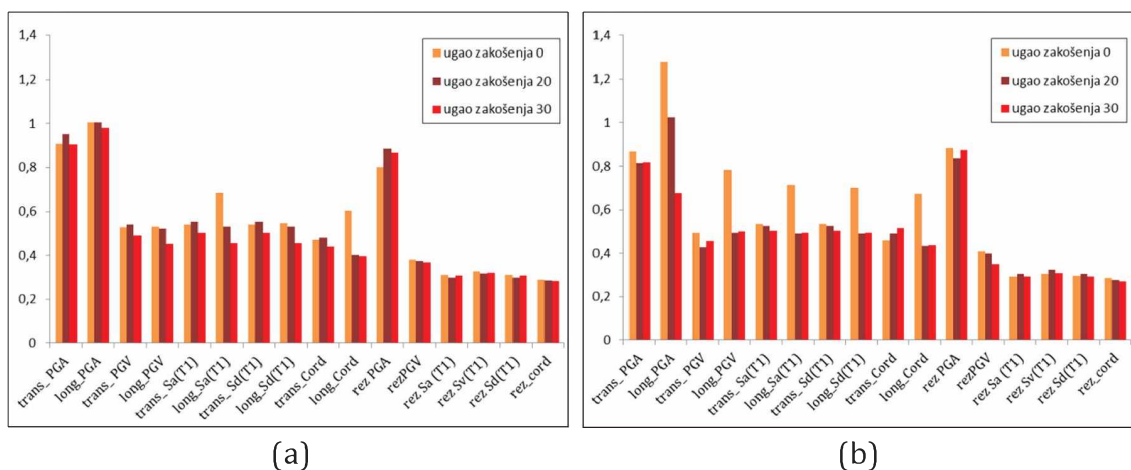
Osim efikasnosti i praktičnosti, za ocjenu mjere intenziteta može se koristiti i takozvani kompozitni kriterijum dva gore navedena kriterijuma, kriterijum „pogodnosti“ IM, definisani od strane autora *Padgett i dr. (2008)* koji se ocjenjuje preko modifikovane disperzije iz izraza (4.5).

$$\xi_{EDP|IM} = \frac{\sigma_{EDP|IM}}{B} \quad (4.5)$$

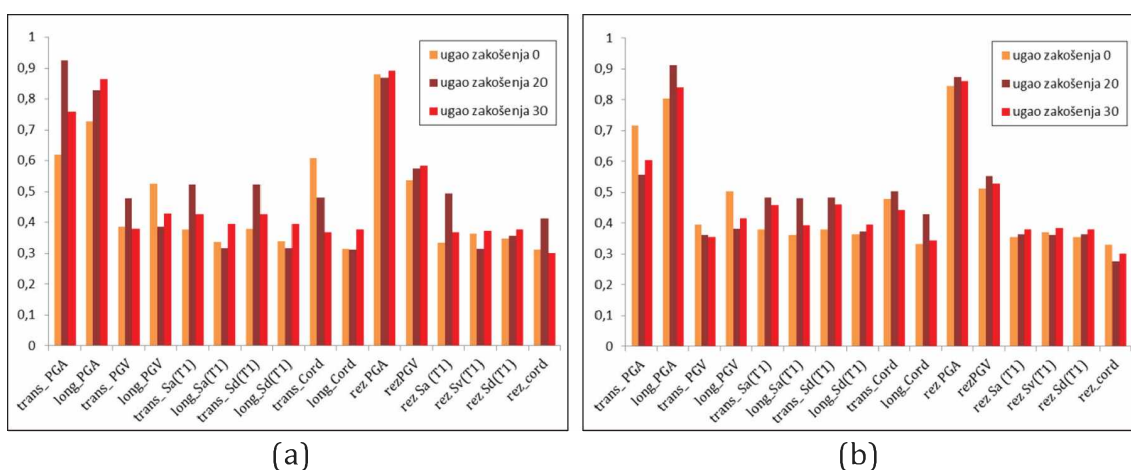
U izrazu (4.5) vidi se da modificovana disperzija zavisi od regresionog koeficijenta B, što je taj koeficijent manji od 1 to modificovana disperzija raste. Manje vrijednosti modificovane disperzije ukazuju na veću „pogodnost“ analizirane mjere. Dijagrami modificovane disperzije za analizirane mostove su prikazani na slici 4.2. do 4.4.



Slika 4.2. Most A: vrijednosti modificovane disperzije (a) u pravcu (b) u krivini



Slika 4.3. Most B: vrijednosti modificovane disperzije (a) u pravcu (b) u krivini



Slika 4.4. Most C: vrijednosti modificovane disperzije (a) u pravcu (b) u krivini

Na osnovu gore prikazanih rezultata može se zaključiti da mjere koje zavise od karakteristika konstrukcije (spektralne mjere) imaju veću efikasnost i pogodnost od mjera koje zavise od amplituda pomjeranja tla. Ovaj zaključak važi za sve analizirane konstrukcije i regularne i neregularne po svojoj geometriji. Upoređujući najefikasnije mjere koje zavise od amplitude pomjeranja tla (*rezPGV* ili *transPGV*) sa najefikasnijim mjerama koje zavise od karakteristika konstrukcije (*rez $S_v(T_p)$* , *rezCord*) ostvaruje se povećanje efikasnosti, mjereno po disperziji, od 9,5 % (most A u pravcu, ugao zakošenja 30°) do 32% (most A u krivini, ugao zakošenja 30°).

Među mjerama koje zavise od amplituda tla posebno se izdvaja *PGV*. Parovi mjera-odgovor koji se vezuju za poprečni pravac mosta daju bolji model odgovora i po kriterijumu efikasnosti i po kriterijumu pogodnosti. Mjera intenziteta *longPGA* je u najvećem broju slučajeva, 11 od istraživanih 18 varijantnih tipova, pokazala najmanju efikasnost.

Sve rezultatne mjere su, mjereno po oba kriterijuma, uspješnije od ostalih mjera. Utvrđeno je da efikasnost i pogodnost rezultatnih spektralnih mjera minimalno zavise od parametara regularnosti konstrukcija mosta, radijusa i ugla zakošenja, posebno kod fleksibilnih konstrukcija tipa B. Dalja diskusija i upoređivanje uspostavljenih veza EDP-IM prikazani su u narednom potpoglavlju.

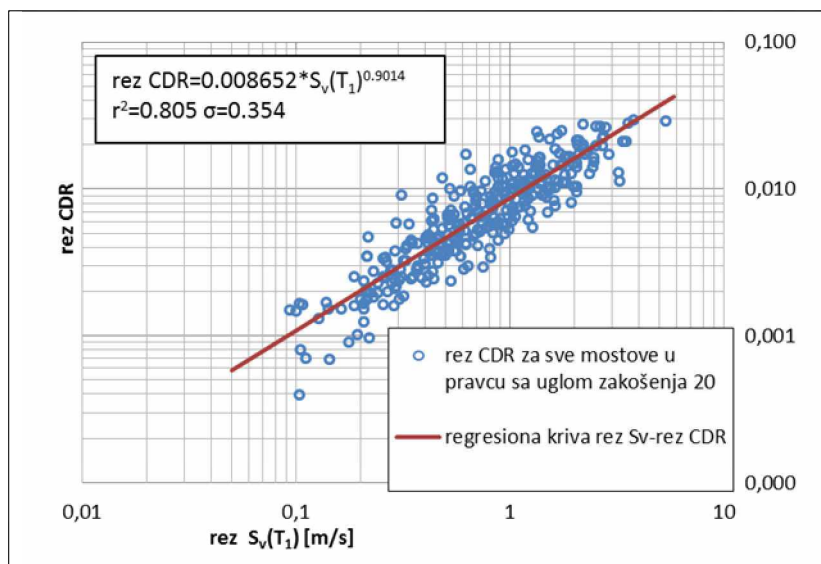
4.3. UPOREĐIVANJE I ANALIZA USPOSTAVLJENIH VEZA EDP-IM U ODNOSU NA ANALIZIRANE MJERE INETENZITETA

Od mjera koje zavise od amplitude pomjeranja tla mjere *trans PGV* i *rez PGV* su mjere koje pokazuju najveću efikasnost (najmanje rasipanje) i najveću „pogodnost“ (kombinovani kriterijum praktičnosti i efikasnosti). Standardna devijacija za ove mjere kreće se u rasponu od 0,315 do 0,425, odnosno od 0,311 do 0,477 respektivno. Za fleksibilnije konstrukcije kao što je most sa duplim kružnim stubovima *rez PGV* je mjera koja daje manje rasipanje od *trans PGV*, dok se suprotno pokazuje za kruće konstrukcije mostova poput mostova A i C. Mjera *PGA*, nezavisno od toga iz koje je komponente pomjeranja sračunata, daje najveća rasipanja na dijagramu.

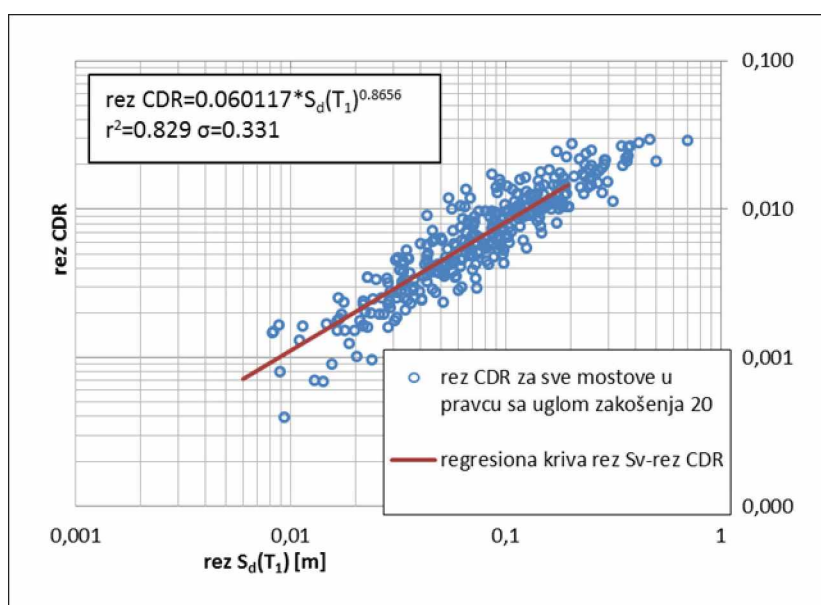
Mjere koje zavise od karakteristika konstrukcije, tačnije perioda vibracija i amplituda spektara ubrzanja brzine i pomjeranja, pokazale su se kao uspješnije sa manjim rasipanjem i adekvatnijom „sposobnošću“ u odnosu na mjere koje zavise od amplitude pomjeranja tla. Upravo predložene modifikovane mjere *rezCord* i *rez S_v(T₁)* dale su najmanje disperzije rezultata (tabela 4.2. i 4.3).

Mjera *rez Cord* ima rasipanje koje se kreće u granicama od 0,247 do 0,344, dok mjera *rez S_v(T₁)* ima rasipanja u granicama od 0,255 do 0,365. I mjere *rezS_a(T₁)* i *rezS_d(T₁)* imaju relativno dobru i međusobno sličnu efikasnost sa disperzijama u granicama od 0,262 do 0,374 i 0,261 do 0,358 respektivno. Ovdje je uočeno da sve rezultujuće spektralne mjere u vezi sa rezultujućim relativnim driftom vrha stuba, daju bolje probabilističke modele odgovora od odgovarajućih parova intenzitet-odgovor sračunatih za pojedinačne pravce. Smanjenje disperzije se tada kreće u granicama od 8 do 31 %.

Izvedene zavisnosti za mjere *rezS_v(T₁)* i *rezS_d(T₁)* za objedinjenu populaciju mostova u pravcu (mostovi A, B i C) sa zakošenim stubovima pod uglom 20° su prikazane na slici 4.5. i 4.6. I na ovako velikom uzorku ove mjere imaju relativno malo rasipanje od 0,354 i 0,351, koeficijent determinacije $r^2=0,805$, odnosno $r^2=0,829$ što ukazuje na čvrstu matematičku povezanost analiziranih parametara, prema Chad-dock-ovoj ljestvici.



Slika 4.5. Zavisnosti resultantne spektralne brzine $rez S_v(T_1)$ i resultantnih driftova za ukupnu populaciju mostova u pravcu sa zakošenim stubovima pod uglom 20°



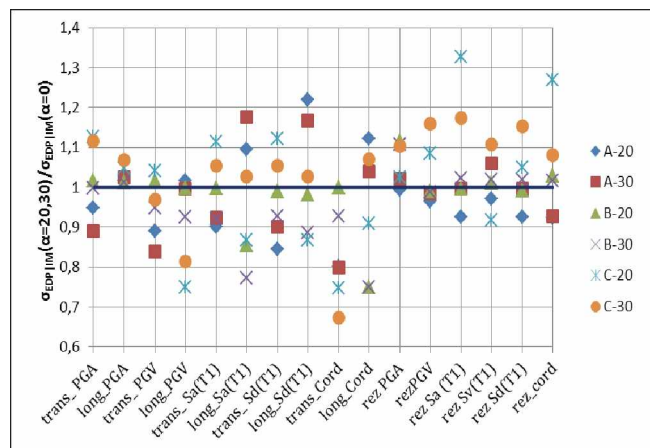
Slika 4.6. Zavisnosti resultantne spektralne brzine $rez S_d(T_1)$ i resultantnih driftova za ukupnu populaciju mostova u pravcu sa zakošenim stubovima pod uglom 20°

Iz gore navedenog može se utvrditi da izdvojene resultantne mjere intenziteta, a naročito $rez S_v(T_1)$ i $rez S_d(T_1)$, imaju adekvatnu efikasnost i kod mostova u pravcu i kod mostova u krivini nezavisno od načina rješavanja donjeg stroja.

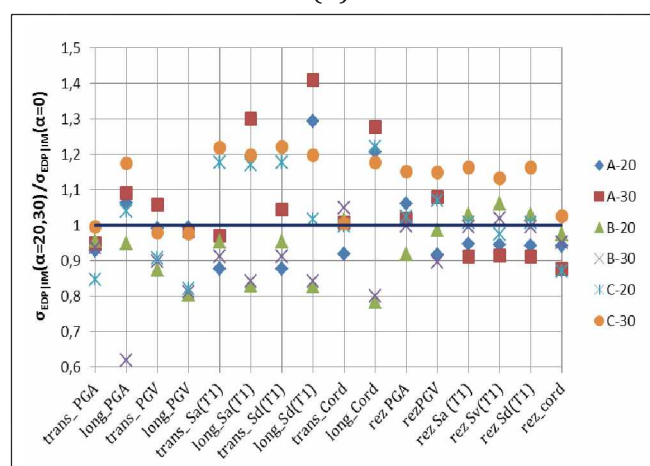
4.4. UPOREĐIVANJE I ANALIZA USPOSTAVLJENIH VEZA EDP-IM U ODNOSU NA UGAO ZAKOŠENJA STUBOVA I RADIJUSA KRIVINE

Kod analiziranih mjera intenziteta nije uočena pravilnost po kojoj ugao zakošenja stubova utiče na disperziju, pa time i na efikasnost mjere intenziteta. Ovo se može tumačiti činjenicom da postoji kombinacija oblika stuba i zakošenja stuba (njegovog položaja) koja daje optimalnu vezu odgovor-intenzitet. Primjer ove pojave je most B u krivini (slika 4.3(b)) kod kojeg se za čak 7 mjera intenziteta dobija veća korelacija odgovora i intenziteta sa povećanjem ugla zakošenja. Takođe, čak i kada nije utvrđeno smanjenje nego samo značajna varijacija disperzije (slika 4.4(a)), utvrđeno je da je ovakav trend uglavnom vezan za mjere intenziteta sračunate iz jedne komponente zapisa zemljotresa, podužne ili poprečne. Ovdje treba reći da se najveće varijacije disperzije dešavaju u mostovima tipa B i tipa C, koji su imali značajnije produženje poprečnih perioda vibracije i skraćenje podužnih perioda vibracija sa povećanjem ugla zakošenja. Dakle, u mostovima sa zakošenim stubovima treba vrlo oprezno formirati modele odgovora koji se baziraju na mjeri intenziteta i mjeri odgovora sračunatih samo iz jednog pravca, bilo poprečnog ili podužnog, pogotovu ako konstrukcije značajnije mijenjaju dinamičke karakteristike (skraćenje ili produženje perioda vibracija) sa pojavom ugla zakošenja.

Na objedinjenim uzorcima mostova u pravcu i mostova u krivini potvrđeno je da su neke od resultantnih mjera minimalno osjetljive na promjenu ugla zakošenja stubova mosta (slika 4.7). Odnos disperzija za svaku analiziranu mjeru intenziteta za most sa zakošenim stubovima u odnosu na disperziju iste mjere kod mosta bez zakošenja prikazan je na slici 4.7. Vrijednosti veće od 1 ukazuju na povećanje rasipanja kod razmatrane mjere sa povećanjem zakošenja. Najmanju zavisnost i promjenjivost disperzije imaju $rezS_v(T_1)$ i $rezS_d(T_1)$ i $rez PGA$. Mjere poput *trans Cord* i *long PGV* pokazuju tendenciju smanjenja disperzije sa povećanjem ugla zakošenja.



(a)



(b)

Slika 4.7. Odnos disperzija mjere intenziteta za most sa zakošenim stubovima u odnosu na disperziju iste mjere kod mosta bez zakošenja (a) mostovi u pravcu (b) mostovi u krivini

Nije uočena pravilnost uticaja radijusa horizontalne krivine na rasipanja vrijednosti na dijagramima IM_i - EDP_i .

Izvedene zavisnosti između $rezCDR$ i $rezS_d(T_i)$ za mostove A, B i C, predstavljene su na slikama 4.8 do 4.10. U slučaju mostova tipa A i tipa C (sa jednodijelnim stubovima) utvrđeno je da sa porastom ugla zakošenja raste i regresioni koeficijent A. Ovaj trend ne važi za mostove sa dvojnim stubovima (tip B), koji su imali izraženo kombinovanje modalnih odgovora u dva pravca (detaljnije u potpoglavlju 5.2). U uspostavljenom probabilističkom modelu odgovora uočavaju se sljedeći trendovi:

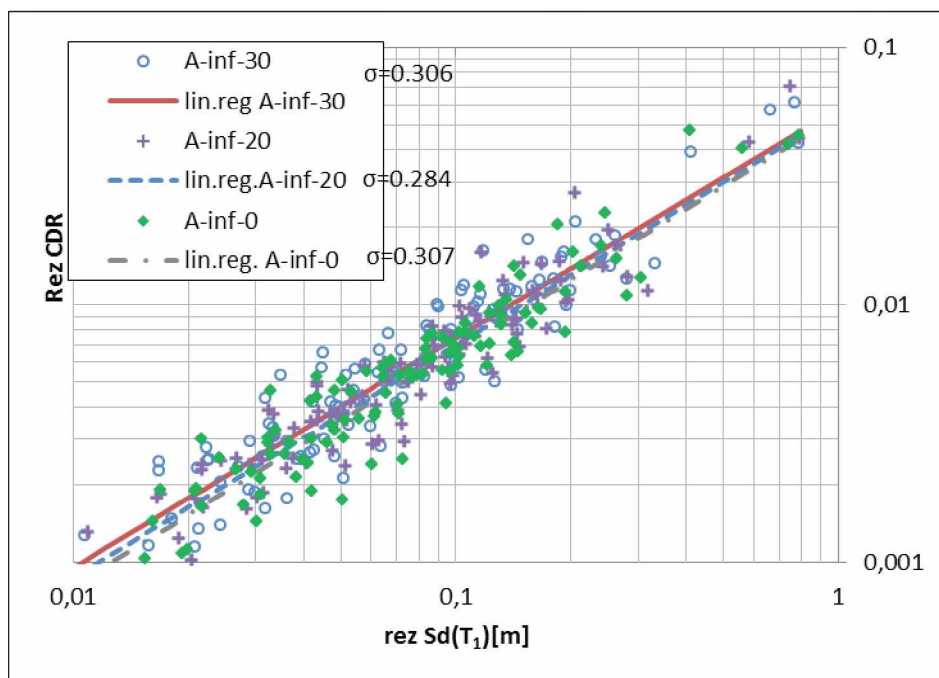
- Mostovi u pravcu, tipa A i C, pokazuju trend rasta odgovora sa porastom ugla zakošenja stubova. Razlika je u tome da su linije predviđanja odgovora (iz regresio-

ne analize) za most tip A paralelne (slika 4.8 (a)), dok mostovi tipa C pokazuju malo kompleksnije ponašanje. Kod njih se linije predviđanja sijeku i ukazuju na porast odgovora konstrukcije sa porastom ugla zakošenja za veće intenzitete zemljotresa (slika 4.10(a)). Tako kod mostova tipa A u pravcu, primjenom izvedenih zavisnosti (dodatak B), utvrđeno je da povećanje medijane resultantnog drifta stuba za npr. dejstvo zemljotresa intenziteta $rezS_d(T_1)=0,1m$ iznosi sa 0.66% na 0.74%, za ugao zakošenja 0° i 30° respektivno, što predstavlja uvećanje medijane $rezCDR$ od 12%. Kod mostova tipa C ovo povećanje iznosi sa 0,89% na 1,03%, ili 16%, za gore navedeni intenzitet;

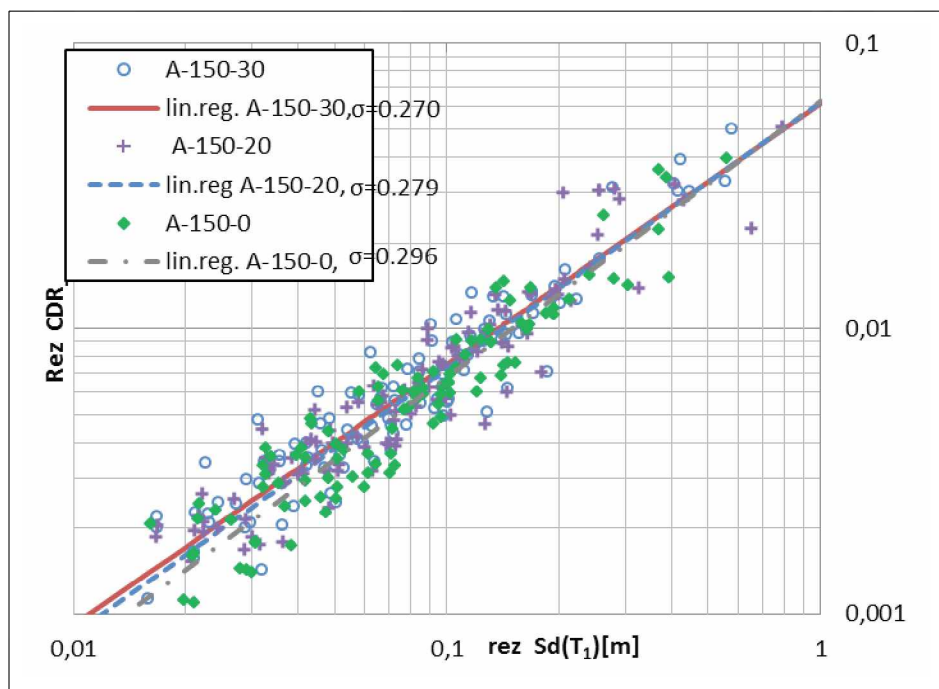
- Kod mostova u pravcu tipa B, linije iz regresione analize se takođe sijeku, ali je trend ponašanja takav da se odgovori konstrukcija izjednačavaju za veće intenzitete, dok za manje intenzitete manji ugao zakošenja stubova daje veći odgovor konstrukcije. Zavisno od intenziteta ova smanjenja mogu da iznose i do 20%. Ovo se može objasniti time da pri nižim intenzitetima zemljotresa, efekat ukrućenja konstrukcije u podužnom pravcu usljed povećanja ugla zakošenja nadmašuje efekte smanjenja krutosti u poprečnom pravcu (potpoglavlje 5.1). Tada se resultantni drift, pri povećanju ugla zakošenja, smanjuje na račun manjih podužnih pomjeranja. Sa povećanjem intenziteta zemljotresa, dešava se značajnija redukcija krutosti brže u poprečnom (slabijem) nego u podužnom pravcu, tada i značajnija povećanja pomjeranja u poprečnom pravcu kod mosta sa zakošenjem uzrokuju i veća resultantna pomjeranja i driftove. Na ovaj način odgovori konstrukcije sa zakošenjem i bez zakošenja se za veće intenzitete zemljotresa izjednačavaju;

- Linije predviđanja mostova u krivini tipa B su paralelne i gotovo se poklapaju, što navodi na zaključak da je ovaj most sa dvojnim kružnim stubovima blago osjetljiv na promjenu ugla zakošenja stubova (slika 4.9 (b)). Na primjer primjenom regersionih zavisnosti iz dodatka B upoređujući očekivani resultantni drift kod mosta bez zakošenja i sa zakošenjem od 30° utvrđeno je da se vrijednosti razlikuju za 1%, što je zanemarljivo;

- Konstrukcije mostova u krivini A i C, pokazuju slično ponašanje kao mostovi u pravcu. Sa porastom intenziteta zemljotresa utvrđeno je da mostovi sa većim uglom zakošenja stubova daju i veći odgovor konstrukcije (slika 4.8 (b) i slika 4.10(b)). Na primjeru mosta A ovo uvećanje $rezCDR$, za intenzitet $rezS_d(T_1)=0,1m$, iznosi sa 0,678% za ugao zakošenja 0° na 0,810% za ugao zakošenja 30° , što čini uvećanje od 19,5%. Kod mosta C utvrđeno je da za isti gore navedeni intenzitet, povećanje drifta za most sa zakošenjem do 30° u odnosu na most bez zakošenja iznosi 16%;

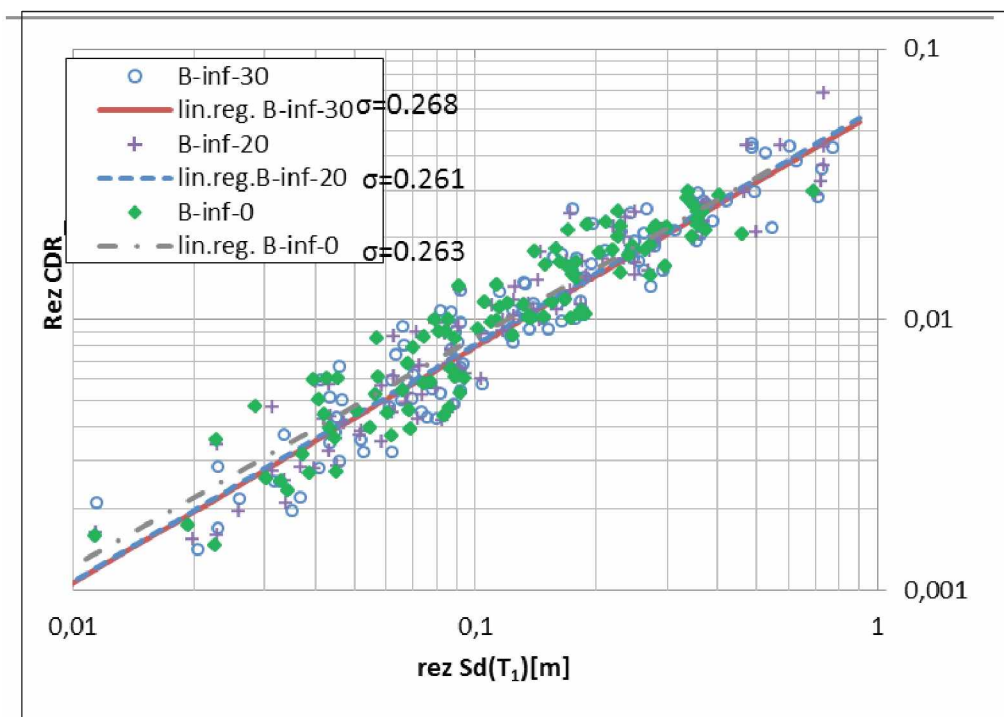


(a)

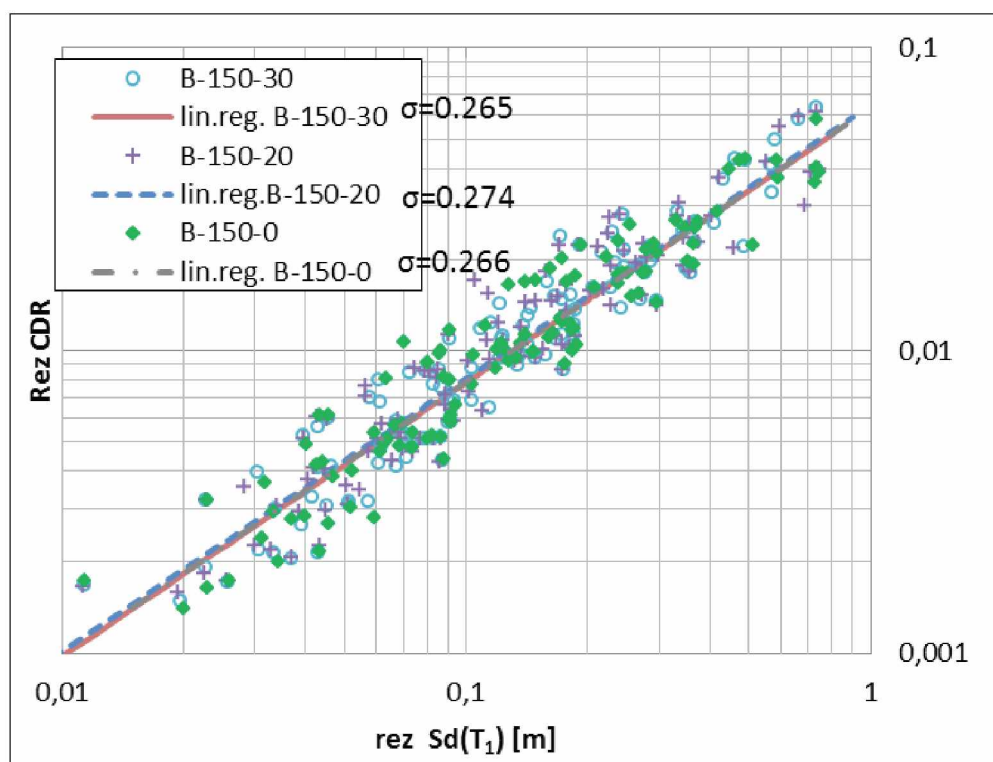


(b)

Slika 4.8. Spektralno pomjeranje $\text{rez } S_d(T_1)$ – rez CDR (a) most A u pravcu (A-inf- α)
(b) most A u krivini (A-R- α)

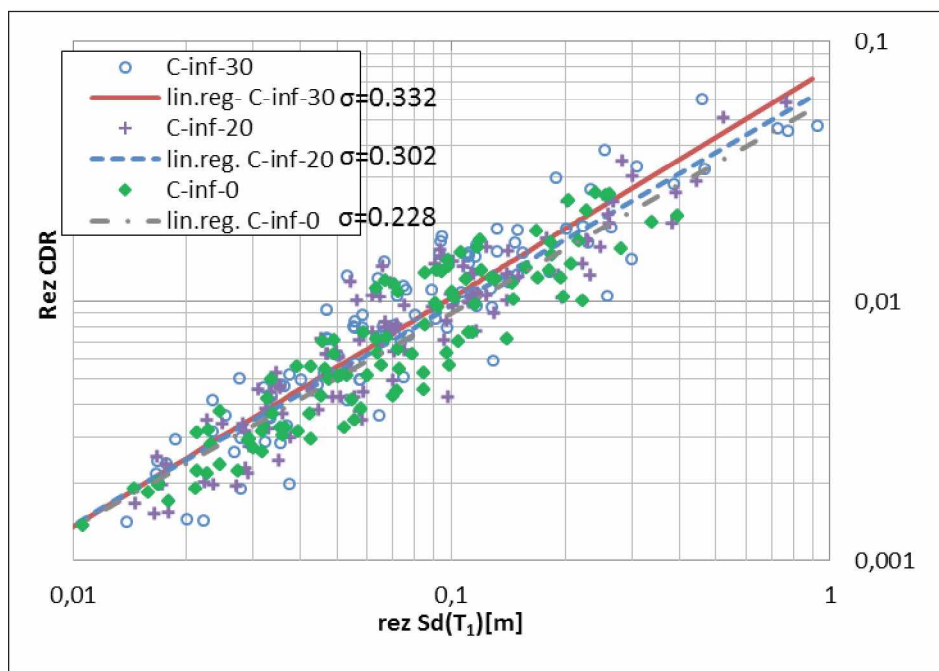


(a)

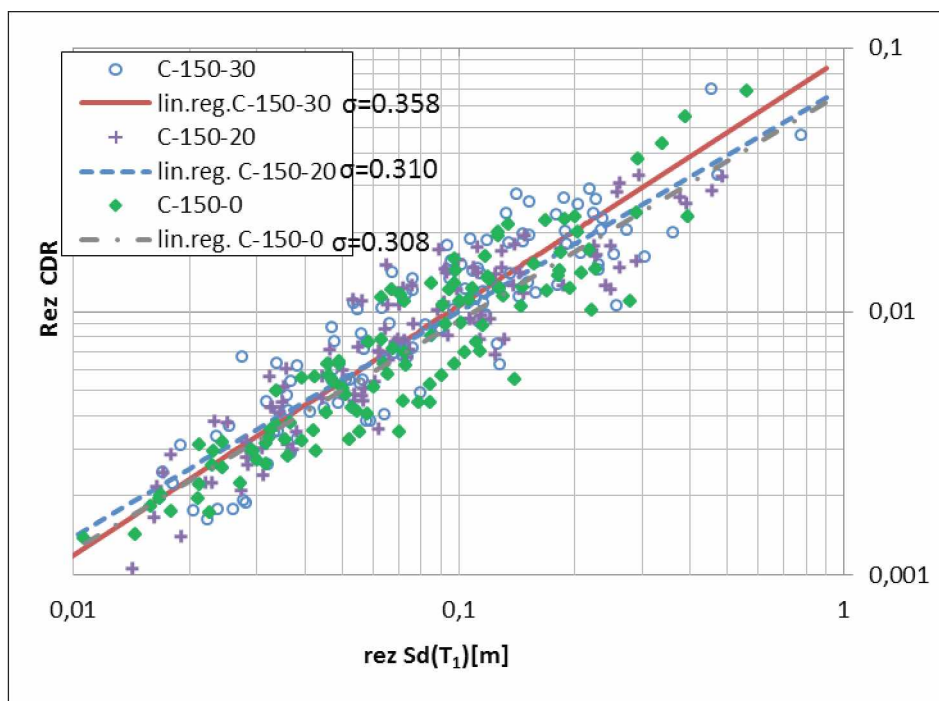


(b)

Slika 4.9. Spektralno pomjeranje $\text{rez } S_d(T_1)$ – rez CDR (a) most B u pravcu (B-inf- α)
(b) most B u krivini (B-R- α)



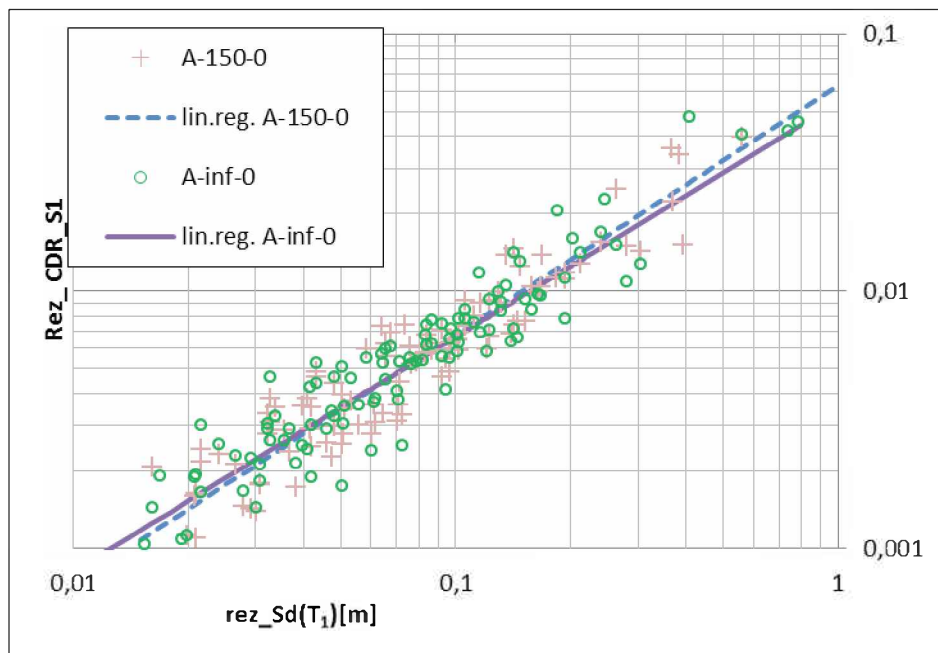
(a)



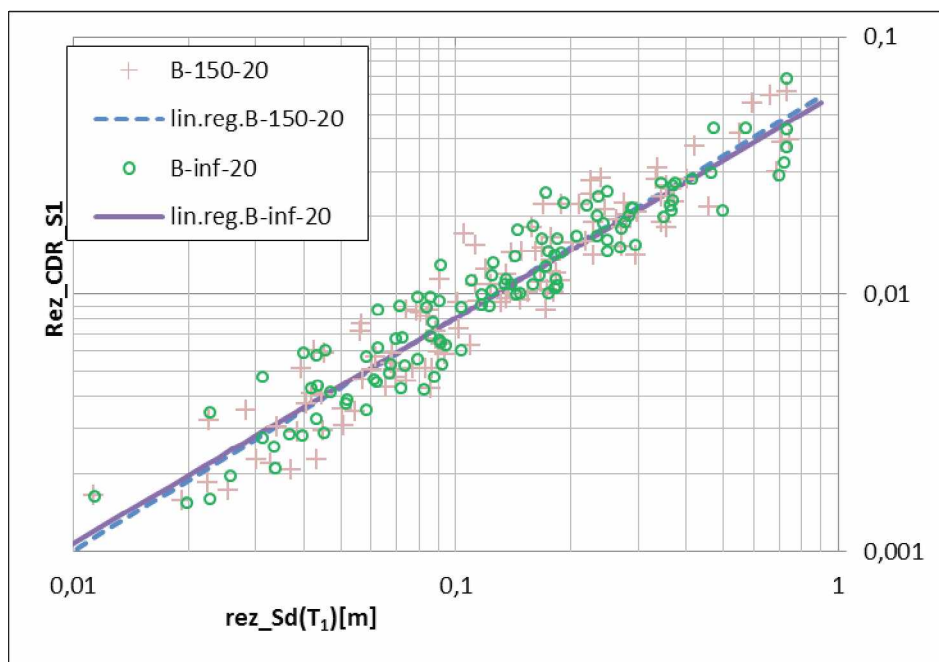
(b)

Slika 4.10. Spektralno pomjeranje $\text{rez S}_d(T_1)$ – rez CDR (a) most C u pravcu (C-inf- α)
(b) most C u krivini (C-R- α)

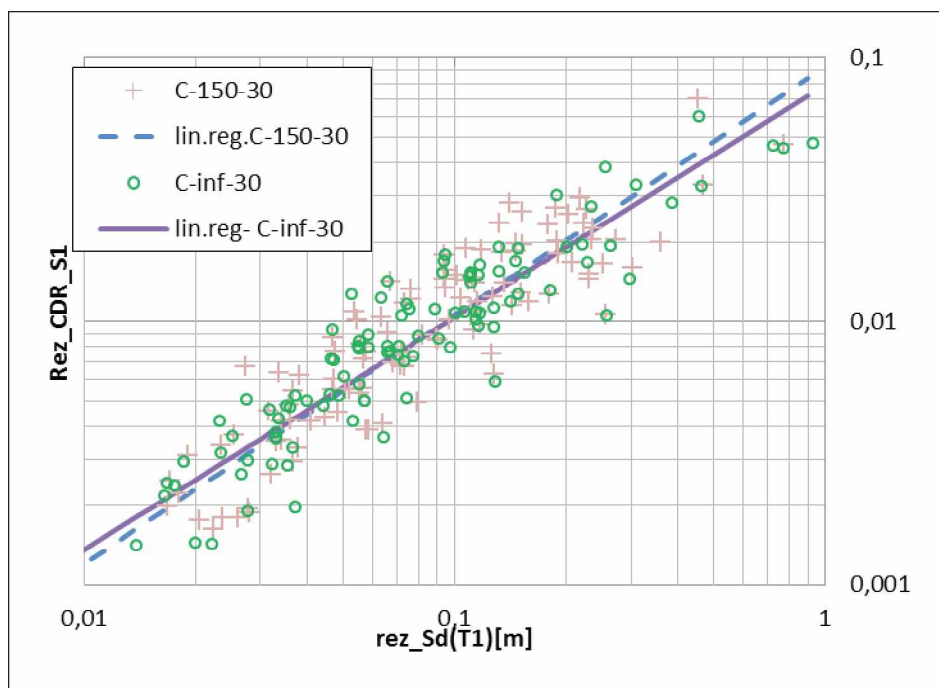
Uticaj horizontalne krivine mosta za sve istraživane mostove je takav da se odgovor konstrukcije povećava sa porastom intenziteta zemljotresa i opadanjem radijusa krivine (sa veličine beskonačnosti (∞) što odgovara mostu u pravcu do ispitivane vrijednosti $R=150m$). Uporedni dijagrami očekivanih vrijednosti drifta konstrukcije istih vrijednosti zakošenja stubova, a različitog radijusa horizontalne krivine prikazani su na slici 4.11. Povećanje $rezCDR$ raste sa povećanjem intenziteta zemljotresa kod svih tipova mostova. Na osnovu podataka iz dodatka B sračunato je da se povećanja očekivanih vrijednosti medijane drifta kreću od minimalnih 0,8% za most B sa zakošenim stubovima (30°) za vrijednost intenziteta $rezS_d(T_1)=0,1m$, do 24,9% za most B bez zakošenja i manji intenzitet zemljotresa ($rezS_d(T_1)=0,01m$).



