

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



Jamova cesta 2  
1000 Ljubljana, Slovenija  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

**DRUGG** – Digitalni repozitorij UL FGG  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Possnig, L., 2016. Projektiranje armirano-betonskega mostu za vpliv potresne obtežbe in ocena potresnega tveganja. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentorica Isaković, T., somentor Dolšek, M.): 136 str.

Datum arhiviranja: 23-05-2016

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



Jamova cesta 2  
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia  
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

**DRUGG** – The Digital Repository  
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Possnig, L., 2016. Projektiranje armirano-betonskega mostu za vpliv potresne obtežbe in ocena potresnega tveganja. Master Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Isaković, T., co-supervisor Dolšek, M.): 136 pp.

Archiving Date: 23-05-2016

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI  
PROGRAM DRUGE STOPNJE  
GRADBENIŠTVO  
SMER GRADBENE  
KONSTRUKCIJE**

Kandidat:

**LUKA POSSNIG**

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKEGA MOSTU  
ZA VPLIV POTRESNE OBTEŽBE IN OCENA  
POTRESNEGA TVEGANJA**

Magistrsko delo št.: 19/II.GR

**SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE  
BRIDGE AND ESTIMATION OF THE SEISMIC RISK**

Graduation – Master Thesis No.: 19/II.GR

**Mentorica:**

prof. dr. Tatjana Isaković

**Somentor:**

prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 05. 05. 2016

## **STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA**

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

## **IZJAVE**

Podpisani LUKA POSSNIG izjavljam, da sem avtor magistrskega dela z naslovom:

»Projektiranje armiranobetonskega mostu za vpliv potresne obtežbe in ocena potresnega tveganja«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 15.4.2016

Luka Possnig

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>624.042.7:624.074.1(043)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Luka Possnig, dipl. inž. grad.</b>
<b>Mentor:</b>	<b>prof. dr. Tatjana Isaković</b>
<b>Somentor:</b>	<b>prof. dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Projektiranje armiranobetonskega mostu za vpliv potresne obtežbe in ocena potresnega tveganja</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Magistrsko delo</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>136 str., 21 pregl., 92 sl., 94 en., 4 pril.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>premostitvena konstrukcija, projektiranje, armiran beton, nelinearna statična in dinamična analiza, potisna analiza, potresno tveganje, potresna nevarnost, metoda 3R, inkrementalna dinamična analiza</b>

### **Izvleček**

Premostitvene konstrukcije nam omogočajo premoščanje naravnih in umetnih ovir ter so ključnega pomena za povezovanje in združevanje ljudi. Zaradi njihove pomembnosti je te konstrukcije potrebno projektirati in zgraditi tako, da tudi v primeru ekstremnih naravnih vplivov (npr. močan potres) ohranijo svoj namen in tako še vedno omogočajo komunikacijo s prizadetimi območji. Ker so močni potresi razmeroma redek dogodek, konstrukcijam zaradi neekonomičnosti v postopku projektiranja ne zagotovimo elastičnega odziva. Konstrukciji običajno zagotovimo nekoliko manjšo nosilnost in s tem dovolimo, da se v konstrukciji v določenih izbranih delih pojavijo poškodbe, ki jih lahko po močnem potresu popravimo. Sposobnost konstrukcije, da prenese poškodbe (plastične deformacije) imenujemo duktilnost konstrukcije. Plastične deformacije pri premostitvenih konstrukcijah običajno dopuščamo le v stebrih, in sicer na mestu stika s temeljem in/ali na mestu stika s prekladno konstrukcijo. V magistrski nalogi je prikazan postopek projektiranja tipičnega krajšega armiranobetonskega mostu v skladu s standardom Evrokod 8/2, ki vsebuje takšen pristop k projektiranju konstrukcij. Kljub temu, da je odziv mostov pri močnih potresih izrazito nelinearen, postopki projektiranja v splošnem še vedno temeljijo na rezultatih linearno-elastične analize. Potresni odziv konstrukcije smo s tem razlogom ocenili tudi s pomočjo poenostavljene nelinearne analize, ki temelji na potisni analizi, ki je bila določena z metodo N2. Metoda vsebuje nelinearno statično analizo modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) in nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Ker standard ne predvideva eksplicitne kontrole potresnega tveganja, varnost konstrukcije preverjamo s primerjavo vnaprej določenega ciljnega potresnega tveganja z izračunanim potresnim tveganjem. V sklopu magistrske naloge smo varnost konstrukcije preverili s pomočjo zahtevnejše inkrementalne dinamične analize IDA in nedavno predlagane metode 3R, ki nam pove ali je ciljno tveganje porušitve konstrukcije preseženo.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.042.7:624.074.1(043)  
**Author:** Luka Possnig, B.Sc.  
**Supervisor:** Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.  
**Cosupervisor:** Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.  
**Title:** Seismic design of reinforced concrete bridge and estimation of the seismic risk  
**Document type:** M. Sc. Thesis  
**Scope and tools:** 136 p., 21 tab., 92 fig., 94 eq., 4 ann.  
**Key words:** bridge structure, design, reinforced concrete, nonlinear static and dynamic analysis, pushover analysis, seismic risk, seismic hazard, 3R method, incremental dynamic analysis

### **Abstract**

Bridge structures enable us to span natural and artificial barriers and are the key meaning for connecting and the agglomeration of people. Because of their importance it is necessary to design and build them in a way that they even in a case of extreme natural events (e.g. a strong earthquake) keep their purpose and allow communication with affected areas. Because strong earthquakes are a comparatively rare event, we do not assure structures within the process of designing to have an elastic response, because of the uneconomical aspect. Usually we assure structures a bit smaller load capacity and with that we allow damage within chosen elements of the structure that can be renovated after a strong earthquake. Ability of the structure to withstand damage (plastic deformation) is called structure ductility. When designing bridge structures we usually allow plastic deformation in columns at the connection with the foundation and/or at the connection with the slab. In this master's thesis we show a procedure of designing a typical short reinforced concrete bridge in accordance with the standard Eurocode 8/2 that contains such approach for designing structures. Even though that bridge response in case of strong earthquakes is explicitly nonlinear, design procedures generally still base on results of a linear-elastic analysis. Because of this, we also evaluated the seismic response of the structure with help of the simplified nonlinear analysis, which is based on a pushover analysis that was proposed with the N2 method. This method contains the nonlinear static analysis of the structure model with multiple degrees of freedom (MDOF system) and the nonlinear dynamic analysis of the equivalent structure model with a single degree of freedom (SDOF system). Because the standard does not foresee the explicit control of the seismic risk, we have to evaluate the safety of the structure with comparison of in advance chosen target collapse risk with the calculated collapse risk. In this master's thesis the safety of the structure was evaluated with a more demanding incremental dynamic analysis IDA and recently proposed 3R method, that tells us if the structure target collapse risk is exceeded.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorici prof. dr. Tatjani Isaković in somentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za vso strokovno pomoč in nasvete tekom izdelave magistrske naloge.

Zahvalil bi se rad tudi asist. dr. Blažu Zoubku, asist. dr. Marku Brozoviču in Anžetu Babiču, dipl. inž. grad. za vso njihovo pomoč in delitev znanja.

Posebej bi se rad zahvalil družini in puncu Janji, ki so skozi celoten čas študija verjeli vame, me spodbujali in podpirali.

Zahvaljujem se tudi sošolcem in prijateljem, ki so mi vsa ta leta stali ob strani.

## KAZALO VSEBINE

<b>IZJAVE</b>	<b>II</b>
<b>BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK</b>	<b>III</b>
<b>BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT</b>	<b>IV</b>
<b>ZAHVALA</b>	<b>V</b>
<b>KAZALO VSEBINE</b>	<b>VI</b>
<b>KAZALO PREGLEDNIC</b>	<b>X</b>
<b>KAZALO SLIK</b>	<b>XI</b>
<b>LIST OF TABLES</b>	<b>XV</b>
<b>LIST OF FIGURES</b>	<b>XVI</b>
<b>1 UVOD</b>	<b>1</b>
<b>DEL I: PROJEKTIRANJE PREMOSTITIVNE KONSTRUKCIJE PREČNO PODPRTE NAD OPORNIKOMA</b>	
<b>2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI</b>	<b>5</b>
2.1 Zasnova in opis konstrukcije	5
2.2 Prekladna in podporna konstrukcija	5
2.3 Uporabljeni materiali in krovna plast betona	7
2.3.1 Beton in jeklo za armiranje	7
2.3.2 Krovna plast betona	7
<b>3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO</b>	<b>9</b>
3.1 Lastna in stalna obtežba	9
3.2 Potresna obtežba	10
3.2.1 Projektni pospešek in tip tal	10
3.2.2 Faktor obnašanja $q$	11
3.2.3 Projektni spekter odziva	12
<b>4 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE</b>	<b>14</b>
4.1 Prostorski linijski model konstrukcije	14
4.2 Prostorski model konstrukcije z uporabo linijskih in lupinastih elementov	15
4.3 Rezultati modalne analize za oba modela – nihajni časi	16
4.4 Analiza konstrukcije za vpliv potresne obtežbe v prečni smeri	17
<b>5 DIMENZIONIRANJE PODPORNE KONSTRUKCIJE</b>	<b>19</b>
5.1 Obremenitve v stebrih	19
5.2 Dimenzioniranje zunanjega in notranjega stebra na osno-upogibno obremenitev	20
5.3 Metoda načrtovanja nosilnosti – upogibna nosilnost v področju plastičnih členkov	22



5.4 Dimenzioniranje zunanjega in notranjega stebra na strižno obremenitev	25
5.4.1 Zunanji steber – v smeri močne osi (prečna smer mostu)	25
5.4.2 Zunanji steber – v smeri šibke osi (vzdolžna smer mostu)	29
5.4.3 Notranji steber – v smeri močne osi (prečna smer mostu)	31
5.4.4 Notranji steber – v smeri šibke osi (vzdolžna smer mostu)	32
5.5 Povzetek armature za zunanji in notranji steber	33
<b>6 IZRAČUN POMIKOV</b>	<b>35</b>
6.1 Vz dolžna smer mostu	36
6.2 Prečna smer mostu	36
<b>7 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA Z METODO N2</b>	<b>38</b>
<b>8 NUMERIČNI MODELI STEBROV</b>	<b>40</b>
8.1 Uporabljeni materiali	40
8.1.1 Neobjeti beton	40
8.1.2 Objeti beton	40
8.1.3 Jeklo	44
8.2 Določitev zveze med upogibnim momentom in ukrivljenostjo	45
8.3 Določitev zveze med upogibnim momentom in rotacijo	48
8.4 Določitev Takedine histerezne zanke	50
8.4.1 Vz dolžna smer mostu – šibkejša os stebrov	51
8.4.2 Prečna smer mostu – močnejša os stebrov	52
<b>9 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU</b>	<b>54</b>
9.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	55
9.2 Določitev ciljnega pomika	56
9.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	58
<b>10 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V PREČNI SMERI MOSTU</b>	<b>60</b>
10.1 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil	61
10.1.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	62
10.1.2 Določitev ciljnega pomika	62
10.1.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	63
10.2 Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki	64
10.2.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	65
10.2.2 Določitev ciljnega pomika	65
10.2.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	66
10.3 Parabolična porazdelitev inercialnih sil	67
10.3.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	68

10.3.2 Določitev ciljnega pomika	68
10.3.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	69

## **DEL II: PROJEKTIRANJE PREMOSTITVENE KONSTRUKCIJE, KI V PREČNI SMERI NI PODPRTA NAD OPORNIKOMA**

<b>11 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI IN REZULTATI ANALIZE PO EC8</b>	<b>71</b>
11.1 Rezultati modalne analize in primerjava	71
11.2 Dimenzioniranje podporne konstrukcije	72
11.3 Izračun pomikov	74
11.3.1 Vzdolžna smer mostu	74
11.3.2 Prečna smer mostu	74
11.4 Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo in numerični modeli stebrov	75
<b>12 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU</b>	<b>76</b>
<b>13 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V PREČNI SMERI MOSTU</b>	<b>78</b>
13.1 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil	79
13.1.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	79
13.1.2 Določitev ciljnega pomika	79
13.1.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	81
13.2 Parabolična porazdelitev inercialnih sil	83
13.2.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)	83
13.2.2 Določitev ciljnega pomika	83
13.2.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema	86
<b>14 CIKLIČNI ODZIV STEBROV</b>	<b>88</b>
<b>15 PROJEKTIRANJE NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE</b>	<b>90</b>
15.1 Metoda 3R	91
15.1.1 Pogojni spekter pospeškov	92
15.1.2 Izbira akceleroogramov	93
15.1.3 Definicije	93
15.1.4 Koraki metode	95
15.1.5 Rezultat metode	96
15.2 Inkrementalna dinamična analiza (IDA)	97
<b>16 IZRAČUN POTRESNEGA TVEGANJA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU</b>	<b>99</b>
16.1 Vhodni podatki in rezultati spletne aplikacije CGMapp	99
16.2 Izračun in primerjava IDA krivulj	110
16.3 Izračun potresnega tveganja	113

<b>17 IZRAČUN POTRESNEGA TVEGANJA V PREČNI SMERI MOSTU</b>	<b>114</b>
17.1 Vhodni podatki in rezultati spletne aplikacije CGMapp	114
17.2 Izračun in primerjava IDA krivulj	123
17.3 Izračun potresnega tveganja	125
<b>18 ZAKLJUČEK</b>	<b>126</b>
<b>VIRI</b>	<b>131</b>
<b>SEZNAM PRILOG</b>	<b>135</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Materialne karakteristike uporabljenega betona	7
Preglednica 2: Materialne karakteristike uporabljenega jekla	7
Preglednica 3: Lastna in stalna obtežba konstrukcijskih elementov	10
Preglednica 4: Obremenitve stebrov	19
Preglednica 5: Obremenitve v zunanjem stebru	19
Preglednica 6: Obremenitve v notranjem stebru	20
Preglednica 7: Računska upogibna nosilnost stebrov	22
Preglednica 8: Izračun dejanske upogibne nosilnosti	23
Preglednica 9: Izbira armature v zunanjem in notranjem stebru	34
Preglednica 10: Vrednosti iz trilinearnih diagramov moment-ukrivljenost	47
Preglednica 11: Vrednosti iz diagramov moment-rotacija	50
Preglednica 12: Obremenitve stebrov v šibkejši osi za ciljni pomik	59
Preglednica 13: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik zaradi enakomerne porazdelitve inercialnih sil	63
Preglednica 14: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik pri porazdelitvi sil proporcionalni 1. nihajni obliki	66
Preglednica 15: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik zaradi parabolične porazdelitve inercialnih sil	69
Preglednica 16: Primerjava nihajnih časov in sodelujočih efektivnih mas za obe zasnovi konstrukcije	71
Preglednica 17: Obremenitve stebrov v šibkejši osi za ciljni pomik (spremenjena zasnova mostu)	77
Preglednica 18: Obremenitve stebrov zaradi enakomerne porazdelitve inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)	82
Preglednica 19: Obremenitve stebrov zaradi parabolične porazdelitve inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)	86
Preglednica 20: Spektri akceleroگرامov za vzdolžno smer mostu	102
Preglednica 21: Spektri akceleroگرامov za prečno smer mostu	117

## KAZALO SLIK

Slika 1: Vzdolžni prerez konstrukcije	5
Slika 2: Prečni prerez konstrukcije	6
Slika 3: Prečni prerez stebra	6
Slika 4: Krovna plast betona	8
Slika 5: Prečni prerez prekladne konstrukcije	9
Slika 6: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)	11
Slika 7: Elastični in projektni spekter pospeškov	13
Slika 8: Pripadajoče širine linijskih elementov in lokacije mas	14
Slika 9: Linijski model narejen v programu SAP2000	14
Slika 10: Razdelitev na končne elemente	15
Slika 11: Linijski in lupinasti model narejen v programu SAP2000	15
Slika 12: Linijski model - Prva nihajna oblika - Translacijska v vzdolžni smeri X ( $T_1 = 0,502$ s)	16
Slika 13: Linijski model - Druga nihajna oblika - Translacijska v prečni smeri Y ( $T_2 = 0,228$ s)	16
Slika 14: Linijski in lupinasti model - Prva nihajna oblika - Translacijska v vzdolžni smeri X ( $T_1 = 0,515$ s)	16
Slika 15: Linijski in lupinasti model - Druga nihajna oblika - Translacijska v prečni smeri Y ( $T_2 = 0,209$ s)	16
Slika 16: Pomiki $d_i$	18
Slika 17: Obremenitve v zunanem in notranjem stebru	20
Slika 18: Armatura zunanjega in notranjega stebra pri vpetju v temelj in prekladno konstrukcijo	21
Slika 19: Interakcijski diagram za zunanji steber pri vpetju v temelj	21
Slika 20: Interakcijski diagram za notranji steber pri vpetju v temelj	21
Slika 21: Interakcijski diagram za zunanji steber pri vpetju v prekladno konstrukcijo	21
Slika 22: Interakcijski diagram za notranji steber pri vpetju v prekladno konstrukcijo	21
Slika 23: Največji možni upogibni momenti v zunanem in notranjem stebru	24
Slika 24: Armatura v zunanem in notranjem stebru	34
Slika 25: Odnos napetost-deformacija za neobjeti beton	40
Slika 26: Odnos napetost-deformacija za objeti beton	43
Slika 27: Odnos napetost-deformacija za armaturno jeklo	44
Slika 28: Razdelitev armiranega betonskega prereza na lamele-vlakna	45
Slika 29: Odnos moment-ukrivljenost za močno os	46
Slika 30: Odnos moment-ukrivljenost za šibko os	46
Slika 31: Trilinearen diagram moment-ukrivljenost za močno os	47
Slika 32: Trilinearen diagram moment-ukrivljenost za šibko os	47
Slika 33: Odnos moment-rotacija za močno os	50