(a)



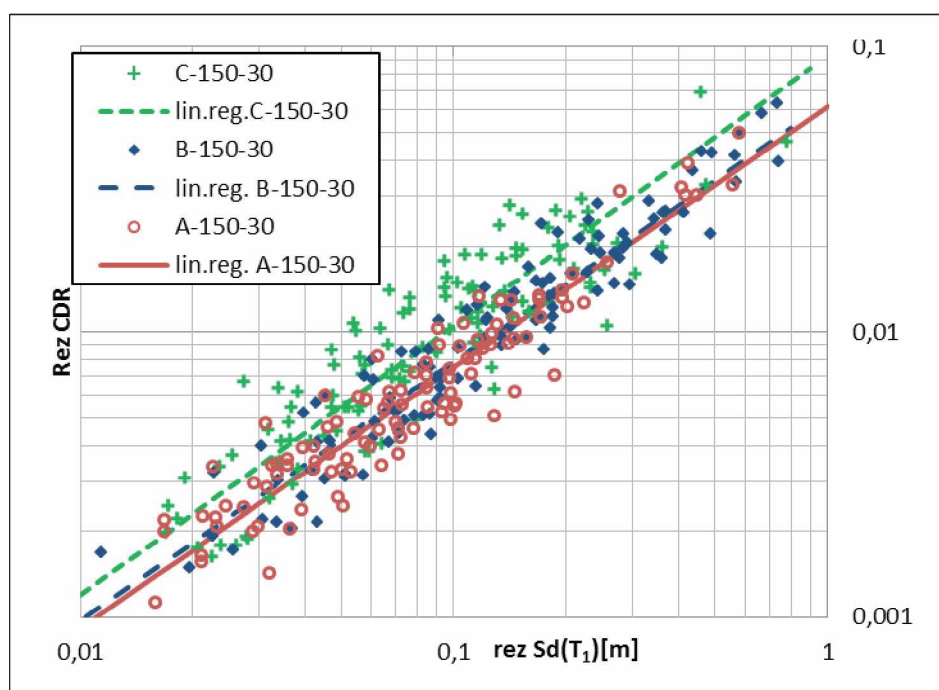
(b)



(c)

Slika 4.11. Spektralno pomjeranje $\text{rez } S_d(T_1)$ – rez CDR za most u pravcu i most u krivini (a) most A, $\alpha=0^\circ$ (b) most B, $\alpha=20^\circ$ (c) most C, $\alpha=30^\circ$

U svrhu ocjene uticaja oblika stuba na odgovor konstrukcije, upoređene su izvedene zavisnosti za analizirane mostove u krivini sa zakošenim stubovima (ugao zakošenja $\alpha=30^\circ$) i prikazane na slici 4.12. Utvrđeno je da se kod mosta tipa C, sa pravougaonim stubovima, dobijaju najveće očekivane vrijednosti drifta, a kod mosta tipa A najmanje. U poređenju sa mostom tipa A, most tip B i most tip C imaju 1,06, odnosno 1,38 puta veću vrijednost očekivanog drifta za intenzitet $\text{rez } S_d(T_1)=0,1\text{m}$. Ovo se može objasniti većom torzionom krutošću mostova A i B. Most A ima stub sandučastog poprečnog presjeka koji je sam po sebi torziono krut, dok most B na srednjim osloncima ima po dva kružna stuba koji obezbjeđuju veću krutost i smanjuju rotaciju rasponske konstrukcije u ravni, a time i veće relativne driftove stuba.



Slika 4.12. Spektralno pomjeranje $\text{rez } S_d(T_1)$ – rez CDR za most u krivini $R=150\text{m}$ i $\alpha=30^\circ$ za mostove tipa A, B i C

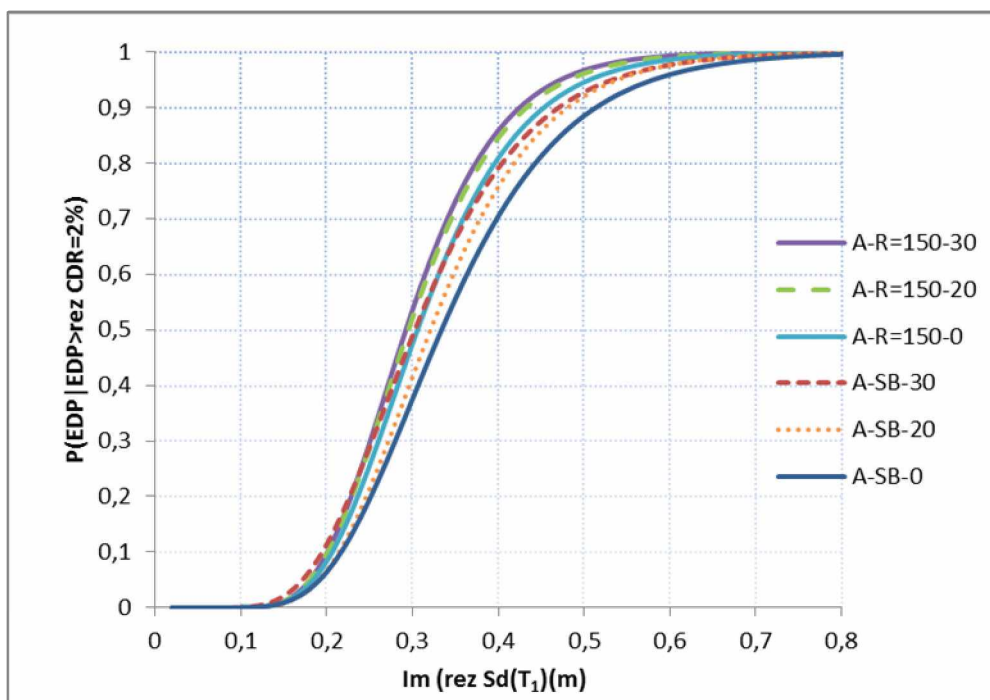
4.5. KRIVE POVREDLJIVOSTI ODGOVORA ZA RAZMATRANE KONSTRUKCIJE MOSTOVA

Za uspostavljeni probabilistički model odgovora u kojem je za mjeru intenziteta uzeto rezultatno spektralno pomjeranje u prvom tonu $rez S_d(T_1)$, a za odgovor konstrukcije rezultatni maksimalni relativni drift stuba $rez CDR$, ranije je sprovedena regresiona analiza i nađeni koeficijenti A,B i disperzija $\sigma_{EDP|IM}$. Tada se kriva povredljivosti odgovora konstrukcije može naći kao kumulativna funkcija log-normalne raspodjele (izrazi (4.6) i (4.7)):

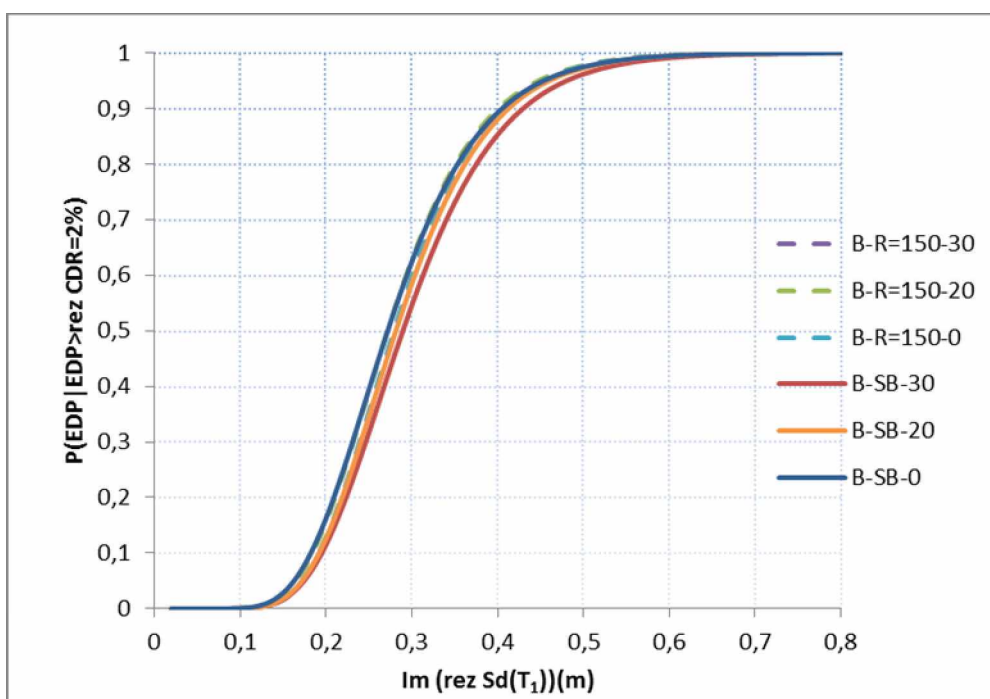
$$P[EDP < edp|IM = im] = \int_0^{edp} \frac{1}{\sqrt{2\pi} edp \sigma_{EDP|IM}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(edp) - A - B \ln(im)}{\sigma_{EDP|IM}} \right)^2 \right] \quad (4.6)$$

$$P[EDP > edp|IM = im] = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(edp) - A - B \ln(im)}{\sigma_{EDP|IM}} \right) \quad (4.7)$$

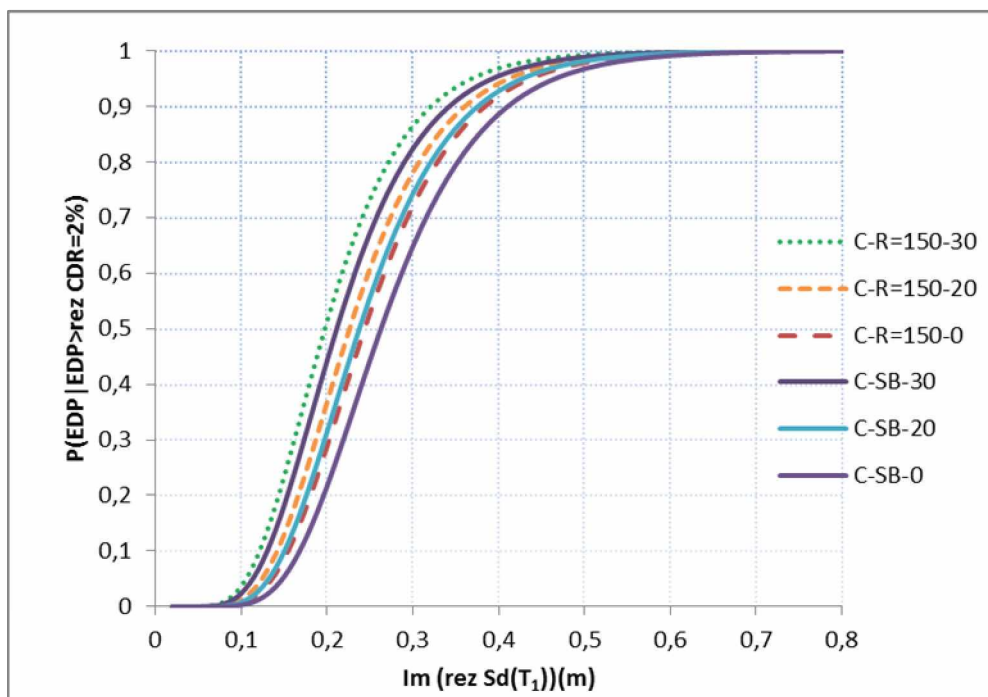
Kriva povredljivosti odgovora daje informaciju o vjerovatnoći da će $rez CDR$ imati vrijednost koja je veća od zadate vrijednosti drifta. Integral u izrazu (4.6) se za sve vrijednosti im rješava pomoću tablica vrijednosti funkcije standardne normalne distribucije ili korišćenjem odgovarajućeg softvera. Dobijene krive povredljivosti odgovora za sve analizirane konstrukcije predstavljene su na slikama 4.13. do 4.15. Prikazane su krive povredljivosti koje daju vjerovatnoću prekoračenja rezultatnog drifta konstrukcije od 0,02. Ovdje je pretpostavljeno na osnovu raspoložive literature, da bi granica drifta od 0,02 predstavljala granicu velikih oštećenja u stubovima (Yi i dr.,2007). Tako kod mosta A vjerovatnoća prekoračenja zadate vrijednosti drifta za $rez S_d(T_1)=0,3m$ kreće se od 37% za most u pravcu bez zakošenja do 59% za most u krivini sa zakošenjem. Kod mosta B i C ista vjerovatnoća se kreće između 61% i 58%, odnosno 74% i 86% respektivno.



Slika 4.13. Vjerovatnoća prekoračenja resultantnog drifta od 0,02, most A



Slika 4.14. Vjerovatnoća prekoračenja resultantnog drifta od 0,02, most B



Slika 4.15. Vjerovatnoća prekoračenja resultantnog drifta od 0,02, most C

Krive povredljivosti odgovora potvrđuju ranija zapažanja. Manji radijus horizontalne krivine znači i veću osjetljivost mosta, odnosno veću vjerovatnoću prekoračenja drifta stuba od 0,02. Sličan efekat ima i povećanje ugla zakošenja stubova, osim kod mostova tipa B u pravcu. Ovo se može objasniti povećanjem torzione krutosti mosta sa povećanjem ugla α , što dovodi do manjih rotacija rasponske konstrukcije u ravni i manjih driftova. Kod mostova B u krivini ovaj efekat nije utvrđen, a odgovori su gotovo nezavisni od parametra α . Veći uticaj variranih parametara na odgovor javlja se kod mostova tipa C, kod kojih se ujedno ostvaruju i najveće očekivane vrijednosti driftova i najveća vjerovatnoća prekoračenja zadate vrijednosti drifta. Ovo se može objasniti činjenicom da značajnija redukcija krutosti koja se dešava u slabijem poprečnom pravcu mosta, u kojem ne postoji ramovski efekat, je dodatno naglašena kod mostova sa pravougaonim stubovima što dovodi do povećanih rotacija presjeka u uklještenju i pomjeranja vrhova stubova.

4.6. ZAKLJUČCI

Nakon sprovedene analize i statističke obrade rezultata zavisnosti IM-EDP formulisani su zaključci o efikasnosti, praktičnosti i pogodnosti analiziranih mjera intenziteta zemljotresa, a u odnosu na razmatrane parametre odgovora analiziranih konstrukcija mostova-maksimalnog drifta stuba i to *rez CDR*, *trans CDR* i *long CDR*. Neke od izvedenih zavisnosti, s obzirom na mala rasipanja (σ) i veće koeficijente korelacije (R) analiziranih podataka, mogu da posluže za određivanje driftova u stubovima konstrukcija mostova. Analizirane zavisnosti intenzitet-odgovor rađene su za 18 tipova konstrukcija u cilju ocjene uticaja parametara zakošenja mosta i radijusa horizontalne krivine na odgovor konstrukcije i konstruisanje optimalnog probablističkog modela odgovora. Analizom statističkih parametara i upoređivanjem rezultata za analizirane konstrukcije, zaključeno je sljedeće:

- Najmanje disperzije rezultata dobijaju se kada probablistički model odgovora konstituiše parametar odgovora konstrukcije koji predstavlja rezultatni drift stuba (*rez CDR*) dobijen kao vektorski zbir driftova stuba u globalnom X i Y pravcu, u odnosu kada se razmatra samo jedna komponenta pomjeranja, odnosno drifta (*long CDR*, *trans CDR*).
- Mjere koje zavise od karakteristika konstrukcije (frekventnog sastava) su mjere koje su bile efikasnije od mjera koje su izvedene iz amplituda pomjeranja tla.
- Mjere brzine (*rez PGV*, *trans PGV* i *long PGV*) su mjere koje su se pokazale djelotvornijim od mjera ubrzanja.
- Po efikasnosti i pogodnosti (kombinovanom kriterijumu efikasnosti i praktičnosti) izdvojile su se predložene modifikovane mjere intenziteta-rezultantne spektralne mjere ubrzanja, brzine i pomjeranja ($rezS_a(T_1)$, $rezS_v(T_1)$, $rezS_d(T_1)$), kao i rezultatna Cord-ova mjera (*rez Cord*) dobijene iz SRSS elastičnih spektara dvije horizontalne komponente zemljotresa sa 5% prigušenja.
- Nije otkrivena pravilnost uticaja radijusa krivine i ugla zakošenja na disperzije rezultata u izvedenim zavisnostima IM-EDP, ali je uočeno da su mjere $rezS_v(T_1)$, $rezS_d(T_1)$ pokazale najmanju varijaciju disperzije rezultata pri promjeni ugla zakošenja stubova. Iz svih gore navedenih razloga $rezS_v(T_1)$, $rezS_d(T_1)$ predlažu se kao mjere intenziteta pogodne za mostove sa zakošenim stubovima i mostove u krivini.
- Mostovi sa dvojnim kružnim stubovima u pravcu imaju smanjena rezultatna pomjeranja sa povećanjem ugla zakošenja, ali samo za male

intenzitete zemljotresa. Za veće intenzitete odgovori se izjednačavaju. Suprotan od ovog trenda utvrđen je kod drugih konstrukcija mostova, bilo u pravcu ili u krivini.

- Mostovi sa jednodijelnim pravougaonim stubovima ostvaruju najveća pomjeranja i posljedično driftove u poređenju sa ostalim analiziranim konstrukcijama. Takođe, ovi mostovi pokazuju najveću osjetljivost na varirane parametre radijusa krivine i ugla zakošenja.
- Mostovi sa dvojnim kružnim stubovima pokazali su manju osjetljivost odgovora konstrukcije pri variranim parametrima radijusa krivine i ugla zakošenja stubova u odnosu na ekvivalentne mostove sa jednodijelnim stubovima koji imaju jedan slabi pravac. Ovo se može objasniti većom torzionom krutošću mostova sa sandučastim i dvojnim stubovima.

5. ANALIZA UTICAJA RADIJUSA ZAKRIVLJENOSTI I UGLA ZAKOŠENJA STUBOVA MOSTA NA DINAMIČKE KARAKTERISTIKE, KAPACITET DEFORMACIJA I POVREDLJIVOST ISTRAŽIVANIH KONSTRUKCIJA

U ovom poglavlju analizirani su uticaji radijusa krivine i ugla zakošenja na dinamičke karakteristike istraživanih konstrukcija, kao i na kapacitete deformacija i seizmičku povredljivost analiziranih konstrukcija.

Dinamičke karakteristike, periodi i tonovi vibracija analizirani su na istraživanim konstrukcijama mostova opisanim u poglavlju 2. Analizirane su dvije vrijednosti horizontalne krivine (tj. dva centralna ugla zakrivljenosti- β) –beskonačna krivina (most u pravcu $\beta = 0^\circ$) i krivina $R=150\text{m}$ (centralni ugao $\beta = 40^\circ$) i tri ugla zakošenja stubova (0° , 20° i 30°). Rezultati su predstavljeni u potpoglavlju 5.1.

U potpoglavljima 5.2. i 5.3. za tip most B urađena je analiza uticaja variranih parametara radijusa krivine i ugla zakošenja stubova na kapacitete deformacija i seizmičke performanse mosta za dva nivoa intenziteta zemljotresa primjenom nelinearne statičke analize (NSA) i primjenom metode spektralnog kapaciteta (CSM). Osim mosta u pravcu ($R=\infty/\beta=0^\circ$) i mosta u krivini ($R=150\text{m}/\beta=40^\circ$) u ovim potpoglavljima analize su sprovedene za još jednu među vrijednost radijusa/centralnog ugla krivine i to $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$.

U potpoglavljima 5.5. i 5.6 izvršena je ocjena uticaja horizontalne krivine na povredljivost mosta i to konstruisanjem krivih povredljivosti za mostove tip B sa variranjem radijusa krivine ($R=\infty/250\text{m}/150\text{m}$). Krive su izvedene korišćenjem i nelinearne statičke analize i nelinearne dinamičke analize. Kao parametar odgovora konstrukcije razmatrana je duktilnost pomjeranja vrha stuba. Uslovi tla nisu varirani, razmatrana su kruta tla koja odgovaraju B kategoriji po klasifikaciji u evropskim normama. Efekti bliskih zemljotresa nisu razmatrani u ovoj analizi.

Na osnovu obimne parametarske analize procijenjena je povredljivost i izvedeni su zaključci o opštem trendu u ponašanju razmatrane grupacije mostova usljed seizmičkih dejstava i izvedena je zavisnost parametara krivih povredljivosti u odnosu na ugao zakrivljenosti mosta (β).

5.1. UPOREĐIVANJE TONOVA I PERIODA VIBRACIJA RAZMATRANIH MOSTOVA

Za mostove opisane u poglavlju 2-tip A, B i C, dvije vrijednosti krivine i tri vrijednosti ugla zakošenja, sprovedena je modalna analiza. Nađeno je prvih dvanaest oblika vibracija. U tabeli 5.1 prikazana su prva tri moda vibracija analiziranih konstrukcija. Niski stubovi usloveli su kruće konstrukcije i relativno niže periode vibracija u opsegu od 0,6 do 0,9s. Za sve razmatrane slučajeve prvi ton vibracija je Y pravac. Navedeni prvi periodi vibracija su periodi sa najvećom magnitudom u razmatranom pravcu. Učešće efektivnih modalnih masa značajnih tonova vibracija prikazano je u tabelama od 5.2. do 5.7. Za mostove A i C potrebno je razmatrati 6 prvih tonova vibracija da bi se angažovalo minimum 90% efektivne modalne mase u oba pravca istovremeno. Za most tip B, dovoljno je razmatrati 3 prva tona.

Konstatovano je da povećanjem ugla zakošenja stubova dolazi do skraćanja perioda vibracija u podužnom pravcu. Ovo važi i za mostove u pravcu i za mostove u krivini. Značajnije smanjenje perioda se desilo kod mostova tipa B i tipa C, dok je mnogo manje bilo izraženo za mostove tip A. Sa povećanjem ugla zakošenja dolazi i do povećanja perioda vibracija u poprečnom pravcu.

Smanjenje radijusa krivine za mostove tip B dovelo je do redukcije perioda vibracija u poprečnom i podužnom pravcu, kao i do smanjenja perioda vibracija za most tip C u podužnom pravcu, i to za sve uglove zakošenja. Most tipa A ima relativno krute stubove u odnosu na rasponsku konstrukciju u oba pravca, kao i most tipa C u poprečnom pravcu. Ovo je dovelo do ublažavanja dominantnosti uticaja rasponske konstrukcije na dinamički odgovor mosta i isticanja uticaja viših tonova vibracija i krutosti stubova na isti. Na taj način smanjenje radijusa krivine nije se istovjetno odrazilo na prve periode vibracija za mostove A i mostove C u poprečnom pravcu, upoređujući sa efektom smanjenja radijusa krivine na periode vibracija mosta tipa B.

Trend kombinovanja modalnih odgovora kod mostova u krivini postoji i raste sa povećanjem ugla zakošenja stubova. Značajnije kombinovanje longitudinalnih i transverzalnih modova vibracija javlja se kod mosta tipa B u odnosu na preostala dva tipa. Kod mostova u krivini tipa A i tipa C, primjetan je porast doprinosa rotacionog moda sa povećanjem ugla zakošenja stubova.

Tabela 5.1. Prva tri translatorna tona vibracija

Most	R (m)	Ugao Ton	I	II	III
Tip A	∞	0°	0,596	0,327	0,273
		20°	0,600	0,326	0,270
		30°	0,606	0,325	0,267
	150	0°	0,596	0,328	0,278
		20°	0,604	0,327	0,274
		30°	0,609	0,326	0,272
Tip B	∞	0°	0,867	0,749	0,431
		20°	0,882	0,729	0,433
		30°	0,892	0,710	0,435
	150	0°	0,849	0,731	0,435
		20°	0,867	0,706	0,437
		30°	0,877	0,696	0,438
Tip C	∞	0°	0,608	0,546	0,319
		20°	0,644	0,511	0,313
		30°	0,672	0,486	0,306
	150	0°	0,608	0,537	0,323
		20°	0,658	0,498	0,315
		30°	0,678	0,486	0,311

Tabela 5.2. Efektivne modalne mase (%) za most A u pravcu

Tip A R=inf	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	-	43	-	-	-	45	-	-	-	47	-	-
2	60	-	-	-	-	-	-	95	-	-	-	95
3	-	-	25	-	55	2	-	-	49	5	-	-
4	38	-	-	-	-	-	26	-	-	-	27	-
5	-	56	-	-	17	16	-	-	6	23	-	-
6			48		25	36	-	-	41	23	-	-
Σ	98	99	73		97	99	26	95	96	98	27	95

Tabela 5.3. Efektivne modalne mase (%) za most A u krivini

Tip A R=150m	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	6	34	-	-	11	29	-	6	12	27	-	13
2	2	-	-	92	-	5	-	85	-	7	-	79
3	48	9	-	-	51	1	-	-	50	-	-	-
4	-	1	23	-	-	2	24	-	2	-	24	-
5	31	6	-	-	23	9	-	-	16	13	2	-
6	9	44	-	-	10	48	-	-	18	43	-	1
Σ	96	94	23	92	95	94	24	91	98	90	26	93

Tabela 5.4. Efektivne modalne mase (%) za most B u pravcu

Tip B R=inf	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	-	90	-	-	2	88	-	-	4	88	-	-
2	99	-	-	-	96	2	-	-	95	3	-	-
3	-	9	-	-	-	9	-	-	-	-	-	-
Σ	99	99	-	-	98	99	-	-	99	91	-	-

Tabela 5.5. Efektivne modalne mase (%) za most B u krivini

Tip B R=150m	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	-	9	-	92	-	2	-	97	-	-	-	98
2	14	66	-	-	28	61	-	-	29	61	-	-
3	83	15	-	-	68	27	-	-	67	28	-	-
4	1	8	-	-	-	9	-	-	-	9	-	-
Σ	98	98	-	92	96	99	-	97	96	98	-	98

Tabela 5.6. Efektivne modalne mase (%) za most C u pravcu

Tip C R=inf	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	-	41	-	-	17	45	-	-	17	53	-	-
2	97	-	-	-	-	-	-	94	-	-	-	95
3	-	2	14	-	72	-	-	-	61	-	-	-
4	2	-	-	-	-	-	15	-	-	-	16	-
5	-	55	-	-	2	-	-	-	-	1	-	-
6			57		8	52	-	-	20	45	-	-
Σ	99	98	71		99	97	15	94	98	99	16	95

Tabela 5.7. Efektivne modalne mase (%) za most C u krivini

Tip C R=150m	0°				20°				30°			
Ton	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ	L	T	V	RZ
1	5	34	-	-	45	60	-	7	45	20	-	6
2	-	1	-	83	-	9	-	74	-	7	-	81
3	73	12	-	10	51	9	-	12	49	7	-	6
4	10	2	14	-	-	-	15	-	-	2	15	-
5	2	-	-	-	2	-	-	-	2	-	-	-
6	9	48	-	-	-	16	-	-	2	60	-	-
Σ	99	98	14	83	96	96	15	93	98	96	15	93

Na osnovu dobijenih rezultata modalne analize konstatuje se se da onaj ton koji je po magnitudi perioda vibracija prvi, nije uvijek i najznačajniji ton i ne angažuje i procentualno najveći dio efektivne modalne mase (tabele 5.2. do 5.7). U podužnom pravcu mostovi često dominantno vibriraju u prvom tonu, u poprečnom pravcu to nije uvijek slučaj. Po pravilu modovi vibracija višeg reda postaju značajni kod mostova u krivini, kao i kod mostova u pravcu kada su stubovi relativno kruti u odnosu na rasponsku konstrukciju. Kod mosta tipa A i u poprečnom i podužnom pravcu, i za most u pravcu i za most u krivini, tonovi višeg reda su od značaja za dinamički odgovor konstrukcije (ako se uzme da konstrukcija dominantno vibrira u određenom tonu,

ako je angažovano više od 80% ukupne efektivne modalne mase *Aydinogly, 2004, Isaković, 2012*). Tonovi višeg reda, takođe utiču na dinamički odgovor mosta tipa C u poprečnom pravcu.

Iz ovoga se zaključuje da ako/kada rasponska konstrukcija nema krutost takvu da dominantno utiče na odgovor mosta i kada su stubovi takvog oblika da postoji „slabiji“ pravac (tipovi A i C) ne treba očekivati da će most u krivini biti znatno krući ili uopšte krući, u poprečnom pravcu, od odgovarajućeg mosta u pravcu. Ako stubovi mosta imaju izražen slabiji pravac, bitno manju krutost u jednom pravcu u odnosu na drugi, ovaj trend dolazi do izražaja.

5.2. OCJENA UTICAJA UGLA ZAKOŠENJA I HORIZONTALNE KRIVINE MOSTA NA KAPACITET KONSTRUKCIJE PRIMJENOM NSA

Nelinearna statička (pushover) analiza i njene modifikacije (*Isaković i Fischinger, 2009, Ger i Cheng, 2012, Manjula i dr., 2013*) postale su nezaobilazni alat u ocjeni stanja, kapaciteta i procjeni ponašanja mostova pri dejstvu bočnih sila i pomjeranja. Procedure za ove analize, kada i na koji način ih treba koristiti u ocjeni performansi mostova, uvrštene su u gotovo sve modernije preporuke i smjernice (*ATC-40, FEMA-356, EN 1998-2, AASHTO smjernice, 2009, FHWA uputstvo iz 2006, itd.*). Popularnost ove metode zasnovana je na činjenici da se pouzdano mogu odrediti način i propagacija lomova i velikih plastičnih deformacija u konstrukciji mosta, novoprojektovanoj ili već oštećenoj, u slučaju dejstva jakih zemljotresa.

Rezultat nelinearnih statičkih analiza su krive kapaciteta, kojima je reprezentovano naponsko-deformacijsko stanje u konstrukciji i koje daju zavisnost deformacije od magnitude spoljašnjih sila. NSA, uz modalnu analizu, predstavlja brzu i efikasnu metodu koja nije računski ni vremenski zahtjevna, a koja pruža dovoljno informacija o krutosti i duktilnosti konstrukcije na osnovu kojih se može procijeniti ponašanje konstrukcije. Iz krivih kapaciteta se mogu na pouzdan način identifikovati kritična mjesta u konstrukciji sa izraženim plastičnim deformacijama, redosljed u plastifikovanju presjeka i potencijalna mjesta loma, presjeci kritični za krti lom, kao i ocijeniti uticaji eventualnih neregularnosti objekta na odgovor konstrukcije mosta. Konačna verifikacija konstrukcije može se dobiti jedino primjenom nelinearne dinamičke analize, koja je višestruko računski zahtjevna.

U NSA, nakon apliciranja gravitacionog opterećenja, konstrukcija se izlaže dejstvu monotono horizontalnog rastućeg opterećenja do definisanog ciljnog pomjeranja. Horizontalno opterećenje nanosi se na konstrukciju u predefinisanoj šemi (obliku). Postoji više iterativno-inkrementalnih algoritama za generisanje bočnog opterećenja i prema tome postoji i više tipova NSA razvrstanih prema ovom kriterijumu (*Folić R., Ćosić M., 2016*). Više autora (*Isaković T. i dr., 2008*), koji su se bavili ovom problematikom ističe značaj oblika šeme opterećenja na tačnost rezultata pushover analiza. Uglavnom su u postojećoj regulativi predložene dvije šeme opterećenja: uniformna raspodjela sila i raspodjela proporcionalna osnovnom tonu vibracija. Ove šeme su nepromjenjive u toku analize pa inkrement sile ostaje proporcionalan inicijalno zadatom obliku opterećenja.

Konstantan oblik-šema opterećenja u svakom koraku analize, ima mnoga ograničenja. Jedno od osnovnih ograničenja je to što se u ovim procedurama ne uzima u obzir degradacija krutosti koja se neosporno u konstrukciji dešava sa porastom opterećenja. Takođe, konsekvantno tome ni promjene modalnih karakteristika, ni tzv. elongacija perioda vibracija se u ovim procedurama ne uzima u obzir. U slučaju da su tonovi višeg reda značajni za dinamički odgovor konstrukcije, pomjeranja dobijena u konvencionalnoj pushover metodi su vrlo nepouzdana. Osim gore navedenog, kako je pushover statička metoda, trodimenzionalni efekti, kao i efekti cikličnog opterećenja od zemljotresa ne mogu biti modelirani.

Najnovija istraživanja u ovoj oblasti dovela su do značajnih poboljšanja ove metode, sa ciljem prevazilaženja nedostataka. Adaptivna nelinearna statička analiza po tačnosti bliža je nelinearnoj dinamičkoj analizi. Osim što uzima u obzir efekte tonova višeg reda, takođe i promjene u modalnim karakteristikama i degradacija krutosti, koja se dešava sa akumulacijom oštećenja u konstrukciji, se uzima u obzir.

U ovom istraživanju biće korišćena adaptivna pushover metoda (*Antonίου i Pinho, 2004*) za ocjenu ponašanja konstrukcija mostova. Nominalni vektor oblika opterećenja na početku analize zadaje se tako da ima uniformnu (pravougaonu) raspodjelu po dužini mosta. Na kraju svakog koraka opterećenja, u ovoj metodi, sračunavaju se oblici vibracija i odgovarajući faktor participacije razmatranih tonova vibracija. Normalizovani modalni vektor skaliranja, koji se koristi za definisanje oblika vektora opterećenja računa se na početku svakog koraka opterećenja, a na osnovu rezultata iz modalne analize izvršene na kraju prethodnog koraka opterećenja. Na ovaj način uzima se u obzir nova raspodjela krutosti za svaki korak opterećenja, kao i efekti

produženja perioda vibracija usljed redukcije krutosti. Oblici bočnog opterećenja za svaki ton vibracija se tada kombinuju po nekom od statističkih pravila (SRSS, CQC itd) i sam vektor opterećenja se inovira na kraju svakog koraka. Nakon dostizanja maksimalnog odgovora, modalna analiza se ne sprovodi dalje jer se u matrici krutosti pojavljuju negativne vrijednosti. To znači da se u post-maksimalnoj oblasti odgovora, vektor oblika opterećenja ne mijenja u narednim koracima. Ovaj postupak je opravdan ulaskom u post-maksimalnu oblast odgovora konstrukcije i u najvećem broju slučajeva znači da je mehanizam loma formiran i da on ostaje nepromjenjiv do trenutka i stvarnog dostizanja loma.

NSA u ovom radu sprovedena je za mostove tip B u podužnom i poprečnom pravcu. U toku procesa opterećenja kontrolisana su sljedeća stanja oštećenja: prvo tečenje (popuštanje) podužne armature u stubovima (PT), prekoračenje dilatacije neutegnutog betona (CS) u vrijednosti od -0,0035, prekoračenje čvrstoće utegnutog betona (CCC) i na kraju kapacitet rotacije presjeka stubova (CR). Popis kontrolisanih veličina i granične vrijednosti prikazani su u tabeli 5.8. Čvrstoća utegnutog betona i kapacitet rotacije presjeka.

Tabela 5.8. Granične vrijednosti kontrolisanih veličina

Stanje oštećenja (oznaka)	Granične vrijednosti
Prvo tečenje (PT)	$f_s > f_{ym} = 575 \text{ MPa}$
Prekoračenje dilatacije neutegnutog betona od (CS)	$\epsilon_c > \epsilon_{cm} = -0,0035$
Prekoračenje pritisne čvrstoće utegnutog betona (CCC)	$f_{cm,c}^*$
Kapacitet rotacije presjeka (CR)	θ_{um}^{**}

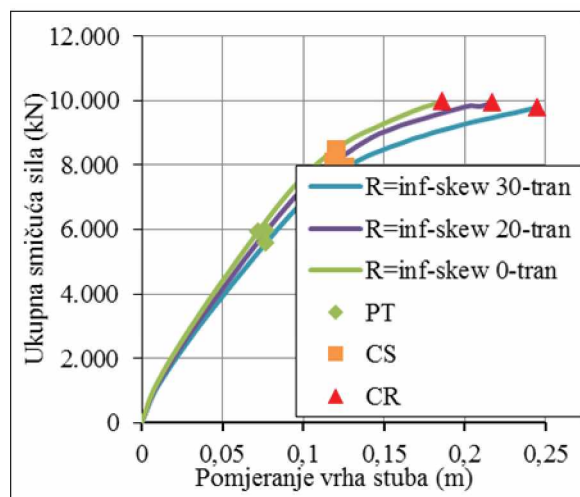
*granična vrijednost zavisi od tipa poprečnog presjeka i dobijena je u skladu sa EN 1998-2: 2005, Aneks E

** granična vrijednost kapaciteta konačne rotacije presjeka stuba sračunata u skladu sa EN 1998-3:2005, Aneks A

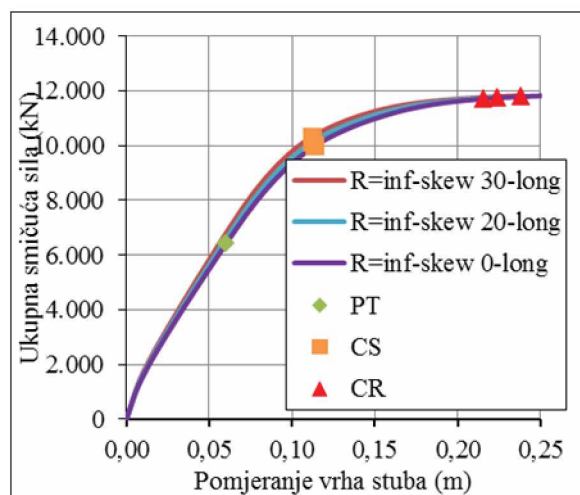
Krive kapaciteta sa naznačenim tačkama početka pojedinih graničnih stanja prikazane su u prilogu C na slici C.1. U trenutku dostizanja kapaciteta rotacije kritičnih presjeka stuba (CR) ili prekoračenja napona pritisaka u utegnutom betonu (CCC) analiza je zaustavljena i za podužni (na dijagramu *long*) i za poprečni (na dijagramu *tran*) pravac. U toku analize registrovani su i na dijagramima naznačeni trenuci dostizanja prvog tečenja u stubovima (PT), čvrstoće neutegnutog betona (CS) i na kraju

dostizanje kapaciteta rotacije presjeka stubova (CR). Lom u pritisnutom utegnutom betonu (CCC) nije registrovan u izvršenim analizama.

Uporedni dijagrami za most u pravcu i različite vrijednosti ugla zakošenja i za poprečni i za podužni pravac prikazani su na slikama 5.1. i 5.2.



Slika 5.1. Uporedne krive kapaciteta u poprečnom pravcu za most B u pravcu R=inf



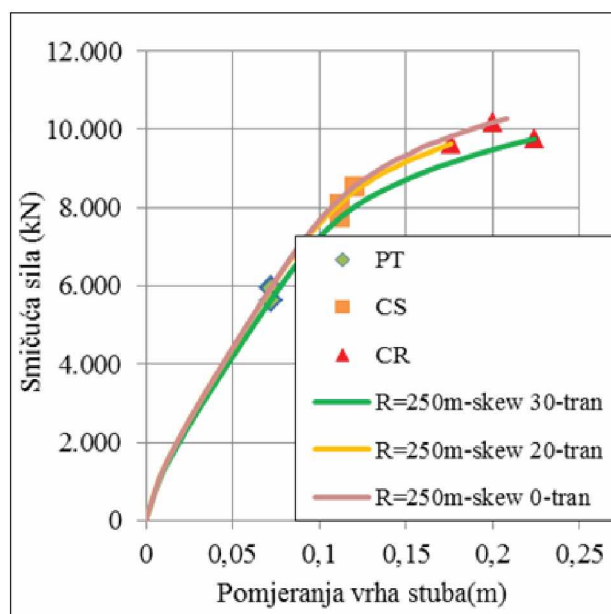
Slika 5.2. Uporedne krive kapaciteta u podužnom pravcu za most B u pravcu R=inf

Konstatuje se da sa porastom ugla zakošenja u poprečnom pravcu pada i krutost konstrukcije i ostvaruju se veća konačna pomjeranja vrha stuba u trenutku dostizanja kapaciteta rotacija (slika 5.1). Ovaj zaključak se podudara sa zaključcima u potpoglavlju 5.1. Pomjeranja vrha stuba u poprečnom i podužnom pravcu prikazana su i u tabeli 5.9. U trenutku dostizanja kapaciteta rotacije (CR) kritičnog presjeka stuba, pomjeranja vrha stuba mosta u pravcu sa uglom zakošenja 30° su 1,13, odnosno

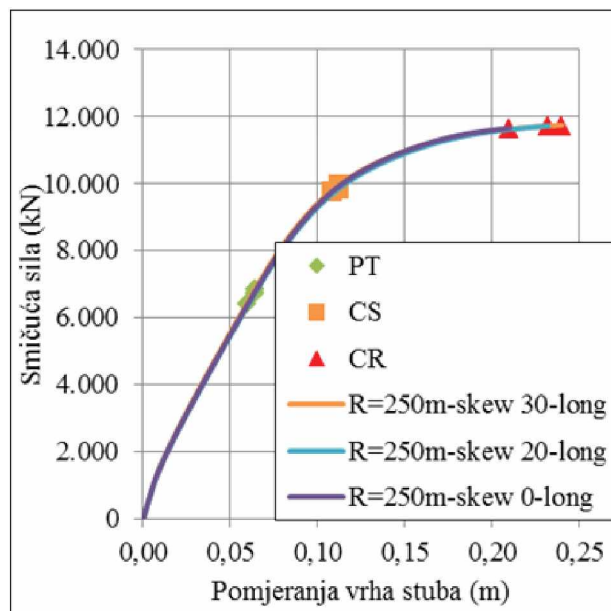
1,32 puta veća od pomjeranja koja se ostvaruju pri uglu zakošenja od 20°, odnosno 0° respektivno. Ne registruju se bitnije razlike u pomjeranjima pri pojavi prvog tečenja u armaturi (PT), kao ni u trenutku dostizanja čvrstoće neutegnuto betona (CS). Ukupna smičuća sila u poprečnom pravcu ostvaruje zanemarljivi pad sa povećanjem ugla zakošenja od 2° upoređujući most bez zakošenja i most sa zakošenjem od 30°.

U podužnom pravcu registruje se blago povećanje krutosti konstrukcije sa povećanjem ugla zakošenja, a koje je izraženije nakon prvog tečenja. Isti je trend uočen i u analizi perioda vibracija u potpoglavlju 5.1, mada su skraćena perioda vibracija bila značajnija nego što su registrovana ukrućenja u podužnom pravcu. Pomjeranja u tački dostizanja PT su približno ista za sve uglove zakošenja. Pomjeranja u trenutku dostizanja CR se povećavaju sa povećanjem ugla zakošenja, pa su za npr. ugao zakošenja 30° veća 1,1 puta od pomjeranja za most bez zakošenja. Ustanovljeno je da pojava prvog tečenja u podužnom pravcu nastaje prije nego u poprečnom pravcu, odnosno pri manjim pomjeranjima. Oštećenja zaštitnog sloja dešavaju se pri istim pomjeranjima kao u poprečnom pravcu. Ukupne smičuće sile u osnovi pri promjeni ugla zakošenja ostaju na istom nivou.

Krive kapaciteta za most u krivini $R=250\text{m}$ / $\beta=25^\circ$, za poprečni i podužni pravac i različite uglove zakošenja prikazane su u prilogu C na slici C.2. Uporedne krive kapaciteta za mostove u krivini $R=250\text{m}$ prikazane su na slici 5.3 i 5.4.



Slika 5.3. Uporedne krive kapaciteta u poprečnom pravcu za most B u krivini $R=250\text{m}$ / $\beta=25^\circ$

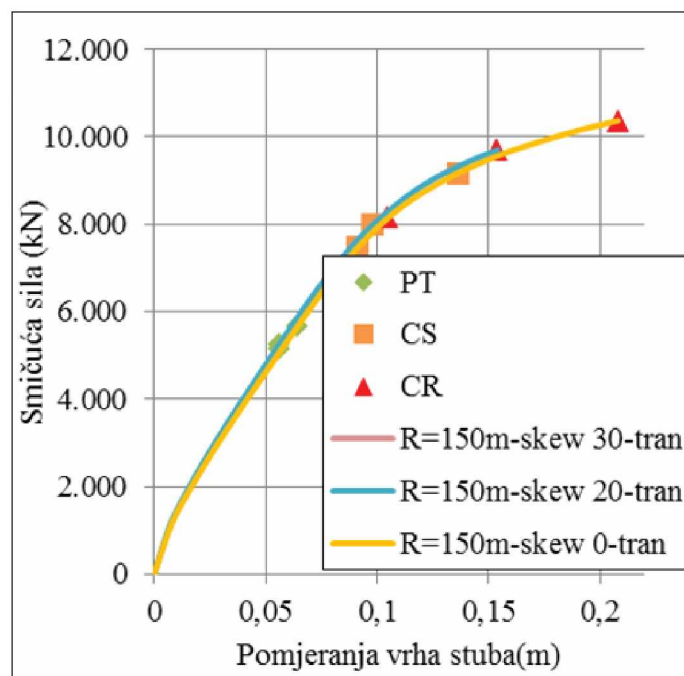


Slika 5.4. Uporedne krive kapaciteta u podužnom pravcu za most B u krivini $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$

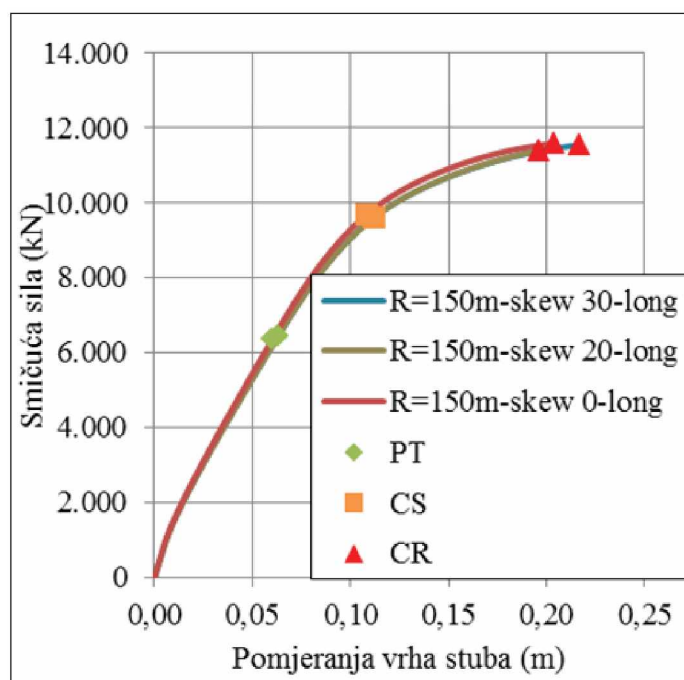
Konstatuje se da za most u krivini $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$ zakošenje stubova ima izraženiji uticaj na odgovor u poprečnom pravcu, i to nakon pojave prvog tečenja. Pojave oštećenja zaštitnog sloja, kako ugao zakošenja raste, dešavaju se pri manjim pomjeranjima (do 7%). Krutost konstrukcije pada sa povećanjem ugla zakošenja odmah nakon pojave prvog tečenja. Ukupne smičuće sile u osnovi takođe opadaju, do 6%, sa povećanjem ugla zakošenja.

U podužnom pravcu povećanje ugla zakošenja stubova manje bitno utiče na krutost konstrukcije i ukupne smičuće sile u osnovi. Pomjeranja u tački dostizanja PT i CS rastu sa povećanjem ugla zakošenja, do 6%. Značajnije povećanje pomjeranja sa povećanjem ugla zakošenja ostvaruje se pri dostizanju kapaciteta pomjeranja, do 14%, upoređujući most sa zakošenjem 30° i bez zakošenja.

Krive kapaciteta za most u krivini $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$ prikazane su na slici C.3. priloga C. Uporedne krive kapaciteta za mostove u krivini $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$ prikazane su na slici 5.5 i 5.6.



Slika 5.5. Uporedne krive kapaciteta u poprečnom pravcu za most B u krivini $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$



Slika 5.5. Uporedne krive kapaciteta u podužnom pravcu za most B u krivini $R=250\text{m}/\beta=40^\circ$

Utvrđeno je da i kod mosta u krivini $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$ ugao zakošenja utiče na odgovor mosta u poprečnom pravcu. Registrovan je pad pomjeranja u svim kontrolisanim tačkama PT, CS i CR sa povećanjem ugla zakošenja. Ove redukcije iznose od 14%, 49% i 98% za tri navedena kontrolna stanja oštećenja respektivno. Pri uglu zakošenja 30° ostvarene su i minimalne vrijednosti pomjeranja u poprečnom pravcu, za koje se dešava prekoračenje kapaciteta rotacije presjeka stuba, upoređujući sa svim ostalim analiziranim konstrukcijama. Pad ukupne smičuće sile sa porastom zakošenja iznosi 27% upoređujući most bez zakošenja i most sa zakošenjem 30° .

U podužnom pravcu mosta u krivini $R=150\text{m}$ (slika 5.5) nakon dostizanja prvog tečenja, blago veća krutost registruje se kod mosta bez zakošenja u odnosu na most sa zakošenjem. Ovakav odgovor konstrukcije registrovan je i na osnovu analize perioda vibracija u potpoglavlju 5.1.

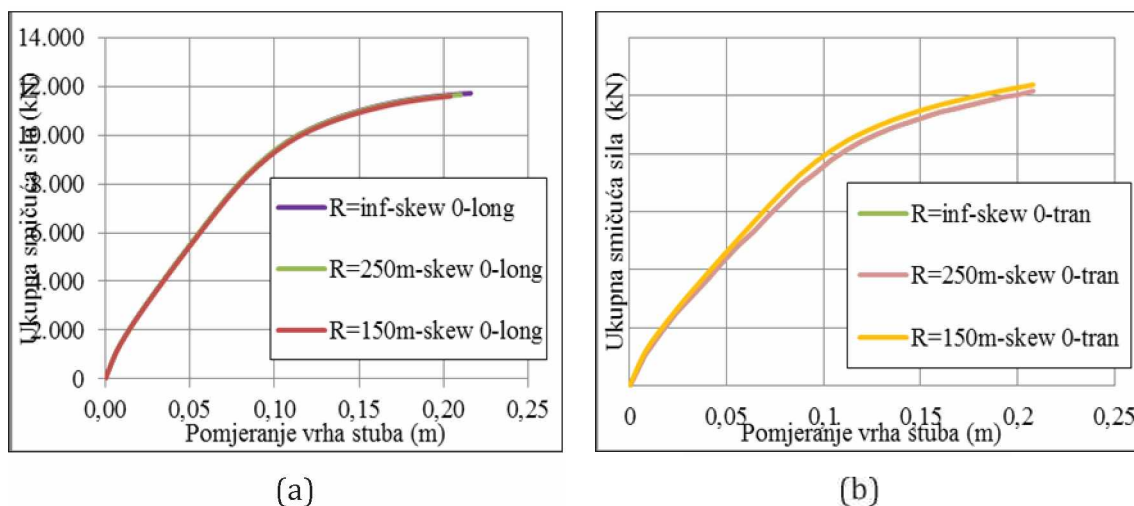
Vrijednosti pomjeranja vrha stuba u kontrolisanim stanjima oštećenja: na početku tečenja (PT), oštećenja zaštitnog sloja (CS) i u trenutku prekoračenja kapaciteta rotacije (CR), kao i vrijednosti ostvarenih duktilnosti pomjeranja prikazane su u tabeli 5.9.

Tabela 5.9. Pomjeranja i ostvarene duktilnosti pomjeranja u kontrolisanim stanjima oštećenja

most B-poprečno		Pomjeranje			Duktilnost pomjeranja
Radijus krivine	zakošenje (°)	PT	CS	CR	
R=inf	0	0,072	0,120	0,186	2,583
	20	0,077	0,119	0,217	2,818
	30	0,077	0,126	0,245	3,182
R=250m	0	0,072	0,120	0,200	2,778
	20	0,072	0,112	0,176	2,444
	30	0,072	0,112	0,224	3,111
R=150m	0	0,064	0,136	0,208	3,250
	20	0,056	0,098	0,154	2,750
	30	0,056	0,091	0,105	1,875
most B-podužno		Pomjeranje			Duktilnost pomjeranja
Radijus krivine	zakošenje (°)	PT	CS	CR	
R=inf	0	0,060	0,114	0,216	3,600
	20	0,063	0,112	0,224	3,556
	30	0,063	0,112	0,238	3,778
R=250m	0	0,060	0,108	0,210	3,500
	20	0,064	0,112	0,232	3,625
	30	0,064	0,112	0,240	3,750
R=150m	0	0,060	0,108	0,204	3,400
	20	0,063	0,112	0,196	3,111
	30	0,063	0,112	0,217	3,444

U podužnom pravcu duktilnosti pomjeranja pokazuju blagi rast sa povećanjem ugla zakošenja (od 1% do 6%). U poprečnom pravcu povećanje ugla zakošenja stubova redukuje duktilnost pomjeranja konstrukcije posebno kod mosta sa manjim radijusom krivine.

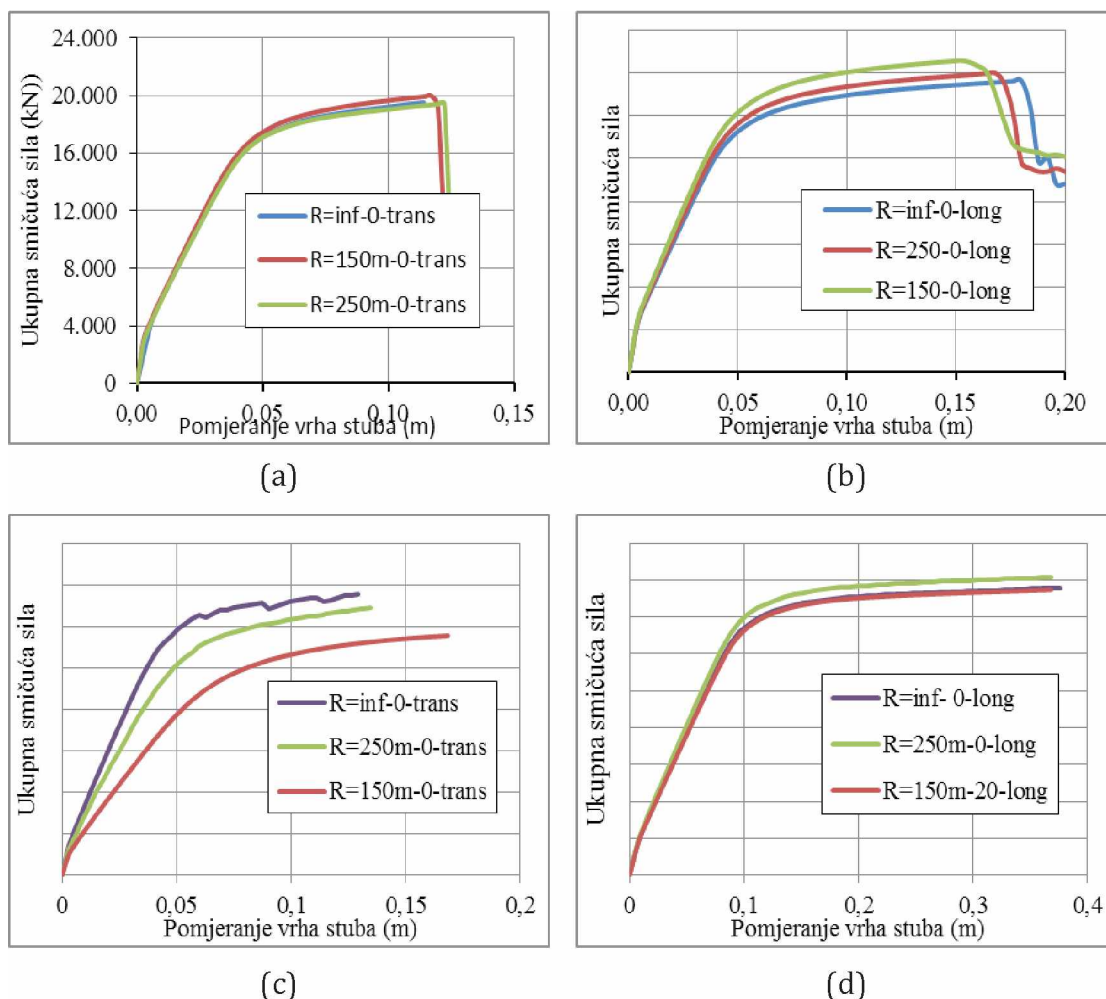
Radius horizontalne krivine značajnije utiče na odgovor mosta u poprečnom pravcu nego na odgovor mosta u podužnom pravcu. Upoređivanje krivih kapaciteta, za mostove tip B, za sve razmatrane radijuse krivine u podužnom i poprečnom pravcu prikazano je na slici 5.7. Na dijagramima na slici 5.7 prikazani su rezultati za mostove bez zakošenja stubova, da bi se identifikovali i lakše uočili efekti smanjenja radijusa krivine na odgovor mosta.



Slika 5.7. Krive kapaciteta za razmatrane radijuse krivine u (a)podužnom (b)poprečnom pravcu

Konstatovano je da smanjenje radijusa krivine u poprečnom pravcu dovodi do povećanja krutosti konstrukcije, što je izraženije za manji radius krivine. Redukcija krutosti kreće se do 7,2%. Utvrđeno je da za mostove bez zakošenih stubova (tabela 5.9) smanjenje radijusa krivine povećava ostvarene duktilnosti pomjeranja konstrukcije u trenutku dostizanja CR. Ovo je posljedica pojave tečenja u podužnoj armaturi pri manjim pomjeranjima kod mostova u krivini u odnosu na mostove u pravcu. U podužnom pravcu, smanjenje radijusa krivine dovodi do manjeg smanjenja duktilnosti pomjeranja (do maksimalnih 5,5%).

Za mostove tip A i C na dijagramu 5.8. prikazane su krive kapaciteta za tri razmatrana radijusa krivine i slučaj bez zakošenja stubova.



Slika 5.8. Uporedne krive kapaciteta za (a) most tip A u poprečnom pravcu (b) most tip A u podužnom pravcu (c) most tip C u poprečnom pravcu (d) most tip C u podužnom pravcu

Najveći i najočigledniji uticaj smanjenja radijusa krivine na krive kapaciteta očitava se kod mosta tipa C u poprečnom pravcu, gdje sa opadanjem radijusa krivine pada i krutost sistema u poprečnom pravcu i ukupne seizmičke sile u osnovi (do 17%). Ovo potvrđuje ranije navedene zaključke u potpoglavlju 5.1, gdje je utvrđeno da se u poprečnom pravcu kod mostova sa stubovima koji imaju izražen slabiji pravac može registrovati ovaj trend.

Budući da promjena radijusa krivine neznatno utiče na odgovor mosta u podužnom pravcu, u daljim analizama koje se oslanjaju na rezultate NSA, poput ocjene seizmičkih performansi mosta i analize seizmičke povredljivosti, biće razmatrani odgovori mosta samo u poprečnom pravcu.

5.3. OCJENA SEIZMIČKIH PERFORMANSI I UTICAJA RADIJUSA KRIVINE KORIŠĆENJEM METODE SPEKTRALNOG KAPACITETA (CSM)

Analiza pomjeranja i određivanje očekivanog pomjeranja konstrukcija mostova za dva nivoa zemljotresa izvršena je pomoću metode spektralnog kapaciteta (Capacity Spectrum Method-CSM). Mostovi su analizirani za uticaje dva nivoa zemljotresa koji imaju vjerovatnoću prekoračenja 10% u 50 godina, odnosno povratni period od $T_{NCR}=475g$, i za zemljotres koji ima vjerovatnoću prekoračenja 10% u 10 godina, odnosno povratni period od $T_{DLR}=95$ godina. Vrijednosti ubrzanja na osnovnoj stijeni za ova dva nivoa zemljotresa iznose $a_{gR}=0,4g$ i $0,21g$, respektivno. Prema EN 1998 za nivo zemljotresnog opterećenja sa povratnim periodom 475g, u konstrukciji ne smije doći do loma, dok za nivo koji odgovara povratnom periodu od 95g, konstrukcija treba da izbjegne veća oštećenja.

Metoda spektra kapaciteta (u nastavku CSM-capacity spectrum method) je metoda koja je osmišljena za evaluaciju seizmičkih performansi zgrada. Suština metode je korelacija kapaciteta konstrukcije i zahtjeva koji se nameću konstrukciji usljed dejstva zemljotresa određenog intenziteta. Ova metoda u službi procjene ponašanja zgrada sastavni je dio dokumenta *ATC-40 (Applied Technology Council)*. Primjena postojeće procedure dobila je svoju prirodnu ekstenziju i u seizmičkoj analizi mostova (Fajfar i dr., 1997, Shinozuka i dr., 2000, Banerjee i Shinozuka, 2007, Casarotti i Pinho, 2007). Značajna poboljšanja metode upravo su predložili Banerjee i Shinozuka, a unapređenje se odnosi na uvođenje adekvatnog faktora redukcije elastičnog spektra zemljotresa, u cilju uzimanja u obzir disipirane energije u konstrukciji.

Krive kapaciteta, koje su rezultat nelinearnih statičkih analiza, predstavljaju klasične krive zavisnosti sila-pomjeranje. U ovom istraživanju korišćena je nelinearna statička adaptivna analiza, detaljnije objašnjena u 5.2. Klasičnu krivu kapaciteta potrebno je prevesti u format spektra ubrzanje –pomjeranje ili u literaturi poznat kao *ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra)*. Iako je u literaturi vrlo prisutan naziv spektar ubrzanje–pomjeranje pravilno bi terminološki ovu zavisnost trebalo zvati dijagram (spektralno) ubrzanje-(spektralno) pomjeranje, budući da je termin „spektar“ tradicionalno vezan za zavisnosti funkcije od frekvencije (ili perioda). Ovaj dijagram po definiciji predstavlja vezu spektralnog ubrzanja S_a i spektralnog pomjeranja S_d , koji predstavljaju maksimalne vrijednosti ubrzanja i relativnog pomjeranja sistema sa jednim stepenom slobode usljed određenog faktora prigušenja. Ove vrijednosti dobijaju se uz pomoć izraza (5.1) i (5.2):

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha} \quad (5.1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{rk}}{PF \cdot \phi_{rk}} \quad (5.2)$$

Gdje su:

W -ukupna težina mosta;

Δ_{rk} -horizontalno pomjeranje rasponske konstrukcije;

ϕ_{rk} -amplituda osnovnog tona vibracija rasponske konstrukcije;

α i PF - koeficijenti modalne mase i modalni faktor participacije prvog tona koji se računaju na sljedeći način:

$$\alpha = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_i)/g]^2}{[\sum_{i=1}^N \omega_i/g][\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_i^2)/g]} \quad (5.3)$$

$$PF = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_i)/g}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_i^2)/g]} \right] \quad (5.4)$$

ϕ_i predstavlja amplitudu osnovnog tona vibracija u čvoru i . Ovdje je za mostove B u krivini, a budući da je faktor participacije efektivnih modalnih masa za pojedine tonove bio manji od 80%, korišćeno SRSS pravilo za kombinovanje amplituda pojedinih tonova vibracija, za dobijanje amplitude ϕ_i potrebne za sračunavanje α i PF .

Nakon transformisanja krive kapaciteta u dijagram pomjeranje- ubrzanje (ADRS format), potrebno je i elastični spektar pretvoriti u isti oblik, radi njihovog preklapanja na istom grafiku. Za ovu analizu korišćeni su 5% prigušeni elastični spektri zemljotresa sa povratnim periodom od $T=95g$. (označen kao zemljotres EQ2) i $T=475g$. (EQ1), kako su oni dati EN 1998-1. Za transformaciju ovih spektara u formu ubrzanje-spektralno pomjeranje, ordinate elastičnih spektara su transformisane korišćenjem (5.5):

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g \quad (5.5)$$

Ovako transformisani spektar naziva se elastični spektar odgovora.

Tačka performanse, ili očekivano spektralno pomjeranje za određeni nivo zemljotresa, predstavlja presjek spektra kapaciteta i spektra odgovora. Kako je već rečeno, elastični spektar odgovora mora biti redukovan na neelastični spektar odgovora, da bi se uzela u obzir disipacija energije koja potiče od histerezisnog ponašanja konstrukcije nakon tačke tečenja. Postoje različiti prijedlozi generisanja neelastičnog spektra. U ovom istraživanju biće korišćena procedura generisanja neelastičnog spektra koju su predložili *Reinhorn (1997)* i *Krawinklera i Nassara (1992)*. Ovakav način redukcije predstavlja poboljšanje u odnosu na proceduru datu u ATC-40, i predložena je i od strane *Banerjee i Shinozuke*, u prilagođenoj metodi spektralnog kapaciteta za konstrukcije mostova.

Prema ovoj proceduri vrijednosti neelastičnog spektralnog pomjeranja i spektralne akceleracije mo se dobiti primjenom izraza 5.6 i 5.7:

$$S_d^{in} = \frac{S_d^e}{R} \left[1 + \frac{1}{c} (R^c - 1) \right] > \frac{S_d^e}{R} \quad (5.6)$$

$$S_d^{in} = \frac{S_d^e}{R} \left[1 + \alpha_{PY} \frac{1}{c} (R^c - 1) \right] \quad (5.7)$$

Gdje je:

S_d^e i S_a^e -elastično spektralno ubrzanje i pomjeranje;

R - faktor redukcije definisan kao odnos maksimalne elastične sile i sile tečenja ($R=Q_e/Q_y$);

α_{PY} - postelastični koeficijent ojačanja konstrukcije (procenat od nagiba elastične grane u bi-linearnom dijagramu spektra kapaciteta).

Konstantu c , definisanu preko (5.8), formirali su *Krawinkler i Nassar*:

$$c = \frac{T_0^a}{1+T_0^a} + \frac{b}{T_0} \quad (5.8)$$

T_0 je inicijalni period vibracija konstrukcije, a faktori a i b prikazani su u tabeli 5.10.

Tabela 5.10. Koeficijenti koje su predložili *Krawinklera i Nassar (1992)*

α_{PY} (%)	A	B
0	1	0,42
2	1	0,37
10	0,8	0,29

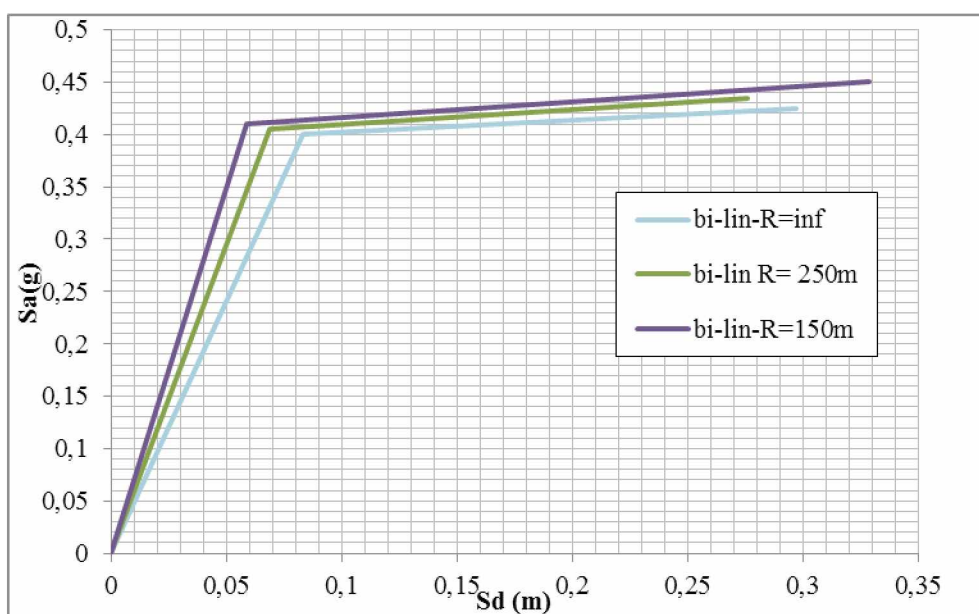
Na kraju presjek spektra kapaciteta i neelastičnog spektra odgovora predstavlja spektralno pomjeranje (S_d) za razmatrani nivo zemljotresa.

Za primjenu ove procedure potrebno je za svaku konstrukciju mosta prethodno generisati bi-linearnu reprezentaciju krive kapaciteta radi određivanja faktora redukcije R . Princip koji je usvojen je da elastični period vibracija predstavlja inicijalni period vibracija konstrukcije mosta, a da se bi-linearna aproksimacija traži balansiranjem površina iznad i ispod krive kapaciteta.

Dobijeno spektralno pomjeranje se transformiše u pomjeranje rasponske konstrukcije nad stubom, primjenom izraza (5.9):

$$S_d \cdot PF \cdot \phi_{rk} = \Delta \quad (5.9)$$

Spektar kapaciteta u bi-lineranoj formi za mostove u pravcu i krivini $R=250m$, odnosno $R=150m$ prikazan je na slici 5.9.

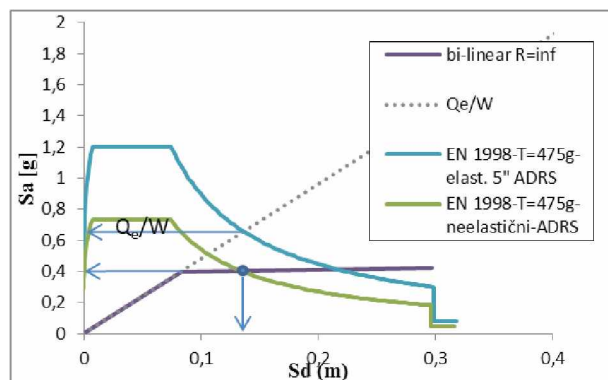


Slika 5.9. Spektar kapaciteta za most B-poprečni pravaci krivine $R=\infty$, $R=250m$ i $R=150m$

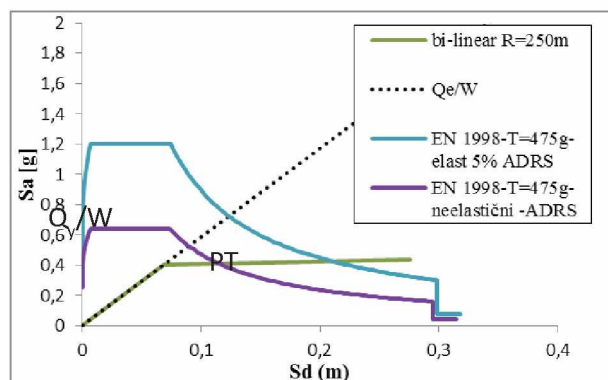
Bi-linearna aproksimacija krive kapaciteta spektra urađena je uz pretpostavku da je elastični period vibracija jednak inicijalnom periodu vibracija konstrukcije mosta. Određivanje sile tečenja proisteklo je iz uslova balansiranja površina iznad i ispod bi-linarnog dijagrama. Postoje i drugi načini za bi-linearnu aproksimaciju krive kapaciteta, odnosno spektra kapaciteta. Tako prijedlog bi-linearne aproksimacije dat u *FEMA 273 (1997)* koji efektivnu krutost sistema zamjenjuje sa sekantnom krutošću za vrijednost sile koja je na nivou od 60% sile tečenja, ovdje nije razmatran. Prema

HAZUS MH-MR5 takav bi način doveo do precjenjivanja pomjeranja prije granice tečenja, pa su preporuke iz HAZUS MH-MR5 ovdje usvojene kao orijentir. Ovo je važno naglasiti jer u ovom postupku rezultati značajno zavise i variraju u zavisnosti od sračunate, odnosno pretpostavljene elastične krutosti sistema.

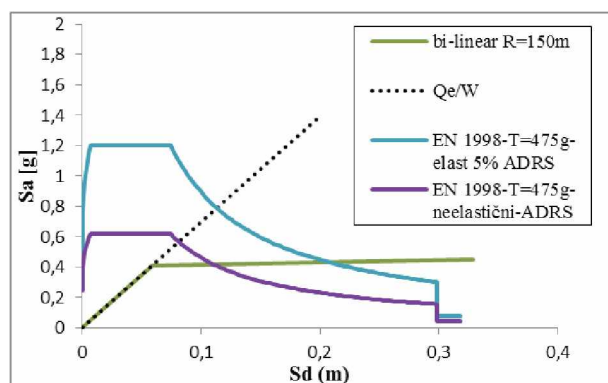
Grafički postupak računanja tačke performanse ili očekivanog spektralnog pomjeranja za nivo zemljotresa sa povratnim periodom od 475g. (EQ1) prikazan je na slici 5.10.



(a)

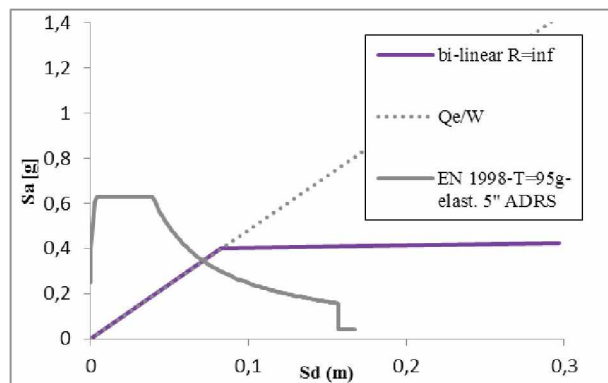


(b)

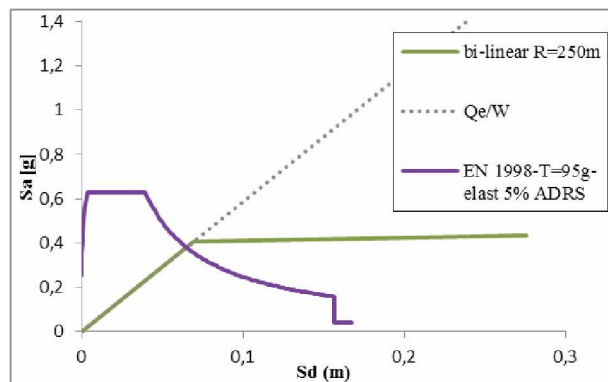


(c)

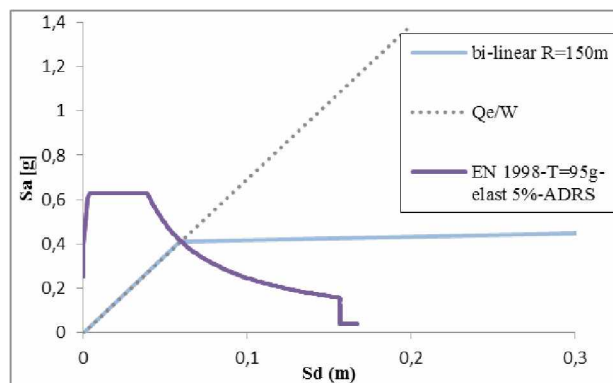
Slika 5.10. Sračunavanje tačke performanse (PT) za most tip B u poprečnom pravcu, bez zakošenja stubova i zemljotres EQ1: (a) $R = 150$ m (b) $R = 250$ m i (c) $R = \infty$



(a)



(b)



(c)

Slika 5.11. Sračunavanje tačke performanse (PT) za most tip B u poprečnom pravcu, bez zakošenja stubova i zemljotres EQ2: (a) $R=150m$ (b) $R=250m$ i (c) $R=\infty$

Rezultati metode spektra kapaciteta za most B u poprečnom pravcu, bez zakošenja stubova prikazani su u tabeli 5.11, kao i : tačke performanse, zahtijevana duktilnost pomjeranja, pomjeranja konstrukcije u trenutku tečenja, pomjeranja u trenutku prekoračenja kapaciteta rotacije (ULS) i kapaciteti duktilnosti pomjeranja. Rezultati CMS prikazani su za dva analizirana nivoa zemljotresa (EQ1- sa povratnim periodom od $475g$. i EQ2- sa povratnim periodom od $95g$.). Uz ove podatke u tabeli su navedeni i prvi tonovi vibracija u poprečnom pravcu, kao i procenat efektivnih

modalnih masa u navedenom tonu. Prikazana su i stvarna pomjeranja nad stubom S1, dobijena iz spektralnog pomjeranja a pomoću izraza (5.9).

Tabela 5.11. Sumirani rezultati metode spektra kapaciteta

Most B poprečno	Karakteristike konstrukcije			Tačke performanse-pomjeranja (m)		Pomjeranja i duktilnosti			Zahtijevana duktilnost	
	R (m)	T(s)	Efektivne modalne mase (%)	EQ1 EQ2		Pomjeranje-tečenje(m)	Pomjeranje-Uls (m)	duktilnost	EQ1 EQ2	
	inf	0,860	90	0,117	0,063	0,072	0,186	2,58	1,63	0,87
	250	0,857	84	0,112	0,059	0,072	0,200	2,78	1,56	0,83
	150	0,849	75	0,114	0,062	0,064	0,208	3,25	1,78	0,96

Kako je ranije utvrđeno kapaciteti duktilnosti pomjeranja konstrukcije rastu sa smanjenjem radijusa krivine. Takođe, i zahtjevi za duktilnošću pomjeranja se povećavaju sa smanjenjem radijusa krivine za oba nivoa zemljotresa (od 10% do 25% za EQ2, odnosno EQ1). Za zemljotres sa povratim periodom od 95g. konstrukcija ostaje u linearnom području rada. Veća nelinearna ponašanja, kako je očekivano, javljaju se za jači intenzitet zemljotresa i kapaciteti konstrukcije nisu prekoračeni.

Utvrđeno je da se vrijednosti pomjeranja (tačke performanse) u trenutku dostizanja kapaciteta rotacije smanjuju sa smanjenjem radijusa. Ovo ukazuje na veću osjetljivost mostova u krivini gdje i pri nižim vrijednostima pomjeranja može doći do prekoračenja kapaciteta presjeka. Takođe, i prvo tečenje nastaje pri nižim vrijednostima pomjeranja za most u krivini u odnosu na most u pravcu (12,5% niža vrijednost pomjeranja pri tečenju ostvaruje se kod mosta u krivini 150m u odnosu na most u pravcu).

5.4. ANALIZA UTICAJA RADIJUSA HORIZONTALNE KRIVINE NA POVREDLJIVOST MOSTA

U ovom potpoglavlju je analizirana povredljivost mostova tipa B sa ciljem ocjene uticaja radijusa horizontalne krivine (tj. centralnog ugla zakrivljenosti θ) na povredljivost konstrukcije. Za te potrebe analizirani su mostovi, bez zakošenja stubova, tj. sa stubovima koji imaju radijalan položaj za slučaj mosta u krivini. Tri vrijednosti

krivine su razmatrane: most u pravcu (što odgovara beskonačnoj vrijednosti radijusa krivine), $R=\infty/\theta=0^\circ$ i mostovi u krivinama sa $R=250\text{m}/\theta=25^\circ$ i $R=150\text{m}/\theta=40^\circ$.

Za generisanje krivih povredljivosti, korišćene su nelinearna statička analiza i nelinearna dinamička analiza. Postupak konstrukcije krivih povredljivost biće dat u narednim djelovima rada.

5.5. METODOLOGIJA KONSTRUISANJA KRIVIH POVREDLJIVOSTI PRIMJENOM NSA

Postupak formiranja probabilističkog modela za ocjenu seizmičke povredljivosti razmatranih konstrukcija mostova, korišćen u ovom radu je sljedeći:

1. Izabrano je $n=38$ zapisa zemljotresa koje karakterišu izabrani parametri uslova tla, magnitude i rastojanja od rasjeda i za svaki zemljotresni zapis formiran je elastični SRSS spektar odgovora sa 5% prigušenja. SRSS elastični spektri odgovora svakog zapisa transformisani su u dijagrame spektralno pomjeranje-spektralno ubrzanje (ADRS spektre-detaljnije u 5.3). Za izabranu mjeru intenziteta n zemljotresnih zapisa je skalirano na $m=9$ intenziteta.
2. Generisani su nelinearni modeli i sprovedene su nelinearne statičke analize. Dobijene krive kapaciteta su transformisane u spektre kapaciteta.
3. Za svaki od $n \times m$ zapisa sračunata su $n \times m$ spektralna pomjeranja kao rezultat presjeka spektra kapaciteta i neelastičnog spektra odgovora.
4. Definisani su kapaciteti deformacija konstrukcije.
5. Generisane su krive povredljivosti za razmatrana stanja oštećenja.

Izbor mjere intenziteta je vrlo važan korak u probabilističkoj seizmičkoj analizi konstrukcija. Dobrom mjerom intenziteta smatra se ona mjera koja je praktična i efikasna. Efikasnost mjere intenziteta mjeri se standardnom devijacijom rezultata logaritma razmatranog odgovora konstrukcije (EDP) u odnosu na varijaciju analizirane mjere intenziteta (IM). Ove analize sprovedene su u poglavlju 4 gdje je pokazano da su mjere koje zavise od karakteristika konstrukcije najuspješnije mjere.

HAZUS baza iz koje se samo za elementarne podatke o konstrukciji mosta i godini izgradnje izvode parametri povredljivosti mostova, ne zasniva se, logično, na

mjeri koja zavisi od karakteristika konstrukcije (npr. perioda vibracija). Ova baza daje parametre krivih povredljivosti za 28 kategorija mostova u odnosu na spektralno ubrzanje u $1s$. Međutim, krive povredljivosti čiji se parametri nalaze u ovoj bazi dio su istraživanja koje su sproveli *Mander i Bazos (1999)*. Ovi autori predložili su krive povredljivosti u zavisnosti od PGA. Vrijednosti medijana PGA iz pomenutog istraživanja, nepromijenjene nalaze se i u HAZUS bazi. Pretpostavlja se da je vrijednost spektralnog ubrzanja u $T=1s$ izjednačena sa PGA. Izvedene krive povredljivosti u HAZUS bazi takođe su dobijene primjenom nelinearne statičke metode.

U ovom istraživanju za mjeru intenziteta izabrano je maksimalno ubrzanje tla PGA. Iako je ranije pokazano da PGA mjera nije najdjelotvornija mjera, ovdje će ipak biti korišćena, a motiv je uporedivost rezultata sa rezultatima drugih istraživača i postojećih baza koje najčešće daju krive povredljivosti u odnosu na mjeru PGA.

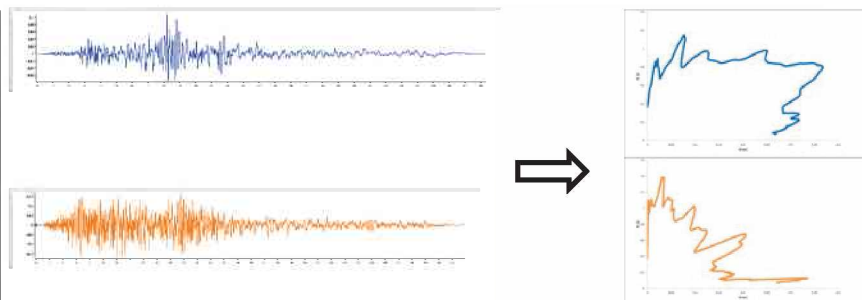
U ovom istraživanju za odgovor konstrukcije razmatrano je pomjeranje vrha srednjeg stuba dobijeno iz spektralnog pomjeranja koje predstavlja tačku performanse za svaki razmatrani zapis. Dobijanje tački performansi u postupku metode spektralnog kapaciteta detaljno je prezentovano u 5.3. Iz dobijenih spektralnih pomjeranja i izvedenih stvarnih pomjeranja (fizičkih pomjeranja), dobijene su ostvarene maksimalne vrijednosti duktilnosti pomjeranja. Duktilnost pomjeranja sračunata je kao odnos maksimalnog ostvarenog pomjeranja vrha stuba i pomjeranja u trenutku početka tečenja. Ovaj parametar odgovora konstrukcije je dalje nazvan indeksom oštećenja (IO).

Kapacitet konstrukcije je analiziran razmatranjem veze sila-pomjeranje i određene su kvalitativne i kvantitativne granice razmatranih stanja oštećenja preko indeksa oštećenja (IO).

Šematski prikaz postupka za generisanje krivih povredljivosti prikazan je na slici 5.12.

Kako je o izboru zapisa zemljotresa, nelinearnoj statičkoj analizi i određivanju odgovora konstrukcije pomoću metode spektralnog kapaciteta bilo riječi ranije u prethodnim poglavljima, nadalje biće riječi o definisanju graničnih stanja, određivanju kapaciteta konstrukcije i postupku generisanja krivih povredljivosti u smislu statističke i probabilističke obrade podataka.

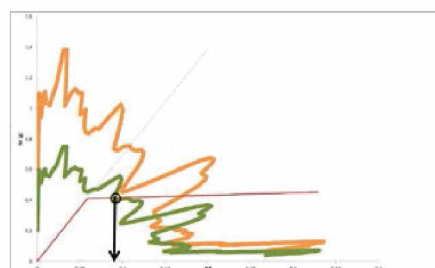
Set zapisa i transformacija u ADRS format



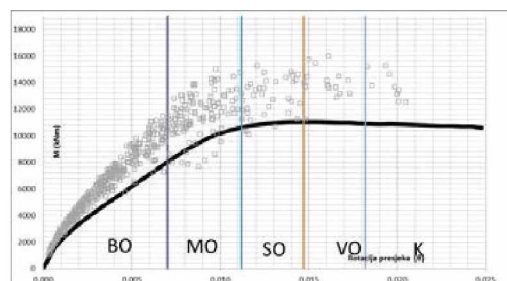
Nelinearne statičke analize-spektar kapaciteta



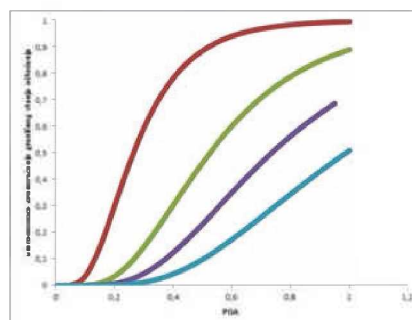
Određivanje odgovora konstrukcije



Određivanje kapaciteta konstrukcije



Krive povredljivosti



Slika 5.12. Šematski prikaz postupka generisanja krivih povredljivosti primjenom CSM

5.5.1. Definisanje graničnih stanja oštećenja na kvalitativan i kvantitativan način

Definisanje graničnih stanja oštećenja važan je korak u postupku generisanja krivih povredljivosti koje predstavljaju vjerovatnoću dostizanja i prekoračenja razmatranih nivoa oštećenja za određeni nivo intenziteta zemljotresa. Definisanje graničnih stanja oštećenja direktno utiče na pouzdanost i uporedivost izvedenih krivih povredljivosti. Svako granično stanje oštećenja vezuje se i za nivo funkcionalnosti konstrukcije mosta u post-zemljotresnom periodu.

Postoje različiti načini kvalitativnog i kvantitativnog definisanja graničnih stanja oštećenja, a svode se na povezivanje deformacija konstrukcije ili njene komponente sa nivoom oštećenja. Do deformacija konstrukcije ili elemenata može se doći ocjenom lokalnog ili globalnog parametra odgovora konstrukcije (EDP). Pravilan izbor EDP-a nije jednostavan zadatak i vrlo je bitno da postoji dobra korelacija između oštećenja i izabranog parametra odgovora. Neki od načina definisanja graničnih stanja dati su u potpoglavlju 1.2, u pregledu literature.

U ovom istraživanju je razmatrano 5 stanja oštećenja: stanje bez oštećenja (*BO*), stanje malih oštećenja (*MO*), stanje srednjih oštećenja (*SO*), stanje velikih oštećenja (*VO*) i stanje blizu loma (kolapsa) (*K*). Ova granična stanja u najvećoj mogućoj mjeri poklapaju se sa stanjima definisanim u EN 1998-3. Stanja *MO*, *VO* i *K* preklapaju se sa stanjima definisanim u EN 1998-3 i to sa stanjima : ograničenjem oštećenja-DL (*engleski: Damage Limitation*), značajim oštećenjem -SD (*engleski: Significant Damage*) i stanjem blizu loma-NC (*engleski: Near Collapse*) respektivno. U odnosu na stanja oštećenja definisana evropskim propisom ovdje je analizirano još jedno međustanje - stanje srednjih oštećenja *SO*.

Za svako od stanja oštećenja i izabrani parametar odgovora konstrukcije, potrebno je definisati kvantitativni i kvalitativni opis granica stanja oštećenja.

Stanje bez oštećenja (*BO*) je stanje u kojem podužna armatura nije počela da teče. U zoni bez oštećenja *BO*, veličine prslina su jako male i sama funkcionalnost mosta nije ni u jednom trenutku ugrožena.

Od trenutka početka tečenja podužne armature do trenutka prvog prevazilaženja maksimalne dilatacije za neutegnuti beton u krajnjem vlaknu poprečnog presjeka stuba, smatra se da u konstrukciji vlada stanje malih oštećenja (*MO*). U ovom stanju

oštećenja u stubovima se javljaju male prsline i dolazi do odljuskavanja manjih površina zaštitnog sloja. Konstrukcija je u dobrom stanju, a potrebne mjere sanacije su kozmetičke prirode.