Slika 34: Odnos moment-rotacija za šibko os	50
Slika 35: Trilinearen Takedin histerezni model	51
Slika 36: Potisna krivulja vzdolžne smeri mostu	55
Slika 37: Potisna krivulja in idealiziran bilinearni odnos za vzdolžno smer mostu	56
Slika 38: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete	58
Slika 39: Enakomerna porazdelitev inercialnih sil	61
Slika 40: Potisna krivulja za enakomerno porazdelitev inercialnih sil	61
Slika 41: Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki	64
Slika 42: Potisna krivulja za porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki	64
Slika 43: Parabolična porazdelitev inercialnih sil	67
Slika 44: Potisna krivulja za parabolično porazdelitev inercialnih sil	67
Slika 45: Deformacijske oblike prekladne konstrukcije pri ciljnem pomiku	70
Slika 46: Potisna krivulja vzdolžne smeri mostu (spremenjena zasnova mostu)	76
Slika 47: Potisna krivulja za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)	79
Slika 48: Potisna krivulja in idealiziran trilinearni odnos za enakomerno porazdelitev inercialnih sil	80
Slika 49: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za enakomerno porazdelitev inercialnih sil	81
Slika 50: Potisna krivulja za parabolično porazdelitev inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)	83
Slika 51: Potisna krivulja in idealiziran trilinearni odnos za parabolično porazdelitev inercialnih sil	84
Slika 52: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za parabolično porazdelitev inercialnih sil	85
Slika 53: Odnos med pomikom $d$ in prečno silo pri vpetju $F$ za vzdolžno smer mostu	88
Slika 54: Odnos med pomikom $d$ in prečno silo pri vpetju $F$ za prečno smer mostu (enakomerna porazdelitev inercialnih sil)	89
Slika 55: Odnos med pomikom $d$ in prečno silo pri vpetju $F$ za prečno smer mostu (parabolična porazdelitev inercialnih sil)	89
Slika 56: Primer IDA krivulj za tri različne akcelerograme	98
Slika 57: Krivulja potresne nevarnosti z označeno intenziteto $S_{a,ct} = 0,715$ g in povratno periodo	99
Slika 58: Krivulja ciljne potresne ranljivosti za $S_a(T^* = 0,98$ s)	100
Slika 59: TakedaAsym materialna ovojnica za vzdolžno smer mostu	101
Slika 60: Lokacije epicentrov potresov, magnitude in oddaljenosti epicentra od lokacije meritve izbranih akcelerogramov za analizo mostu v vzdolžni smeri	103
Slika 61: Spektri pospeškov simuliranih akcelerogramov (log. merilo) za vzdolžno smer mostu (CGMapp)	103
Slika 62: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektri pospeškov za vzdolžno smer mostu	104
Slika 63: (a) Ciljne in simulirane logaritmčne vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane vrednosti mediane spektra CS za vzdolžno smer mostu	104

Slika 64: (a) Ciljne in simulirane logaritmične standardne deviacije $\ln S_a$ (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane standardne deviacije $\ln S_a$ za vzdolžno smer mostu	105
Slika 65: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (log. merilo) za vzdolžno smer mostu (CGMapp)	106
Slika 66: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov za vzdolžno smer mostu	106
Slika 67: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (log. merilo) pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za vzdolžno smer mostu (CGMapp)	107
Slika 68: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za vzdolžno smer mostu	107
Slika 69: (a) Ciljne in izbrane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane vrednosti mediane spektra CS za vzdolžno smer mostu	108
Slika 70: (a) Ciljne in izbrane logaritmične standardne deviacije $\ln S_a$ (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane standardne deviacije $\ln S_a$ za vzdolžno smer mostu	108
Slika 71: Primer izbranega akceleroگرامa in označene meje za omejitev časovnega zapisa	109
Slika 72: Primer spektra pospeškov za enega izmed izbranih akceleroگرامov	109
Slika 73: IDA krivulje izračunane s spletno aplikacijo CGMapp za vzdolžno smer mostu	110
Slika 74: IDA krivulje izračunane s programom OpenSees za vzdolžno smer mostu	111
Slika 75: Primerjava IDA krivulj za karakteristične akceleroگرامe CGMs za vzdolžno smer mostu	111
Slika 76: Krivulja potresne nevarnosti z označeno intenziteto $S_{a,ct} = 0,923$ g in povratno periodo	114
Slika 77: Krivulja ciljne potresne ranljivosti za $S_a(T^* = 0,65$ s)	115
Slika 78: TakedaDAsym materialna ovojnica za prečno smer mostu	116
Slika 79: Lokacije epicentrov potresov, magnitude in oddaljenosti epicentra od lokacije meritve izbranih akceleroگرامov za analizo mostu v prečni smeri	117
Slika 80: Spektri pospeškov simuliranih akceleroگرامov (log. merilo) za prečno smer mostu (CGMapp)	118
Slika 81: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektri pospeškov za prečno smer mostu	118
Slika 82: (a) Ciljne in simulirane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane vrednosti mediane spektra CS za prečno smer mostu	119
Slika 83: (a) Ciljne in simulirane logaritmične standardne deviacije $\ln S_a$ (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane standardne deviacije $\ln S_a$ za prečno smer mostu	119
Slika 84: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (log. merilo) za prečno smer mostu (CGMapp)	120
Slika 85: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov za prečno smer mostu	120
Slika 86: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (log. merilo) pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za prečno smer mostu (CGMapp)	121
Slika 87: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za prečno smer mostu	121

Slika 88: (a) Ciljne in izbrane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane vrednosti mediane spektra CS za prečno smer mostu	122
Slika 89: (a) Ciljne in izbrane logaritmične standardne deviacije $\ln S_a$ (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane standardne deviacije $\ln S_a$ za prečno smer mostu	122
Slika 90: IDA krivulje izračunane s spletno aplikacijo CGMapp za prečno smer mostu	123
Slika 91: IDA krivulje izračunane s programom OpenSees za prečno smer mostu	123
Slika 92: Primerjava IDA krivulj za CGMs za prečno smer mostu	124



## LIST OF TABLES

Table 1: Material properties for used concrete	7
Table 2: Material properties for used reinforcing steel	7
Table 3: Dead load of structural elements	10
Table 4: Pier forces	19
Table 5: Forces in outer pier	19
Table 6: Forces in inner pier	20
Table 7: Design flexural resistance of piers	22
Table 8: Calculation of the overstrength moment	23
Table 9: Reinforcement in the outer and inner pier	34
Table 10: Values for trilinear moment-curvature relationship	47
Table 11: Values for moment-rotation relationship	50
Table 12: Pier forces in weaker axis for the target displacement	59
Table 13: Pier forces in stronger axis for the target displacement for uniform distribution of lateral load	63
Table 14: Pier forces in stronger axis for the target displacement for lateral load distribution proportional to the 1st mode	66
Table 15: Pier forces in stronger axis for the target displacement for parabolic distribution of lateral load	69
Table 16: Periods and modal participating mass ratio comparison for both designs of the structure	71
Table 17: Pier forces in weaker axis for the target displacement (modified design of the bridge)	77
Table 18: Pier forces for the uniform distribution of lateral load (modified design of the bridge)	82
Table 19: Pier forces for the parabolic distribution of lateral load (modified design of the bridge)	86
Table 20: Response spectra for the longitudinal direction of the bridge	102
Table 21: Response spectra for the transverse direction of the bridge	117

## LIST OF FIGURES

Figure 1: Longitudinal section of the structure	5
Figure 2: Cross section of the structure	6
Figure 3: Pier cross section	6
Figure 4: Cover to reinforcement	8
Figure 5: Deck cross section	9
Figure 6: Seismic hazard map of Slovenia (ARSO, 2001)	11
Figure 7: Elastic and design acceleration spectrum	13
Figure 8: Participating width of frame elements and mass locations	14
Figure 9: Frame model made in SAP2000	14
Figure 10: Distribution of finite elements	15
Figure 11: Frame and shell model made in SAP2000	15
Figure 12: Frame model - First mode shape - Translational in direction X ( $T_1 = 0,502$ s)	16
Figure 13: Frame model - Second mode shape - Translational in direction Y ( $T_2 = 0,228$ s)	16
Figure 14: Frame and shell model - First mode shape - Translational in direction X ( $T_1 = 0,515$ s)	16
Figure 15: Frame and shell model - Second mode shape - Translational in direction Y ( $T_2 = 0,209$ s)	16
Figure 16: Displacements $d_i$	18
Figure 17: Outer and inner pier forces	20
Figure 18: Reinforcement of outer and inner pier at the rigid connection to foundation and to the deck	21
Figure 19: Interaction diagram for outer pier at the rigid connection to the foundation	21
Figure 20: Interaction diagram for inner pier at the rigid connection to the foundation	21
Figure 21: Interaction diagram for outer pier at the rigid connection to the deck	21
Figure 22: Interaction diagram for inner pier at the rigid connection to the deck	21
Figure 23: Capacity design moments in outer and inner pier	24
Figure 24: Reinforcement in the outer and inner pier	34
Figure 25: Stress-strain relationship for unconfined concrete	40
Figure 26: Stress-strain relationship for confined concrete	43
Figure 27: Stress-strain relationship for reinforcement steel	44
Figure 28: Fiber distribution of the reinforced concrete section	45
Figure 29: Moment-curvature relationship for strong axis	46
Figure 30: Moment-curvature relationship for weak axis	46
Figure 31: Trilinear moment-curvature relationship for strong axis	47
Figure 32: Trilinear moment-curvature relationship for weak axis	47
Figure 33: Moment-rotation relationship for strong axis	50

Figure 34: Moment-rotation relationship for weak axis	50
Figure 35: Trilinear Takeda hysteresis model	51
Figure 36: Pushover curve for the longitudinal direction of the bridge	55
Figure 37: Pushover curve and idealized bilinear relationship for the longitudinal direction of the bridge	56
Figure 38: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram	58
Figure 39: Uniform distribution of the lateral load	61
Figure 40: Pushover curve for the uniform distribution of the lateral load	61
Figure 41: Lateral load distribution proportional to the 1st mode	64
Figure 42: Pushover curve for lateral load distribution proportional to the 1st mode	64
Figure 43: Parabolic distribution of the lateral load	67
Figure 44: Pushover curve for the parabolic distribution of the lateral load	67
Figure 45: Deck deformation for the target displacement	70
Figure 46: Pushover curve for the longitudinal direction of the bridge (modified design of the bridge)	76
Figure 47: Pushover curve for the uniform distribution of the lateral load (modified design of the bridge)	79
Figure 48: Pushover curve and idealized trilinear relationship for the uniform distribution of the lateral load	80
Figure 49: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram for uniform distribution of the lateral load	81
Figure 50: Pushover curve for the parabolic distribution of the lateral load (modified design of the bridge)	83
Figure 51: Pushover curve and idealized trilinear relationship for the parabolic distribution of the lateral load	84
Figure 52: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram for parabolic distribution of the lateral load	85
Figure 53: Relationship between top displacement $d$ and base shear $F$ for the longitudinal direction of the bridge	88
Figure 54: Relation between top displacement $d$ and base shear $F$ for the transverse direction of the bridge (uniform distribution of the lateral load)	89
Figure 55: Relation between top displacement $d$ and base shear $F$ for the transverse direction of the bridge (parabolic distribution of the lateral load)	89
Figure 56: Example of IDA curves for three different ground motions	98
Figure 57: Seismic hazard curve with indicated intensity $S_{a,ct} = 0,715$ g and the return period	99
Figure 58: Target collapse fragility function for $S_a(T^* = 0,98$ s)	100
Figure 59: TakedaAsym material envelope for the longitudinal direction of the bridge	101

Figure 60: Earthquake epicentre locations, corresponding magnitudes and the distance of epicentre to the location of measurement of selected ground motions for seismic analysis of the bridge in the longitudinal direction	103
Figure 61: Response spectra of simulated ground motions (log. scale) for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)	103
Figure 62: The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra for the longitudinal direction of the bridge	104
Figure 63: (a) Target and sample logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and sample median values of spectrum CS for the longitudinal direction of the bridge	104
Figure 64: (a) Target and sample logarithmic standard deviations of $\ln S_a$ (CGMapp) and (b) target and sample standard deviations of $\ln S_a$ for the longitudinal direction of the bridge	105
Figure 65: Response spectra of selected ground motions (log. scale) for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)	106
Figure 66: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra for the longitudinal direction of the bridge	106
Figure 67: Response spectra of selected ground motions (log. scale) at periods where error is minimized for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)	107
Figure 68: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra at the periods where error is minimized for the longitudinal direction of the bridge	107
Figure 69: (a) Target and selected logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and selected median values of spectrum CS for the longitudinal direction of the bridge	108
Figure 70: (a) Target and selected logarithmic standard deviations of $\ln S_a$ (CGMapp) and (b) target and selected standard deviations of $\ln S_a$ for the longitudinal direction of the bridge	108
Figure 71: An example of a selected ground motion and the boundaries defining limited acceleration time history	109
Figure 72: An example of acceleration spectra for one of the selected ground motions	109
Figure 73: IDA curves calculated with a web application CGMapp for the longitudinal direction of the bridge	110
Figure 74: IDA curves calculated with OpenSees for the longitudinal direction of the bridge	111
Figure 75: Comparison of IDA curves for characteristic ground motions CGMs for the longitudinal direction of the bridge	111
Figure 76: Seismic hazard curve with indicated intensity $S_{a,ct} = 0,923$ g and the return period	114
Figure 77: Target collapse fragility function for $S_a(T^* = 0,65$ s)	115
Figure 78: TakedaDAsym material envelope for the transverse direction of the bridge	116
Figure 79: Earthquake epicentre locations, corresponding magnitudes and the distance of epicentre to the location of measurement of selected ground motions for seismic analysis of the bridge in the transverse direction	117

Figure 80: Response spectra of simulated ground motions (log. scale) for the transverse direction of the bridge (CGMapp)	118
Figure 81: The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra for the transverse direction of the bridge	118
Figure 82: (a) Target and sample logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and sample median values of spectrum CS for the transverse direction of the bridge	119
Figure 83: (a) Target and sample logarithmic standard deviations of $\ln S_a$ (CGMapp) and (b) target and sample standard deviations of $\ln S_a$ for the transverse direction of the bridge	119
Figure 84: Response spectra of selected ground motions (log. scale) for the transverse direction of the bridge (CGMapp)	120
Figure 85: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra for the transverse direction of the bridge	120
Figure 86: Response spectra of selected ground motions (log. scale) at periods where error is minimized for the transverse direction of the bridge (CGMapp)	121
Figure 87: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra at the periods where error is minimized for the transverse direction of the bridge	121
Figure 88: (a) Target and selected logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and selected median values of spectrum CS for the transverse direction of the bridge	122
Figure 89: (a) Target and selected logarithmic standard deviations of $\ln S_a$ (CGMapp) and (b) target and selected standard deviations of $\ln S_a$ for the transverse axis of the bridge	122
Figure 90: IDA curves calculated with a web application CGMapp for the transverse direction of the bridge	123
Figure 91: IDA curves calculated with OpenSees for the transverse direction of the bridge	123
Figure 92: Comparison of IDA curves for CGMs for the transverse direction of the bridge	124