Kada se u stubovima prevaziđe maksimalna dilatacija neutegnutog betona ali su rotacije presjeka i dalje manje od $3/4$ kapaciteta rotacije čvora stuba θ_{um} , smatra se da je konstrukcija ušla u stanje srednjih oštećenja. Kapacitet rotacije presjeka sračunat je prema EN 1998- dio 3 i dat je izrazom (5.11). U ovoj zoni dolazi do propagacije prsline i odljuskavanja umjerenih površina zaštitnog sloja betona stubova.

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot 0,03^v \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \quad (5.11)$$

Gdje su :

γ_{el} - faktor koji za primarne seizmičke elemente uzima vrijednost 1,5m;

h - visina poprečnog presjeka;

$L_v = M/V$ - odnos momenta i smičuće sile u krajnjem presjeku;

ω, ω' - mehanički procenti armiranja podužnom, zategnutom i pritisnutom armaturom;

f_c, f_{yw} - čvrstoća na pritisak i granica razvlačenja poprečne armature u MPa podijeljena sa faktorom pouzdanosti 1,35;

ρ_{sx} - procenat poprečne armature paralelno pravcu opterećenja;

α - faktor efikasnosti poprečne armature.

Nakon prevazilaženja stanja srednjih oštećenja konstrukcija ulazi u oblast velikih oštećenja (VO), u stubovima se dešava veće odljuskavanje zaštitnog sloja, podužna i poprečna armatura su potpuno vidljive (izložene). Značajne deformacije se dešavaju u konstrukciji i moguće je da konstrukcija pretrpi takva oštećenja u kojima sanacija nije ekonomski opravdana ni tehnički izvodljiva.

Konačno, nakon prekoračenja vrijednosti kapaciteta rotacije θ_{um} , sračunate pomoću izraza (5.11), konstrukcija ulazi u oblast loma ili totalnih oštećenja gdje su deformacije u stubovima takve da mogu da dovedu do loma u rasponskoj konstrukciji.

Konstrukcija ima vrlo malu zaostalu bočnu krutost. Ovo stanje oštećenja po opisu odgovara stanju oštećenja koje je u EN 1998-2 naznačeno kao „stanje blizu loma“ (K).

Uz gore navedene kriterijume stanje blizu loma se smatra da je dostignuto ako je ostvaren bilo koji od sljedećih uslova: prekoračenje maksimalne dilatacije utegnutoog betona u jezgru presjeka stuba, što bi značilo mrvljenje betonskog jezgra u stubovima; prekoračenje kapaciteta smičuće sile; prekoračenje dužine naližeganja rasponske konstrukcije nad oporcima u iznosu od 0,6m. Kapacitet nosivosti stubova na smicanje sračunat je prema EN 1998-3 izraz (5.12).

$$V_R = \frac{1}{1.15} \left[\frac{D-x}{L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})\right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (5.12)$$

Gdje je:

D - prečnik stuba;

x -visina pritisnutog dijela presjeka;

N -normalna sila pritiska;

L_v -odnos momenta i smičuće sile (M/V);

A_c -površina utegnutoog dijela poprečnog presjeka;

f_c -pritiska čvrstoća betona;

ρ_{tot} -koeficijent armiranja podužnom armaturom;

V_w -doprinos poprečne armature.

Prekoračenje smičuće nosivosti, lom betonskog jezgra i prekoračenje dužine naližeganja su stanja (parametri) koja su kontrolisana samo za stanje blizu loma (K), jer se radi o krtim i iznenadnim lomovima koji mogu nastati u konstrukciji.

Vrijednost dužine naližeganja rasponske konstrukcije nad oporcima odgovara minimalnoj dužini naližeganja koju je potrebno obezbijediti prema AASHTO (1996), a

za koju se podrazumijeva da je obezbijeđena kod analiziranih tipova konstrukcija. I ovaj parametar kontrolisan je u ovom istraživanju samo za krajnje granično stanje oštećenja.

Definicija graničnih stanja oštećenja definisanih od strane autora u ovom radu data je u tabeli 5.12. Značenje vrijednosti $\varepsilon_{cu,1}$, $\varepsilon_{cu,c}$ i ε_y dato je u poglavlju 3.

Tabela 5.12. Opis stanja oštećenja

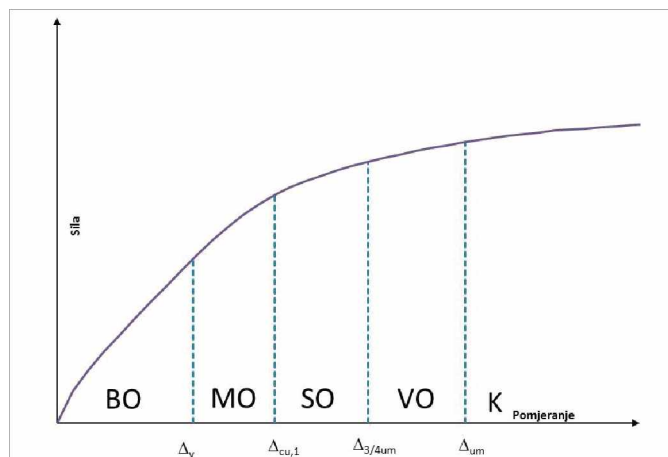
Stanje oštećenja	Opis stanja	Opis popravki	Kriterijum
Bez oštećenja BO	Slabo vidljive prsline;	Bez popravki:	$\varepsilon_s < \varepsilon_y$
Mala oštećenja MO	Male prsline ;	Moguće kozmetičke popravke;	$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ i $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu,1}$
Srednja oštećenja SO	Otvorene prsline, početak odljuskavanja zaštitnog sloja betona;	Minimalne popravke;	$\varepsilon_c > \varepsilon_{cu,1}$ i $\theta < 3/4 \theta_{um}$
Velika oštećenja VO	Veoma široke prsline, izložena armatura, izražena propagacija odljuskavanja zaštitnog sloja;	Popravke koje možda nisu ekonomski i tehnički opravdane;	$3/4 \theta_{um} < \theta < \theta_{um}$
Blizu loma K	Lokalni lom, izbočavanje armature, lom poprečne armature, drobljenje jezgra betona, velika pomjeranja rasponske konstrukcije nad oporcima	Zamjena komponenata mosta ili mosta u cjelini	$\theta > \theta_{um}$ ili $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu,c}$ ili <i>pomjeranje nad oporcima</i> $> 0,6m$ ili $V > V_R$

5.5.2. Kvantitativan opis graničnih stanja oštećenja preko duktilnosti pomjeranja

Nakon kvalitativnih i kvantitativnih opisa stanja oštećenja na dijagramu sila–pomjeranje (P-Δ) za srednji stub označene su tačke koje odgovaraju razmatranim stanjima oštećenja: *BO*, *MO*, *SO*, *VO* i *K* (Tabela 5.12.). Dijagram P-Δ prikazan je na slici 5.13.

Trenutak početka tečenja podužne armature u stubu označen je prvom isprekidanom vertikalnom linijom na dijagramu P-Δ (slika 5.13.). Pomjeranje vrha stuba u trenutku prvog tečenja je označeno sa Δ_y . Zona između prve i druge isprekidane linije predstavlja zonu malih oštećenja (*MO*). Gornja granica za stanje oštećenja *MO* je definisana kao vrijednost pomjeranja u trenutku kada krajnje vlakno neutegnuto

betona dostigne vrijednost $\varepsilon_{cu,1}$ (poglavlje 3). Između druge i treće isprekidane linije nalazi se zona srednjih oštećenja (SO). Gornja granica srednjih oštećenja predstavlja vrijednost pomjeranja kada je rotacija presjeka stuba jednaka $\frac{3}{4}$ kapaciteta rotacije presjeka stuba ($\frac{3}{4}\theta_{um}$). Kada rotacija presjeka stuba dostigne vrijednost između $\frac{3}{4}\theta_{um}$ i θ_{um} konstrukcija se nalazi u oblasti velikih oštećenja-oblast između treće i četvrte isprekidane linije na P- Δ dijagramu. Nakon prekoračenja rotacije θ_{um} – što odgovara pomjeranju Δ_{um} , smatra se da je konstrukcija ušla u oblast blizu loma.



Slika 5.13. Sila-pomjeranje dijagram sa naznačenim granicama razmatranih stanja oštećenja: bez oštećenja, mala oštećenja, srednja oštećenja, velika oštećenja i stanje blizu loma

Ako se ostvarena pomjeranja vrha stuba u pojedinim granicama stanja oštećenja normalizuju sa vrijednošću pomjeranja na početku tečenja dobijaju se duktilnosti pomjeranja IO (izraz 5.13). Vrijednosti IO na početku svakog graničnog stanja na osnovu rezultata NSA za sva tri tipa analiziranih konstrukcija, dati su tabeli 5.13.

$$IO = \mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (5.13)$$

Tabela 5.13. Vrijednosti indeksa oštećenja za most tipa B na granicama stanja oštećenja

Stanje oštećenja	Oštećenja	Indeks oštećenja IO
BO	Bez oštećenja	<1
MO	Mala oštećenja	1-1,6
SO	Srednja oštećenja	1,6-2,1
VO	Velika oštećenja	2,1-2,6
K	Lom	>2,6

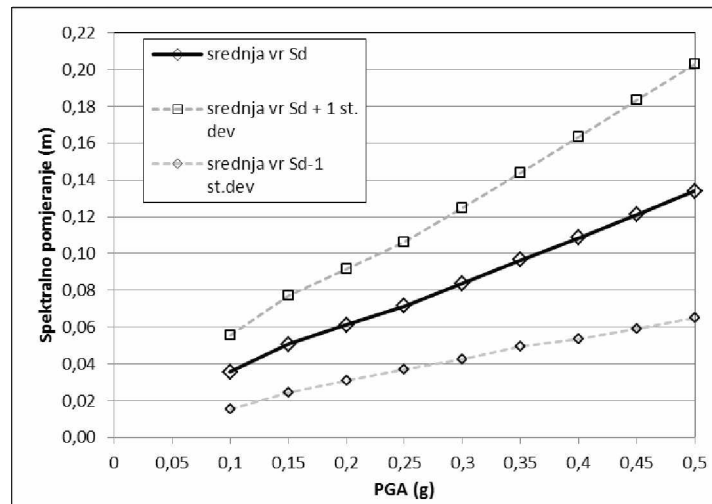
U analizama povredljivosti prezentovanim u narednim poglavljima kao parametar odgovora konstrukcije razmatran je maksimalni ostvareni nivo IO koji predstavlja maksimalnu ostvarenu duktilnost pomjeranja vrha stuba. Izbor ovog parametra je opravdan činjenicom da je seizmički odgovor konstrukcije upravo zavisi od performansi srednjih stubova. Rasponska konstrukcija ostaje u elastičnom domenu, i u njoj se ne očekuju oštećenja, a krajnji stubovi su masivne konstrukcije koje bi takođe trebale da ostanu u elastičnom području rada. Postoje studije koje su dokazale da jedan od oblika loma može nastati u tlu iza oporaca. Velike deformacije u tlu iza oporaca i lom tla nije predmet ovog istraživanja.

U analizama u kojima je korišćena metoda spektralnog intenziteta indeksi oštećenja IO izračunati su iz ostvarenih spektralnih, odnosno stvarnih fizičkih pomjeranja vrha stuba za svaki zapis pojedinačno. Pomjeranja su računata na osnovu sprovedenih analiza u poprečnom pravcu mosta. U slučaju korišćenja NDA vrijednosti pomjeranja (maksimalne i na početku tečenja) su dobijene direktno iz analize vremenskog odgovora konstrukcije za svaki zapis pojedinačno. Takođe su i u ovim analizama razmatrana ostvarena pomjeranja u poprečnom pravcu.

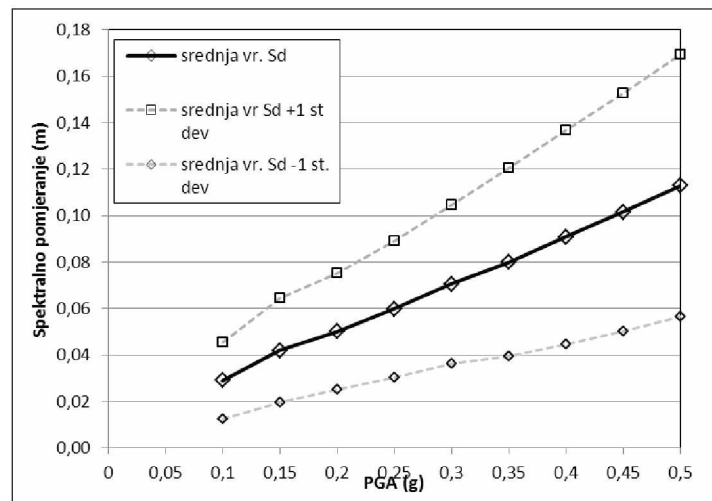
5.5.3. Statistička i probabilistička analiza rezultata NSA i metode spektralnog kapaciteta

Za most tip B, most sa dvojnim kružnim stubovima, za tri vrijednosti horizontalne krivine izvršene su prethodno nelinearne statičke analize. Ukupno 38 zapisa transformisano je u elastične dijagrame spektralno ubrzanje-spektralno pomjeranje (ADRS format). Svaki zapis je skaliran po amplitudi na ukupno 9 intenziteta PGA (0,1g, 0,15g, 0,2g, 0,25g, 0,3g, 0,35g, 0,4g, 0,45g, 0,5g), što znači da je jedan tip konstrukcije analiziran za ukupno 342 zapisa zemljotresa, odnosno sprovedeno je 1026 analiza na ukupnoj populaciji ispitivanih mostova. Za svaki nivo intenziteta zemljotresa iz presjeka neelastičnog dijagrama ubrzanje-pomjeranje (detaljnije potpoglavlje 5.3) sračunato je spektralno pomjeranje i na osnovu njega i stvarno fizičko pomjeranje vrha stuba.

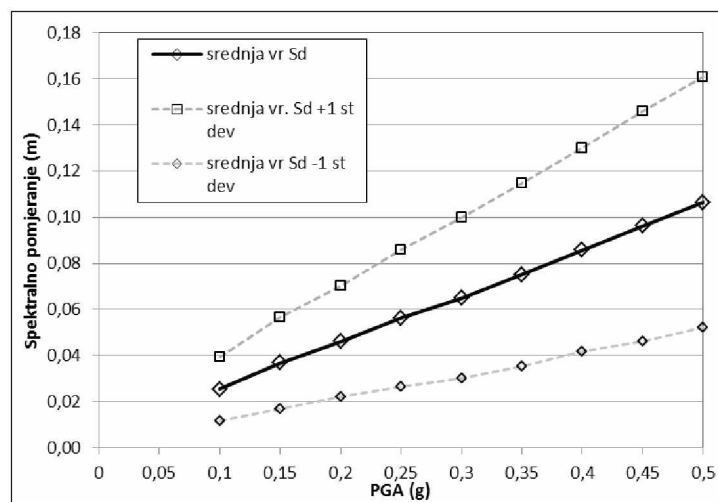
Srednja vrijednost ostvarenih spektralnih pomjeranja, kao i vrijednosti spektralnih pomjeranja plus/minus jedna standardna devijacija, za most B u poprečnom pravcu prikazane su na slici 5.14.



(a) Most B, u pravcu $R=\infty$ / $\theta=0^\circ$



(b) Most B, $R=250m$ / $\theta=25^\circ$



(c) Most B, $R=150m$ / $\theta=40^\circ$

Slika 5.14. Srednja vrijednost, srednja vrijednost +1 standardna devijacija i srednja vrijednost -1 standardna devijacija spektralnog pomjeranja

Utvrđeno je da standardna devijacija rezultata spektralnih pomjeranja raste sa povećanjem PGA (slika 5.14).

Za svako ostvareno spektralno pomjeranje sračunato je i ostvareno pomjeranje vrha stuba za dati nivo zemljotresa, a pomoću izraza 5.14. Na osnovu maksimalnog pomjeranja i pomjeranja na početku tečenja sračunat je IO .

$$Sd = \frac{\Delta_{vs}}{PF \cdot \phi_{vs}} \quad (5.14)$$

Gdje su:

Δ_{vs} pomjeranje vrha stuba;

ϕ_{vs} -amplituda osnovnog tona vibracija u razmatranom čvoru.

Vrijednosti indeksa oštećenja za razmatrane mostove i intenzitete date su u tabelama 5.13. do 5.15.

Tabela 5.13. Vrijednosti indeksa oštećenja za most B i R=inf

Zemljotres ID	0,1g	0,15g	0,2g	0,25g	0,3g	0,35g	0,4g	0,45g	0,5g
164	0,402	0,620	0,807	1,036	1,289	1,434	1,639	1,843	2,048
125	0,735	0,964	1,024	1,253	1,518	1,735	1,976	2,205	2,434
739	0,783	0,940	0,836	0,819	0,831	1,012	1,175	1,277	1,410
57	0,317	0,470	0,639	0,783	0,952	1,084	1,205	1,301	1,554
755	0,265	0,386	0,518	0,639	0,795	0,904	1,024	1,148	1,482
776	0,639	0,976	1,169	1,518	1,795	2,072	2,337	2,590	2,843
810	0,120	0,181	0,241	0,301	0,377	0,440	0,502	0,554	0,627
1010	0,229	0,349	0,458	0,578	0,699	0,819	0,928	1,000	1,060
338	0,867	0,976	0,639	0,747	0,855	0,964	0,831	0,831	0,940
724	0,261	0,386	0,518	0,651	0,783	0,916	1,036	1,157	1,277
126	0,169	0,265	0,349	0,446	0,530	0,614	0,711	0,795	0,892
291	0,745	1,106	0,807	0,807	1,000	1,157	1,301	1,446	1,446
769	0,771	1,181	1,518	1,916	2,289	2,554	3,024	3,373	3,735
302	0,855	1,012	1,349	1,000	0,916	0,952	0,831	0,928	0,952
369	0,639	0,976	1,048	0,964	1,096	1,241	1,398	1,506	1,542
288	0,173	0,260	0,349	0,434	0,518	0,607	0,687	0,783	0,867
339	0,504	0,759	1,000	0,964	1,169	1,361	1,554	1,747	1,940
1009	0,651	0,976	1,554	1,651	2,024	2,398	2,699	3,181	3,518
70	0,651	0,976	0,999	1,241	1,482	1,723	1,952	2,193	2,422
740	0,501	0,752	1,000	1,145	0,904	1,096	1,229	1,386	1,530
587	0,229	0,337	0,451	0,530	0,675	0,783	0,880	1,000	1,120
190	0,067	0,102	0,136	0,169	0,205	0,241	0,265	0,301	0,337
71	0,108	0,169	0,229	0,277	0,349	0,398	0,458	0,518	0,566
88	0,253	0,373	0,498	0,623	0,746	0,867	1,000	1,120	1,253
171	0,169	0,253	0,337	0,422	0,506	0,590	0,675	0,759	0,843
5850	0,429	0,645	0,859	1,000	1,253	1,458	1,578	1,771	1,952
6501	0,257	0,386	0,554	0,699	0,831	0,976	1,108	1,253	1,386
73	0,084	0,133	0,181	0,229	0,265	0,313	0,361	0,398	0,446
78	0,373	0,554	0,707	0,880	1,120	1,241	1,410	1,614	1,771
336	0,398	0,590	0,795	1,000	1,169	1,349	1,542	1,735	1,928
346	0,506	0,807	1,133	1,410	1,675	1,952	2,217	2,470	2,723
360	0,675	0,675	0,687	0,747	0,807	0,819	0,819	0,831	0,863
809	0,145	0,205	0,277	0,349	0,422	0,494	0,566	0,639	0,711
340	0,361	0,542	0,735	0,916	0,940	1,301	1,566	1,747	1,976
49	0,542	0,831	1,072	1,337	1,602	1,855	2,120	2,373	2,627
199	0,747	0,988	1,133	1,518	1,795	2,072	2,337	2,590	2,855
232	0,410	0,614	0,819	1,012	1,217	1,410	1,602	1,759	1,952
142	0,301	0,446	0,602	0,759	0,904	1,048	1,181	1,386	1,482

Tabela 5.14. Vrijednosti indeksa oštećenja za most B i R=250m

Zemljotres ID	0,1g	0,15g	0,2g	0,25g	0,3g	0,35g	0,4g	0,45g	0,5g
164	0,710	0,897	1,087	1,101	1,304	1,507	1,748	1,986	2,203
125	0,696	1,043	1,217	1,072	1,232	1,232	1,333	1,493	1,696
739	0,710	0,986	0,971	0,870	1,029	1,203	1,377	1,551	1,739
57	0,333	0,493	0,667	0,841	1,014	1,029	1,043	1,130	1,232
755	0,304	0,478	0,638	0,783	0,942	1,101	1,232	1,333	1,449
776	0,696	1,043	0,826	0,971	1,101	1,290	1,449	1,623	1,754
810	0,116	0,174	0,238	0,299	0,362	0,420	0,478	0,536	0,594
1010	0,275	0,420	0,551	0,696	0,841	0,971	1,087	1,043	1,203
338	0,783	0,783	0,739	0,855	1,029	1,188	1,362	1,507	1,667
724	0,290	0,435	0,580	0,725	0,870	0,986	1,130	1,275	1,420
126	0,181	0,275	0,362	0,449	0,551	0,638	0,754	0,812	0,913
291	0,667	1,014	0,855	1,000	1,203	1,391	1,551	1,754	1,942
769	0,928	1,174	1,377	1,710	2,043	2,377	2,681	2,986	3,304
587	0,116	0,188	0,246	0,304	0,377	0,435	0,493	0,551	0,623
369	0,652	0,986	0,899	0,971	1,159	1,043	1,188	1,319	1,478
288	0,178	0,267	0,357	0,449	0,536	0,623	0,710	0,797	0,884
339	0,464	0,681	0,913	1,217	1,391	1,652	1,913	2,145	2,246
1009	0,449	0,667	0,884	1,101	1,507	1,754	1,986	2,174	2,478
70	0,594	0,899	1,188	1,493	1,797	2,101	2,420	2,725	3,043
740	0,449	0,681	0,899	1,043	1,116	1,309	1,507	1,710	1,899
587	0,232	0,333	0,449	0,551	0,681	0,797	0,899	1,043	1,116
190	0,070	0,104	0,145	0,174	0,203	0,246	0,275	0,319	0,348
71	0,101	0,159	0,203	0,261	0,304	0,362	0,406	0,464	0,507
88	0,217	0,275	0,362	0,449	0,536	0,623	0,710	0,812	1,101
171	0,188	0,290	0,377	0,478	0,565	0,667	0,754	0,855	0,942
5850	0,406	0,638	0,812	1,029	1,174	1,159	1,319	1,464	1,783
6501	0,333	0,507	0,681	0,841	1,014	0,928	1,072	1,203	1,348
73	0,101	0,159	0,203	0,261	0,304	0,362	0,406	0,464	0,493
78	0,319	0,478	0,638	0,812	1,043	1,058	1,203	1,362	1,522
336	0,493	0,739	0,986	1,232	1,493	1,754	2,014	2,275	2,551
346	0,652	0,971	1,275	1,609	1,768	2,217	2,522	2,768	3,058
360	0,696	0,986	0,841	0,971	1,014	1,174	1,333	1,493	1,638
809	0,145	0,217	0,290	0,362	0,435	0,500	0,580	0,652	0,696
340	0,304	0,449	0,594	0,739	0,899	0,957	1,145	1,420	1,580
49	0,681	1,029	1,362	1,681	2,000	2,348	2,696	2,971	3,275
199	0,754	1,101	1,464	1,812	2,058	2,449	2,710	3,029	3,348
232	0,406	0,609	0,826	0,971	0,957	1,101	1,261	1,406	1,551
142	0,319	0,478	0,638	0,797	0,957	1,101	1,246	1,449	1,551

Tabela 5.15. Vrijednosti indeksa oštećenja za most B i R=150m

Zemljotres ID	0,1g	0,15g	0,2g	0,25g	0,3g	0,35g	0,4g	0,45g	0,5g
164	0,610	0,915	1,034	1,322	1,525	1,746	2,000	2,237	2,475
125	0,712	1,068	1,017	1,085	1,169	1,380	1,566	1,746	1,915
739	0,712	1,017	1,288	1,288	1,237	1,373	1,559	1,746	1,864
57	0,322	0,492	0,678	0,847	1,017	1,068	1,207	1,339	1,475
755	0,339	0,508	0,678	0,864	1,000	1,169	1,322	1,475	1,644
776	0,712	1,000	1,000	1,068	1,288	1,492	1,695	1,864	2,085
810	0,102	0,153	0,220	0,271	0,322	0,390	0,441	0,492	0,542
1010	0,271	0,407	0,542	0,678	0,814	0,966	1,322	1,475	1,627
338	0,644	0,983	1,271	1,627	1,966	2,288	2,627	2,966	3,305
724	0,356	0,525	0,695	0,864	0,915	1,085	1,220	1,390	1,525
126	0,186	0,271	0,356	0,441	0,542	0,627	0,712	0,797	0,898
291	0,576	0,864	0,966	1,169	1,254	1,576	1,797	2,000	2,203
769	0,915	1,356	1,797	2,220	2,627	2,949	3,136	3,441	3,780
587	0,136	0,203	0,280	0,349	0,424	0,475	0,559	0,695	0,763
369	0,593	0,881	0,983	1,492	1,814	2,119	2,441	2,763	3,085
288	0,186	0,288	0,390	0,492	0,576	0,695	0,797	0,881	0,983
339	0,559	0,847	0,915	0,983	0,864	0,983	1,119	1,271	1,407
1009	0,424	0,644	0,864	0,881	1,051	1,203	1,390	1,542	1,695
70	0,729	1,085	1,424	1,814	2,136	2,475	2,814	3,136	3,373
740	0,424	0,644	0,847	1,068	1,288	1,492	1,695	1,898	2,085
587	0,231	0,339	0,458	0,576	0,678	0,814	0,915	1,017	1,153
190	0,081	0,119	0,169	0,203	0,237	0,288	0,322	0,373	0,407
71	0,102	0,153	0,203	0,254	0,305	0,356	0,407	0,458	0,508
88	0,203	0,288	0,390	0,475	0,593	0,678	0,780	0,881	1,254
171	0,271	0,390	0,525	0,661	0,797	0,932	1,153	1,186	1,322
5850	0,424	0,627	0,847	0,966	0,983	1,102	1,254	1,407	1,559
6501	0,288	0,441	0,593	0,729	0,881	1,017	1,169	1,305	1,441
73	0,163	0,169	0,220	0,271	0,322	0,373	0,441	0,492	0,542
78	0,356	0,525	0,712	0,881	0,966	1,085	1,237	1,373	1,542
336	0,627	0,932	1,254	1,542	1,847	2,136	2,424	2,763	3,051
346	0,712	1,034	1,373	1,783	2,051	2,322	2,644	2,932	3,153
360	0,644	0,932	0,983	1,153	1,373	1,559	1,763	1,983	2,169
809	0,119	0,169	0,220	0,288	0,339	0,407	0,458	0,525	0,576
340	0,288	0,424	0,559	0,712	0,847	0,983	1,136	1,254	1,407
49	0,814	0,966	1,475	1,831	2,169	2,525	2,847	3,441	3,797
199	0,746	0,949	0,949	1,136	1,356	1,576	1,780	1,983	2,186
232	0,373	0,559	0,763	0,949	1,136	1,322	1,492	1,678	1,847
142	0,390	0,576	0,763	0,966	1,153	1,339	1,542	1,712	1,898

Pod pretpostavkom da je promjenjiva IO log-normalno raspodijeljena tada je $\ln IO$ slučajna veličina koja ima normalnu raspodjelu, koju karakterišu srednja vrijednost μ i standardna devijacija σ . Srednja vrijednost u aritmetičkom prostoru računa se prema izrazu (5.15) a standardna devijacija prema izrazu (5.16).

$$\overline{IO} = e^{\mu} = e^{\frac{\sum \ln IO}{n}} \quad (5.15)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln IO_i - \mu)^2}{n - 1}} \quad (5.16)$$

Srednje vrijednosti i standardna devijacija $(\overline{IO}, \sigma)$ indeksa oštećenja u poprečnom pravcu za razmatrane mostove prikazane su u tabeli 5.16.

Tabela 5.16. Srednja vrijednost i standardna devijacija indeksa oštećenja za most tip B

Most B									
intenzitet	0,1g	0,15g	0,2g	0,25g	0,3g	0,35g	0,4g	0,45g	0,5g
$R=inf/\beta=0^\circ$									
μ	0,353	0,512	0,636	0,752	0,879	1,014	1,133	1,264	1,395
σ	0,689	0,651	0,595	0,563	0,550	0,546	0,553	0,558	0,557
$R=250m/\beta=25^\circ$									
μ	0,346	0,507	0,626	0,754	0,890	1,008	1,144	1,281	1,426
σ	0,690	0,661	0,601	0,578	0,571	0,564	0,565	0,561	0,562
$R=150m/\beta=40^\circ$									
μ	0,357	0,520	0,664	0,812	0,940	1,090	1,249	1,402	1,559
σ	0,664	0,668	0,623	0,615	0,605	0,597	0,592	0,588	0,582

Za sračunavanje kumulativne vjerovatnoće slučajne promjenljive X , n proizvoljnih vrijednosti slučajne promjenljive (n je broj zapisa po jednom intenzitetu, a slučajna promjenljiva je ostvarena duktilnosti pomjeranja vrha stuba), potrebno je rasporediti od najmanje do najveće vrijednosti. Svako od n sortiranih veličina odgovara kumulativna vjerovatnoća sračunata pomoću izraza (5.17):

$$f(x) = P(X > x) = \frac{j}{N+1} \quad (5.17)$$

Empirijska raspodjela vjerovatnoće slučajne promjenljive X predstavlja skup uređenih parova različitih vrijednosti te varijable i pripadajuće vjerovatnoće. Tako je na dijagramima na slikama 5.15. do 5.17. nizom tačaka, predstavljenih kvadratićima,

prikazana ova raspodjela. Svaka tačka je definisana vrijednostima indeks oštećenja-kumulativna vjerovatnoća sračunata pomoću (5.17).

Ako pretpostavimo da razmatrana slučajna veličina (indeks oštećenja) ima log-normalnu raspodjelu, onda je funkcija gustine vjerovatnoće data izrazom (5.18):

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (5.18)$$

Gdje je μ srednja vrijednost logaritma indeksa oštećenja dobijenih iz analize, a σ standardna devijacija ove veličine.

Funkcija raspodjele vjerovatnoće tada je jednaka:

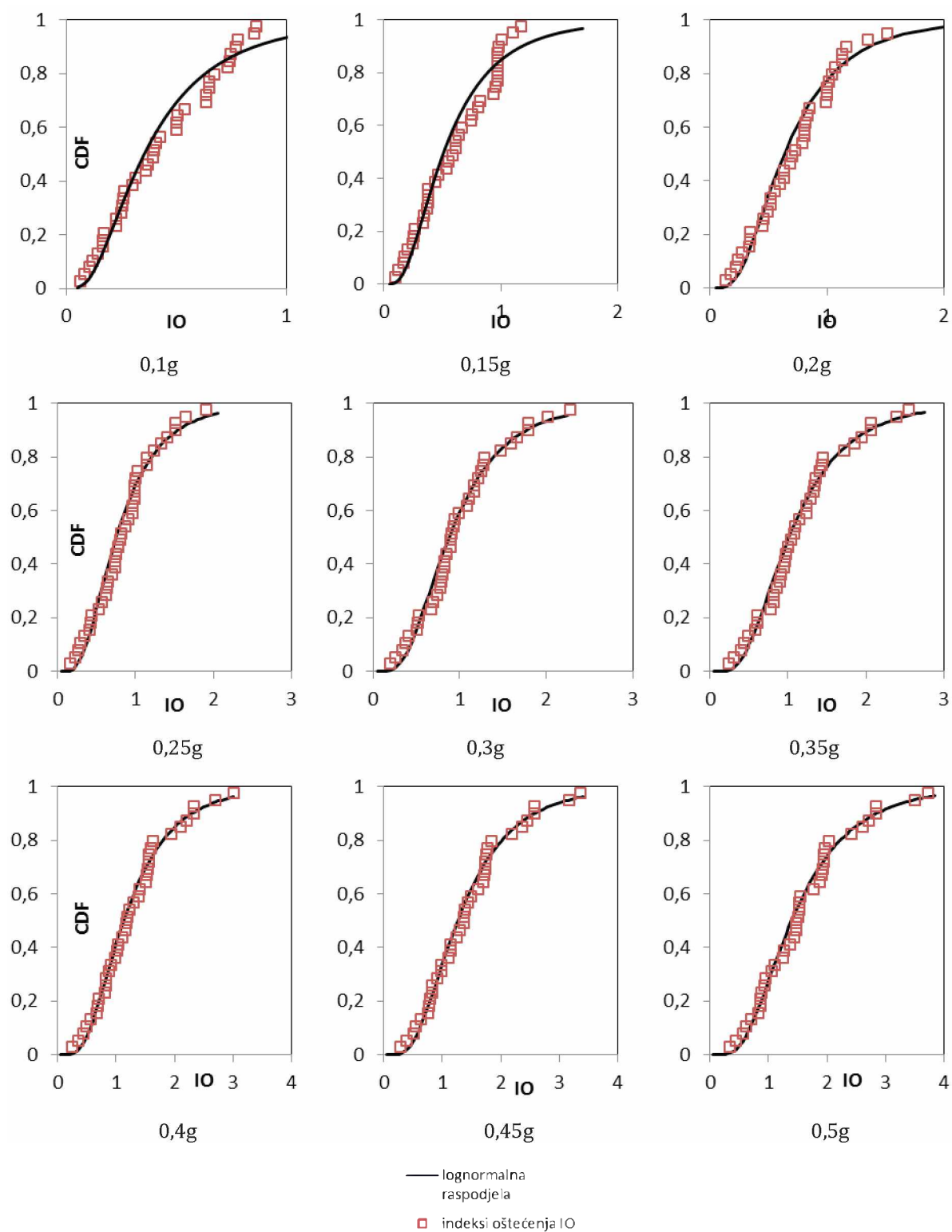
$$F(x) = \int f(x) dx \quad (5.19)$$

Kumulativna raspodjela vjerovatnoće pretpostavljene log-normalne distribucije (CDF) za most B i $R=\inf/\beta=0^\circ$ prikazana je punom linijom na slici 5.15. Utvrđeno je da rezultati analize (tačke na dijagramu) na zadovoljavajući način prate ovu raspodjelu.

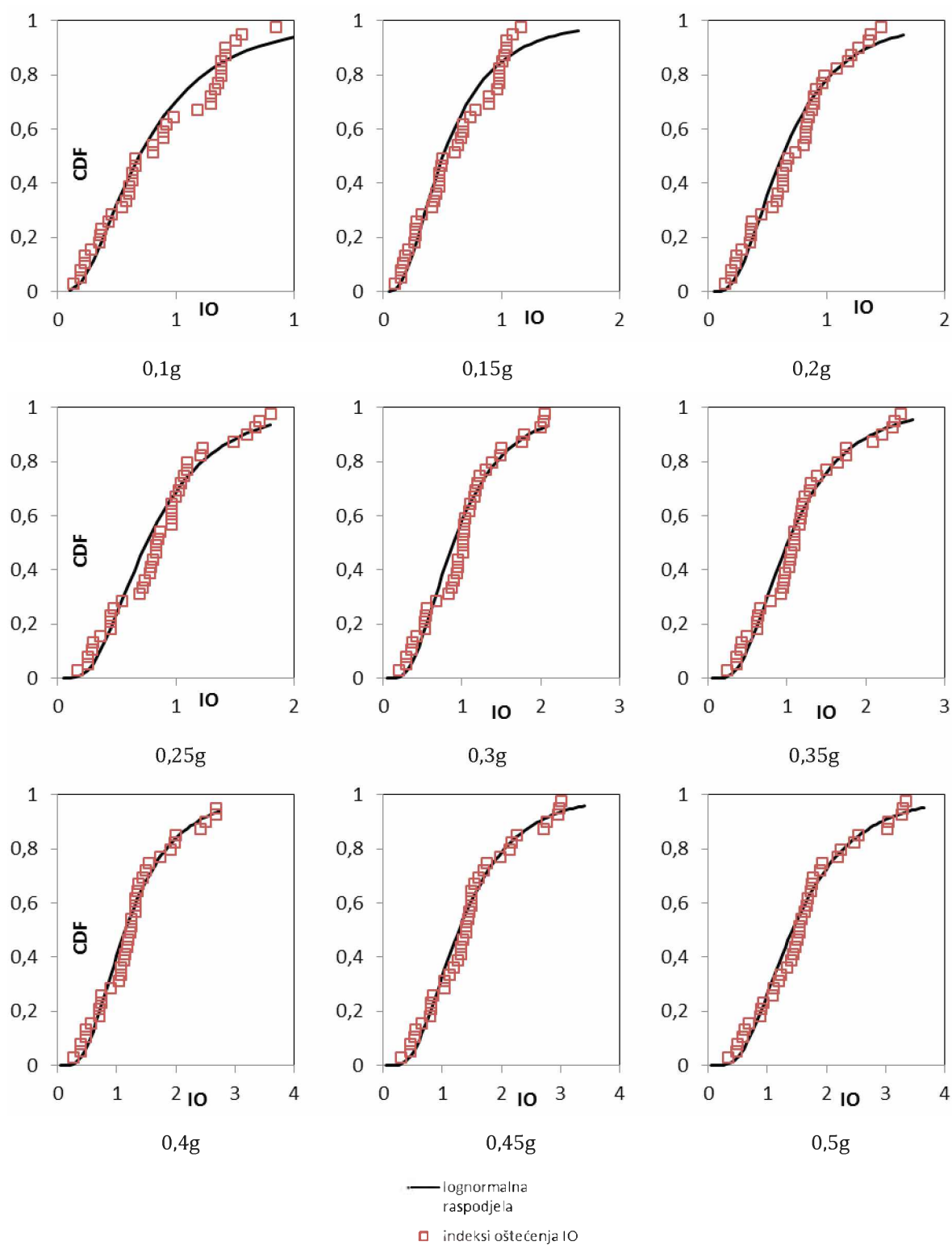
Dijagrami kumulativne raspodjele vjerovatnoće (CDF) za most B i $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$ i $150/\beta=40^\circ$ m prikazani su na slikama 5.16 i 5.17. I ovdje je ustanovljeno da indeksi oštećenja dobro prate log-normalnu raspodjelu.

Funkcije gustine vjerovatnoće (PDF) pojave indeksa oštećenja u poprečnom pravcu za sve tri tipske konstrukcije i pojedine intenzitete prikazani su na slici 5.18. Vjerovatnoća da će *IO* imati vrijednost u zadatom opsegu jednaka je površini ispod PDF krive oivičenoj granicama intervala.

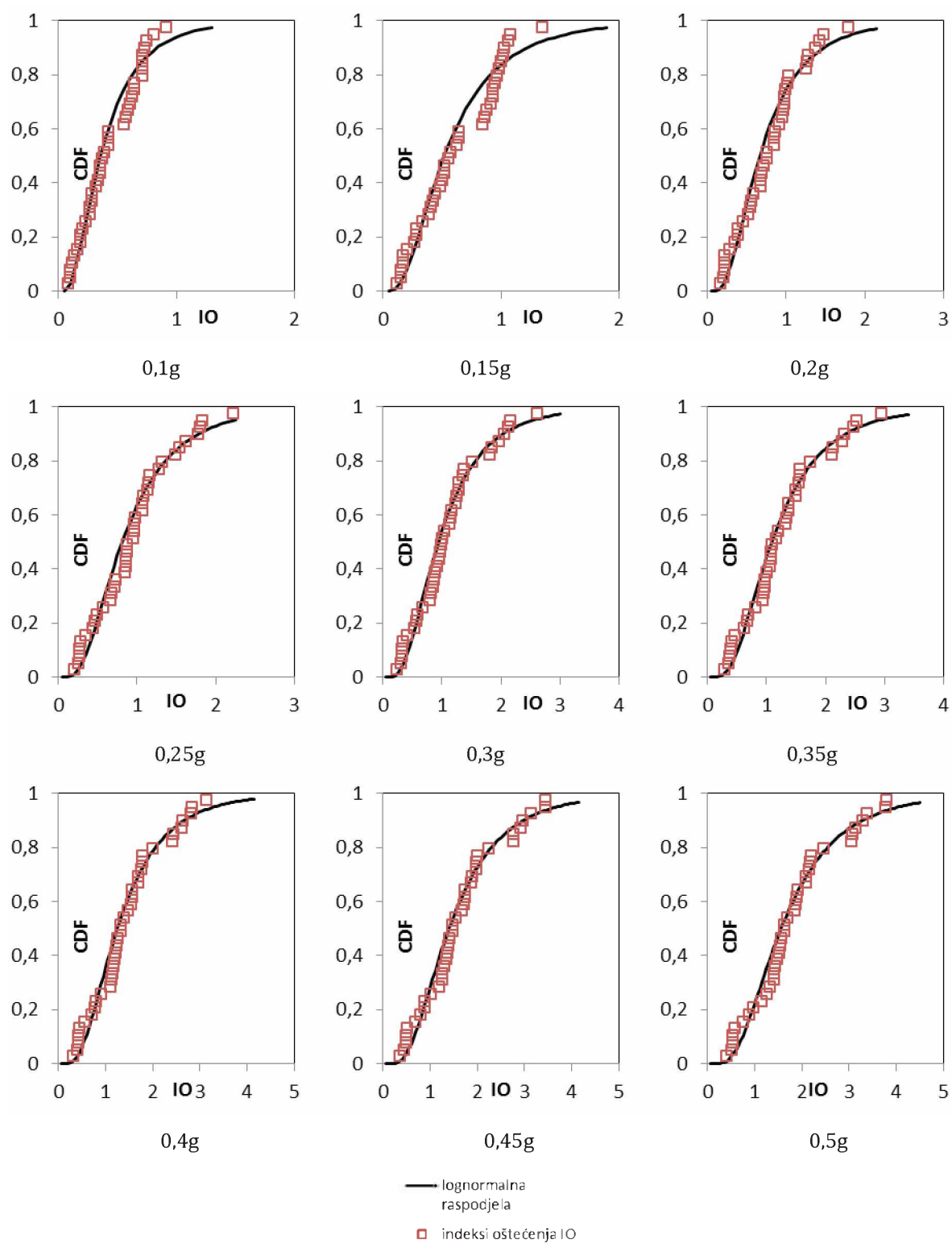
Utvrđeno je da sa opadanjem *R*, odnosno sa porastom β , povećava se očekivana vrijednost *IO* (tabela 5.16. i slika 5.18.). Tako npr. za intenzitet $PGA=0,5g$ očekivane vrijednosti indeksa oštećenja za most u krivini ($\beta=40^\circ$) povećavaju se 11,8% u odnosu na most u pravcu.