»Ta stran je namenoma prazna.«

## 1 UVOD

Različne vrste premostitvenih konstrukcij omogočajo premoščanje naravnih in umetnih ovir ter so hkrati tudi ključnega pomena za povezovanje in združevanje ljudi. Ker si življenja brez mostov zaradi njihove pomembnosti ne moremo predstavljati, je torej ključnega pomena, da te konstrukcije projektiramo in zgradimo tako, da tudi v primeru ekstremnih naravnih vplivov ohranijo svoj namen in tako še vedno omogočajo komunikacijo s prizadetimi območji. Med ekstremne naravne vplive, ki lahko povzročijo največja opustošenja naravnega in urbanega okolja ter številne človeške žrtve, sodijo tudi potresi. Na osnovi izkušenj iz preteklih močnih potresov (Kobe 1995, Northridge 1994, Taiwan 1999 itd.) in številnih intenzivnih raziskav je bil postopek projektiranja konstrukcij na potresnih področjih v zadnjih nekaj desetletjih močno spremenjen. S tem se je zelo izboljšala varnost konstrukcije za vpliv potresne obtežbe. V splošnem so zahteve, ki jih v konstrukciji povzroča potresna obtežba, v primerjavi z drugimi vrstami obtežb, zelo velike. Ker so močni potresi razmeroma redek dogodek, bi v splošnem postopek projektiranja, s katerim bi zagotovili elastičen odziv konstrukcij bil neekonomičen. Zato konstrukcijam običajno zagotovimo nekoliko manjšo nosilnost, kar pomeni, da se bodo v konstrukciji pojavile določene poškodbe. S posebnim postopkom projektiranja zagotovimo, da se navkljub poškodbam konstrukcija ne bo porušila. Poškodbe dopuščamo le v določenih izbranih delih konstrukcije in pri tem zagotovimo, da jih lahko po močnem potresu popravimo. Sposobnost konstrukcije, da prenese poškodbe (plastične deformacije) imenujemo duktilnost konstrukcije. Takšen pristop k projektiranju konstrukcij vsebuje tudi standard Evrokod 8/2, ki ga v Sloveniji uporabljamo za projektiranje premostitvenih konstrukcij. V splošnem standard omogoča dva pristopa k projektiranju mostov: a) konstrukciji lahko zagotovimo nekoliko večjo nosilnost in omejeno sposobnost, da prenese plastične deformacije, b) zagotovimo nekoliko manjšo nosilnost konstrukcije, a ji zato, s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi, zagotovimo, da lahko prenese nekoliko večje plastične deformacije. Prvo vrsto konstrukcij uvrščamo v razred konstrukcij z delno duktilnim odzivom in drugo vrsto v razred konstrukcij z duktilnim odzivom.

Pri premostitvenih konstrukcijah običajno plastične deformacije (poškodbe) dopuščamo le v stebrih, in sicer na mestu stika s temeljem in/ali na mestu stika s prekladno konstrukcijo (v primeru togih stikov). Ta mesta imenujemo področja plastičnih členkov. Dopuščamo le upogibne poškodbe stebrov. Krhke načine porušitve preprečimo s posebnim postopkom projektiranja in pravilnim konstruiranjem prečne in vzdolžne armature. Krhko strižno porušitev preprečimo s t.i. postopkom načrtovanja nosilnosti (angl. »capacity design«). Krhko porušitev betonskega jedra in uklon vzdolžne armature preprečimo z zadostno količino prečne armature in pravilnim oblikovanjem prečne in vzdolžne armature. Postopek projektiranja mostov v skladu s standardom Evrokod 8/2 je v nalogi prikazan na primeru tipičnega krajšega armiranobetonskega mostu, in sicer: a) v I. delu naloge je prikazano projektiranje mostu, ki je

v prečni smeri podprt nad opornikoma, b) v II. delu naloge projektiranje mostu, ki nad opornikoma v prečni smeri ni podprt.

Odziv mostov pri močnih potresih je izrazito nelinearen. Postopki projektiranja navkljub temu še vedno temeljijo na rezultatih linearno-elastične analize. Zato smo potresni odziv konstrukcije ocenili tudi s pomočjo nelinearne analize, ki je za ta namen vključena tudi v standard Evrokod 8/2. Uporabili smo poenostavljen način nelinearne analize, ki temelji na potisni (angl. »pushover«) analizi, in sicer na način, ki je bil določen z metodo N2, ki je bila razvita na UL FGG (Fajfar in soavtorji, 1997). Prve različice metode N2 so bile predlagane v sredini osemdesetih let (Fajfar in Fischinger, 1987; Fajfar in Fischinger, 1989). Kasneje je bila metoda razširjena na različne tipe konstrukcij, tudi na mostove. V splošnem metoda vsebuje dve vrsti analize, in sicer nelinearno statično analizo modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) in nelinearno dinamično analizo ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Ker gre v tem primeru za nelinearno analizo je pred začetkom analize potrebno poznati vse bistvene značilnosti konstrukcije (Fajfar, 2000). Osnovna različica metode N2 ni primerna za vse vrste konstrukcij. Metoda je primerna predvsem za analizo konstrukcij, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki, ki se bistveno ne spremeni pri različnih intenzitetah potresne obtežbe. Zato je metoda N2 primerna predvsem za analizo krajših in srednje dolgih mostov (dolžine do 500 m), saj v primeru daljših mostov na potresni odziv običajno vpliva večje število nihajnih oblik.

Pri potresnoodpornem projektiranju po standardu Evrokod 8 je predpostavljeno, da je zahteva po neporušitvi konstrukcije izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti. To pomeni, da standard ne predvideva eksplicitne kontrole potresnega tveganja v smislu dokazovanja verjetnosti za prekoračitev izbranega mejnega stanja. Želena varnost konstrukcije moramo tako preveriti s primerjavo vnaprej določenega ciljnega potresnega tveganja in izračunanim potresnim tveganjem. Ciljno potresno tveganje lahko izrazimo z različnimi količinami. Običajno se omejimo na tveganje, ki je izraženo s ciljno verjetnostjo porušitve. Za oceno potresnega tveganja je potrebno določiti odziv konstrukcije. Pri tem nas zanima intenziteta potresa pri kateri je opazovano mejno stanje doseženo (mejna intenziteta). Uporabiti je potrebno nelinearne metode analize, saj se osredotočamo na mejna stanja pri večjih poškodbah, ki so prisotne v plastičnem območju. V ta namen je na voljo več različnih metod, ki se v grobem razlikujejo predvsem po njihovi natančnosti in računski zahtevnosti. V sklopu magistrske naloge smo izvedli inkrementalno dinamično analizo IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002), ki je s stališča potrebe po računskem času najbolj potratna in nedavno predlagano metodo 3R (Dolšek in Brozovič, 2015), ki je računsko bistveno manj zahtevna, vendar omogoča odločitev na osnovi ciljne verjetnosti porušitve objekta. Metoda je zasnovana tako, da na osnovi ciljnega potresnega tveganja, potresne nevarnosti in predpostavljene logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete, določimo karakteristično intenziteto, pri kateri določamo odziv konstrukcije za skupino karakterističnih



akceleroگرامov. Prednost te metode je, da računski čas močno zmanjšamo. Posledično metoda poda manj informacij kot IDA, pri kateri dobimo tudi podatke o odzivu konstrukcije ter pospešek pri izbranem mejnem stanju za posamezen akceleroگرام.