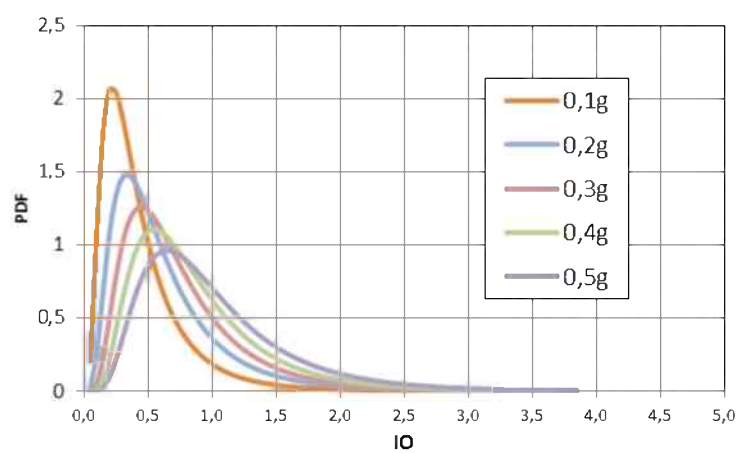
Slika 5.15. Funkcija raspodjele vjerovatnoće indeksa oštećenjaza most B u poprečnom pravcu ($R=\inf/\beta=0^\circ$)



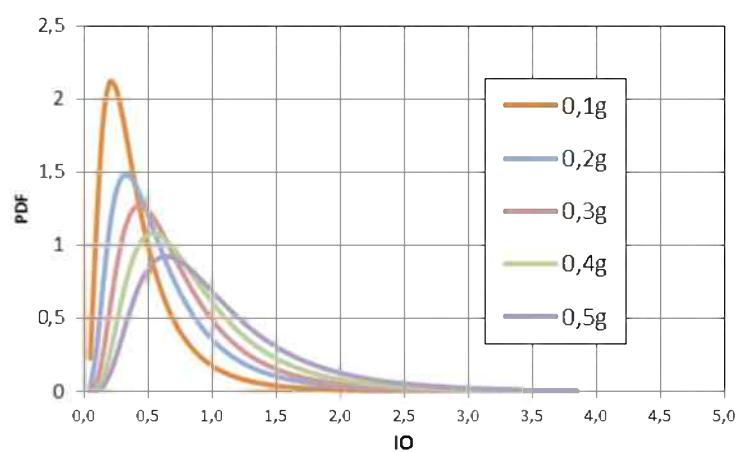
Slika 5.16. Funkcija raspodjele vjerovatnoće indeksa oštećenja za most B u poprečnom pravcu ($R=250\text{m}/\beta=25^\circ$)



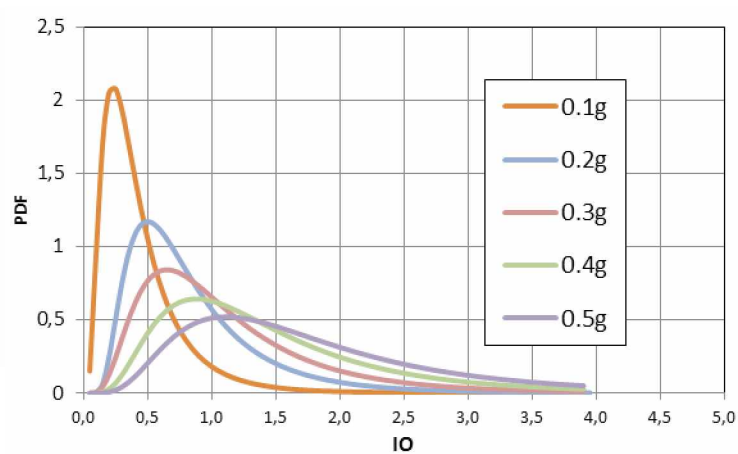
Slika 5.17. Funkcija raspodjele vjerovatnoće indeksa oštećenja za most B u poprečnom pravcu ($R=150\text{m}/\beta=40^\circ$)



$R=\text{inf}/\beta=0^\circ$



$R=250\text{m}/\beta=25^\circ$



$R=150\text{m}/\beta=40^\circ$

Slika 5.18. Funkcija gustine vjerovatnoće pojave IO za mostove tip B

Za svako od stanja oštećenja: mala oštećenja, srednja oštećenja, velika oštećenja i stanje blizu loma, konstruisane su analitičke krive povredljivosti. Krive su izražene preko log-normalne funkcije raspodjele koju karakterišu dva parametra (*Shinozuka i dr., 2003*)- medijana α i log-standardne devijacije s_d . Parametri raspodjele (α i s_d) su određeni primjenom metode očekivanje-maksimizacija koja predstavlja statističku metodu za procjenu parametara raspodjele zasnovane na kriterijumu maksimalne vjerodostojnosti (engelski: *Maximum Likelihood Method*). Suština ove metode je određivanje parametara raspodjele na način da je realizacija uzoraka najveća. Da se krive povredljivosti pojedinih stanja ne bi presijecale međusobno, potrebno je pretpostaviti jednaku vrijednost s_d za sva stanja oštećenja.

U slučaju log-normalne raspodjele analitička kriva povredljivosti za F za stanje oštećenja k , glasi:

$$F(a_i, \alpha_k, \beta) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{a_i}{\alpha_k}\right)}{s_d} \right] \quad (5.20)$$

gdje su :

α_k -medijana funkcije povredljivosti za stanje oštećenja k ;

s_d - log-standardna devijacija;

a_i - intenzitet zemljotresa (PGA);

Φ -standardizovana normalna funkcija raspodjele.

Ocjene parametara raspodjele dobijaju se maksimiziranjem funkcije vjerodostojnosti L . Funkcija vjerodostojnosti je jednaka proizvodu vjerovatnoća realizacije događaja (ovdje: vjerovatnoće da će most dostići ili prekoračiti granično stanje oštećenja k kada je izložen intenzitetu a_i). Da bi se ocijenilo stanje oštećenja u mostu pod dejstvom konkretnog zemljotresa sračunate su vrijednosti IO za svaki pojedinačni zapis i te vrijednosti su upoređene sa vrijednostima na početku graničnih stanja definisanih u tabeli 5.13. Funkcija vjerodostojnosti data je izrazom (5.21)

$$L(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, s_d) = \prod_{k=0}^5 \prod_{i=1}^n [P_{ik}]^{x_{ik}} \quad (5.21)$$

Gdje su:

x_{ik} -operator koji je jednak 1 ako je most dostigao ili prekoračio granično stanje k usljed intenziteta a_i ;

n - broj zemljotresnih zapisa u analizi;

P_{ik} - vjerovatnoća da će most dostići ili prekoračiti granično stanje k usljed intenziteta a_i i te vjerovatnoće za pojedina stanja oštećenja redom iznose:

$$\text{Stanje BO: } k=0 \quad P_{i0} = 1 - \Phi(a_i, \alpha_1, s_d);$$

$$\text{Stanje MO: } k=1 \quad P_{i1} = \Phi(a_i, \alpha_1, s_d) - \Phi(a_i, \alpha_2, s_d);$$

$$\text{Stanje SO: } k=2 \quad P_{i2} = \Phi(a_i, \alpha_2, s_d) - \Phi(a_i, \alpha_3, s_d);$$

$$\text{Stanje VO: } k=3 \quad P_{i3} = \Phi(a_i, \alpha_3, s_d) - \Phi(a_i, \alpha_4, s_d);$$

$$\text{Stanje K: } k=4 \quad P_{i4} = \Phi(a_i, \alpha_4, s_d);$$

Parametri povredljivosti dobijeni su maksimiziranjem funkcije vjerodostojnosti L . Oni parametri koji maksimiziraju L maksimiziraju i njen logaritam (izraz (5.22)), pa je numerički lakše optimizovati log funkcije vjerodostojnosti.

$$\frac{d \ln L}{d \alpha_k} = \frac{d \ln L}{d s_d} = 0 \quad \text{za } \forall k \quad (5.22)$$

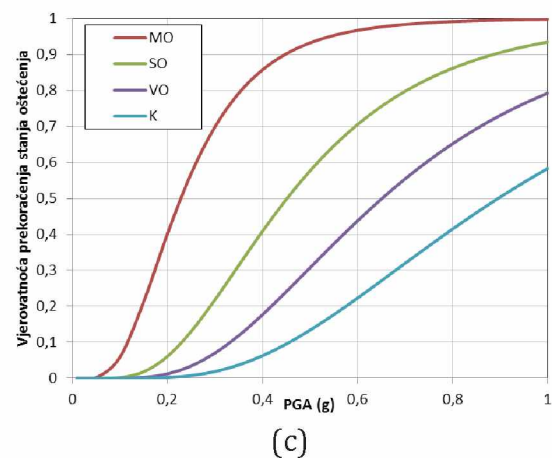
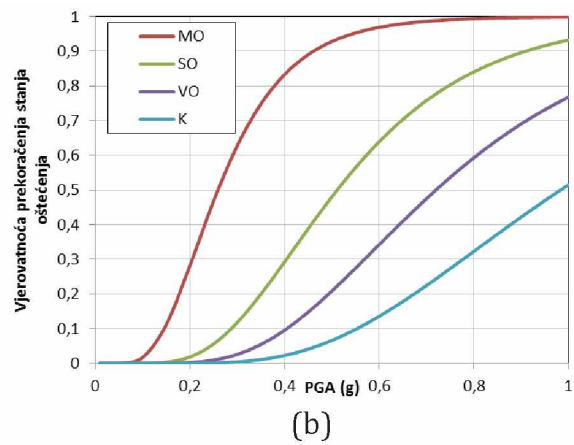
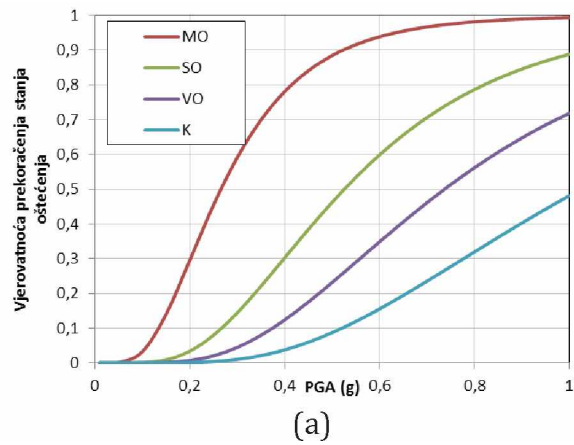
Rezultati (medijane i standardne devijacije) za pojedina stanja oštećenja su prikazani u tabeli 5.17. Medijana PGA predstavlja vrijednost mjere intenziteta zemljotresa za koju je vjerovatnoća prekoračenja početka razmatranog graničnog stanja jednaka 50%. 84%- i 16% fraktil PGA za sve stepene oštećenja prikazani su u tabeli 5.17.

Tabela 5.17. Parametri krivih povredljivosti za most B u poprečnom pravcu

Stanje oštećenja	Parametri krivih povredljivosti		84%-tni	16%-tni
	α	S_d	fraktil	fraktil
Most B, R=inf	PGA (g)		PGA(g)	PGA(g)
Mala oštećenja	0,29	0,482	0,468	0,179
Srednja oštećenja	0,52		0,840	0,320
Velika oštećenja	0,73		1,187	0,453
Lom	1,02		1,657	0,632
Parametri krivih povredljivosti				
Most B, R=250m	α	S_d		
	PGA (g)			
Mala oštećenja	0,28	0,476	0,445	0,172
Srednja oštećenja	0,51		0,822	0,317
Velika oštećenja	0,70		1,130	0,436
Lom	0,95		1,535	0,592
Parametri krivih povredljivosti				
Most B, R=150m	α	S_d		
	PGA (g)			
Mala oštećenja	0,26	0,496	0,423	0,157
Srednja oštećenja	0,47		0,771	0,286
Velika oštećenja	0,65		1,071	0,397
Lom	0,89		1,453	0,539

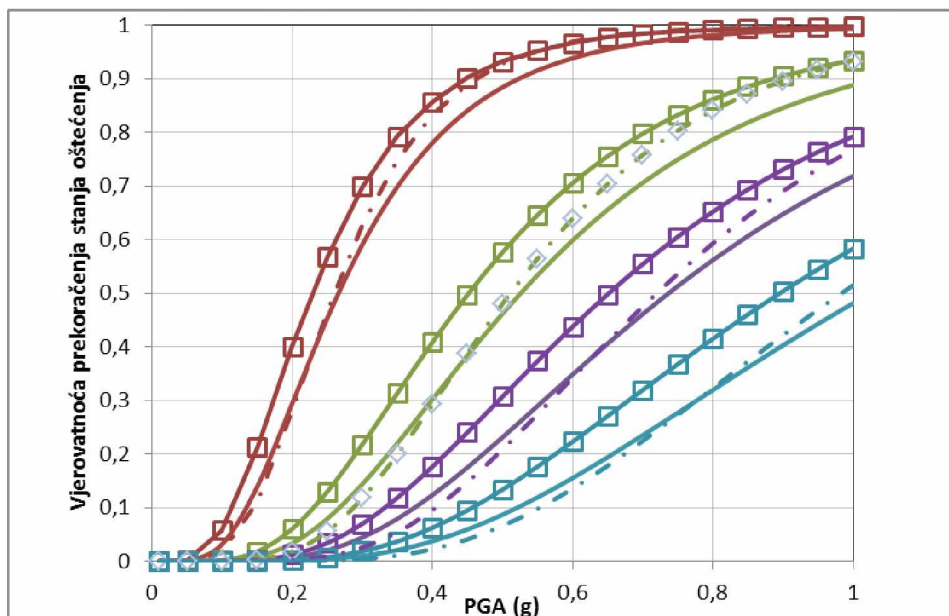
Konstruisane krive povredljivosti prikazane su na slici 5.19. Upoređivanje krivih povredljivosti za varirane vrijednosti ugla zakrivljenosti/radijusa krivine prikazano je na slici 5.20.

Ustanovljeno je da smanjenje radijusa horizontalne krivine uzrokuje povećanje povredljivosti konstrukcije mostova (tabela 5.17. i slika 5.20.). Linijom sa kvadratićima označeni su rezultati za $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$, isprekidanom za $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$, a punom linijom predstavljene su krive za most u pravcu $R=\text{inf}/\beta=0^\circ$.



5.19. Krive povredljivosti u poprečnom pravcu za most B

- (a) u pravcu $R=\infty/\beta=40^\circ$
- (b) u krivini $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$
- (c) u krivini $R=150\text{m}/\beta=0^\circ$



Slika 5.20. Krive povredljivosti u poprečnom pravcu za most B –upoređivanje

Sa krivih povredljivosti se zaključuje da postoji 50% vjerovatnoće da će most B „doživjeti“ mala oštećenja za intenzitet 0,29g ako je u pravcu, odnosno 0,26g ako je u krivini $R=150m/\beta=40^\circ$. Takođe, postoji 50% vjerovatnoće da će most da doživi lom za 1,032g ako je u pravcu, što se smanjuje na 0,89g ako je u krivini. Dakle, smanjenje vrijednosti medijane intenziteta za koje se dešava lom u konstrukciji 7%, odnosno 13% sa povećanjem ugla β na 25° , odnosno 40° , respektivno.

Osim što je utvrđeno da povredljivost raste sa smanjenjem radijusa, ustanovljeno je da se most sa srednjim radijusom zakrivljenosti za niže intenzitete zemljotresa ponaša slično kao most u pravcu, dok se za veće vrijednosti PGA povredljivost povećava i graniči sa vrijednostima mosta u oštrijoj krivini.

5.6. METODOLOGIJA KONSTRUISANJA KRIVIH POVREDLJIVOSTI PRIMJENOM NDA

Postupak, ovdje korišćen, za formiranje probabilističkog modela za konstruisanje krivih povredljivosti upotrebom rezultata nelinearnih dinamičkih analiza je:

1. Izabrano je $n=38$ zapisa od kojih se svaki sastoji od dvije horizontalne komponente. Za izabranu mjeru intenziteta (PGA) n zemljotresnih zapisa je skalirano na $m=5$ intenziteta (0,1g, 0,2g, 0,3g, 0,4g i 0,5g).

2. Generisani su nelinearni modeli mosta za tri razmatrane horizontalne krivine i sprovedene su nelinearne dinamičke analize apliciranjem dvije horizontalne komponente jednog zapisa istovremeno u globalnom X i globalnom Y pravcu.
3. Iz svake od *nxm* analize dobijen je maksimalni odgovor konstrukcije mosta.
4. Definisani su kapaciteti konstrukcije.
5. Generisane su krive povredljivosti za razmatrana stanja oštećenja.

Ukupno 38 zapisa zemljotresa, gdje se svaki zapis sastoji od dvije horizontalne komponente, skalirano je na ukupno 5 intenziteta zemljotresa: 0,1g, 0,2g, 0,3g, 0,4g i 0,5g. Skaliranje zemljotresa je sprovedeno prema *rezPGA* (kvadratni korijen sume kvadrata PGA dvije horizontalne komponente). Horizontalne komponente su aplicirane istovremeno u dva ortogonalna pravca-globalnom X i globalnom Y pravcu uz nasumičan izbor komponentata za pojedini pravac. Prema EN 1998-2 vertikalna komponenta može biti zanemarena ako se most ne analizira za efekte bliskih zemljotresa. *Caltrans (2006)* propisuje da se vertikalna komponenta uzima u obzir ako je PGA na razmatranoj lokaciji veće ili jednako od 0,6g. Postoji više istraživanja koja pokazuju da vertikalna komponenta utiče na promjenu aksijalne sile u stubovima i time utiče na smičući kapacitet, ali i na varijaciju horizontalnog odgovora na mjestima ležišta (*Priestley i dr., 1996*). U ovom istraživanju vertikalna komponenta je zanemarena i ostavljena je za buduća istraživanja ocjena uticaja kombinovanog djelovanja vertikalne i horizontalne komponente na odgovor i povredljivost konstrukcije mostova.

U ovom dijelu istraživanja za odgovor konstrukcije razmatrana je maksimalna ostvarena duktilnost pomjeranja vrha stuba - ranije definisan kao indeks oštećenja *IO* (izraz 5.13). Razmatrane duktilnosti pomjeranja odnose se na pomjeranja u poprečnom pravcu mosta.

Za mjeru intenziteta zemljotresa razmatrana je rezultatna vrijednost PGA dobijena kao kvadratni korijen sume kvadrata PGA vrijednosti horizontalnih komponentata. Šema metodologije konstruisanja krivih povredljivosti primjenom nelinearne dinamičke analize prikazana je na slici 5.20.

Razmatrano je pet graničnih stanja bez oštećenja (*BO*), mala oštećenja (*MO*) srednja oštećenja (*SO*), velika oštećenja (*VO*) i stanje blizu loma (*K*). Granična stanja oštećenja definicija, njihov kvalitativni i kvantitativni opis dati su detaljno u 5.5.1.

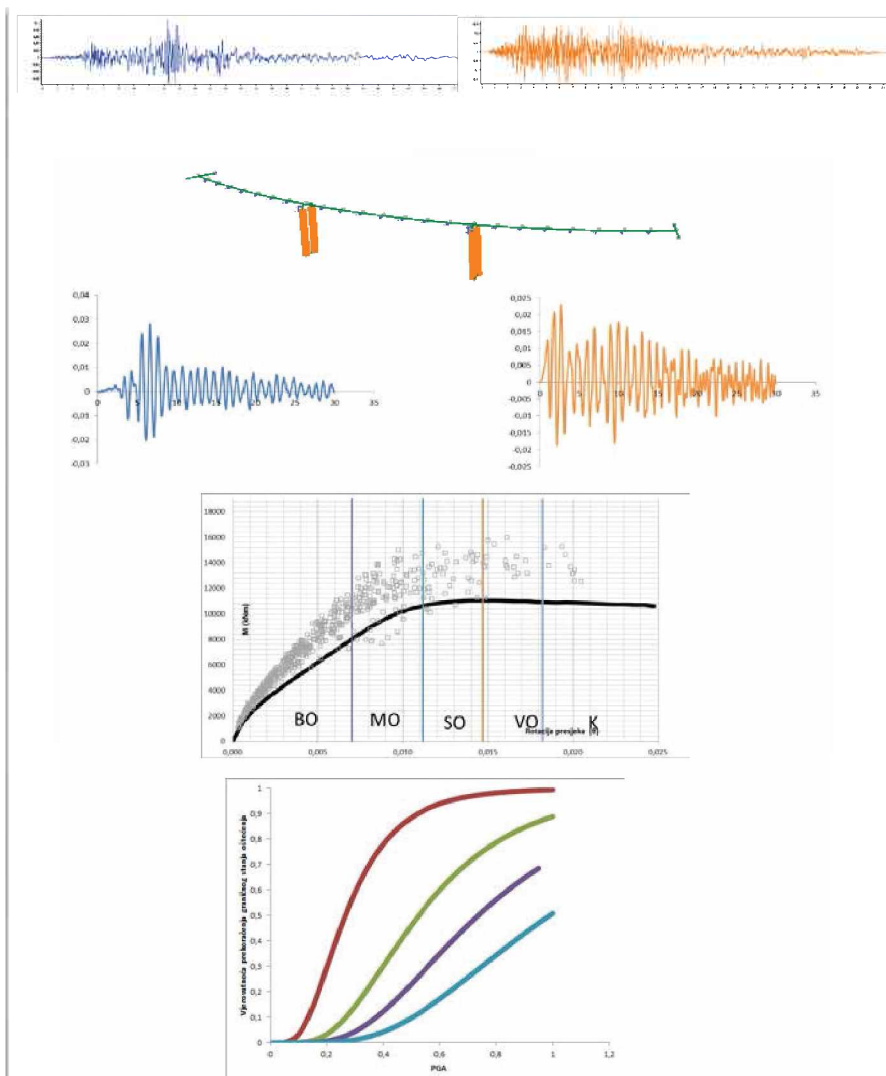
Izabran set
zapisa

Generisanje
linearnog
modela
konstrukcije

Određivanje
odgovora
konstrukcije

Određivanje
kapaciteta
konstrukcije

Krive
povredljivosti



Slika 5.20. Šematski prikaz postupka generisanja krivih povredljivosti primjenom NDA

5.6.1. Statistička i probabilistička analiza rezultata nelinearnih dinamičkih analiza

Nakon izbora i skaliranja zapisa zemljotresa, modeliranja konstrukcija mostova sprovedene su nelinearne dinamičke analize. Ukupno 38 zemljotresa skalirano je na 5 intenziteta što znači da je sprovedeno ukupno 190 analiza za jedan tip konstrukcija, odnosno 570 analiza ukupno za mostove tipa B (tri varirane vrijednosti radijusa krivine). Iz svake analize dobijene su vrijednosti indeksa oštećenja IO . IO je računat za pomjeranja u poprečnom pravcu mosta.

Da bi se odredile maksimalne vrijednosti IO za svaki pojedini zapis potrebno je registrovati maksimalno dostignuto pomjeranje u toku dejstva zemljotresa i vrijednosti pomjeranja na početku tečenja (Δ_y). Maksimalno pomjeranje i pomjeranje na početku tečenja (u slučaju dostizanja dilatacije tečenja u podužnoj armaturi) registrovani su za svaki zapis zemljotresa. U slučaju nedostizanja tečenja u podužnoj armaturi kao pomjeranje na početku tečenja uzeta je srednja vrijednost pomjeranja na početku tečenja iz analiza u kojima podužna armatura teče.

Srednje vrijednosti pomjeranja na početku tečenja, standardne devijacije, granice 95% intervala pouzdanosti i relativna širina intervala pouzdanosti aritmetičke sredine pomjeranja na početku tečenja prikazani su u tabeli 5.18. Gornja i donja granica intervala (L_1 i L_2) u kojem se može naći aritmetička sredina pomjeranja na početku tečenja sa vjerovatnoćom od 95%, sračunate su prema izrazu (5.23). Relativna širina intervala pouzdanosti sračunata je prema izrazu (5.24). Vrijednost $z_{0,975}$ predstavlja vrijednost inverzne CDF funkcije normalne raspodjele.

$$L_{1,2} = \Delta_y \pm z_{0,975} \frac{\sigma_{\Delta_y}}{\sqrt{N}} \quad (5.23)$$

$$i(\%) = \frac{L_2 - L_1}{\Delta_y} \cdot 100 \quad (5.24)$$

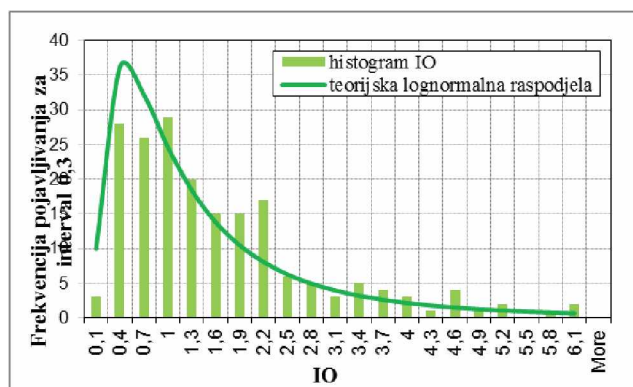
Na osnovu priloženih rezultata može se zaključiti da sa smanjenjem radijusa krivine dolazi i do smanjenja pomjeranja pri kojima se dešava prvo tečenje u armaturi. Relativna širina intervala pouzdanosti koja je manja ili približno jednaka 10% ukazuje na malu i prihvatljivu širinu intervala u kojoj se srednja vrijednost može naći sa velikom pouzdanošću od 95%.

Tabela 5.18. Srednje vrijednosti pomjeranja na početku tečenja iz NDA

Radijus krivine/ugao zakrivljenosti	$\overline{\Delta_y}$	σ_{Δ_y}	L_1	L_2	$i(\%)$
R=inf/ $\theta=0^\circ$	0,0452	0,0123	0,0435	0,0470	7.8
R=250m/ $\theta=25^\circ$	0,0400	0,01514	0,0408	0,00378	10,8
R=150m/ $\theta=40^\circ$	0,0388	0,01512	0,0367	0,0409	11.1

Za dobijene vrijednosti IO , konstruisani su histogrami i pomoću Kolmogorov-Smirnov testa pokazano je da izabrani parametar odgovora konstrukcije ima log-normalnu raspodjelu. Ostvarena raspodjela (histogram IO) i teorijska log-nor-

malna raspodjela odgovora IO za most B u pravcu prikazane su na slici 5.21.



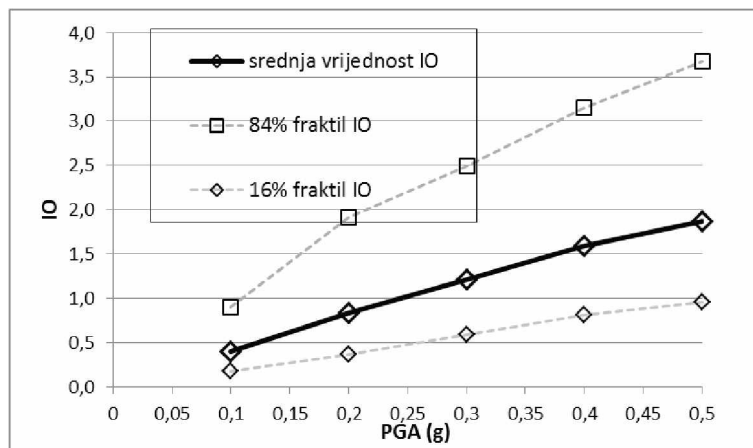
Slika 5.21. Histogram maksimalnog indeksa oštećenja IO i odgovarajuća log-normalna raspodjela za most B u pravcu

Srednje vrijednosti ostvarenih indeksa oštećenja IO za pojedine intenzitete zemljotresa prikazane su u tabeli 5.19. Pod pretpostavkom log-normalne raspodjele IO srednje vrijednosti u aritmetičkom prostoru i standardna devijacija za normalno raspodijeljenu veličinu $\ln IO$ sračunate su prema izrazima (5.15) i (5.16).

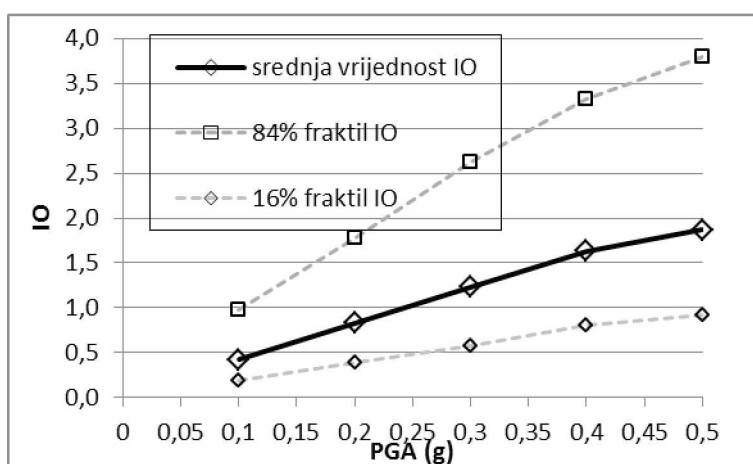
Tabela 5.19. Srednje vrijednosti indeksa oštećenja IO

intenzitet	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g
$R=inf/\beta=0^\circ$					
$\overline{IO}$	0,400	0,831	1,209	1,593	1,874
σ	0,814	0,832	0,723	0,680	0,674
$R=250m/\beta=25^\circ$					
$\overline{IO}$	0,425	0,829	1,234	1,635	1,868
σ	0,834	0,764	0,755	0,708	0,709
$R=150m/\beta=40^\circ$					
$\overline{IO}$	0,405	0,844	1,259	1,742	2,099
σ	0,813	0,812	0,719	0,738	0,724

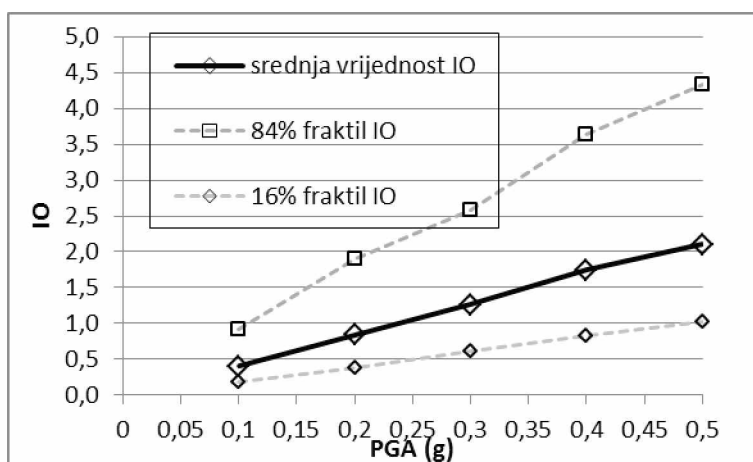
Dijagrami srednje vrijednosti indeksa oštećenja IO za analizirane intenzitete i vrijednosti koje odgovaraju plus/minus jednoj standardnoj devijaciji od medijane prikazani su na slici 5.21(a), b) i (c). Ove vrijednosti se za log-normalnu raspodjelu računaju kao $\exp [\mu \pm \sigma]$, a na osnovu medijane i standardne devijacije sračunate su izrazima (5.15) i (5.16).



(a)



(b)



(c)

Slika 5.22. Srednja vrijednost i 84% i 16% fraktil IO za razne vrijednosti PGA (a) most u pravcu (b) $R=250m/\beta=25^\circ$ (c) $R=150m/\beta=40^\circ$

Ustanovljeno je da sa porastom PGA raste i standardna devijacija IO , kao i da sa porastom ugla β dolazi i do porasta medijane IO . Takođe, uočava se da u aritmetičkom prostoru IO nema simetričnu raspodjelu (slika 5.22).

Dalje, u cilju definisanja vrijednosti IO na pragu graničnih stanja, u svakoj sprovedenoj NDA sračunati su IO koji odgovaraju pomjeranjima na početku graničnih stanja definisanih u potpoglavlju 5.6.1. tabela 5.12. Srednja vrijednost (u aritmetičkom prostoru $\overline{IO}$) i standardna devijacija normalno raspodijeljene veličine $\ln IO$ date su u tabeli 5.20, Pouzdanost srednjih vrijednosti može se ocijeniti relativnom širinom intervala pouzdanosti (L_1, L_2) a granice intervala koji odgovaraju plus/minus jednoj standardnoj devijaciji, odnosno 84% intervalu pouzdanosti računaju se prema izrazu (5.25). Relativna širina intervala računa se kao u izrazu (5.24). Dobijene širine intervala manje su ili približno jednake 10% što ukazuje na zadovoljavajuću pouzdanost intervala u kojima se može naći medijana IO na pragu razmatranih graničnih stanja.

$$L_{1,2} = \overline{IO} e^{\pm \frac{\sigma}{\sqrt{n}}} \quad (5.25)$$

U izrazu (5.25) $\overline{IO}$ je medijana indeksa oštećenja u trenutku prekoračenja razmatranih graničnih stanja oštećenja, a n je broj analiza u kojem je došlo do prekoračenja razmatranih stanja oštećenja. Izvedene vrijednosti su rađene za kompletan objedinjen uzorak mostova tipa B.

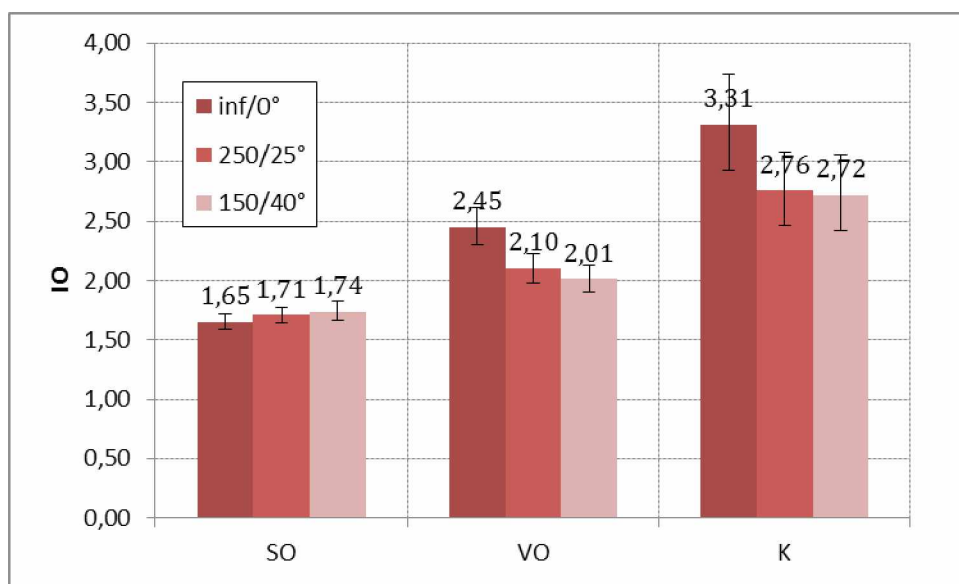
Tabela 5.20. Vrijednosti indeksa oštećenja za most B na granicama stanja oštećenja: Srednjih i velikih oštećenja i za stanje blizu loma (rezultati iz NDA)

Stanje oštećenja	$\overline{IO}$	$\sigma_{\ln IO \text{oštećenja}}$	L_1	L_2	i(%)
SO	1,69	0,32	1,74	1,66	4,92
VO	2,18	0,41	2,25	2,11	6,31
K	2,91	0,62	3,06	2,76	10,31

Srednje vrijednosti $\overline{IO}$ u aritmetičkom prostoru i vrijednosti opsega intervala pouzdanosti za te srednje vrijednosti na početku graničnih stanja, prikazane su pojedinačno za tri mosta na slici 5.23. Uočava se da srednje vrijednosti rastu sa smanjenjem krivine za stanja velikih oštećenja i stanja blizu loma. Za granično stanje srednjih oštećenja, koje odgovara početku oštećenja zaštitnog sloja srednja vrijednost oštećenja ima približno iste vrijednosti, dok za velika oštećenja i stanje blizu loma dolazi do smanjivanja vrijednosti IO kod mostova u krivini u odnosu na mostove u

pravcu (od 14% do 18%). Dakle, značajna oštećenja u mostovima pri smanjenju radijusa krivine dešavaju se na manjim vrijednostima duktilnosti pomjeranja. Za stanje blizu loma uočava se relativno veliki opseg vrijednosti intervala u kojem se može naći srednja vrijednost, za sve analizirane radijuse.

Granice IO na pragu graničnih stanja za potrebe definisanja parametara krivih povredljivosti uzete su kao u tabeli 5.20, a sračunate na uzorku koji čine tri objedinjene tipske konstrukcije zbog veće pouzdanosti sračunatih vrijednosti.



Slika 5.23. Srednje vrijednosti IO za srednja (SO) i velika oštećenja (VO) i stanje blizu loma (K) dobijenih iz NDA

Krive povredljivosti konstruisane su za 5 ranije definisanih graničnih stanja (potpoglavlje 5.5.1.) pod pretpostavkom da se za svako granično stanje kriva povredljivosti može izraziti preko log-normalne funkcije raspodjele kako je dato izrazom (5.18). Ocjene parametara raspodjele, medijane i log-standardne devijacije, dobijaju se maksimiziranjem funkcije vjerodostojnosti L koja je jednaka proizvodu vjerovatnoća realizacije da će most dostići ili prekoračiti granično stanje oštećenja k kada je izložen intenzitetu a_i . Sračunate vrijednosti IO za svaki pojedinačni zapis upoređene su sa vrijednostima na početku graničnih stanja definisanih u tabeli 5.12. i tabeli 5.20. Funkcija vjerodostojnosti data je izrazom (5.19).

Rezultati (medijane i standardne devijacije) za pojedina stanja oštećenja su prikazani u tabeli 5.21. Prikazana medijana predstavlja vrijednost mjere intenziteta zemljotresa za koju je vjerovatnoća prekoračenja početka razmatranog graničnog

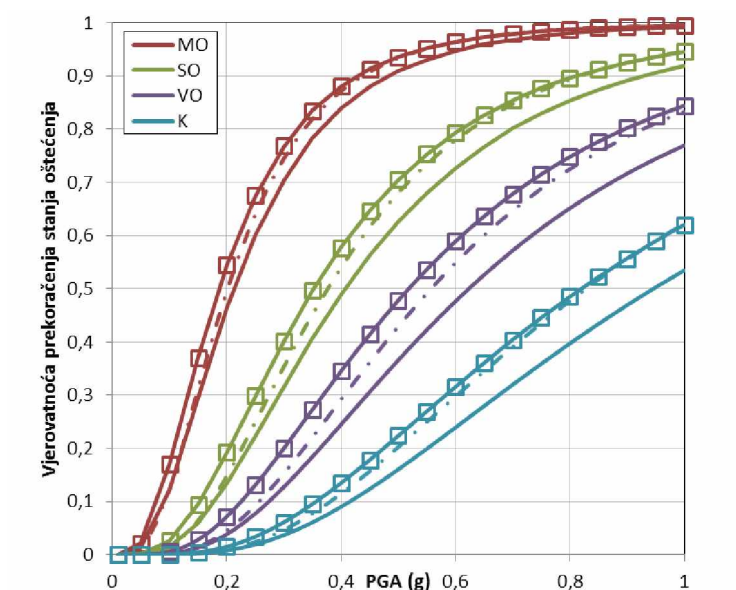
stanja jednaka 50%. I 84% i 16% fraktil PGA za sve stepene oštećenja prikazani su u istoj tabeli. Takođe, u tabeli su date relativne širine 84% intervala pouzdanosti koji odgovara plus/minus jednoj standardnoj devijaciji log-normalno raspodijeljene slučajne veličine. Relativne širine intervala kreću se do 10% i ukazuju na zadovoljavajuću pouzdanost medijane PGA za razmatrana granična stanja.

Upoređivanje krivih povredljivosti za tri varirane vrijednosti radijusa krivine prikazano je na slici 5.24. Utvrđeno je sa slike i iz tabele da sa porastom ugla β , odnosno smanjenjem radijusa zakrivljenosti, dolazi do opadanja medijane PGA za sva razmatrana granična stanja oštećenja. Linije sa kvadratima odnose se na most sa radijusom $R=150\text{m}/\beta=40^\circ$, isprekidana linija za most sa radijusom $R=250\text{m}/\beta=25^\circ$, a puna linija je za most u pravcu.

Ustanovljeno je da smanjenje radijusa krivine, odnosno povećanje ugla zakrivljenosti utiče na povredljivost konstrukcije mosta. Vrijednosti medijane PGA pri kojoj dolazi do pojedinih stanja oštećenja smanjuju se za mostove u krivini u odnosu na mostove u pravcu. Ovim su potvrđeni i rezultati dobijeni primjenom metode spektralnih intenziteta datih u potpoglavlju 5.5. Tako npr. vrijednosti medijane PGA za granično stanje loma opada sa vrijednosti $0,946g$ koliko iznosi za most u pravcu na $0,828g$, odnosno $0,819g$, za mostove u krivini $\beta=25^\circ$ i $\beta=40^\circ$, respektivno. Ovo umanje iznosi 12%, odnosno 13, 4% respektivno.

Tabela 5.21. Parametri krivih povredljivosti za most B

Stanje oštećenja	Parametri krivih povredljivosti		84%fraktil PGA(g)	16% fraktil PGA(g)	i(%)
Most B, R=inf /β=0°	α PGA (g)	s _d			
Mala oštećenja	0,212	0,642	0,403	0,112	9,3
Srednja oštećenja	0,407		0,773	0,214	
Velika oštećenja	0,623		1,184	0,328	
Lom	0,946		1,797	0,498	
Most B, R=250m/ β=25°	Parametri krivih povredljivosti				i(%)
	α PGA (g)	s _d			
Mala oštećenja	0,201	0,605	0,369	0,110	8,7
Srednja oštećenja	0,376		0,689	0,205	
Velika oštećenja	0,557		1,02	0,304	
Lom	0,828		1,516	0,452	
Most B, R=150m/ β=40°	Parametri krivih povredljivosti				i(%)
	α PGA (g)	s _d			
Mala oštećenja	0,185	0,650	0,354	0,096	9,7
Srednja oštećenja	0,347		0,666	0,181	
Velika oštećenja	0,521		0,998	0,272	
Lom	0,819		1,569	0,428	



Slika 5.24. Uporedne krive povredljivosti za mostove sa različitim radiusima za-krivljenosti

Srednje vrijednosti PGA za stanja oštećenja, dobijene po ovim dvijema metodama, razlikuju se od 0,07g do 0,15g i veće su za mostove u krivini u odnosu na mostove u pravcu. Generalno veća povredljivost dobija se na osnovu rezultata nelinearnih dinamičkih analiza za sva stanja oštećenja i sve vrijednosti krivine.

5.6.2. Uticaj rastojanja od rasjeda na parametre krivih povredljivosti

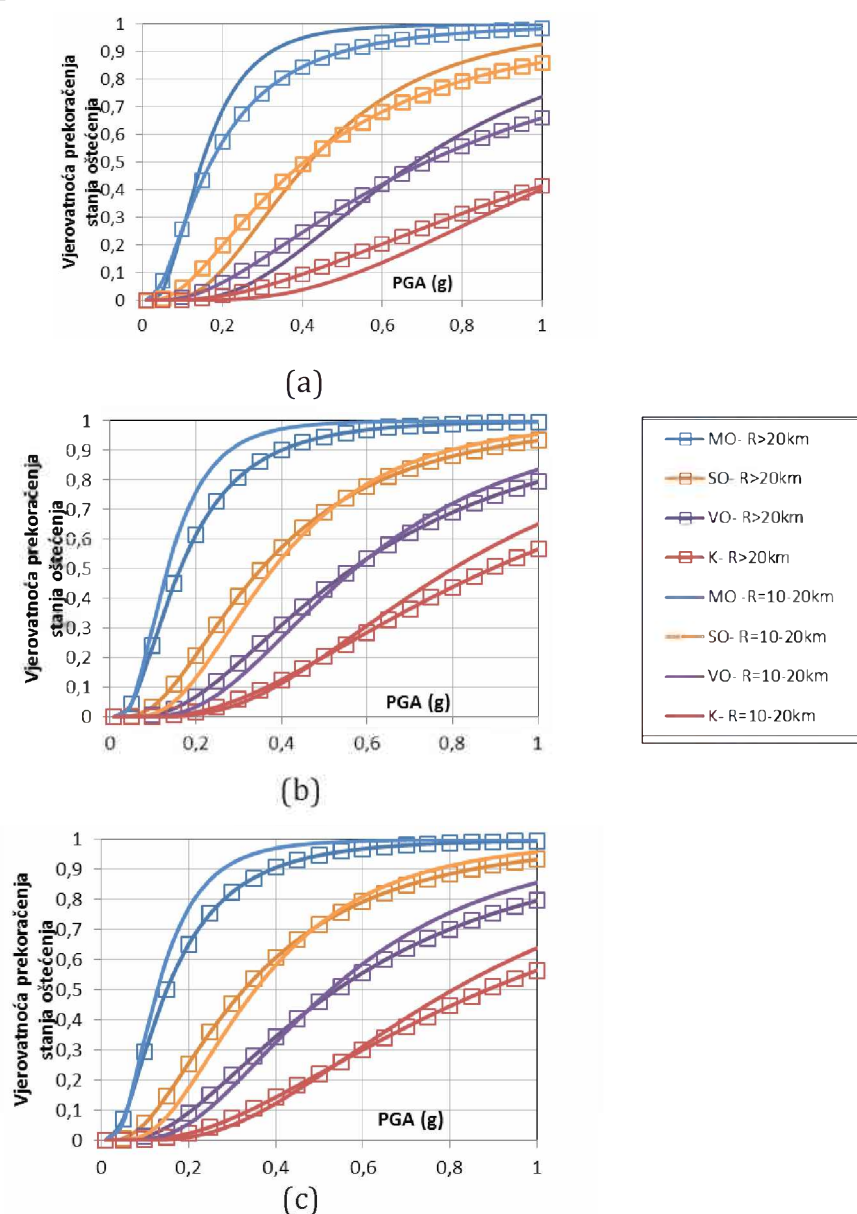
U cilju ocjene rastojanja od rasjeda na parametre krivih povredljivosti, od ranije izabranih zapisa formirana su dva seta zapisa na osnovu čijih odgovora su konstruisane krive povredljivosti. Prvi set čine zapisi sa rastojanjem od rasjeda manjim od 20km i u ovoj grupi ima 13 zapisa. Drugi set od 25 zapisa sačinjavaju zapisi sa rastojanjima od rasjeda većim od 20km. Vrijednosti medijane PGA na početku graničnih stanja oštećenja prikazane su u tabeli 5.22.

Tabela 5.22. Medijane PGA za različite vrijednosti rastojanja od rasjeda R

Rastojanje od rasjeda	R=[10-20km]				R>20km			
Most	BO	MO	VO	K	BO	MO	VO	K
$R=\inf/\beta=0^\circ$	0,15	0,42	0,68	1,16	0,17	0,40	0,71	1,20
$R=250m/\beta=25^\circ$	0,13	0,38	0,57	0,80	0,16	0,35	0,57	0,89
$R=150m/\beta=40^\circ$	0,13	0,35	0,53	0,81	0,15	0,33	0,54	0,89

Krive povredljivosti za različite vrijednosti rastojanja od rasjeda R prikazane su na slici 5.25. Iz tabele 5.22. i slike 5.25. utvrđeno je da, nezavisno od vrijednosti horizontalne krivine, za veće vrijednosti PGA postoji veća vjerovatnoća oštećenja za dejstvo zemljotresa sa malim rastojanjima od rasjeda u odnosu na dejstvo udaljenijih zemljotresa. Međutim, za vrijednosti manje od medijane PGA, koja važi za pojedina granična stanja oštećenja, registruje se veća ili približno jednaka vjerovatnoća oštećenja za udaljene zemljotrese. Tako na primjer za dejstvo zemljotresa sa vrijednošću $PGA = 0,4g$ i R u opsegu od 10 do 20km, vjerovatnoća da će se u konstrukciji mosta u pravcu desiti velika oštećenja iznosi 19%, dok za zemljotres sa većom udaljenošću ta vjerovatnoća iznosi 25%. Razlika u odgovorima za stanja VO i K, za različite vrijednosti udaljenosti od rasjeda, smanjuje se sa smanjenjem radijusa krivine. Tako vjerovatnoća da će stanje VO biti ostvareno iznosi 26%, odnosno 31%, za zemljotrese sa manjom i većom udaljenošću respektivno (mostovi sa $\beta=25^\circ$), odnosno 32% i 34% (mostovi $\beta=40^\circ$).

Na osnovu rezultata prezentovanih u ovom istraživanju može se zaključiti da konstrukcije mostova treba pažljivo analizirati i kada se nalaze na većim udaljenjima od rasjeda kada mogu pokazati istu, ako ne i veću povredljivost u odnosu na mostove na lokacijama relativno blizu rasjeda. Sličan zaključak u seizmičkoj analizi visokih AB zgrada za niže vrijednosti magnituda u svom radu su prezentovali autori *Pejović i Janković (2015)*. Ova se pojava može objasniti činjenicom da niske frekvencije pomjeranja tla, koje sporije slabe tokom propagacije seizmičkog talasa, mogu u konstrukciju mosta unijeti značajna pomjeranja i pobuditi konstrukciju na način da izazovu oštećenja čak i sa većom vjerovatnoćom u odnosu na dejstvo zemljotresa sa visokofrekventnim pomjeranjima karakterističnim za lokacije u blizini rasjeda.



Slika 5.25. Krive povredljivosti za različite vrijednosti rastojanja od rasjeda (a) most u pravcu (b) $R=250m/\beta=25^\circ$ (c) $R=150m/\beta=40^\circ$

5.6.3. Upoređivanje rezultata seizmičke povredljivosti dobijene metodama CSM i NDA

Budući da su u ovom istraživanju korišćene dvije metode za generisanje krivih povredljivosti u ovom potpoglavlju je predstavljeno upoređivanje dobijenih rezultata.

Pomjeranja i indeksi oštećenja dobijeni po obje primijenjene metode prate log-normalnu distribuciju, što je dokazano u potpoglavljima 5.5. i 5.6.

Metodama CSM i NDA utvrđeni su IO za različite vrijednosti PGA (tabele 5.16. i 5.19), kao i srednje vrijednosti i standardne devijacije. Utvrđeno je da se primjenom NDA za iste intenzitete zemljotresa ostvaruju veće vrijednosti IO . Razlike se kreću u rasponu od 13% do 43%. Najmanje razlike javljaju se pri nižim intenzitetima zemljotresa ($0,1g$) i sa porastom intenziteta se one povećavaju.

I vrijednosti IO na početku kontrolisanih graničnih stanja oštećenja računata su prema CSM i NDA (tabele 5.13. i 5.20). IO na početku graničnih stanja određeni pomoću CSM iznose: 1, 1,6, 2,1 i 2,6, dok iz NDA srednje vrijednosti, određene uz malu širinu intervala pouzdanosti, iznose redom: 1, 1,69, 2,18 i 2,91. Utvrđeno je da su razlike najveće za stanje K i iznose oko 10%. Konstatuje se dobro poklapanje sračunatih kapaciteta konstrukcije, izraženih preko duktilnosti pomjeranja, prema različitim metodama.

Krive povredljivosti konstruisane pomoću CSM metode imaju veću vrijednost medijane PGA, i manje vrijednosti log-standardne devijacije, na početku razmatranih graničnih stanja u odnosu na sračunate vrijednosti korišćenjem NDA. To znači da se CSM metodom dobijaju manje povredljivosti mostova u odnosu na analize zasnovane na primjeni NDA. Razlike u medijani PGA na početku graničnih stanja, prema ovim metodama, kreću se između 7% i 29%. Razlike rastu sa smanjenjem krivine. Takođe, utvrđeno je da najmanje razlike u medijani PGA dobija za stanje loma (od 7% do 13%), dok se veća nepoklapanja dobijaju za ostala granična stanja.

Na kraju treba reći da metoda CSM jeste brža i pojednostavljena metoda sračunavanja odgovora konstrukcije usljed dejstva zemljotresa, ali na primjeru analiziranih mostova pokazuje značajna odstupanja u rezultatima dobijenim na osnovu nelinearnih dinamičkih analiza vremenskog odgovora konstrukcije. Ovo se može objasniti nizom pretpostavki uvedenim u metodi CSM (poput konstrukcije bi-linearne aproksimacije spektra kapaciteta ili sračunavanja neelastičnog ADRS spektra), ali

i činjenicom da se samo primjenom NDA mogu uzeti u obzir trodimenzionalni efekti dejstva zemljotresa i odgovora konstrukcije.

5.7. IZVEDENE ZAVISNOSTI PARAMETARA KRIVIH POVREDLJIVOSTI OD UGLA ZAKRIVLJENOSTI

Sve postojeće baze sa podacima o procjeni parametara povredljivosti mostova u krivini ne daju informacije o uticaju radijusa krivine, odnosno ugla zakrivljenosti na povredljivost konstrukcije mostova. S tim ciljem sprovedene su regresione analize na dobijenim srednjim vrijednostima PGA na početku graničnih stanja oštećenja za analizirane uglove zakrivljenosti β . Predložene linije predviđanja mogu se koristiti za aproksimaciju krivih povredljivosti mostova sa dvojnim stubovima i sandučastom rasponskom konstrukcijom uz varijaciju ugla zakrivljenosti u ispitanom opsegu od 0° do 40° . Koeficijenti linearne regresije (a i b) i koeficijenti determinacije (R^2) prikazani su u tabeli 5.23.

Rezultati pokazuju da se funkcionalna veza između povredljivosti i ugla zakrivljenosti može uspostaviti i da parametar ugla zakrivljenosti (β) dobro objašnjava varijaciju srednjih vrijednosti $\overline{PGA}_i$ na početku analiziranih graničnih stanja, a prema jednačini (5.26).

$$\overline{PGA}_i = a \cdot \beta + b \quad (5.26)$$

Tabela 5.23. Koeficijenti linearne regresije za mostove u krivini u zavisnosti od vrijednosti ugla zakošenja i medijana vrijednosti koje važe za most u pravcu

Stanje oštećenja -i	a	b	R^2
MO	-0,0006	0,212	0,923
SO	-0,0014	0,407	0,983
VO	-0,0026	0,623	0,998
K	-0,0036	0,946	0,891

Ovdje izvedene jednakosti mogu poslužiti za procjenu povredljivosti konstrukcija mostova u krivini, na osnovu poznatih parametara povredljivosti odgovarajućeg mosta u pravcu. Postojeće alatke i baze za procjenu povredljivosti mostova ne pružaju vjernu sliku o uticaju horizontalne krivine na parametre krivih povredljivosti i gore izvedene zavisnosti ugla zakrivljenosti β , dobijene linearnom regresijom, mogu se lako implementirati za mostove sa dvojnim stubovima i sandučastom rasponskom konstrukcijom.

5.8. IZVEDENE ZAVISNOSTI PARAMETARA KRIVIH POVREDLJIVOSTI OD UGLA ZAKRIVLJENOSTI

-Upoređivanje sa HAZUS. FEMA (2003) krivim povredljivosti

U literaturi ne postoji dovoljno istraživanja koja se bave povredljivošću beton-skih mostova u krivini. Jedna od obimnijih baza koja daje parametre krivih povredljivosti i kvalitativan opis graničnih stanja za mostove na autoputevima je HAZUS baza. Osnovni ulazni podaci su tipologija mosta i godina izgradnje. Mostovi su svrstani u jednu od 28 grupacija definisanih prema NBI (engleski: *Nacional Bridge Inventory*). Date krive se zasnivaju na istraživanju Bazosa i Mander (1999) i konstruisane su primjenom NSA. Parametri povredljivosti (medijane i standardne devijacije) zavise i od broja raspona i ugla zakošenja stubova. Radijus krivine nije razmatran kao parametar. Funkcije povredljivosti su date u zavisnosti od spektralnog ubrzanja u $T=1s$, iako su u originalnom istraživanju Bazos i Mander krive definisali u odnosu na vrijednosti PGA. Smatra se da iza ove promjene stoji pretpostavka da su PGA i $S_a(1s)$ približno jednake. Vrijednosti PGA iz HAZUS baze za definisana granična stanja za tipove konstrukcija razmatranih u ovom istraživanju prikazane su u tabeli 5.24.

Tabela 5.24. Parametri povredljivosti prema ovom i drugim istraživanjima

Istraživanje	Srednja vrijednost PGA (g) za stanja oštećenja			
	MO	SO	VO	K
Ovo istraživanje	0,21	0,41	0,62	0,946
HAZUS (2003)	0,6	1	1,2	1,6
Liao i Loh (2004)	0,26	0,42	0,75	0,95
Shirazi (2016)	0,18	0,40	0,76	0,98

Utvrđeno je da rezultati istraživanja daju znatno niže vrijednosti PGA na početku razmatranih stanja oštećenja. Predložene krive povredljivosti daju veću povredljivost u poređenju sa onima iz HAZUS baze. Poređenje je izvedeno za mostove u pravcu i razlike su veće sa povećanjem ugla zakrivljenosti. Prosječna razlika za razmatrana granična stanja kod mostova u pravcu iznosi 0,5g. Slične razlike uočene su i od strane drugih istraživača Nielson (2005), Avsar (2009), Elnashai (2004) itd. Ova su odstupanja i očekivana jer se kritični mostovi u S.A.D. prema AASHTO specifikacijama projektuju da mogu da izdrže interventni saobraćaj nakon zemljotresa sa povratnim periodom od 2500 godina (Folić i dr., 2015). Upoređivanje krivih dobijenih u ovom istraživanju i krivih izvedenih iz parametara datih u HAZUS bazi prikazano je na slici 5.26.

-Upoređivanje sa krivima povredljivosti koje su izveli Liao i Loh(2004)

Istraživanje na tipičnim konstrukcijama mostova u Tajvanu koje su sproveli *Liao i Loh(2004)*, od prezentovanih 8 klasa mostova najviše poklapanja sa mostovima u ovom istraživanju ima tip 6S. Istraživanje uticaja zakrivljenosti nije istraživano u njihovom radu. Srednje vrijednosti PGA za granična stanja oštećenja prikazane su u tabeli 5.24. i na slici 5.26. Utvrđeno je zadovoljavajuće poklapanje sa rezultatima ovog istraživanja, posebno za srednja i velika oštećenja.

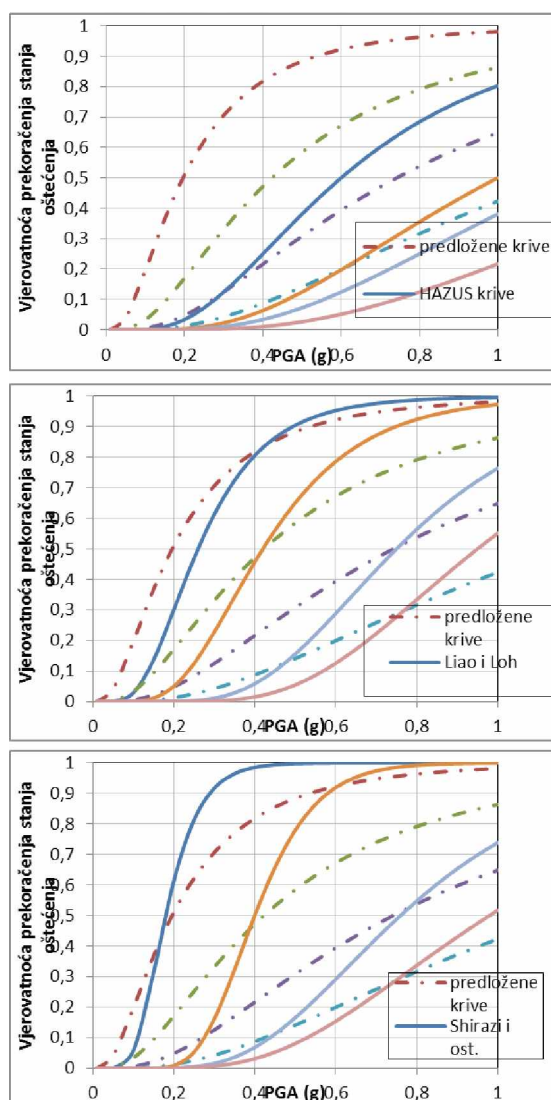
-Upoređivanje sa krivima Shirazi i dr.(2016)

Studija povredljivosti AB mostova u krivini i uticaj parametra ugla zakrivljenosti na odgovor mosta objavljeni su u istraživanju autora *Shirazi (2016)*. Analizirani mostovi su imali sandučastu rasponsku konstrukciju, jednodijelne kružne stubove i promjenu ugla zakrivljenosti od 0° do 120° stepeni sa intervalom od 30°. Srednje vrijednosti PGA za granična stanja oštećenja date su u tabeli 5.24. i odnose se na most u pravcu. Iz tabele i sa slike 5.26. vidi se da se srednje vrijednosti PGA na početku graničnih stanja podudaraju sa onima dobijenim u ovom istraživanju. Uočava se da ovdje dobijene krive daju manju povredljivost za stanje malih i srednjih oštećenja, dok za stanje velikih oštećenja daju veću povredljivost. Najbolje poklapanje se dobija za stanje blizu loma.

Takođe, u pomenutom istraživanju je pokazano da povećanje zakrivljenosti mosta u osnovi dovodi do povećanja povredljivosti. Istraživanje je pokazalo da se može uspostaviti funkcionalna zavisnost između parametara povredljivosti zavisno od ugla zakrivljenosti, slično kao što je to urađeno u ovoj disertaciji. Srednje vrijednosti PGA u funkciji ugla zakrivljenosti (β) dobijene jednačinama regresije koje su predložili autori *Shirazi i dr.*, dobro se poklapaju sa rezultatima ovog istraživanja. Posebno se dobro poklapaju rezultati za mala i srednja oštećenja, dok se malo veće razlike javljaju za velika oštećenja. Upoređivanje e vrijednosti prikazano je tabelarno (tabela 5.25). Razlike medijana PGA dobijene korišćenjem predloženih zavisnosti u ovoj disertaciji i u istraživanju pomenutog autora kreću su u granicama od 6% do 15%, osim za granično stanje VO gdje razlike iznose i 30%. Veće razlike potiču od različitog načina definisanja ovog graničnog stanja, pa se znatno niže vrijednosti medijane PGA realizuju i za mostove u pravcu. Podsjećanja radi stanja velikih oštećenja u ovoj disertaciji definisana su prema EN 1998-3.

Tabela 5.25. Poređenje predloženih zavisnosti srednjih vrijednosti PGA za stanja oštećenja od ugla β , sa rezultatima drugih istraživača

Upoređivanje	Ugao β	Srednja vrijednost PGA (g) za stanja oštećenja			
		MO	SO	VO	K
Predložene zavisnosti	40°	0,188	0,351	0,519	0,802
	25°	0,197	0,372	0,558	0,856
Shirazi (2016)	40°	0,172	0,376	0,71	0,928
	25°	0,185	0,25	0,725	0,918



Slika 5.26. Upoređivanje konstruisanih povredljivosti sa drugim istraživačima

Na kraju, ustanovljeno je da rezultati ovog istraživanja pokazuju uglavnom dobru saglasnost sa istraživanjima drugih autora, što povećava nivo pouzdanosti prezentovanih rezultata i zaključka.

5.9. ZAKLJUČCI

U poglavlju 5 sprovedene su nelinearne statičke analize, metoda spektralnog kapaciteta i nelinearne dinamičke analize sa ciljem ocjene uticaja radijusa zakrivljenosti, odnosno ugla zakrivljenosti i ugla zakošenja stubova na seizmički odgovor i kapacitete konstrukcije, kao i na povredljivost mostova. Metoda spektralnog kapaciteta korišćena je za dobijanje odgovora konstrukcije za 38 zapisa skaliranih na 5 intenziteta, kapaciteti konstrukcije su definisani i konstruisane su krive povredljivosti. Krive povredljivosti konstruisane su i za rezultate nelinearnih dinamičkih analiza za izabranih 38 zapisa. Ukupno je sprovedeno 570 nelinearnih dinamičkih analiza i 1026 analiza korišćenjem metode spektralnog kapaciteta. Metoda spektralnog kapaciteta i nelinearne dinamičke analize rađene su za tipove konstrukcija sa duplim kružnim stubovima uz variranje radijusa krivine. Uočeni su sljedeći trendovi:

- U podužnom pravcu zahtijevane duktilnosti pomjeranja pokazuju blagi rast sa povećanjem ugla zakošenja u granicama od 1% do 6% ;
- Sa porastom ugla zakošenja u poprečnom pravcu pada krutost konstrukcije i to nakon pojave početka tečenja podužne armature u stubovima. Ukupne smičuće sile u osnovi redukuju se sa porastom zakošenja stubova od minimalnih 2% (most u pravcu) do maksimalnih 27%. Za izraženije krivine (manje radijuse), prekoračenje kapaciteta rotacije se dešava pri manjim vrijednostima duktilnosti pomjeranja (do maksimalnih 42%) kod mosta sa zakošenjem u odnosu na most bez zakošenja;
- U podužnom pravcu, smanjenje radijusa krivine dovodi do neznatnog smanjenja zahtijevane duktilnosti pomjeranja (do maksimalnih 5,5%);
- U poprečnom pravcu smanjenje radijusa krivine dovodi do povećanja zahtijevanih duktilnosti pomjeranja u granicama od 7,5% do 20%.
- Smanjenje radijusa krivine u poprečnom pravcu dovodi do povećanja krutosti konstrukcije, kao i do pojave tečenja u podužnoj armaturi pri manjim pomjeranjima u odnosu na mostove u pravcu. Redukcija krutosti kreće se do 7%;
- Mostovi sa stubovima koji imaju izražen jedan slabiji pravac (stub-zid –most tip C) mogu pokazati drugačiji trend: pad krutosti i pad ukupne seizmičke sile u osnovi (do 17%) sa padom radijusa krivine. Upravo se najveći i najočigledniji uticaj smanjenja radijusa očitava kod ovih mostova;

- Zahtjevi za duktilnošću pomjeranja, kod mosta tipa B, se povećavaju (od 10% do 25%) sa smanjenjem radijusa krivine za oba analizirana nivoa zemljotresa. Utvrđeno je da se vrijednosti pomjeranja u trenutku dostizanja kapaciteta rotacije smanjuju sa smanjenjem radijusa. Ovo ukazuje na veću osjetljivost mostova u krivini gdje i pri nižim vrijednostima pomjeranja može doći do prekoračenja kapaciteta presjeka. Takođe, i prvo tečenje nastaje pri nižim vrijednostima pomjeranja za most u krivini u odnosu na most u pravcu. Do 12,5%, odnosno 16,5% niža vrijednost pomjeranja se ostvaruje na početku tečenja za most u krivini u odnosu na most u pravcu sračunato pomoću CSM, odnosno NDA, respektivno;
- Definisanim graničnim stanjima oštećenja koja su u najvećoj mjeri podudarna sa stanjima oštećenja definisanim prema *EN 1998-3* pridružene su vrijednosti duktilnosti pomjeranja na početku tih graničnih stanja. Vrijednosti su izvedene korišćenjem dvije metode (metode spektralnog kapaciteta i korišćenjem nelinearnih dinamičkih analiza) i imaju zadovoljavajuće podudaranje;
- Nelinearne statičke i nelinearne dinamičke analize pokazale su da se sa smanjenjem radijusa krivine utiče i na povredljivost konstrukcija mostova. Sa smanjenjem radijusa (povećanjem ugla zakrivljenosti β) povećava se povredljivost konstrukcija mostova;
- Srednje vrijednosti izvedenih indeksa oštećenja (duktilnosti pomjeranja) na početku graničnih stanja oštećenja opadaju sa smanjenjem radijusa krivine (povećanjem ugla zakrivljenosti β);
- Parametri krivih povredljivosti dobijeni iz rezultata metode spektralnog kapaciteta i rezultata nelinearnih dinamičkih analiza imaju najveće poklapanje za stanje blizu loma. Medijane PGA za ovo stanje oštećenja dobijene po ovim metodama kreću se od 7% do 13%. Za ostala stanja oštećenja razlike u medijani PGA se kreću u granicama od 15% do 29%. Utvrđeno je da rezultati iz metode spektralnog kapaciteta daju manju povredljivost u odnosu na rezultate dobijene na osnovu NDA;
- Rastojanje od rasjeda utiče na povredljivost analiziranih tipova konstrukcija. Za veće vrijednosti PGA postoji veća vjerovatnoća oštećenja za dejstvo zemljotresa sa malim rastojanjima od rasjeda u odnosu na dejstvo udaljenijih zemljotresa. Međutim, za vrijednosti manje od medijane PGA koja važi za pojedina granična stanja oštećenja registruje se

veća ili približno jednaka vjerovatnoća oštećenja za udaljene zemljotrese. Ova se pojava može objasniti činjenicom da niske frekvencije pomjeranja tla, koje sporije slabe tokom propagacije seizmičkog talasa, mogu u konstrukciju mosta unijeti značajna pomjeranja i pobuditi konstrukciju na način da izazovu oštećenja. Oštećenja se tada mogu javiti čak i sa većom vjerovatnoćom u odnosu na dejstvo zemljotresa sa visokofrekventnim pomjeranjima karakterističnim za lokacije u blizini rasjeda;

- Moguće je uspostaviti funkcionalnu zavisnost između parametara krivih povredljivosti u zavisnosti od ugla zakrivljenosti. Primjenom linearne regresije date su zavisnosti medijane PGA za razmatrana granična stanja i ugla zakrivljenosti β . Zavisnost je formulisana u obliku:

$$\overline{PGA}_i = a \cdot \beta + b$$

Gdje parametri a i b zavise od razmatranog stanja oštećenja (MO , SO , VO i K) i prikazani su u tabeli 5.23.

- Rezultati prezentovani u ovoj disertaciji pokazuju dobro poklapanje sa rezultatima nekih istraživača (potpoglavlje 5.8). Izvedene vrijednosti parametara krivih povredljivosti za mostove u pravcu (medijana i log-standardna devijacija) bitnije se razlikuju samo od parametara prikazanih u HAZUS bazi, koji daju manju povredljivost istraživanih tipova mostova u odnosu na rezultate ovog istraživanja.

6. ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI

6.1. OPŠTE NAPOMENE I SAŽETAK

Aktuelni seizmički propisi i smjernice za projektovanje mostova u seizmički aktivnim područjima uglavnom se baziraju na filozofiji ograničenja oštećenja u konstrukcijama i to na način da pri manjim i učestalim zemljotresima konstrukcija nema oštećenja, dok pri jakim, a rijetkim, zemljotresima konstrukcija može da doživi značajna oštećenja, ali ne i lom. Dakle, projektovanje mostova zasnovano na performansama predstavlja praksu po kojoj su u mostu oštećenja usljed dejstva zemljotresa dozvoljena u granicama koje obezbjeđuju predefinisani nivo korišćenja konstrukcije nakon zemljotresa. Iz tog razloga, analiza oštećenja i povredljivosti mostova i faktora koji utiču na iste, vrlo je aktuelna tema u istraživanju ovih konstrukcija.

Ranija istraživanja doprinijela su da u većini tehničkih propisa (*EN 1998-2*, *AASHTO*, *Caltrans*) namijenjenim mostovima budu klasifikovane neregularne konstrukcije mostova sa neregularnim ponašanjem usljed dejstva zemljotresa. Do sada identifikovane neregularnosti odnose se na postojanje: nepovoljne raspodjele masa ili krutosti među stubovima predodređenim da imaju duktilno ponašanje, zakošenja stubova ili zakrivljenosti u osnovi, većeg broja raspona (većeg od 6), niskih perioda vibracija i slično. Uglavnom tehničkim propisima nije ograničena upotreba neregularnih konstrukcija, ali za njihovu analizu preporučeno je korišćenje nelinearnih metoda sa ciljem tačnijeg utvrđivanja odgovora konstrukcije. Neki od propisa (poput *EN 1998-2*) ne tretiraju neregularnosti poput zakrivljenosti u osnovi ni u smislu ograničenja upotrebe ovih konstrukcija, niti u smislu dozvoljenih aproksimacija u proračunu ili propisivanju pogodnih metoda analize.

Istraživanja prezentovana u ovom radu usmjerena su na ocjenu parametara neregularnosti na povredljivost konstrukcije mosta usljed dejstva zemljotresa. Ana-

lizirani parametri neregularnosti su- horizontalna krivina (tj. ugao zakrivljenosti) i ugao zakošenja stubova mosta. Ocjena ovih parametara na odgovor konstrukcije odrađena je u probabilističkom okviru, dakle cilj je bio kvantifikovati eventualno povećanje vjerovatnoće pojave određenog stanja oštećenja za slučaj pojave neregularnosti konstrukcije mosta. Ovdje su istraživani mostovi ramovskog sistema sa tri raspona i sandučastog poprečnog presjeka rasponske konstrukcije.

Nelinearne metode analize mogu, na pouzdan način, obuhvatiti složenu interakciju elemenata konstrukcije nakon ulaska konstrukcije u nelinearnu oblast ponašanja, pa su u ovom istraživanju korišćene za određivanje seizmičkog odgovora mostova. Metode spektralnog kapaciteta (CSM) i nelinearna dinamička analiza vremenskog odgovora konstrukcije (NDA) primijenjene su za određivanje odgovora konstrukcije. Kao odgovor konstrukcije razmatrano je maksimalno pomjeranje vrhova stubova. 38 zapisa zemljotresa, svaki prezentovan sa dvije horizontalne komponente, izabran je pažljivom selekcijom iz dostupnih baza zapisa. Izabrani zemljotresni zapisi odgovaraju uslovima čvrstog tla i pokrivaju širok opseg magnituda i rastojanja od rasjeda, čime je neodređenost u izboru zapisa uzeta u obzir. Takođe, zapisi su birani da njihov oblik spektra u najmanjoj mjeri odstupa od ciljnog spektra definisanog u *EN 1998-1*. Vertikalne komponente zapisa nisu uzete u obzir u analizama. Izabrani zapisi su skalirani po amplitudi da bi se povećao broj analiza i formirao valjan statistički uzorak za potrebnu obradu podataka.

Pomjeranja dobijena iz NDA, pretvorena su u relativne driftove i analizirana su u cilju generisanja adekvatnog modela odgovora (formiranja para odgovor konstrukcije-intenzitet zemljotresa). U ovoj analizi varirane su dvije vrijednosti radijusa zakrivljenosti, tri vrijednosti ugla zakošenja i tri različita oblika srednjih stubova. Za ukupno 18 tipskih konstrukcija urađeno je 2736 NDA (38 zemljotresa skaliranih na 4 intenziteta). Za odgovor konstrukcije razmatrani su maksimalni podužni, poprečni i rezultantni driftovi stubova. U regresionoj analizi formirane su analitičke zavisnosti između 15 mjera intenziteta i odgovarajućih odgovora konstrukcije. Uspostavljene relacije/odnosi upoređene su po kriterijumima efikasnosti i pogodnosti. U ovom procesu predloženi su i modifikovani načini sračunavanja pojedinih mjera intenziteta i formulisane preporuke o izboru adekvatne mjere intenziteta.

Performanse mostova, u odnosu na varirane parametre neregularnosti, ocjenjivane su upoređivanjem rezultata modalne analize i rezultata adaptivne nelinearne statičke metode. Takođe, seizmičke performanse su analizirane i upoređene za dva nivoa intenziteta zemljotresa (povratni periodi od 475g. i 95g.).

Povredljivost konstrukcija ocjenjivana je generisanjem analitičkih krivih povredljivosti. Krive povredljivosti daju vjerovatnoću prekoračenja određenog graničnog stanja oštećenja za zadati intenzitet zemljotresa. Definisana su granična stanja oštećenja (ukupno 5) koja se u najvećoj mjeri poklapaju sa definicijom prikazanom u *EN 1998-3*. Na osnovu analize kapaciteta, korišćenjem nelinearne statičke analize (NSA) i NDA, određene su vrijednosti kapaciteta duktilnosti pomjeranja vrha stuba na početku tih graničnih stanja. Krive povredljivosti su konstruisane za mostove sa dvojnim kružnim stubovima, bez zakošenja stubova i za tri vrijednosti radijusa krivine (odnosno ugla zakrivljenosti). Za tri tipske konstrukcije sprovedeno je 1140 CSM analiza, odnosno 570 NDA analiza. Sprovedena je regresiona analiza i uspostavljene su zavisnosti parametara krivih povredljivosti mostova u pravcu i mostova u krivini u funkciji ugla zakrivljenosti.

6.2. ZAKLJUČCI I PREPORUKE

Utvrđivanje parametara koji konstrukciju mosta čine neregularnom, kao što su radijus horizontalne krivine i ugao zakošenja, kao i kvantifikovanje njihovog uticaja na seizmičku povredljivost mostova predstavlja jedan od bitnih naučnih doprinosa ovog istraživanja. Izvedene veze parametara krivih povredljivosti za analizirane mostove u pravcu i krivini, predstavljaju dopunu postojećih baza podataka i lako mogu biti u njih inkorporirane. Izvedene relacije mogu poslužiti u projektovanju mostova u najranijoj fazi konceptualnog rješavanja ili procjeni seizmičke povredljivosti postojećeg ili novoprojektovanog transportnog sistema čiji su mostovi dio. Zaključci o uticaju zaošenosti i oblika stubova na odgovor mosta, konstituisane veze EDP-IM i konstruisane krive povredljivosti (za stanja oštećenja definisanih na osnovu *EN 1998-3*) predstavljaju bitnu dopunu postojećih istraživanja mostova generalno, a posebno još uvijek nedovoljno istraženih mostova u krivini i zakošenih mostova. Zaključci formirani na osnovu istraživanja sprovedenih u ovoj disertaciji prikazani su na krajevima poglavlja 4, 5 i 6. U ovom potpoglavlju prikazan je sažetak glavnih zaključaka i formulisane su preporuke za analizu i projektovanje zakrivljenih i zakošenih mostova.

U probablističkoj seizmičkoj analizi odgovora, za razmatrane tipove konstrukcija mostova, izvedene su zavisnosti između odgovora konstrukcije i intenziteta zemljotresa. Kao odgovor konstrukcije posmatrana su maksimalna relativna pomjeranja vrhova srednjih stubova (driftova) i to: podužno (*long CDR*), poprečno (*transCDR*) i resultantno pomjeranje (*rezCDR*). Izvedene zavisnosti mogu se koristiti

za određivanje odgovora konstrukcije za različite intenzitete zemljotresa IM_i , a zavisnosti su izvedene za ukupno 15 različitih mjera intenziteta.

Nakon uspostavljanja veze između razmatranih odgovora konstrukcije i intenziteta formulisani su sljedeći zaključci vezani za efikasnost i pogodnost analiziranih mjera:

- Prostorni odgovor konstrukcija mostova usljed zemljotresne pobude, čije se dejstvo na konstrukciju simulira djelovanjem dvije ortogonalne komponente, potrebno je uzeti u obzir i u analizi odgovora i u analizi oštećenja. Pristup analiziranja samo jednog od dva ortogonalna pravca, podužnog ili poprečnog, može biti izbjegnut analiziranjem odgovora konstrukcije koji predstavlja kombinaciju podužnog i poprečnog odgovora. I parametar intenziteta zemljotresa može se izvesti iz obje aplicirane horizontalne komponente. Kako je prethodno pokazano u disertaciji ovaj pristup formira bolji probabilistički seizmički model odgovora za konstrukcije mosta nezavisno od ugla zakošenja, horizontalne zakrivljenosti, oblika stuba i ostalih parametara.
- Najmanje disperzije rezultata dobijaju se kada probabilistički model odgovora konstituše parametar odgovora konstrukcije koji predstavlja rezultanтни drift stuba (*rez CDR*) dobijen kao vektorski zbir driftova stuba u globalnom X i Y pravcu, u odnosu kada se razmatra samo jedna komponenta pomjeranja, odnosno drifta (*long CDR*, *trans CDR*). To znači da se sa većom tačnošću mogu odrediti odgovor konstrukcije i stepen oštećenja ako se analizira rezultanтни drift umjesto drifta stuba sračunatog samo u podužnom ili poprečnom pravcu.
- Mjere intenziteta zemljotresa koje zavise od dinamičkih karakteristika konstrukcije (perioda vibracija) su mjere koje su bile efikasnije od mjera koje su izvedene iz amplituda pomjeranja tla.
- Mjere brzine (*rez PGV*, *trans PGV* i *long PGV*) su mjere koje su se pokazale prikladnijim od mjera ubrzanja.
- Po efikasnosti i pogodnosti izdvojile su se predložene mjere intenziteta: rezultanтne spektralne mjere ubrzanja, brzine i pomjeranja (*rezS_a(T₁)*, *rezS_v(T₁)*, *rezS_d(T₁)*), kao i rezultanтна Cord-ova mjera (*rez Cord*) dobijene iz SRSS elastičnih spektara dvije horizontalne komponente zemljotresa sa 5% prigušenja.
- Nije konstatovana pravilnost uticaja radijusa krivine i ugla zakošenja na disperzije rezultata u izvedenim zavisnostima IM-EDP, ali je utvrđeno

da su mjere $rez S_v(T_1)$, $rez S_d(T_1)$ pokazale najmanju varijaciju disperzije rezultata pri promjeni ugla zakošenja stubova. Zato se $rez S_v(T_1)$ i $rez S_d(T_1)$ predlažu kao mjere intenziteta pogodne za mostove sa zakošenim stubovima i mostove u krivini.

- Na osnovu konstruisanih krivih povredljivosti odgovora zaključeno je da oblik srednjih stubova utiče na osjetljivost konstrukcija mostova, a pri promjeni radijusa horizontalne krivine. Tipovi mostova sa dvojnim kružnim stubovima su manje osjetljivi pri variranim parametrima radijusa krivine i ugla zakošenja stubova u odnosu na ekvivalentne mostove sa jednodijelnim stubovima sa izraženim slabim pravcem.

Jedan od ciljeva istraživanja sprovedenih u okviru ove disertacije je i ocijeniti uticaj radijusa krivine na kapacitete i povredljivost konstrukcija mostova. Sprovedene su nelinearne statičke analize za određivanje kapaciteta, metode spektralnog kapaciteta i nelinearne dinamičke analize za određivanje odgovora konstrukcije.

Kvantitativno i kvalitativno su definisana granična stanja oštećenja i određene vrijednosti indeksa oštećenja na pragovima tih stanja. Širine intervala pouzdanosti za izvedene srednje vrijednosti indeksa oštećenja, na osnovu rezultata nelinearnih dinamičkih analiza, su manje od 10% što ukazuje na zadovoljavajuću pouzdanost dobijenih rezultata. Definicije graničnih stanja su usklađene sa definisanim graničnim stanjima u *EN 1998-3*, što omogućava implementaciju rezultata istraživanja u procjeni povredljivosti konstrukcija mostova koja se vrši u skladu sa važećim evropskim pravilnikom. Izvedene vrijednosti duktilnosti na pragu graničnih stanja oštećenja mogu se koristiti u probabilističkoj seizmičkoj analizi konstrukcija mostova sistema rama sa dvojnim stubovima, kao i u projektovanju mostova po metodi zasnovanoj na ponašanju.

Na osnovu rezultata metode spektralnog kapaciteta i rezultata NDA izvedene su krive povredljivosti i dobijeni parametri ovih krivih-medijana i log-standardna devijacija. Izvedene su i vrijednosti za 84% i 16% fraktil PGA vrijednosti na početku razmatranih graničnih stanja. Relativna širina 84% intervala pouzdanosti medijane PGA dobijena je ispod 10%, pa su dobijeni rezultati primjenjivi u praksi projektovanja i procjene povredljivosti mostova primjenom metode zasnovane na ponašanju. Na osnovu rezultata obje primijenjene metode analize potvrđena je hipoteza istraživanja da mostovi u krivini pokazuju veću povredljivost u odnosu na odgovarajuće mostove u pravcu. Sa povećanjem radijusa horizontalne krivine mosta povećava se i povredljivost.

Rezime zaključaka o uticaju krivine i zakošenja stubova na ponašanje konstrukcija mostova pri dejstvu zemljotresa je naveden u narednim paragrafima.

- Ugao zakošenja stubova i radijus krivine ne utiču bitno na ponašanje konstrukcije u podužnom pravcu. Ostvarene duktilnosti pomjeranja u podužnom pravcu, i kod mostova u pravcu i kod mostova u krivini ne zavise bitno od promjene ugla zakošenja i radijusa krivine. U poprečnom pravcu uočava se da sa porastom ugla zakošenja pada i krutost konstrukcije i to nakon pojave tečenja (popuštanja) podužne armature u stubovima. Smanjenje radijusa horizontalne krivine mosta u poprečnom pravcu dovodi do povećanja krutosti konstrukcije, kao i do pojave tečenja u podužnoj armaturi pri manjim pomjeranjima u odnosu na mostove u pravcu.
- Najveći i najuočljiviji uticaj smanjenja radijusa horizontalne krivine očitava se kod mostova sa stubovima koji imaju izražen jedan slabiji pravac (stub-zid).
- Zahtjevi za duktilnošću pomjeranja povećavaju se sa smanjenjem radijusa krivine za oba analizirana nivoa intenziteta zemljotresa. Utvrđeno je da se vrijednosti pomjeranja (tačke performanse), u trenutku dostizanja kapaciteta rotacije, smanjuju sa smanjenjem radijusa.
- Nelinearne statičke analize, metoda spektralnog kapaciteta i nelinearne dinamičke analize, pokazale su da smanjenje radijusa krivine utiče i na povredljivost konstrukcija mostova. Sa smanjenjem radijusa (povećanjem ugla zakrivljenosti β) povećava se povredljivost konstrukcija.
- Srednje vrijednosti izvedenih indeksa oštećenja (duktilnosti pomjeranja) na početku graničnih stanja oštećenja opadaju sa smanjenjem radijusa krivine (povećanjem ugla zakrivljenosti β). Dakle, isti nivo oštećenja u konstrukciji mosta u krivini može se očekivati pri manjim vrijednostima ostvarenih duktilnosti pomjeranja u odnosu na most u pravcu.
- Parametri krivih povredljivosti dobijeni iz rezultata metode spektralnog kapaciteta i rezultata nelinearnih dinamičkih analiza imaju određen nivo podudaranja, naročito za granično stanje blizu loma, uz napomenu da rezultati zasnovani na NDA daju veću povredljivost konstrukcija za sve krivine i sva stanja oštećenja.

- Moguće je uspostaviti funkcionalnu zavisnost između parametara krivih povredljivosti i ugla zakrivljenosti. Primjenom linearne regresije date su zavisnosti medijane PGA od ugla zakrivljenosti β , koje mogu poslužiti kao dopuna postojećim bazama i alatkama za procjenu povredljivosti konstrukcija inkorporirajući ugao zakrivljenosti kao parametar koji bitno utiče na povredljivost konstrukcija mostova.

6.3. PREPORUKE

Ustaljena praksa projektovanja novih ili ocjena performansi postojećih konstrukcija mostova u horizontalnoj krivini i mostova sa zakošenim stubovima, najčešće se svodi na pojednostavljivanje problema i uvođenje aproksimacija, kao što je razmatranje mosta u krivini kao mosta u pravcu jednake dužine. Ova istraživanja pokazala su da su mostovi u pravcu manje povredljivi od mostova u krivini jednake dužine, pa bi gore navedeni način razmišljanja trebalo oprezno koristiti, i po mogućnosti u analizama koristiti realnu geometriju mosta.