Magistrska naloga je sestavljena iz 18 poglavij. Sama vsebina je razdeljena na dva dela:

- Del I: Projektiranje premostitvene konstrukcije prečno podprte nad opornikoma
- Del II: Projektiranje premostitvene konstrukcije, ki v prečni smeri ni podprta nad opornikoma

V uvodnem poglavju smo predstavili temo in namen magistrske naloge. V nadaljevanju je I. del naloge sestavljen iz devetih poglavij (poglavja 2-10). Drugo poglavje vsebuje vse osnovne podatke o konstrukciji. V tem poglavju je najprej podana zasnova in opis konstrukcije, temu sledi podrobnejši opis prekladne in podporne konstrukcije ter opis uporabljenih materialov (beton in jeklo za armiranje) in izračun krovne plasti betona. V tretjem poglavju smo določili vse vplive, ki delujejo na obravnavano konstrukcijo. V četrtem poglavju smo s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) določili dva računski modela nosilne konstrukcije. Ker analizo nosilne konstrukcije lahko naredimo le z uporabo ustreznega računskega modela, moramo tako pri modeliranju zajeti vse bistvene značilnosti nosilne konstrukcije in na tak način čim bolj natančno opisati dejansko obnašanje konstrukcije. Zaradi tega sta bila v tem poglavju izdelana dva modela, ki smo jih medsebojno tudi primerjali in izvedli primerne kontrole ter na koncu izbrali primernejšega za nadaljnjo analizo in projektiranje. V četrtem poglavju je potresna analiza narejena ločeno v vzdolžni in prečni smeri mostu. V petem poglavju smo prikazali dimenzioniranje stebrov. Najprej smo s pomočjo programa DIAS-P (UL FGG, IKPIR, 1999) določili upogibno (vzdolžno) armaturo stebrov. V nadaljevanju smo s pomočjo metode načrtovanja nosilnosti določili potrebno prečno armaturo. V področju plastičnih členkov smo nato določili prečno armaturo, ki je potrebna, da zagotovimo zadostno objetje betonskega jedra in preprečimo uklon upogibne armature stebrov. V šestem poglavju smo ocenili pomike konstrukcije, in sicer s postopkom, ki je vključen v Evrokod 8/2 v dodatku C (Metoda 2). V sedmem poglavju je opisana poenostavljena nelinearna analiza z metodo N2. V osmem poglavju smo določili numerične modele stebrov, ki smo jih uporabili za nelinearno analizo. Uporabili smo linijske modele s koncentrirano plastifikacijo, kjer je nelinearno obnašanje modelirano z rotacijskima vzmetema na vrhu in ob vpetju stebra. Nelinearen odziv je modeliran s Takedovimi histereznimi pravili. V devetem poglavju smo tako na podlagi vseh predhodno izračunanih lastnosti modela izvedli nelinearno potresno analizo v vzdolžni smeri mostu. Nelinearno analizo smo izvedli tako s programom OpenSees (OpenSees, 2015) kot s programom SAP2000 in s tem preverili ujemanje izračuna in primerjali končne rezultate analize. Enako analizo smo ponovili tudi v desetem poglavju, in sicer v prečni smeri mostu.

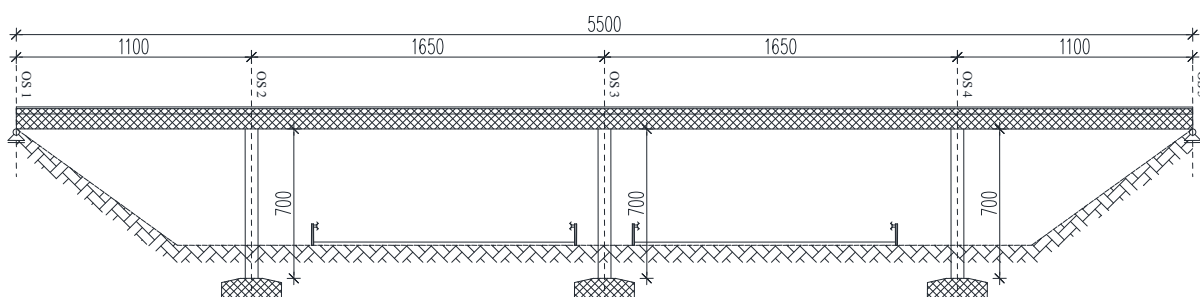
V II. delu magistrske naloge smo obravnavali enako premostitveno konstrukcijo kot v I. delu, s to razliko, da konstrukcija v prečni smeri ni bila podprta na mestu opornikov. II. del naloge je sestavljen iz sedmih poglavij (poglavja 11-17). V enajstem poglavju smo na kratko opisali osnovne podatke o konstrukciji in predstavili rezultate analize po standardu Evrokod 8/2. Tako kot v I. delu smo konstrukcijo analizirali s programom SAP2000. Tudi v tem primeru smo analizo naredili z dvema modeloma: 1) z modelom, ki je bil sestavljen le iz linijskih grednih elementov, 2) z modelom, kjer smo prekladno konstrukcijo modelirali z lupinastimi elementi. V nadaljevanju smo dimenzionirali stebre in ocenili pomike. V dvanajstem in trinajstem poglavju smo s pomočjo programa OpenSees po enakem postopku kot v I. delu izvedli nelinearno potisno analizo v vzdolžni in prečni smeri mostu. V štirinajstem poglavju smo analizirani ciklični odziv stebrov. V petnajstem poglavju smo konstrukcijo projektirali na ciljno potresno tveganje. V sklopu tega poglavja smo bolj podrobno opisali metodo 3R (Dolšek in Brozovič, 2015) in inkrementalno dinamično analizo IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Definirali smo pomen pogojnega spektra pospeškov, pomen in postopek izbire akceleroگرامov, definicije, korake in interpretacijo rezultata metode 3R. V šestnajstem poglavju smo izračunali potresno tveganje za vzdolžno smer mostu. Najprej smo opisali vse vhodne podatke in navedli rezultate spletne aplikacije CGMapp (Šebenik Ž. in soavtorji, 2015), s pomočjo katere smo v obravnavanem primeru izvedli izbor vseh akceleroگرامov, kot tudi karakterističnih akceleroگرامov. Karakteristične akceleroگرامe predstavlja sedem skrbno izbranih akceleroگرامov, ki so normirani na karakteristično intenziteto, ki izhaja iz ciljne verjetnosti porušitve objekta. Karakteristični akceleroگرامi se uporabijo za dinamično analizo. Na osnovi rezultatov le sedmih dinamičnih analiz se lahko odločimo ali objekt zadosti varnosti v smislu ciljne verjetnosti porušitve. Vse dinamične analize smo izvedli s programom OpenSees in programskega orodja Matlab (MathWorks, 2009). Za primerjavo smo izračunali IDA krivulje na dejanskem MDOF sistemi in jih primerjali z IDA krivuljami izračunanimi s pomočjo spletne aplikacije CGMapp, ki so določene na podlagi vhodnih parametrov za SDOF sistem. Temu je sledil izračun potresnega tveganja in primerjava z vnaprej določenim ciljnim potresnim tveganjem. V sedemnajstem poglavju smo postopek ponovili tudi za prečno smer mostu. Na podlagi rezultatov analiz smo lahko določili ali je konstrukcija varna pred porušitvijo ali ne. V zaključku magistrske naloge smo podali vse glavne ugotovitve in možnosti nadaljnega raziskovanja obravnavanega področja.

## DEL I: PROJEKTIRANJE PREMOSTITVENE KONSTRUKCIJE PREČNO PODPRTE NAD OPORNIKOMA

### 2 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI

#### 2.1 Zasnova in opis konstrukcije

Premostitvena armiranobetonska konstrukcija je zgrajena na cesti A10 Koper – Lendava in je namenjena prometni povezavi na pododseku 0046 Domžale – Šentjakob. Konstrukcija poteka v vzdolžni smeri neprekinjeno preko štirih polj z različnimi statičnimi razponi. Prvi in zadnji statični razpon konstrukcije merita 11,0 m, vmesna statična razpona merita 16,5 m. Skupna dolžina konstrukcije je tako 55,0 m (glej Sliko 1). Prekladna konstrukcija je podprta s šestimi pravokotnimi stebri višine 7,0 m in na začetku ter koncu konstrukcije z drsnimi podporami. Stebri so na vrhu vpeti v prekladno konstrukcijo. Os krajevne ceste poteka po območju objekta horizontalno v premi. Vertikalni naklon znaša 0,25 %, prečni naklon je enostranski in znaša 2,5 %. Objekt je opremljen s hodnikom za prehod pešcev, varovalno ograjo višine 1,0 m in zaščitno mrežo višine 2,0 m na obeh zunanjih straneh. Prenos obtežbe poteka preko prekladne konstrukcije v podporno konstrukcijo (stebre in opornike) v temelje, ki so postavljeni na srednje dobro nosilnih tleh.



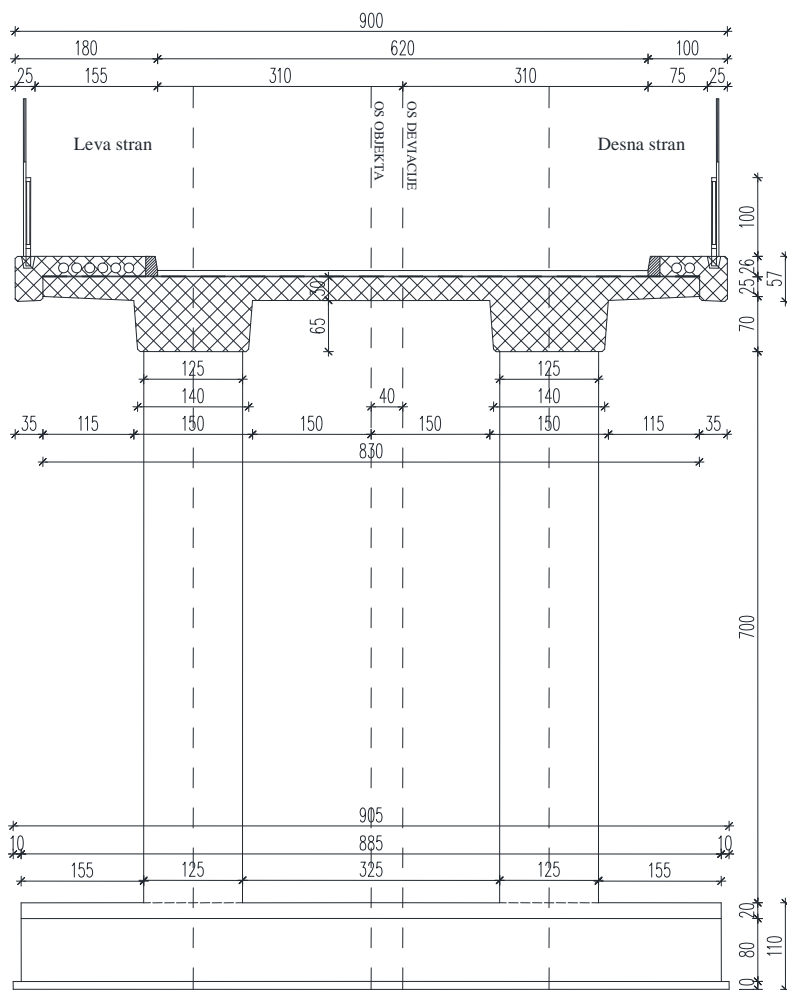
Slika 1: Vzdolžni prezek konstrukcije

Figure 1: Longitudinal section of the structure

#### 2.2 Prekladna in podporna konstrukcija

V vzdolžni smeri preko štirih polj poteka neprekinjena armiranobetonska premostitvena konstrukcija dolžine 55,0 m. Celotna širina mostu meri 9,0 m, širina prekladne konstrukcije meri 8,3 m. Prekladna konstrukcija je sestavljena iz plošče širine 6,0 m in debeline 0,3 m, konzol spremenljive višine na obeh straneh, ki sta dolžine 1,15 m in dveh nosilnih reber spremenljive širine in višine 0,95 m (glej Sliko 2). Prekladna konstrukcija je na krajna opornika položena preko neoprenskih ležišč in na mestu stebrov togo vpeta. Na mestu krajnih opornikov je prekladni konstrukciji onemogočen vertikalni pomik in horizontalni pomik v prečni smeri. Dovoljene so vse rotacije in horizontalni pomik v vzdolžni smeri.

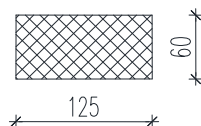
Prekladna konstrukcija je zgrajena iz betona trdnostnega razreda C30/37 in jekla za armiranje kvalitete S500C. Na vrhu prekladne konstrukcije se nahaja cestišče s hodnikoma. Asfaltno cestišče je široko 6,2 m, debelina asfalta je 0,07 m. Os deviacije se razlikuje od osi objekta zaradi širšega hodnika na levi strani prekladne konstrukcije kot na desni strani. Pod plastjo asfalta je čez celotno prekladno konstrukcijo nameščena hidroizolacija debeline 0,01 m. Hodnika za pešce sta na koncu zaključena z robnim vencem, zaščitno ograjo za pešce višine 1,0 m in zaščitno mrežo višine 2,0 m. Širina hodnika na levi strani je 1,55 m in hodnika na desni strani 0,75 m.



Slika 2: Prečni prerez konstrukcije

Figure 2: Cross section of the structure

Stebri so na stiku s prekladno konstrukcijo in temelji izvedeni kot togo vpeti. Na mestu stika s temelji lahko z razliko od stika s prekladno konstrukcijo zagotovimo polno vpetje (preprečimo tako rotacije kot pomike). Prečni prerez vseh stebrov je enak in znaša 1,25 m x 0,6 m (glej Sliko 3).



Slika 3: Prečni prerez stebra

Figure 3: Pier cross section

## 2.3 Uporabljeni materiali in krovna plast betona

### 2.3.1 Beton in jeklo za armiranje

Vsi elementi konstrukcijskega sistema so zgrajeni iz betona trdnostnega razreda C30/37. Za armaturo prekladne konstrukcije in stebrov uporabimo rebraste armaturne palice razreda S500C.

V nadaljevanju v Preglednici 1 in 2 podajamo trdnostne in mehanske lastnosti betona in jekla za armiranje. Pri tem je  $f_{ck}$  karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona, merjena na valju premera 15 cm,  $f_{cm}$  je srednja tlačna trdnost betona,  $f_{ctm}$  je srednja vrednost osne natezne trdnosti betona,  $E_{cm}$  je sekantni modul elastičnosti betona,  $\nu$  je Poissonov količnik,  $\gamma_{c,mat}$  je prostorninska teža armiranega betona (AB),  $\gamma_c$  je delni varnostni faktor za beton,  $f_{yk}$  je karakteristična meja elastičnosti armature,  $f_{ym}$  je srednja natezna trdnost jekla za armiranje,  $E_s$  je projektna vrednost modula elastičnosti jekla za armiranje,  $\gamma_{s,mat}$  je prostorninska teža jekla za armiranje in  $\gamma_s$  varnostni faktor za jeklo.

Preglednica 1: Materialne karakteristike uporabljenega betona

Table 1: Material properties for used concrete

Beton	$f_{ck}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cm}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\gamma_c$	$\gamma_{c,mat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
C30/37	3,0	3,8	0,29	3300	0,2	1,5	25

Preglednica 2: Materialne karakteristike uporabljenega jekla

Table 2: Material properties for used reinforcing steel

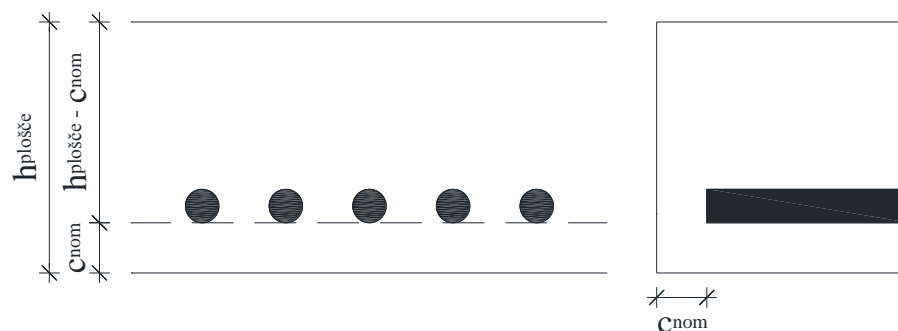
Jeklo	$f_{yk}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ym}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$E_s$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_s$	$\gamma_{s,mat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
S500C	50	57,5	21000	1,15	78

Projektna tlačna trdnost betona se izračuna po naslednji enačbi in tako znaša:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$
$$f_{cd} = \frac{3,0 \text{ kN/cm}^2}{1,5} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

### 2.3.2 Krovna plast betona

Vgrajeni beton v konstrukciji je v življenjski dobi izpostavljen mnogim vplivom, ki škodijo betonu in armaturi v njem. Zato je potrebno za obstoj le te zagotoviti dovolj veliko krovno plast betona, to je razdalja med površino armature in najbližjim robom betonske površine. Krovna plast betona se določi na podlagi življenjske dobe konstrukcije in pogojev okolja v katerem se konstrukcija nahaja.