Iako eksplicitno u evropskim tehničkim propisima tako ne piše, za razliku od američkih smjernica, mostove u krivini bi trebalo svrstati u neregularne konstrukcije. Naravno, proširene analize budućih istraživanja mogle bi odrediti ugao zakrivljenja koji bi predstavljao granicu regularnih i neregularnih konstrukcija. Ograničavanje upotrebe mostova u krivini nije potrebno, niti ih treba izbjegavati u seizmički aktivnim zonama. Ipak, propisane metode analize koje se koriste u određivanju odgovora konstrukcije i provjere performansi mostova trebalo bi ograničiti na nelinearne (statičke ili dinamičke). Ovo istraživanje, uz korišćenje nelinearnih metoda, je pokazalo da se ista stanja oštećenja u mostovima u krivini dešavaju pri nižim vrijednostima pomjeranja. Na primjer tečenje podužne armature u stubovima mosta u krivini (taj događaj možemo smatrati početkom oštećenja u konstrukciji), javlja se pri nižim vrijednostima pomjeranja vrha stuba (u poprečnom pravcu) u odnosu na most u pravcu. Pri tome zahtijevana duktilnost se povećava sa smanjenjem radijusa. Dakle, u projektovanju zakrivljenih mostova potrebno je obezbijediti veću duktilnost pomjeranja u konstrukciji u odnosu na mostove u pravcu, i treba preduzeti sve mjere kojima se to može obezbijediti.

Kada se u konceptualnom rješavanju konstrukcije mosta, da bi se pomirili nametnuti uslovi lokacije, projektuju mostovi u krivini ili mostovi sa zakošenim stubovima, treba izbjegavati projektovanje stubova koji imaju jedan izražen slabiji pravac (stub-zid). Ovo se posebno odnosi na istovremenu potrebu da most bude u izraženi-

joj horizontalnoj krivini i da ima zakošene stubove. Ovako neregularne konstrukcije po oba parametra u određenoj kombinaciji radijusa zakrivljenosti i ugla zakošenja, ustanovilo se, mogu pokazati neka neočekivana ponašanja usljed zemljotresa, poput značajnijeg pada krutosti sa smanjenjem radijusa krivine. Ako je njihovo korišćenje ipak neizbježno obavezno treba analizirati realnu geometriju mosta bez uprošćavanja analiziranjem mostova u pravcu. Pokazalo se da mostovi sa kružnim stubovima imaju najmanju osjetljivost na varirane parametre, pa bi trebalo težiti takvim rješenjima.

Ustaljena je praksa, ne samo u projektovanju nego i u istraživanjima, da se seizmički intenzitet izražava preko vrijednosti maksimalnih ubrzanja tla. U seizmičkoj analizi mostova, regularnih i neregularnih, trebalo bi seizmički intenzitet izražavati preko mjera koje zavise od dinamičkih karakteristika konstrukcije (perioda vibracija). Svakako da ulazni parametri intenziteta koji zavise od perioda vibracija nisu najpraktičnija rješenja, ili makar na njih projektanti nisu navikli, ali postoje mnoge atenuacione jednačine koje mogu lako povezati parametre lokacije (M , R , uslove tla, mehanizam rasjeda i druge parametre seizmičnosti) sa na primjer spektralnim ubrzanjem ili brzinom u određenom tonu vibracija. Ako se intenzitet ipak izražava mjerama koje zavise od amplitude pomjeranja onda je, kako se ovdje pokazalo, adekvatnije koristiti maksimalnu brzinu (PGV) nego ubrzanje (PGA).

Takođe, na osnovu ovog istraživanja, u analizi seizmičke povredljivosti mostova preporuka je razmatrati odgovor mosta u oba horizontalna pravca. U ovoj disertaciji je predloženo da se npr. drift stuba razmatra kao vektorski zbir pomjeranja u podužnom i poprečnom pravcu. U tom smislu predlaže se i da se seizmički intenzitet dobija iz dvije horizontalne komponente (brzine, ubrzanja, pomjeranja, spektralnih mjera). Za neregularne mostove najadekvatnije bi bilo koristiti mjere kao što su spektralna brzina i spektralno pomjeranje.

6.4. PRAVCI BUDUĆIH ISTRAŽIVANJA

Na osnovu sprovedenih analiza i izučavanja literature koji su pratili izradu ove disertacije ovdje će biti navedeni pravci mogućih budućih istraživanja. Probabilistička seizmička analiza mostova u krivini može biti proširena u sljedećim pravcima:

- Razmatranje drugih konfiguracija mostova u smislu analize drugih statičkih sistema, oblika i visine srednjih stubova, kao i drugih načina oslanjanja kod mostova u krivini;

- Istraživanje uticaja ugla zakošenja stubova kod mostova u krivini na parametre povredljivosti;
- Proširivanje analiza za veći broj uglova zakrivljenosti i istraživanje uticaja većih uglova zakrivljenosti na parametre povredljivosti;
- Ispitivanje interakcije tlo-konstrukcija i načina modeliranja tla;
- Povećanje baze zapisa u smislu uključivanja i zapisa registrovanih na manjim udaljenjima od rasjeda (niže vrijednosti R), čime bi u analizi bio obuhvaćen uticaj bliskih zemljotresa na povredljivost mostova u krivini;
- Analiziranje uticaja vertikalne komponente zemljotresa na odgovor mosta u krivini;
- Definisanje krivih povredljivosti za druge parametre intenziteta, pogotovo za one koje su ovom disertacijom pokazane kao najefikasnije u probabilističkom modelu odgovora;
- Osim analiziranog parametra oštećenja, duktilnosti pomjeranja, probabilističku analizu moguće je proširiti i za druge parametre lokalne i globalne: duktilnosti krivine i rotacije, pomjeranja nad slobodnim osloncima i slično;
- Ovdje sprovedena analiza može u budućim istraživanjima da dobije svoj prirodni nastavak, a to je analiza gubitaka. Cilj analize gubitaka je konstruisanje krivih povredljivosti koje prikazuju vjerovatnoću da se pri dejstvu zemljotresa određeni gubici jave u konstrukciji mosta.

Sve proširene analize mogle bi se sprovesti po uspostavljenim algoritmima, a dobijeni rezultati iz ovako proširenih analiza mogli bi se objediniti sa postojećim i dati krive povredljivosti, funkcionalne zavisnosti parametara povredljivosti od ugla zakrivljenosti i ugla zakošenja i parametre oštećenja na pragu graničnih stanja na jedan uopšteniji način.

DODACI

DODATAK A

Tabela A.1. Izabrani zemljotresni zapisi i osnovne karakteristike (kod u bazi, ime zemljotresa, ime stanice, magnituda i rastojanje od rasjeda)

Kod	Zemljotres	Stanica	M	R (km)
49	Friuli	Codroipo	6.5	33.3
57	San Fernando	Castiac Old Ridge Route	6.6	22
70	San Fernando	Lake Huges n°1	6.6	27
71	San Fernando	Lake Huges n°12	6.6	19
73	San Fernando	Lake Huges n°9	6.6	22
78	San Fernando	Palmadale Fire Station	6.6	29
88	San Fernando	Santa Felicia Dam	6.6	25
125	Friuli	Tolmezzo	6.5	15.8
126	Friuli-aftershock	Breginj	6	14
142	Friuli-after shock	Cordipo	6	38
164	Imperial Vally	Cerro Prieto	6.5	15.2
171	Sicily Italy	Basso Tirreno	5.8	16
190	Imperial Vally	Supperstition MTN C.	6.5	24.6
199	Montenegro	Bar SO	6.9	16
232	Montenegro-after shock	Kotor Rakite	6.2	19
288	Iripina	Brienza	6.9	22.6
291	Campano	Calitri	6.9	16
302	Iripina	Rionero in Vulture	6.2	11.7
336	Coalinga	Park Field Fault Zone11	6.4	28.5
338	Coalinga	Park Field Fault Zone14	6.4	27
339	Coalinga-01	Park Field Fault Zone15	6.4	29.4
340	Coalinga-01	Park Field Fault Zone16	6.4	27.7
346	Coalinga-01	Park Field Fault Zone8	6.4	29.9
360	Coalinga-01	Vineyard Cany	6.4	29.1
369	Coalinga-01	Slack Canyon	6.4	27.5
587	New Zeland -02	Mathina Dam	6.6	16.1
724	Superstition Hills	Plaster City	6.5	22.3
739	Loma Prieta	Anderson Dam D	6.9	20,3
740	Loma Prieta	Anderson Dam LAbut	6.9	20,3
755	Loma Prieta	Coyote Lake Dam SwAbut	6.9	20,3
769	Loma Prieta	Gilroy Array 6	6.90,	18.3
776	Loma Prieta	Hollister	6.9	27.9
809	Loma Prieta	UCSC	6.9	18.5

810	Loma Prieta	UCSC Observatory	6.9	18.4
1009	Northridge	LA - Wadsworth VA Hospital North	6.7	23.6
1010	Northridge	LA - Wadsworth VA Hospital South	6.7	23.6
5850	Strofades	Zakynthos-OTE Building	6.6	38
6501	Duzce	LDEO station NO. D0531	7.2	26

Tabela B.1. Koeficijenti iz regresione analize A, B, standardna devijacija σ i koeficijent determinacije R^2 za most tip A u pravcu za $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Intenziteta	A-R=inf-0				A-R=inf-20				A-R=inf-30			
	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2
trans PGA	-6,582	0,732	0,556	0,535	-6,385	0,677	0,527	0,520	-6,227	0,646	0,495	0,516
long PGA	-6,629	0,884	0,489	0,712	-6,586	0,857	0,497	0,702	-6,613	0,808	0,501	0,654
trans PGV	-4,357	0,963	0,391	0,770	-4,357	0,882	0,348	0,790	-4,294	0,842	0,328	0,788
long PGV	-4,421	0,914	0,434	0,762	-4,403	0,901	0,441	0,766	-4,501	0,884	0,432	0,723
trans $S_a(T_1)$	-7,205	0,917	0,350	0,815	-6,941	0,824	0,315	0,827	-6,734	0,780	0,323	0,795
long $S_a(T_1)$	-7,086	0,953	0,377	0,820	-7,088	0,940	0,413	0,796	-7,025	0,893	0,443	0,708
trans $S_d(T_1)$	-2,892	0,909	0,381	0,780	-3,065	0,823	0,322	0,820	-3,816	0,747	0,343	0,767
long $S_d(T_1)$	-2,642	0,940	0,380	0,818	-2,774	0,900	0,463	0,745	-2,841	0,893	0,444	0,707
trans Cord	-6,757	0,877	0,430	0,72	-6,605	0,821	0,345	0,793	-6,333	0,752	0,344	0,766
long Cord	-6,737	0,864	0,427	0,769	-6,739	0,884	0,479	0,726	-6,734	0,838	0,444	0,708
rez PGA	-6,468	0,760	0,485	0,621	-6,381	0,744	0,482	0,615	-6,290	0,739	0,495	0,603
rez PGV	-4,495	0,870	0,403	0,74	-4,439	0,861	0,389	0,750	-4,361	0,859	0,397	0,743
rez $S_a(T_1)$	-7,217	0,913	0,307	0,849	-7,132	0,903	0,284	0,866	-7,023	0,892	0,306	0,848
rez $S_v(T_1)$	-5,082	0,936	0,280	0,874	-5,029	0,919	0,272	0,878	-4,955	0,911	0,297	0,857
rez $S_d(T_1)$	-2,911	0,912	0,307	0,848	-2,887	0,903	0,284	0,866	-2,847	0,891	0,306	0,848
rez Cord	-6,876	0,875	0,344	0,810	-6,798	0,866	0,318	0,832	-6,708	0,864	0,319	0,835

DODATAK B

Tabela B.2. Koeficijenti iz regresione analize A , B, standardna devijacija σ koeficijent determinacije R^2 za most tip A u krivini R=150m (centralni ugao 40°) za uglove zakošenja stubova $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Intenziteta	A-R=150-0				A-R=150-20				A-R=150-30			
	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2
trans PGA	-6,579	0,781	0,534	0,584	-6,565	0,729	0,496	0,584	-6,575	0,775	0,506	0,618
long PGA	-6,584	0,832	0,488	0,677	-6,470	0,822	0,518	0,620	-6,450	0,861	0,532	0,658
trans PGV	-4,299	0,981	0,344	0,827	-4,454	0,896	0,341	0,803	-4,381	0,922	0,364	0,802
long PGV	-4,398	0,927	0,415	0,759	-4,24	0,958	0,412	0,783	-4,212	0,943	0,408	0,798
trans $S_a(T_1)$	-7,132	0,893	0,371	0,798	-7,063	0,832	0,325	0,821	-7,043	0,847	0,360	0,807
long $S_a(T_1)$	-7,137	0,995	0,358	0,821	-6,944	0,948	0,427	0,773	-6,873	0,933	0,465	0,739
trans $S_d(T_1)$	-2,917	0,893	0,371	0,799	-3,160	0,831	0,325	0,821	-3,071	0,847	0,387	0,803
long $S_d(T_1)$	-4,807	0,998	0,330	0,848	-2,498	0,947	0,427	0,723	-2,513	0,932	0,465	0,739
trans Cord	-6,765	0,884	0,401	0,764	-6,709	0,813	0,368	0,771	-6,711	0,861	0,404	0,786
long Cord	-2,447	0,994	0,358	0,821	-6,627	0,891	0,432	0,737	-6,554	0,879	0,457	0,747
rez PGA	-6,520	0,774	0,459	0,793	-6,421	0,801	0,487	0,635	-6,285	0,712	0,467	0,612
rez PGV	-4,495	0,898	0,357	0,666	-4,272	0,944	0,327	0,752	-4,419	0,827	0,385	0,724
rez $S_a(T_1)$	-7,307	0,953	0,295	0,823	-7,161	0,936	0,279	0,891	-7,022	0,889	0,269	0,841
rez $S_v(T_1)$	-5,079	0,972	0,270	0,843	-4,993	0,950	0,255	0,908	-4,966	0,914	0,247	0,866
rez $S_d(T_1)$	-2,766	0,967	0,296	0,824	-2,771	0,936	0,279	0,891	-2,770	0,888	0,270	0,841
rez Cord	-6,934	0,897	0,325	0,783	-6,837	0,915	0,306	0,857	-6,695	0,855	0,285	0,815

Tabela B.3. Koeficijenti iz regresione analize A, B, standardna devijacija σ i koeficijent determinacije R^2 za most tip B, u pravcu za uglove zakošenja stubova $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Intenziteta	B-R=inf-0				B-R=inf-20				B-R=inf-30			
	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2
trans PGA	-5,735	0,638	0,579	0,496	-5,757	0,618	0,589	0,452	-5,770	0,639	0,578	0,479
long PGA	-5,682	0,607	0,610	0,454	-5,676	0,614	0,617	0,665	-5,750	0,63	0,617	0,773
trans PGV	-3,931	0,793	0,418	0,739	-3,974	0,787	0,425	0,717	-3,936	0,809	0,396	0,756
long PGV	-3,927	0,812	0,430	0,728	-3,899	0,825	0,429	0,730	-3,980	0,877	0,398	0,773
trans $S_a(T_1)$	-5,940	0,761	0,412	0,762	-5,918	0,742	0,411	0,736	-5,905	0,755	0,380	0,762
long $S_a(T_1)$	-5,827	0,708	0,484	0,656	-5,965	0,779	0,414	0,749	-6,076	0,820	0,374	0,800
trans $S_d(T_1)$	-2,911	0,763	0,413	0,758	-3,02	0,741	0,409	0,714	-2,938	0,761	0,383	0,775
long $S_d(T_1)$	-2,911	0,770	0,421	0,739	-2,899	0,779	0,413	0,749	-2,880	0,819	0,373	0,801
trans Cord	-5,616	0,811	0,382	0,792	-5,629	0,793	0,382	0,751	-5,572	0,806	0,354	0,809
long Cord	-5,547	0,747	0,451	0,701	-5,697	0,842	0,338	0,826	-5,705	0,854	0,338	0,838
rez PGA	-5,630	0,636	0,510	0,460	-5,716	0,642	0,569	0,405	-5,731	0,652	0,565	0,417
rez PGV	-3,862	0,847	0,321	0,707	-3,879	0,849	0,318	0,638	-3,874	0,861	0,317	0,628
rez $S_a(T_1)$	-6,164	0,845	0,263	0,802	-6,245	0,875	0,262	0,834	-6,229	0,872	0,269	0,831
rez $S_v(T_1)$	-4,544	0,849	0,276	0,770	-4,593	0,882	0,279	0,808	-4,608	0,878	0,281	0,809
rez $S_d(T_1)$	-2,811	0,845	0,263	0,818	-2,803	0,875	0,261	0,830	-2,832	0,872	0,268	0,831
rez Cord	-5,767	0,854	0,247	0,815	-5,833	0,891	0,254	0,864	-5,810	0,889	0,251	0,865

Tabela B.4. Koeficijenti iz regresione analize A , B , standardna devijacija σ i koeficijent determinacije R^2 za most tip B u krivini R=150m (centralni ugao 40°) za uglove zakošenja stubova $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Intenziteta	B-R=150-0				B-R=150-20				B-R=150-30			
	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2
trans PGA	-5,874	0,661	0,573	0,500	-5,872	0,672	0,547	0,521	-5,839	0,656	0,537	0,532
long PGA	-5,568	0,520	0,663	0,356	-5,690	0,614	0,629	0,429	-5,683	0,606	0,410	0,640
trans PGV	-3,973	0,829	0,408	0,746	-3,959	0,835	0,357	0,797	-3,983	0,804	0,366	0,782
long PGV	-4,153	0,667	0,521	0,603	-3,895	0,847	0,419	0,744	-3,897	0,847	0,423	0,730
trans $S_a(T_1)$	-5,994	0,768	0,410	0,743	-5,967	0,743	0,391	0,756	-5,950	0,742	0,374	0,773
long $S_a(T_1)$	-5,874	0,667	0,475	0,677	-6,025	0,803	0,394	0,775	-6,037	0,811	0,400	0,770
trans $S_d(T_1)$	-2,979	0,767	0,409	0,744	-3,018	0,743	0,390	0,757	-3,024	0,741	0,373	0,773
long $S_d(T_1)$	-3,221	0,677	0,475	0,675	-2,839	0,803	0,393	0,775	-2,836	0,811	0,400	0,770
trans Cord	-5,664	0,818	0,375	0,786	-5,664	0,774	0,380	0,769	-5,605	0,765	0,393	0,757
long Cord	-5,565	0,683	0,459	0,699	-5,689	0,829	0,360	0,813	-5,686	0,838	0,367	0,806
rez PGA	-5,761	0,654	0,577	0,400	-5,690	0,634	0,530	0,391	-5,784	0,657	0,575	0,395
rez PGV	-3,919	0,847	0,347	0,610	-3,914	0,855	0,342	0,620	-3,882	0,891	0,311	0,622
rez $S_a(T_1)$	-6,310	0,906	0,266	0,827	-6,321	0,904	0,274	0,822	-6,337	0,907	0,265	0,830
rez $S_v(T_1)$	-4,607	0,915	0,278	0,804	-4,592	0,911	0,295	0,790	-4,618	0,915	0,283	0,801
rez $S_d(T_1)$	-2,757	0,905	0,266	0,827	-2,735	0,904	0,274	0,822	-2,760	0,907	0,265	0,826
rez Cord	-5,875	0,915	0,261	0,854	-5,909	0,919	0,254	0,861	-5,914	0,921	0,248	0,868

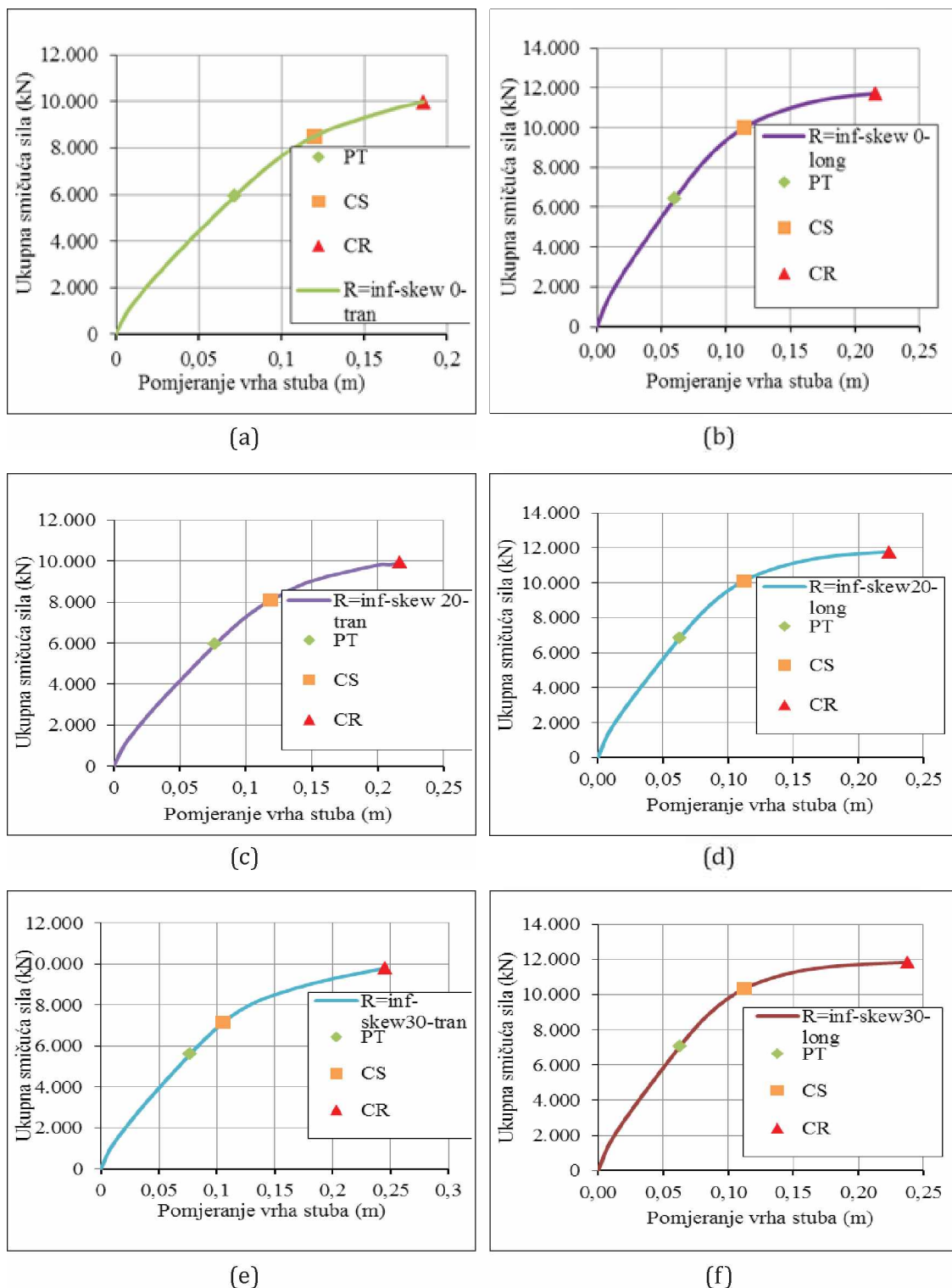
Tabela B.5. Koeficijenti iz regresione analize A, B, standardna devijacija σ i koeficijent determinacije R^2 za most tip C u pravcu za uglove zakošenja stubova $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Intenziteta	C-R=inf-0				C-R=inf-20				C-R=inf-30			
	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2	A	B	σ	R^2
trans PGA	-6,881	0,786	0,487	0,652	-5,798	0,592	0,548	0,440	-6,207	0,716	0,543	0,547
long PGA	-5,788	0,718	0,522	0,527	-5,777	0,660	0,547	0,501	-5,502	0,645	0,558	0,501
trans PGV	-4,681	0,928	0,358	0,811	-4,034	0,781	0,373	0,737	-4,105	0,917	0,347	0,815
long PGV	-3,785	0,887	0,465	0,749	-3,784	0,902	0,349	0,797	-3,805	0,881	0,378	0,770
trans $S_a(T_1)$	-7,408	0,889	0,336	0,834	-5,942	0,714	0,374	0,728	-6,575	0,828	0,354	0,807
long $S_a(T_1)$	-6,550	1,011	0,340	0,858	-6,350	0,931	0,295	0,854	-6,287	0,883	0,349	0,805
trans $S_d(T_1)$	-3,254	0,887	0,336	0,834	-3,904	0,721	0,377	0,728	-2,867	0,828	0,354	0,807
long $S_d(T_1)$	-1,872	1,001	0,340	0,868	-2,103	0,930	0,295	0,853	-2,336	0,882	0,349	0,805
trans Cord	-6,483	0,795	0,483	0,657	-6,000	0,751	0,361	0,751	-6,319	0,884	0,325	0,839
long Cord	-6,226	0,985	0,310	0,890	-6,023	0,903	0,282	0,867	-5,987	0,879	0,332	0,828
rez PGA	-5,899	0,588	0,517	0,457	-5,858	0,610	0,530	0,481	-5,824	0,640	0,570	0,455
rez PGV	-4,243	0,763	0,409	0,661	-4,146	0,774	0,444	0,664	-4,038	0,811	0,474	0,622
rez $S_a(T_1)$	-6,689	0,841	0,282	0,839	-6,356	0,756	0,374	0,849	-6,524	0,900	0,331	0,815
rez $S_v(T_1)$	-4,749	0,839	0,305	0,812	-4,628	0,891	0,280	0,849	-4,546	0,908	0,338	0,808
rez $S_d(T_1)$	-2,808	0,827	0,288	0,832	-2,698	0,845	0,302	0,824	-2,540	0,883	0,332	0,816
rez Cord	-6,420	0,834	0,261	0,861	-6,166	0,800	0,331	0,849	-6,262	0,938	0,282	0,867

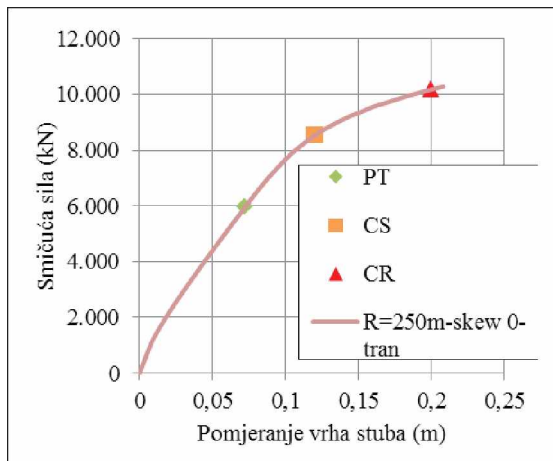
Tabela B.6. Koeficijenti iz regresione analize A, B, standardna devijacija σ i koeficijent determinacije R^2 za most tip C u krivini $R=150\text{m}$ (centralni ugao 40°) za uglove zakošenja stubova $\alpha=0^\circ, 20^\circ$ i 30°

Mjere Inteziteta	C-R=150-0				C-R=150-20				C-R=150-30			
	A	B	σ		A	B	σ		A	B	σ	
trans PGA	-6,623	0,704	0,504	0,572	-6,942	0,767	0,427	0,698	-6,919	0,829	0,501	0,657
long PGA	-5,867	0,660	0,531	0,535	-5,663	0,605	0,552	0,436	-5,746	0,741	0,623	0,498
trans PGV	-4,584	0,877	0,347	0,797	-4,852	0,870	0,315	0,834	-4,640	0,959	0,340	0,842
long PGV	-2,291	0,823	0,414	0,746	-3,739	0,889	0,340	0,786	-3,610	0,973	0,404	0,789
trans $S_a(T_1)$	-7,170	0,844	0,321	0,826	-7,211	0,783	0,378	0,761	-7,193	0,853	0,391	0,790
long $S_a(T_1)$	-6,434	0,881	0,319	0,831	-6,018	0,778	0,373	0,708	-6,281	0,973	0,382	0,810
trans $S_d(T_1)$	-3,223	0,844	0,321	0,825	-3,675	0,782	0,378	0,761	-3,395	0,852	0,392	0,790
long $S_d(T_1)$	-2,316	0,881	0,320	0,825	-2,240	0,875	0,325	0,804	-1,944	0,972	0,383	0,811
trans Cord	-6,806	0,823	0,394	0,746	-6,913	0,783	0,393	0,742	-6,905	0,897	0,396	0,794
long Cord	-6,156	0,858	0,284	0,867	-5,793	0,808	0,347	0,776	-5,964	0,970	0,334	0,856
rez PGA	-5,944	0,633	0,534	0,452	-5,820	0,625	0,546	0,466	-5,855	0,715	0,615	0,487
rez PGV	-4,193	0,810	0,415	0,659	-4,059	0,805	0,444	0,647	-3,909	0,905	0,477	0,692
rez $S_a(T_1)$	-6,752	0,870	0,308	0,824	-6,496	0,852	0,310	0,829	-6,593	0,945	0,358	0,826
rez $S_v(T_1)$	-4,749	0,869	0,322	0,799	-4,599	0,869	0,314	0,824	-4,523	0,952	0,365	0,819
rez $S_d(T_1)$	-2,686	0,869	0,308	0,835	-2,647	0,851	0,310	0,829	-2,381	0,944	0,358	0,826
rez Cord	-6,475	0,865	0,286	0,843	-6,270	0,905	0,249	0,889	-6,320	0,978	0,293	0,884

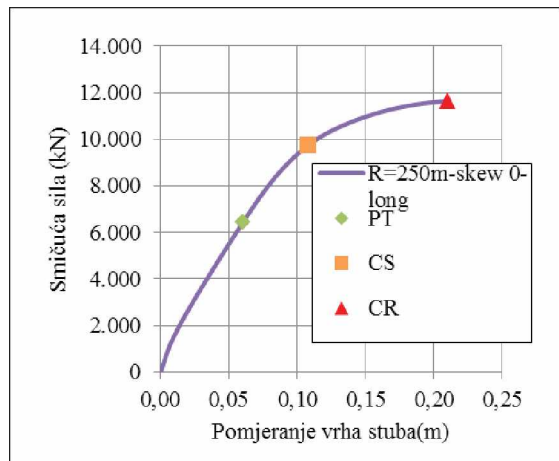
Dodatak C



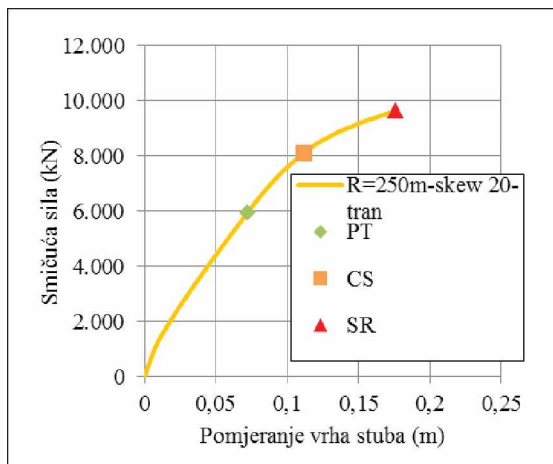
Slika C.1. Krive kapaciteta za most u pravcu $R=\text{inf}$ i (a), ugao zakošenja 0° , poprečno; (b) ugao zakošenja 0° , podužno; (c) ugao zakošenja 20° , poprečno; (d) ugao zakošenja 20° , podužno; (e) ugao zakošenja 30° , poprečno; (f) ugao zakošenja 30° , podužno



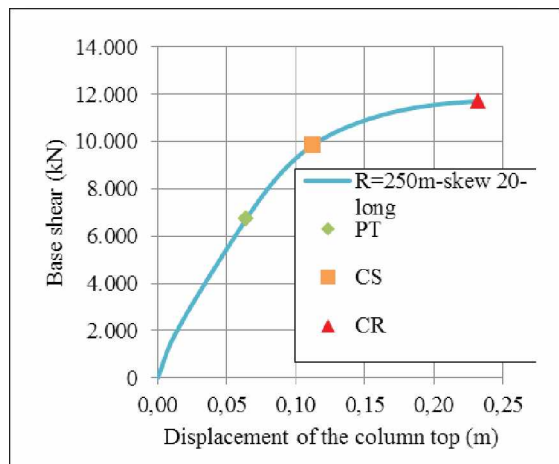
(a)



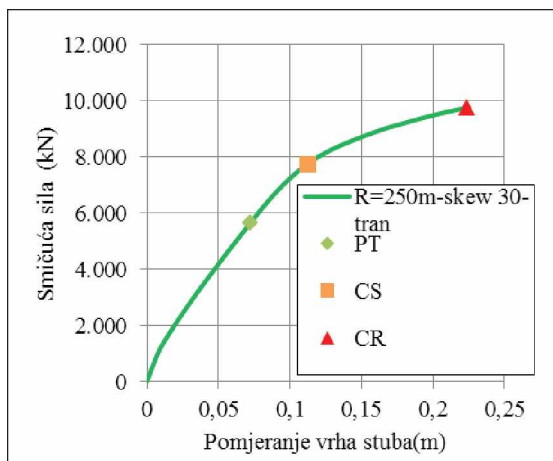
(b)



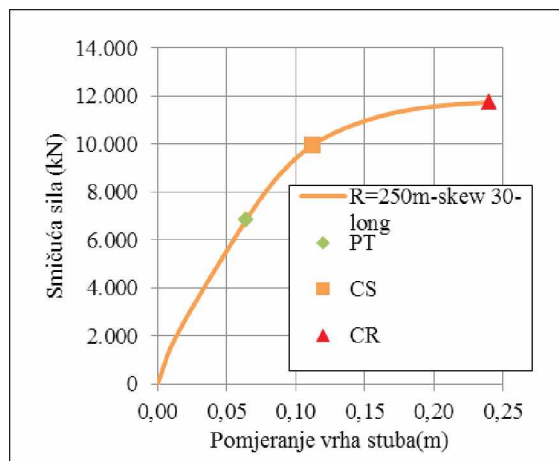
(c)



(d)

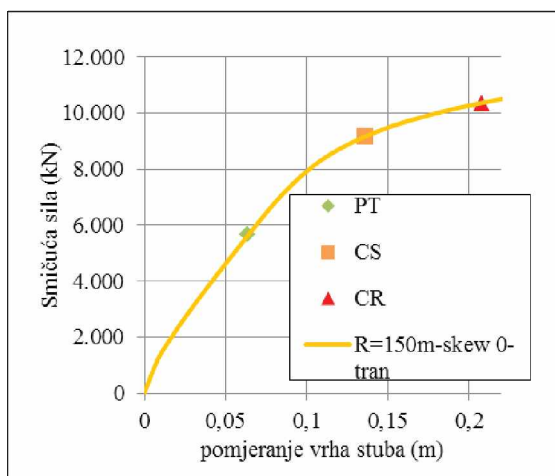


(e)

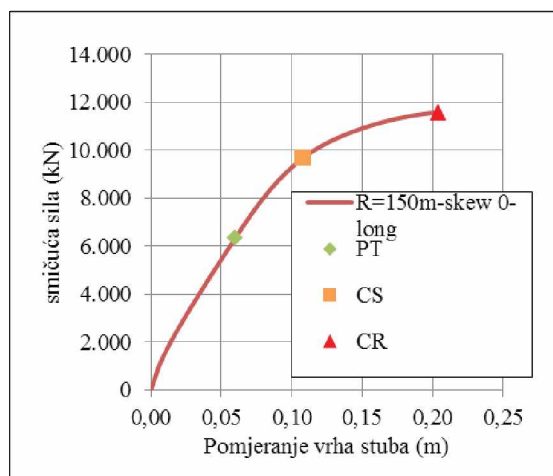


(f)

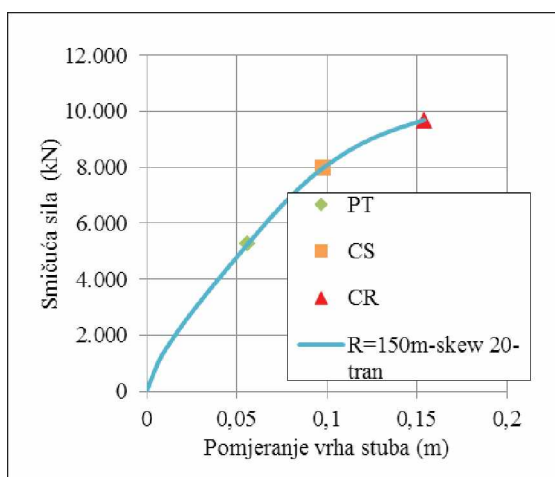
Slika C.2. Krive kapaciteta za most u krivini $R=250\text{m}$ i (a) ugao zakošenja 0° , poprečno; (b) ugao zakošenja 0° , podužno; (c) ugao zakošenja 20° , poprečno; (d) ugao zakošenja 20° , podužno; (e) ugao zakošenja 30° , poprečno; (f) ugao zakošenja 30° , podužno



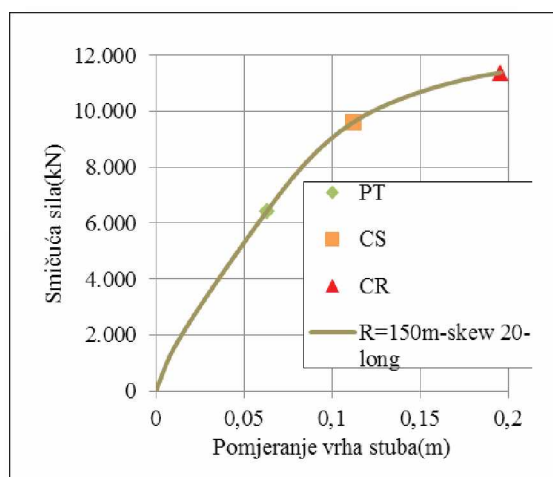
(a)



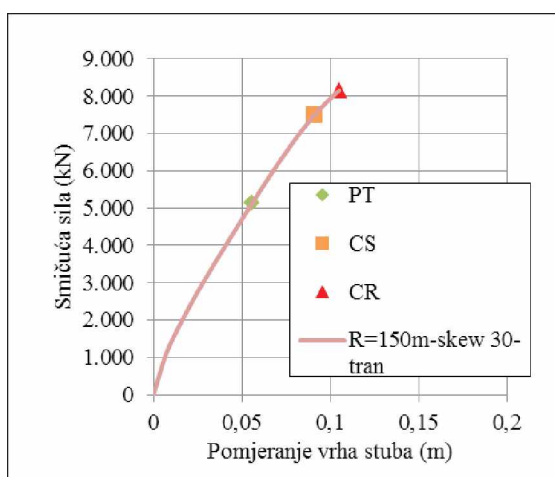
(b)



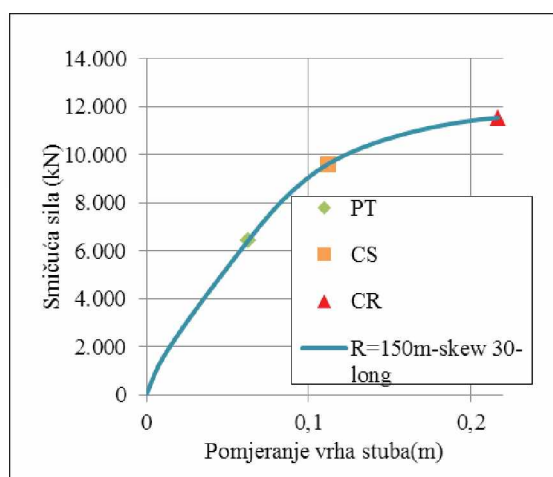
(c)



(d)



(e)



(f)

Slika C.3. Krive kapaciteta za most u krivini R=150m i (a) ugao zakošenja 0° , poprečno; (b) ugao zakošenja 0° , podužno; (c) ugao zakošenja 20° , poprečno; (d) ugao zakošenja 30° , podužno; (e) ugao zakošenja 30° , poprečno; (f) ugao zakošenja 30° , podužno

Primijenjene oznake

SLOVA LATINICE

Oznaka - Opis oznake

A	<i>Parametar regresijskog modela</i>
A_c	<i>Površina utegnutog dijela poprečnog presjeka</i>
a_g	<i>Projektno ubrzanje tla</i>
B	<i>Parametar regresijskog modela</i>
CDR	<i>Relativni drift stuba mosta</i>
D	<i>Prečnik stuba</i>
E_{cm}	<i>Modul elastičnosti betona</i>
EDP	<i>Parametar seizmičkog odgovora</i>
edp	<i>Granična vrijednost parametra seizmičkog odgovora</i>
EQ1	<i>Zemljotres sa povratnim periodom 475g</i>
EQ2	<i>Zemljotres sa povratnim periodom 95g</i>
$f()$	<i>Funkcija gustine vjerovatnoće</i>
$F()$	<i>Funkcija raspodjele gustine vjerovatnoće</i>
f_{ck}	<i>Karakteristična vrijednost čvrstoće pri pritisku betonskog cilindra</i>
f_{cm}	<i>Srednja vrijednost čvrstoće neutegnutog betona pri pritisku</i>
$f_{cm,c}$	<i>Srednja vrijednost čvrstoće na pritisak utegnutog betona</i>
f_{yk}	<i>Karakteristična vrijednost granice razvlačenja</i>
f_{ym}	<i>Srednja vrijednost granice razvlačenja</i>
G	<i>Modul smicanja betona</i>
i	<i>Relativna širina intervala pouzdanosti</i>
IM	<i>Mjera seizmičkog intenziteta</i>
IO	<i>Indeks oštećenja</i>
$K_{abt,L}$	<i>Krutost tla iza oporaca u podužnom pravcu</i>
$K_{abt,T}$	<i>Krutost tla iza oporaca u poprečnom pravcu</i>
N	<i>Normalna sila pritiska u stubu</i>
L_1	<i>Donja granica 84%-tnog intervala pouzdanosti za srednju vrijednost lognormalne distribucije</i>

L_2	Gornja granica 84%-tnog intervala pouzdanosti za srednju vrijednost lognormalne distribucije
L_v	Odnos momenta i smičuće sile
$P()$	Vjerovatnoća prekoračenja
P_{bw}	Sila koja odgovara pasivnom pritisku tla iza oporaca
PF	Modalni faktor participacije prvog tona
R	Radijus horizontalne krivine mosta
rez Cord	Cordova mjera intenziteta koristeći vrijednosti sa resultantnih SRSS spektara
rez PGA	Maksimalno resultantno ubrzanje dvije horizontalne komponente
rez PGV	Maksimalna resultantna brzina dvije horizontalne komponente
rez $S_a(T_1)$	Spektralno ubrzanje u prvom tonu resultantnog SRSS spektra
rez $S_d(T_1)$	Spektralno pomjeranje u prvom tonu resultantnog SRSS spektra
rez $S_v(T_1)$	Spektralna brzina u prvom tonu resultantnog SRSS spektra
$S_{a,SRSS}$	Spektralno ubrzanje dobijeno iz komponenti korišćenjem SRSS pravila
S_a^e	Elastično spektralno ubrzanje
S_d^e	Elastično spektralno pomjeranje
s_d	log-standardna devijacija
trans PGA/long PGA	Maksimalno ubrzanje sračunato iz komponente zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans PGV/long PGV	Maksimalna brzina sračunata iz komponente zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans $S_a(T_1)$ /long $S_a(T_1)$	Spektralno ubrzanje u prvom tonu sračunato za komponentu zapisa koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
trans $S_d(T_1)$ /long $S_d(T_1)$	Spektralno pomjeranje u prvom tonu sračunato za komponentu koja djeluje u globalnom X/Y pravcu
	inicijalni period vibracija konstrukcije
V_w	Sila smicanja u poprečnoj armaturi
V_R	Kapacitet nosivosti stubova na smicanje
W	Ukupna težina mosta

GRČKA SLOVA

μ	<i>Srednja vrijednost lognormalne raspodjele slučajne veličine</i>
ξ	<i>Modifikovana disperzija</i>
σ	<i>Standardna devijacija lognormalne raspodjele slučajne veličine</i>
Φ	<i>Kumulativna funkcija raspodjele standardne normalne distribucije</i>
ε_{cu1}	<i>Granična dilatacija neutegnutog betona</i>
$\varepsilon_{cu,c}$	<i>Granična dilatacija utegnutog betona</i>
ε_{c1}	<i>Dilatacija koja odgovara maksimalnoj čvrstoći neutegnutog betona</i>
$\varepsilon_{c1,c}$	<i>Dilatacija koja odgovara maksimalnoj čvrstoći utegnutog betona</i>
ε_y	<i>Dilatacija armature na granici tečenja</i>
θ_{um}	<i>Kapacitet rotacije</i>
β	<i>Ugao zakrivljenja mosta</i>
α	<i>Ugao zakošenja stubova</i>
μ_ϕ	<i>Duktilnost krivine</i>
μ_Δ	<i>Duktilnost pomjeranja</i>
μ_θ	<i>Duktilnost rotacije</i>
ϕ_{rk}	<i>Amplituda osnovnog tona vibracija rasponske konstrukcije</i>
Δ_{rk}	<i>Horizontalno pomjeranje rasponske konstrukcije</i>
γ_{el}	<i>Faktor koji za primarne seizmičke elemente</i>
ω	<i>Mehanički procenti armiranja podužnom zategnutom i pritisknutom armaturom</i>
α_k	<i>Mediana funkcije povredljivosti za stanje oštećenja k</i>

Literatura

Citirana literatura

1. AASHTO (1993): American Association of State Highway and Transportation Officials, *Guide specifications for horizontally curved highway bridges*, 2nd edn. Washington, DC
2. AASHTO (2003): American Association of State Highway and Transportation Officials, *Guide specifications for horizontally curved highway bridges*, 3rd edn, Washington, DC
3. AASHTO (2009): American Association of State Highway and Transportation Officials, *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*
4. AASHTO (2011) American Association of State Highway and Transportation Officials, *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 2nd ed., AASHTO, Washington, D.C., 2011.
5. AASHTO (2012) American Association of State Highway and Transportation Officials, *Bridge Design Specifications*, 6th ed., AASHTO, Washington, D.C., 2012.
6. Akkar, S., Sucuoğlu, H., Yakut, A. (2005): Displacement-Based Fragility Functions for Low and Mid-Rise Ordinary Concrete Buildings, *Earthquake Spectra*, Volume 21, No. 4, 2005, pp. 901-927.
7. Aktan, A. E., Pecknold, D. A., Sozen, M. A. (1974): R/C Column Earthquake Response in Two Dimensions. *Journal of the Structural Division*, 100(10), 1974, pp. 1999-2015
8. Alavi, B., Krawinkler, H. (2004): Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(6), 2004, pp. 687-706
9. Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B. (2002): Internet-site for European strong-motion data. European Commission, Directorate-General XII, Environmental and Climate Programme, Brussels. <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>
10. Antoniou, S., Pinho, R. (2004a): Advantages and Limitations of Force-based Adaptive and Non-Adaptive Pushover Procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4, pp. 497-522.
11. Antoniou, S., Pinho, R. (2004): Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 2004, pp. 643-661
12. ATC 40 (1996): *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, SA, 1996.