Slika 4: Krovna plast betona

Figure 4: Cover to reinforcement

Pri obravnavani konstrukciji so nekateri deli v stiku z zunanjim svetom in zaščiteni pred dežjem, medtem, ko so nekateri deli povsem zaščiteni in suhi. Upoštevamo bolj neugodno okolje in konstrukcijo v skladu s standardom uvrstimo v razred izpostavljenosti XD1. Ta razred pomeni zmerno vlažno okolje, betonske površine so izpostavljene kloridom, ki jih prenaša zrak in zato lahko pride do korozije. Z naslednjo enačbo izračunamo krovno plast betona  $c_{nom}$ , ki je določena kot najmanjši krovna plast  $c_{min}$ , povečana za dovoljeno projektno odstopanje  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.2)$$

Najmanjša debelina krovne plasti betona  $c_{min}$  se določi kot največja izmed vrednosti:

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} \\ 10 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

Pri tem je  $c_{min,b}$  najmanjša debelina krovne plasti glede na sprijemnost oz. faktor na katerega vpliva premer palice, če so razporejene posamično ( $c_{min,b} \leq 25 \text{ mm}$ ),  $c_{min,dur}$  je najmanjša debelina krovne plasti glede na pogoje okolja (s pomočjo preglednice 4.3N in 4.4N izberemo razred konstrukcije S4, kar pomeni, da je  $c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$ ),  $\Delta c_{dur,y}$  je dodatni varnostna plast ( $\Delta c_{dur,y} = 0$ ),  $\Delta c_{dur,st}$  je zmanjšanje debeline krovne plasti zaradi neuporabe nerjavečega jekla ( $\Delta c_{dur,st} = 0$ ) in  $\Delta c_{dur,add}$  je zmanjšanje debeline krovne plasti zaradi uporabe dodatne zaščite ( $\Delta c_{dur,add} = 0$ ).

$$c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 35 \text{ mm} + 0 - 0 - 0 \end{array} \right\} = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm} = 4,5 \text{ cm}$$

### 3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

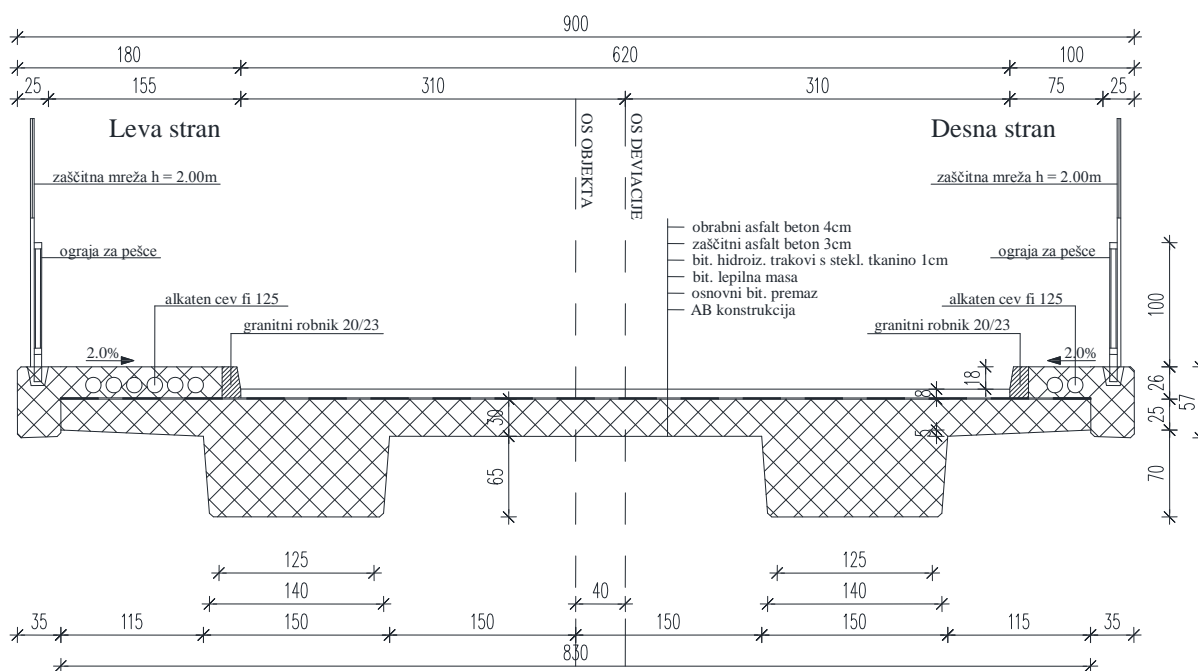
Pri določevanju vplivov na konstrukcijo smo se osredotočili na natančno opredelitev lastne in stalne obtežbe ter na določanje potresne obtežbe. V obravnavanem primeru most uvrščamo med mostove z običajno intenziteto prometa in zato lahko v skladu s členom 4.1.2.4(P) v EC8/2 zanemarimo prometno obtežbo in jo v kombinaciji s stalno in potresno ne upoštevamo. Ker most uvrščamo v II. kategorijo pomembnosti prav tako ne upoštevamo dodatnih mas zaradi prometne obtežbe.

#### 3.1 Lastna in stalna obtežba

Lastna in stalna obtežba predstavljata stalni nepomični vpliv, ki na konstrukcijo deluje ves čas njene življenjske dobe. Pod stalno obtežbo konstrukcije upoštevamo tako lastno težo konstrukcijskih elementov kot tudi stalno obtežbo zaradi nekonstrukcijskih elementov. Pri projektiranju lastno težo in stalno obtežbo upoštevamo kot skupen vpliv. V obravnavanem primeru smo lastno in stalno obtežbo določili posebej za levo in desno stran.

Za določitev lastne teže je bila upoštevana specifična teža armiranega betona  $\gamma_{c,mat} = 25 \text{ kN/m}^3$ , specifična teža asfalta  $\gamma_{asf} = 22 \text{ kN/m}^3$  in specifična teža hidroizolacije  $\gamma_{hidr} = 22 \text{ kN/m}^3$ .

V nadaljevanju (glej Sliko 5) prikazujemo prerez prekladne konstrukcije. V Preglednici 3 je prikazan izračun lastne in stalne obtežbe konstrukcijskih elementov.



Slika 5: Prečni prerez prekladne konstrukcije

Figure 5: Deck cross section

Preglednica 3: Lastna in stalna obtežba konstrukcijskih elementov

Table 3: Dead load of structural elements

DESNA STRAN				
Element mostu	Geometrija		Obtežba	
Prekladna konstrukcija	$A_{\text{prekl,D}} =$	2,16 m <sup>2</sup>	$g_{\text{prekl,D}} =$	53,9 kN/m
Robni venec	$A_{\text{rob.ven,D}} =$	0,37 m <sup>2</sup>	$g_{\text{rob.ven,D}} =$	9,2 kN/m
Asfalt	$A_{\text{asfalt,D}} =$	0,25 m <sup>2</sup>	$g_{\text{asfalt,D}} =$	5,4 kN/m
Hidroizolacija	$A_{\text{hidro,D}} =$	0,04 m <sup>2</sup>	$g_{\text{hidro,D}} =$	0,8 kN/m
Ograja	$A_{\text{ograjja,D}} =$	/ m <sup>2</sup>	$g_{\text{ograjja,D}} =$	1,0 kN/m
Zaščitna mreža	$A_{\text{zašč.mr,D}} =$	/ m <sup>2</sup>	$g_{\text{zašč.mr,D}} =$	1,0 kN/m
			$\Sigma$	71,3 kN/m
Steber	$A_{\text{steber,D}} =$	0,75 m <sup>2</sup>	$g_{\text{steber,D}} =$	18,8 kN/m
LEVA STRAN				
Element mostu	Geometrija		Obtežba	
Prekladna konstrukcija	$A_{\text{prekl,L}} =$	2,16 m <sup>2</sup>	$g_{\text{prekl,L}} =$	53,9 kN/m
Robni venec	$A_{\text{rob.ven,L}} =$	0,58 m <sup>2</sup>	$g_{\text{rob.ven,L}} =$	14,4 kN/m
Asfalt	$A_{\text{asfalt,L}} =$	0,19 m <sup>2</sup>	$g_{\text{asfalt,L}} =$	4,2 kN/m
Hidroizolacija	$A_{\text{hidro,L}} =$	0,03 m <sup>2</sup>	$g_{\text{hidro,L}} =$	0,6 kN/m
Ograja	$A_{\text{ograjja,L}} =$	/ m <sup>2</sup>	$g_{\text{ograjja,L}} =$	1,0 kN/m
Zaščitna mreža	$A_{\text{zašč.mr,L}} =$	/ m <sup>2</sup>	$g_{\text{zašč.mr,L}} =$	1,0 kN/m
			$\Sigma$	75,1 kN/m
Steber	$A_{\text{steber,L}} =$	0,75 m <sup>2</sup>	$g_{\text{steber,L}} =$	18,8 kN/m

### 3.2 