13. Avsar, O. (2009): *Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment Of Ordinary Highway Bridges In Turkey*, The Graduate School Of Natural And Applied Sciences Of Middle East Technical University, doktorska disertacija, jun 2009.
14. Avsar, O., Yakut, A., Caner, A. (2011): Analytical Fragility Curves for Ordinary Highway Bridges in Turkey, *Earthquake Spectra*, Volume 27, No. 4, pp. 971–996, November 2011
15. Aydinoglu, MN. (2004) : An improved pushover procedure for engineering practice: incremental response spectrum analysis IRSA, *Proceedings of the International Workshop Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, 2004, pp. 345–356
16. Baker, J. (2011): Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection, *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 2011, pp. 322-331
17. Baneerjee, S., Shinozuka, M. (2007): Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges , *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 22, 293-305
18. Bardakis, V.G., Fardis, M.N. (2011): Nonlinear dynamic v. elastic analysis for seismic deformation demands in concrete bridges having deck integral with the piers, *Bulletin of Earthquake Engineering* 9(2), 2011, pp. 519-536.
19. Basoz, N., Mander, J., (1999): Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS, National Institute of Building Sciences.
20. Bayat, M., Daneshjoo, F., Nisticò N. (2017) : The effect of different intensity measures and earthquake directions on the seismic assessment of skewed highway bridges, *Earthq Eng & Eng Vib* (2017) 16: pp.165-179
21. Bommer, J. J., Acevedo, A. B. (2004): The Use of Real Earthquake Accelerograms as Input to Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(S1), 2004, pp. 43-91
22. British Geological Survey (2012): UK Earthquake Monitoring 2011/2012, Commissioned Report OR/12/092, ed. B. Baptie, Edinburgh British Geological Survey 2012
23. Building Seismic Safety Council (2000): NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings & Other Structures, FEMA 368, Washington, DC.
24. Calderone, A.J., Lehman, D.E., Moehle, J. P. (2001): Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns Having Varying Aspect Ratios and Varying Lengths of Confinement, PEER Report 2000/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley January 2001
25. Caltrans (2001): Seismic Design Criteria, version 1.2, (p.121), California Department of Transportation, California, USA December, 2001
26. Caltrans (2013): Caltrans seismic design criteria, California Department of Transportation, California, USA

27. Caltrans (2015): Bridge design practise, Structural modeling and anaysis, California Department of Transportation, California, USA
28. Calvi, G. M. (1999) Performance-Based Approaches for Seismic assessment of Existing Structures, Proceedings of the 11th European Conf. on Earthquake Eng.-Invited Lectures, , A. A. Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 3-19.
29. Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. Journal of Earthquake. Eng. 3(3), 411-438
30. Cardone, D., Perrone, G.I., Dolce, M., (2007): Seismic risk assessment of highway bridges. In Proceedings 1st US–Italy seismic bridge workshop. IUSS Press Ltd, Pavia (Italy).
31. Casarotti, C., Pinho, R. (2007): An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action, Bulletin of Earthquake Engineering, 5(3), p.377.
32. CDT (2006): California Department of Transportation , Visual Catalog of Reinforced Concrete Bridge Damage, Jun 2006
33. CEN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004, Brussels.
34. CEN- EN 1998-1: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules for buildings 2004, Brussels.
35. CEN- EN 1998-2: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, 2004, Part 2: Bridges ,2005, Brussels.
36. CEN EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3:Assessment and retrofitting of buildings, 2005, Brussels
37. Chaddock, R. E., (1925): Principles and Methods of Statistics (1st Edition), Houghton Mifflin Company, The Riverside Press, Cambridge.
38. Chen, L., Chen, L. (2016): Earthquake Fragility Assessment of Curved and Skewed Bridges in Mountain West Region, Department of Civil and Environmental Engineering Colorado State University Fort Collins, CO 80523, September 2016
39. Chiorean, C.G. (2003): Application Of Pushover Analysis On Reinforced Concrete Bridge Model Part I – Numerical Models, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Departamenmeto de Engenharia Civil, Research Report No. POC-TI/36019/99, July 2003
40. Choi, E., DesRoches, R., Nielson, B. (2004): Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones, Engineering Structures, Volume 26, No. 2, pp. 187-199.
41. Čokić, M., Folić, R., Lađinović, Đ. (2017): Nelinearna seizmička analiza stubova kontinualnog AB mosta –u objavljivanju Tehnika-NG

42. Cordova, P.P., Deierlein, G.G., Mehanny, S.S.F., Cornel, C.A. (2001): Development of two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure, The second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforcement Concrete Building Structures, Sapporo, Hokkaido, 2001, pp. 187-206.
 43. Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., Foutch, D. A. (2002): Probabilistic Basis for 200 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines, ASCE Journal of Structural Engineering, 128 (4), 526–533
 44. Correal, J.F., Saiidi, M.S., Sanders D. H. (2004): Seismic Performance of RC Bridge Columns Reinforced with Two Interlocking Spirals, Report No. CCEER-04-06, Report to the California Department of Transportation
 45. Ćosić, M., Folić, B., Folić, R., Sedmak, S. (2014): Performance based seismic analysis of highway E75 at Kovilj, Structural integrity and life, Vol 14 No 1 (2014), pp. 17-28
 46. Ćosić, M., Folić, R., Brčić, S. (2017): Pregled savremenih seizmičkih analiza i načina uvođenja prigušenja u njima, Građevinski materijali i konstrukcije, br. 1, 2017, str. 3-30
 47. Ćosić, M., Folić, R., Folić, B. (2014): Utjecaj parametara akcelerograma na seizmički odziv konstrukcija, Građevinar, Vol. 66, No 9, 2014, pp. 787-800. DOI: 10.14256/JCE.1082.2014; ISSN 0350-2465
 48. Crowley, H., Pinho, R., Bommer, J. J. (2004). A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation, Bull. Earthqu. Eng.: 2 (2), pp. 173-219
 49. CSI Bridge (2015): Bridge Seismic Design, Automated Seismic Design of Bridges, AASHTO *Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design*, September 2015, ISO BRG091415M14
 50. Davidson, J., Abdalla, R. (2002): Design and construction of modern curved bridges. University Transportation Center for Alabama, Tuscaloosa
 51. Deierlein, G.G. (2004): Overview of a Comprehensive Framework for Earthquake, Performance Assessment, Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation Proceedings of The International Workshop Bled, Slovenia, 28 June – 1 July 2004
 52. Duan, L., Chen, W. F. (2002): *Bridges in Handbook of Earthquake Engineering*, Ch. 18. pp. 18.1-18.56
 53. Dutta, A., Mander, J.B.(1998): Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges, NCEDE-CEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, pp.311-25, 1998, Tokyo, Japan.
- Engineering, Published online, DOI: 10.1080/13632469.2016.1264325, December, 2016, pp. 1-21
54. EQE (1995): *The January 17, 1995 Kobe Earthquake An EQE Summary Report* April 1995

55. Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković T.(2000):Metoda procjene seizmičkog ponašanja zgrada i mostova, Građevinar, vol. 52, 2000, pp.663-671
56. Fajfar, P., Gaspersic, P., Drobnić, D. (1997): A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structure u P. Fajfar i H. Krawinkler, (eds.), Seismic Design Methodologies for Next generation of Codes, A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, pp. 183-94
57. FEMA (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, Washington, DC
58. FEMA 273 NEHRP *Guidelines for seismic rehabilitation of buildings*
59. FEMA 356(2000): Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., USA, 2000.
60. FEMA 440 (2005): Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project), Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., USA,2005.
61. FEMA 750P (2009): NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., USA, 2009.
62. FEMA P-58-1 (2012): *Seismic Performance Assessment of Buildings*, Methodology, Applied Technology Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, USA, 2012.
63. FEMA P-58-2(2012): *Seismic Performance Assessment of Buildings, Implementation Guide*, Applied Technology Council, Federal Emergency Management Agency, Washington D. C., USA, 2012.
64. FEMA-368/369: NEHRP Recommend./Commentary Provisions for Seismic Regulationsfor New Buildings and Other Structures – Part 1and2: Provisions. Building Seismic Safety Council &FEMA, 2001
65. FHWA (2006): Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part I—Bridges
66. Fischinger, M., Isaković, T., Fajfar, P.(1997): Seismic analysis of viaduct structures - Which method to choose? Eds Fajfar and Krawinkler, 1997, pp.347.-358
67. Folić, R, Ćosić, M. (2016): Performance-based non-linear seismic methods of Structures: a review of scientific knowledge in the last 20 years, International Conference VSU 2016, p.10
68. Folić, R. (2015): Performance based seismic design of concrete buildings structures – bases, Međunarodna konferencija Savremena dostignuća u građevinarstvu Subotica DOI:10.14415/konferencijaGFS 2015.026
69. Folić, R. (2007): Conceptual design, base isolation and control bridge structures in seismic regions, In "Bridges in Danube basin", Ed. M. Ivanyi & R. Bancila, M. Kiado, Budapest, September 2007, pp. 463 - 478.

70. Folić, R. (2007): Using FRP materials for strengthening of concrete bridges, The 6th International Conference, Struga, 27-29 September, Proc. pp. 623-634.
71. Folić, R. (2008): Projektovanje seizmički otpornih betonskih mostova", Materijali i konstrukcije 51 (2008), 2, 41-65
72. Folić, R., Ladinović, Đ. (2005): Konceptualno projektovanje i elastična analiza putnih mostova, Beograd, Put i saobraćaj br 2, 2005, str. 20-42.
73. Folić, R., Ladinović, Đ. (2004): Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkim područjima, Tehnika - Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd, str. 9-23.
74. Folić, R., Radonjanin, V., Prokić, A., Malešev, M. (2015): Earthquake damage to RC bridges and reevaluation of recommendation for its repair and strengthening (ID 1594-Folic), 16th European Bridge Conference, 23rd – 25th Jun 2015, Edinburgh, Scotland, Proc. Editor: Professor M C Forde, pp. 18. ISBN No: 0-947664-78-4
75. Folić, R., Zenunović, D., Liolios, A. (2014): Recommendation For Seismic Upgrading Of Damaged RC Structures, Structural Faults And Repair -Cd Rom Edition; Structural faults and repair; London, Jul 2014, 1353, Edinburgh, Engineering Technics Press, 2014
76. Folić, R.: A classification of damage to concrete buildings in earthquakes, illustrated by examples, Material and Structures, RILEM - Journal, Vol. 24, 1991., pp. 286-292. ISSN: 1359-5997 (Print) ISSN 1871-6873
77. Franchin, P., Lupoi, A., Pinto, P. (2008): On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes. Journal of Earthquake Engineering 10(2), 2008, pp. 195-206.
78. Ger, J., Cheng, F.Y. (2012): *Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges*, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2012
79. Hellesland, J., Scordelis, A. (1981): Analysis of RC bridge columns under imposed deformations. Proceedings of the IABSE Colloquium, June 2-5, (1981), Delft, The Netherlands
80. Hutchinson, T. C., Boulanger, R. W., Chai, Y. H. , Idriss, I. M. (2001): Inelastic Seismic Response of Extended Pile Shaft Supported Bridge Structures, Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley November 2001
81. Hwang, H., Jernigan, J.B., Lin, Y.W. (2000): Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems. ASCE Journal of Bridge Engineering, 5, 322–330.
82. Isaković, T., Arede, A., Cardone, D., Delgado, P., Fischinger, M., Kappos, A. J., Pouca, N. V., Pinho, R., Sextos, A. (2012): *Seismic Design and Assessment of Bridges-Inelastic methods of Analysis and Case Studies*, Springer Science & Business Media, April 2012

83. Isaković, T., Fischinger, M., (2009): Pojednostavnjene nelinearne metode proračuna betonskih mostova, *Građevinar* 61, 2009., pp. 625-633
84. Isaković, T., Nino Lazaro, MP., Fischinger, M. (2008): Applicability of push-over methods for seismic analysis of single-column bent viaducts. *Earthq Eng Struct Dyn* 37:1185–1202
85. Itani, A., Reno, M. (2000): Chapter 15 in *Horizontally Curved Bridges*, in Bridge Engineering Handbook (W. Chen & L. Duan, eds.), Boca Raton: CRC Press, 2000 IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
86. Jun, J., Hui, W. (2015): The Relationship Between Moment and Curvature and the Elastic-Plastic Seismic Response Analysis of High Pier Section, *The Open Mechanical Engineering Journal*, 2015, 9, pp. 892-899
87. Kalkan, E., Chopra, A.K. (2010): Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures, U.S. Geological Survey Open-File Report 2010, 113 p.
88. Kalkan, E., Kunnath, S.K. (2006): Adaptive Modal Combination Procedure for Nonlinear Static Analysis of Building Structures, *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/ASCE0733-9445(2006)132:11, pp.1721-1731
89. Karim, K.R., Yamazaki, F. (2003). A simplified method for constructing fragility curves for highway bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32(10), 2003, pp. 1603-1626.
90. Karim, K.R., Yamazaki, F. (1999): Comparison of Analytical Fragility Curves for RC Bridge Piers Designed by Using Old and Recent Seismic design Codes, *生産研究*, vol 51/11 (1999): pp. 761-764
91. Karim, K.R., Yamazaki, F. (2001). Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 30(12), 2001, pp. 1839-1856.
92. Kaviani, P., Zareian, F., Taciroglu, E.(2014): Performance-Based Seismic Assessment of Skewed Bridges, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2014, PEER Report 2014/01, Berkeley, California, USA
93. Khan, E. (2015): *Direct Displacement Based Seismic Design of Continuous Curved Bridges*, doktorska disertacija, Faculty of North Carolina State University
94. Kim, T.H., Lee, K.M., Chung, Y.S., Shin, H.M. (2005): Seismic damage assessment of reinforced concrete bridge columns, *Engineering Structures* 27, 2005, pp.576–592
95. Kottogoda, N. T., Rosso, R. (2008): *Applied Statistics for Civil And Environmental Engineers*, Blackwell Publishing Ltd., Oxford.
96. Kramer, S. (1996): *Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics*, 1996, 653 p.

97. Krawinkler, H., Nassar, A.A. (1992): Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, in P. Fajfar and H. Krawinkler (eds.), *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier Science Publisher Ltd., NY, pp. 23–40.
98. Kunnath, S. K., Larson, I.L. (2004): Modeling Considerations In Probabilistic Performance Based Seismic Evaluation of Highway Bridges, *Proceedings of the International Workshop Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, Bled, Slovenia, 2004, pp. 65-76
99. Lee, W. K., Billington, S.L. (2011): Performance-based earthquake engineering assessment of a self-centering, post-tensioned concrete bridge system, *Earthquake Engineering And Structural Dynamics* 40, 2011, pp. 887–902
100. Lehman, D. E., Moehle J.P. (2000): Seismic Performance of Well- Confined Concrete Bridge Columns, *PEER Report 1998/01*, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley December 2000
101. Mackie, K., Stojadinovic, B. (2003): Seismic demands for performance-based design of bridges, Pacific Earthquake Engineering Research Center, (2003), *PEER Report 2003/16*, Berkeley, California, USA
102. Mackie, K., Stojadinovic, B. (2005): Fragility basis for california highway overpass bridge seismic decision making, (*PEER Report 2005/02*). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Berkeley, CA: University of California.
103. MacRae, G.A., Kawashima, K. (1997): Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators., *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, 1997, pp. 701-716.
104. Majkić, D., Folić, R. (2007): Integralni mostovi, Put i saobraćaj, Beograd, br 1. str. 15-33.
105. Majkić, D., Folić, R. (2008): Recommendations for design and construction of integral bridges, *Tehnika-NG*, br. 4, str. 1-16.
106. Mander, J.B. (1999): Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges, Technical Report, MCEER Highway Project/ FHWA, 1999
107. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1988): Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114 (1988) 8, pp. 1804-1826.
108. Manjula, N.K., Nagarajan, P., Madhavan Pillai, T.M. (2013): A Comparison of Basic Pushover Methods, *International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES)*, ISSN (Online) 2319-183X, (Print) 2319-1821, Volume 2, Issue 5 (May 2013), pp. 14-19
109. Maragakis E.A. (1984): *A Model for the Rigid Body Motions of Skew Bridges*, doktorska disertacija, California Institute of Technology, Pasadena, CA.

110. Maroney, B.H., Chai, Y.H. (1994): Seismic design and retrofitting of reinforced concrete bridges. Proceedings of 2nd International Workshop, Earthquake Commission of New Zealand, Queenstown, New Zealand, 1994.
111. Martinez-Rueda, J.E., Elnashai A.S. (1997): Confined concrete model under cyclic load, Materials and Structures, 30 (1997) 197, pp.139-147.
112. Memari, A.M., Harris, H.G., Hamid, A.A, Scanlon, A., (2011): Seismic evaluation of reinforced concrete piers in low to moderate seismic regions, Electronic Journal of Structural Engineering, 11, pp.57-68.
113. Menegotto, M., Pinto, P. E. (1973): Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames, Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending. Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, 1973, Portugal
114. Miranda, E. (1993): Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra, Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 119, No. 5, pp. 1319–1338.
115. Mohtashami, E., Shooshtari, A. (2013): A Multimode Adaptive Pushover Procedure for Seismic Assessment of Integral Bridges, Hindawi Publishing Corporation, Advances in Civil Engineering, Volume 2013, Article ID 941905, p. 13
116. Monti, G., Nistico, N. (2002): Simple Probability-Based Assessment of Bridges under Scenario Earthquakes, ASCE Journal of Bridge Engineering, Volume 7, No. 2, 2002, pp. 104-114.
117. Muntasir Billah, A.H.M., Alam, S. M. (2015): Seismic fragility assessment of highway bridges: a state-of-the-art review. Structure & Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design & Performance, June 2015, Vol. 11 Issue 6, p804-832. 29p. DOI: 10.1080/15732479.2014.912243
118. Mwafy, A.M., Elnashai, A.S. (2007): Assessment of Seismic Integrity of Multi-Span Curved Bridges in Mid-America, Mid-America Earthquake Center, Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 2007
119. Naeim, F., Alimoradi, A., Pezeshk, S. (2004): Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms, Earthquake spectra, Vol. 20(2), 2004, pp.413-426
120. NCHRP PROGRAM REPORT 620 (2008): *Development of Design Specifications and Commentary for Horizontally Curved Concrete Box-Girder Bridges*, Transportation Research Board, 2008
121. NCHRP-synthesis 440 (2013): Performance-Based Seismic Bridge Design Synthesis of highway Practise, (2013), Transportation Research Board
122. Optimus V.1.0. - Softver za obradu zapisa zemljotresa i rezultata analiza - autori Đorđe Đonović i Nina Serdar

123. Padgett, J. E., DesRoches, R. (2008): Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37(8), 2008, pp. 1157–1174.
124. PEER Report 2006/10: *Application of the PEER PBEE Methodology to the I-880 Viaduct, I-880 Testbed Committee*, Sashi K. Kunnath Testbed Coordinator, PEER Report 2006/10 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley
125. PEER Report 2009/01: *Evaluation of Ground Motion Selection and Modification Methods: Predicting Median Interstory Drift Response of Buildings*, PEER Ground Motion Selection and Modification Working Group California State University, Chico
126. PEER Report 2013/03: *PEER NGA-West2 Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley
127. PEER Report 2015/01: *Concrete Column Blind Prediction Contest 2010: Outcomes and Observations*, Terzic V., Schoettler M.J., Restrepo J. I., Mahin S.A., Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley
128. Pejović, J., Janković, S. (2015): Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 35, No.10/2015, doi: 10.1007/s10518-015-9812-4, ISSN (printed version) 1570-761X, ISSN (electronic version) 1573-1456
129. Pinto, E. P., Giannini, R., Franchin, P. (2004): *Seismic Reliability Analysis of Structures*, IUSS Press, Pavia-Italy
130. Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. (1996): *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons, New York
131. Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M. (2007): *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia-Italy
132. Ramanathan, K., Desroches, R., & Padgett, J. (2010) : Analytical Fragility Curves for Multispan Continuous Steel Girder Bridges in Moderate Seismic Zones. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2010, pp.173-182.
133. Ramirez, J. A., Frosch, R. J., Sozen, M. A., Turk, M. T. (2000): *Handbook For The Post-Earthquake Safety Evaluation Of Bridges And Roads*, School of Civil Engineering, Purdue University prepared for INDOT, March 2000
134. Reinhorn, A. M. (1997): Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, u P. Fajfar i H. Krawinkler, (eds.), *Seismic Design Methodologies for Next generation of Codes*, A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, pp. 277-87
135. Rossetto, T., Elnashai, A. (2005), A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures, *Engineering Structures*, 27(3), 397–409.

- 136.Saxena, V., Deodatis, G., Shinozuka, M., Feng, M.Q.(2000): Development of fragility curves formulti-span reinforced concrete bridges, International Conference on Monte Carlo Simulation, 2000.
- 137.Seiler C. (2002): Serviceability check of bridge inseismic regions, 12th Eur. Conf. On Earthq. Eng.London, 2002, Paper 759
- 138.SeismoStruct v.7.0. User maual 2014, <http://seismosoft.com>
- 139.SeismoStruct v.7.0.3. Seismosoft (2014), Softver za statičku i dinamičku analizu konstrukcija, <http://seismosoft.com>
- 140.Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., Kim, S.-H. (2000a), Nonlinear static procedure for fragility curve development, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 126 (12),1287-95
- 141.Shirazi, R. S., Pekcan, G., Itani, A. (2016): Analytical Fragility Curves for a Class of Horizontally Curved Box-Girder Bridges, Journal of Earthquake Engineering, DOI: 10.1080/13632469.2016.1264325
- 142.Shome, N., Cornell, C., Bazzurro, P., Carballo, J. E.(1998) : Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses. Earthquake Spectra, 14(3), 1998, pp. 469-500
- 143.SYNER-G Reference Report 4 (2013): *Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities*, JRC, Mart 2013.
- 144.Tondini, N., Stojadinovic, B.(2012): Probabilistic seismic demand model for curved reinforced concrete bridges, Bulletin of Earthquake Engineering, vol.10, 2012, pp.1455-1479
- 145.Vidic, T. Fajfar, P., Fischinger, M. (1994): Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 23, No. 5, pp. 507-521.
- 146.Wen-I Liao, Ching-Hsiung Loh (2004): Preliminary study on the fragility curves for highway bridges in Taiwan, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 27, No. 3, 2004, pp. 367-375
- 147.Wilson, T., Mahmoud, H., Chen, S. (2014): Seismic performance of skewed and curved reinforced concrete bridges in mountainous states, Engineering Structures, 70, pp. 158-167.
- 148.Yi, J.H., Kim, S.H., Kushiyaama, S. (2007): PDF interpolation technique, for seismic fragility analysis of bridges. Engineering Structures 29(2007): pp.1312-1322.
- 149.Zakeri, B., Padgett, J., Ghodrati Amiri, G. (2014): Fragility Assessment of Skewed Single-Frame Concrete Box Girder Bridges, ASCE Journal of Constructed Facilities, vol.28, 2014, no.3,pp. 571-582
- 150.Zhu, P., Abe, M., Fujino, Y. (2002): Modeling Three Dimensional Non-linear Seismic Performance of Elevated Bridges with Emphasis on Pounding of Girders, EarthquakeEngineering and Structural Dynamics, Volume 31,(2002) pp. 1891-1913.

BIBLIOGRAFIJA

1. Akbari, R. (2012): Seismic fragility of reinforced concrete continuous bridges with irregular configuration, *Structure and Infrastructure Engineering* 8, pp. 873-889
2. Alam, M.S., Bhuiyan, R., Billah, M. (2012): Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated by different laminated rubber bearings in medium to strong seismic risk zones, *Bulletin of Earthquake Engineering*, published online, September 2012, DOI 10.1007/s10518-012-9381-8
3. Amiri Hormozaki, E., Peckan, G., Itani, A. (2013): Analytical fragility curves for horizontally curved steel girder highway bridges. University of Nevada; Center for Civil Engineering Earthquake Research, Reno, USA
4. Antonius, Imran I., Widhianto A. (2010): Ductility Of Confined Bridge Piers In The Seismic Region, *Proceeding the 6th Civil Engineering Conference in Asia Region: Embracing the Future through Sustainability* ISBN 978-602-8605-08-3, pp. TS2B 16-23
5. Aschheim, M., Black, E. (2000): Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 2, 2000, pp. 317-335.
6. Assadollah, E.G., Xiao, Y. (2002): Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns, *Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER 2002/15*
7. Baker, J. (2010): Evaluation Of Ground Motion Selection And Scaling Techniques For Long-Period Structures, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University Stanford, CA 94305
8. Berry, M., Eberhard, M. (2003): Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns, *PEER Report 2003/18*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2003.
9. Brandenburg, S., Zhang, J., Kashighandi, P., Huo, Y., Zhao, M. (2011): Demand fragility surfaces for bridges in liquefied and laterally spreading ground, *PEER Center*, University of California
10. Čaušević, M., Fajfar, P., Fischinger, M., Isaković, T. (2003) : Proračun vijadukta na djelovanje sila potresa prema Eurokodu 8/2, *Građevinar* 55 (2003) 3, pp. 143-153
11. Deierlein, G.G., Reinhorn, A. M., Willford, M. R. (2010): *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, Oktobar 2010
12. DesRoches, R., Padgett, E. J.: Seismic Retrofit of Bridges in the Central and Southeastern United States, Report supported by FHWA 1
13. Dong, Y., Frangopol, D., Saydam, D. (2013): Time-variant sustainability assessment of seismically vulnerable bridges subjected to multiple hazards, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42, pp. 1451-1467

14. Falamarz-Sheikhabadi, M.R., Zerv, A. (2016): Effect of numerical soil-foundation-structure modeling on the seismic response of a tall bridge pier via pushover analysis, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 90, 2016, pp. 52–73
15. Farrow, K.T. , Kurama, Y.C. (2001): Capacity-Demand Index Relationships for Performance- Based Seismic Design, Report #NDSE-01-02 ,Department of Civil Engineering and Geological Sciences University of Notre Dame, Indiana
16. Folić, B. (2016): *Seizmička analiza betonskih konstrukcija fundiranih na šipovima*, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, doktorska disertacija, 2016.
17. Folić, B., Folić, R. (2008): Design methods analysis of seismic interaction soil-foundation-bridge structures for different foundations, pp. 29-30. NATO Advanced Research Workshop 983188: Coupled site and soil-structure interaction effects-Abstracts, Borovetz, Bulgaria, August 30 to September 3/08
18. Folić, R. (2005): Aktivno, hibridno i polu-aktivno upravljanje konstrukcija pod seizmičkim dejstvima, Beograd, Tehnika-Naše građevinarstvo br. 6, str. 1-14.
19. Folić, R. (2005): Zaštita građevinskih objekata od zemljotresa kod nas i u svetu-Pregled stanja, časopis „Svet rada“, br. 5 Beograd, str. 935-968
20. Folić, R. (2011): Definisanje predmeta i problema istraživanja i uloga činjenica i hipoteza u naučnom radu, XVII Skup TRENDovi RAZVOJA: EVROPA 2020: društvo zasnovano na znanju Kopaonik, 07. - 10. 03. 2011.
21. Folić, R. (2003): Saobraćajna opterećenja i stanje postojećih drumskih mostova, Put i saobraćaj 3-4, Beograd, str. 15-28
22. Folić, R. (2014): Bridge Engineering in Serbia, Ch. 16, in *Handbook of International Bridge Engineering*, Ed. L. Duan and W. Fah, Frances and Taylor, New York, 2014, pp. 687-747.
23. Folić, R., Folić, B. (2008): Design concept effects on damage mitigation of beam concrete bridges with or without seismic isolation, pp.57-58. NATO Advanced Research Workshop 983188: Coupled site and soil-structure interaction effects-Abstracts, Borovetz, Bulgaria, August 30 to September 3/08.
24. Gardoni, P., Mosalam, K., DerKiureghian, A. (2003): probabilistic seismic demand models and fragility estimates of RC bridges, *Journal of Earthquake Engineering* 7, pp.79-106
25. Gergely, J., Lawrence, T. O., Prado C. I., Ritter, C. T., Stiller, W. B., (2004): *Evaluation of Bridge Analysis Vis-à-vis Performance*, FINAL Report, North Carolina Department of Transportation Research Project No. HWY-2002-12, Department of Civil Engineering University of North Carolina at Charlotte
26. Giovenale, P., Cornell, A.C., Esteva, L. (2004): Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33, pp. 951-979

27. Highways Department (2013): Structures Design Manual for Highways and Railways, The Government of Hong Kong, Maj 2013
28. Huang, Q. (2010): *Adaptive Reliability Analysis Of Reinforced Concrete Bridges using Nondestructive Testing*, doktorska disertacija, Texas A&M University, Maj 2010
29. Hueste, M., Adil, M., Adnan, M., Keating, P. (2006) : Impact Of Lrfd Specifications On Design Of Texas Bridges Volume 1: Parametric Study, Report 0-4751-1, Texas Transportation Institute
30. Huo, Y., Zhang, J. (2013): Effect of pounding and skewness on seismic responses of typical multi-span highway bridges using fragility function method, *Journal of Bridge Engineering* 18, pp. 499-515
31. Isaković, T., Fischinger, M., Kante, P. (2003): Bridges: When is single mode seismic analysis adequate?, *Structures and Buildings* 156: SB2, 2003, pp.163-173.
32. Itani, R., Liao, X. (2003): Effects Of Retrofitting Applications On Reinforced Concrete Bridges, Research Report Research Project T 2696, Task 02, Washington State Transportation Center (TRAC), 2003
33. Janković, S. (2003): *Probabilistička seizmička analiza armiranobetonskih ramovskih konstrukcija*, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet u Podgorici, Univerzitet Crne Gore, 2003
34. Jara, J., Galvn, A., jara, M., Olmos, B. (2013): Procedure for determing the seismic vulnerabilty of an irregular isolated bridge, *Structure and Infrastructure Engineering* 9, pp. 516-528
35. JRC Scientific and Technical Reports: *Bridge Design to Eurocodes Worked examples Worked examples presented at the Workshop "Bridge Design to Eurocodes"*, Vienna, 4-6 October 2010
36. Kappos, A.J., Paraskeva, T. S., Sextos, A.G.(2005): Modal Pushover Analysis as means of seismic assessment of bridge structures, *Proceedings of the 4th European Workshop on Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, 26-27 Avgust, 2005, Thessaloniki, Greece, paper No. 49
37. Kowalsky, M.J. (2002): A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges, *Earthquake Engineering And Structural Dynamics* 2002; 31:pp. 719–747
38. Kulkarni, S., Karadi, U.N. (2014): Case Study of RC Slab Bridge using Nonlinear Analysis, *International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT)* Vol.. 3, Issue 12, June 2014, pp. 314-320
39. Kunnath, S.K. (2004): Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 19(4), pp.246-259.

40. Lau, Vishnukanthan, Waller, Sivathayalan (2012): Generalized Fragility Relationships with Local Site Conditions for Probabilistic Performance-based Seismic Risk Assessment of Bridge Inventories, Civil Engineering Dimension, Vol. 14, No. 3, December 2012 (Special Edition), CED 2012, 14(3), pp. 127-138
41. Majkić, D., Folić, R., Folić, B. (2009): Some aspects of conceptual and structural design of concrete integral bridges, 13th International Symposium, MASE, October, 14-17./09, Ohrid, Vol. 1, BK-23, pp. 265-276, ISBN 9989-9785-1-7, M33=1
42. Mass Highway DOT (2005): *Bridge Manual –Part I-Design Guidelines*, Massachusetts Department of Transportation - Highway Division
43. Morbin, R. (2013): *Strategies For Seismic Assessment Of Common Existing Reinforced Concrete Bridges Typologies*, doktorska disertacija, UNIVERSITY OF TRENTO Engineering Of Civil And Mechanical Structural Systems, Februar 2013
44. Moridani, K.K., Khodayari, R., Asadpor, M. (2013): The Importance of Determining Damage Levels of the Bridges in Non-Linear Dynamic Analysis, Journal of Civil Engineering and Urbanism, Volume 3, Issue 4, 2013, pp. 191-196
45. Nielson, B.G. (2005): *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*, School of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology, doktorska disertacija, Decembar 2005
46. Oller, S., Barbat A.H. (2005): Moment–curvature damage model for bridges subjected to seismic loads, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 195, 2006, pp. 4490–4511
47. Pejović, J. (2016): *Seizmička ananliza armiranobetonskih visokih zgrada*, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet, doktorska disertacija, 2016.
48. Pejović, J., Janković, S. (2015): Dependence of RC high-rise buildings response on the earthquake intensity, Journal of the Croatian Association of Civil Engineers – Građevinar, 67(8), 749-759, doi:10.14256/JCE.1205.2014, ISSN (printed version) 0350-2465, ISSN (electronic version) 1333-9095
49. Pietro Croce et. al. (2010): *Guidebook 2-Design of bridges*, Czech Technical University in Prague, Klonker institute, 2010, ISBN 978-80-01-04617-3
50. Quagliaroli, M., Malerba, P.G., Sgambi, L. (2015): A parametric subdomain discretization for the analysis of the multiaxial response of reinforced concrete sections, Advances in Engineering Software 82 (2015), pp. 87–104
51. Radujković, A. (2015): *Analiza parametara za procenu seizmičkog odgovora višespratnih armiranobetonskih okvira*, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, doktorska disertacija, 2015.
52. Reina Goto (2012): *Seismic performance of a bridge subjected to far-field ground motions by a Mw 9.0 earthquake and near-field ground motions by a Mw 6.9 earthquake*, master thesis, Department of Civil and Architectural Engineering Division of Structural Engineering and Bridges Stockholm, Sweden, 2012

53. Ricardo Nuno Carvalho Monteiro (2011): *Probabilistic Seismic Assessment of Bridges*, Faculdade De Engenharia, Universidade Do Porto, doktorska disertacija, 2011
54. Rollins, K., Franke, K., Luna, R., Rocco, N., Avila, D., Climent, A. (2013): Geotechnical Aspects Of Sept. 5, 2012 M7.6 Samara, Costa Rica Earthquake, January 30, 2013
55. Setra (2007): Eurocode 2: Application To Concrete Highway Bridges, Service d'études techniques des routes et autoroutes Technical Department for Transport, Roads and Bridges
56. Sextos, A., Kappos, A. And Pitilakis, K. :Seismic Response Of Long R/C Bridges: Effect Of Coupled Ground Motion Variability And Soil-Foundation Interaction.
57. Sextos, A., Kappos, A., Pitilakis, K. (2003): Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study, Earthquake and Structural Dynamics, Volume 32, Issue 4, 2003, pp. 629–652
58. Shome, N., Cornell, C. A. (1998): Normalization and scaling accelerograms for nonlinear structural analysis. Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, May 31 - June 4, Seattle, USA
59. Shome, N., Cornell, C. A. (1999): *Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*, Report No. RMS-35 (doktorska disertacija), Stanford University, Stanford, CA
60. Van Bac Nguyen (2006): *Numerical Modelling of Reinforced Concrete Bridge Pier under Artificially Generated Earthquake Time-Histories*, doktorska disertacija, Department of Civil Engineering The University of Birmingham, June 2006
61. Vitanova, M.(2015): *Ocenka na seizmičkata povredljivost na tipični armiranobetonski mostovski konstrukcii so poveke rasponi vo Republika Makedonija*, Univerzitet Sv. Kiril i Metodij, Institut za zemljotresno inženjerstvo, doktorska disertacija, 2015
62. Vučinić, M., Folić, R., Ristić, D.(2006): Savremeni pristup aseizmičkom projektovanju konstrukcija-Primena bazne izolacije, DIMK, Materijali i konstrukcije, Vol. 49, Beograd, 2006. godine, pp. 21 - 34.
63. Wagle, N. G. (2011): Design of Integral Bridges on M50, Ireland, Structural Engineering International, vol 2, 2011, pp. 202-205
64. Yanhao, Y. (2012): *Impact Of Seismic Vulnerability On Bridge Management Systems*, University Of Trento, doktorska disertacija, 2012
65. Zenunovic, D., Topalovic, M., Folic, R. (2015): Identification of Modal Parameters of Bridge using ambient vibration Measurements, Shock and Vibrations, Hindawi Publishing Corporation, Volume 2015 Article ID 957841, 21 pages; Hindawi. ISSN: 1070-9622

66. Zenunovic, D., Topalovic, M., Folic, R.(2015): System Identification of R/C Girder Bridges Based on Field Measurements and Numerical Simulations, Tehnicki vjesnik-Technical Gazette, vol. 22, br. 3, 2015, pp. 667-675; DOI: 10.17559/TV-20140603143241; ISSN 1330-3651 (Print), ISSN 1848-6339
67. Zeynep Firat Alemdar (2010): *Plastic Hinging Behavior Of Reinforced Concrete Bridge Columns*, doktorska disertacija, Civil Engineering and the Graduate Faculty of the University of Kansas, April 2010
68. Zhong, J., Gardoni, P., Rosowsky, D., Haukaas, T. (2008): Probabilistic seismic demand models and fragility estimates for reinforced concrete bridges with two column bents, Journal of Engineering Mechanics 134, pp. 495-504

Biografija autora

Mr, Nina Serdar rođena je 27.09.1981. godine u Kotoru, od oca Nikole Serdar i majke Mile, rođene Radenović. Završila je Matematičku gimnaziju "Slobodan Škerović" i 2000. godine upisala je Građevinski fakultet u Podgorici, konstruktivni smjer, gdje je diplomirala 2006. godine sa prosječnom ocjenom 9.79 i ocjenom 10 na diplomskom ispitu.

Od 2006. godine angažovana je kao saradnik u nastavi na predmetima iz oblasti građevinskih materijala, betonskih konstrukcija i mostova. Magistarsku tezu "Parametarska i uporedna analiza Evrokoda 1 i Evrokoda 8 za saobraćajna i zemljotresna opterećenja drumskih mostova sa važećim propisima u Crnoj Gori", odbranila je 2009. godine na Građevinskom fakultetu Univerziteta Crne Gore. Od 2010. godine student je doktorskih studija.

U okviru svoje naučno-istraživačke djelatnosti, napisala je više naučnih radova izlaganih na naučnim skupovima u zemlji i inostranstvu čiji je poseban doprinos u približavanju evropskih standarda u građevinarstvu domaćoj široj stručnoj javnosti i njihovoj implementaciji u stručnoj praksi. Dobitnik je više nagrada Građevinskog fakulteta za postignute rezultate u studiranju (2002-2006) i studentske nagrade "19. Decembar" (2002) - priznanja koje Opština Podgorica dodjeljuje najboljim studentima.

Pored maternjeg koristi se i engleskim jezikom.

Udata je, ima supruga Đorđa Đonovića i kćerku Teodoru.

Izjava o autorstvu

Potpisana Nina Serdar
Broj indeksa/upisa 4/2010

Izjavljujem

da je doktorska disertacija pod naslovom

Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini

- rezultat sopstvenog istraživačkog rada,
- da predložena disertacija ni u cjelini ni u djelovima nije bila predložena za dobijanje bilo koje diplome prema studijskim programima drugih ustanova visokog obrazovanja,
- da su rezultati korektno navedeni, i
- da nijesam povrijedila autorska i druga prava intelektualne svojine koja pripadaju trećim licima.

U Podgorici, 02.10.2017.

Potpis doktoranda



Izjava o istovjetnosti štampane i elektronske verzije doktorskog rada

Ime i prezime autora	Nina Serdar
Broj indeksa/upisa	4/2010
Studijski program	Doktorske studije - Građevinarstvo
Naslov rada	Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini
Mentori	Prof. dr Radomir Folić Prof.dr Božidar Stojadinović

Potpisana Nina Serdar

Izjavljujem da je štampana verzija mog doktorskog rada istovjetna elektronskoj verziji koju sam predala za objavljivanje u Digitalni arhiv Univerziteta Crne Gore.

Istovremeno izjavljujem da dozvoljavam objavljivanje mojih ličnih podataka u vezi sa dobijanjem akademskog naziva doktora nauka, odnosno zvanja doktora umjetnosti, kao što su ime i prezime, godina i mjesto rođenja, naziv disertacije i datum odbrane rada.

U Podgorici, 02.10.2017.

Potpis doktoranda



Izjava o korišćenju

Ovlašćujem Univerzitetsku biblioteku da u Digitalni arhiv Univerziteta Crne Gore pohrani moju doktorskudisertaciju pod naslovom:

Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini

koja je moje autorsko djelo.

Disertaciju sa svim priložima predala sam u elektronskom formatu pogodnom za trajno arhiviranje.

Moju doktorsku disertaciju pohranjenu u Digitalni arhiv Univerziteta Crne Gore mogu da koriste svi koji poštuju odredbe sadržane u odabranom tipu licence Kreativne zajednice (Creative Commons) za koju sam se odlučila.

1. Autorstvo
2. Autorstvo – nekomercijalno
3. **Autorstvo – nekomercijalno – bez prerade**
4. Autorstvo – nekomercijalno – dijeliti pod istim uslovima
5. Autorstvo – bez prerade
6. Autorstvo – dijeliti pod istim uslovima

U Podgorici, 02.10.2017.

Potpis doktoranda

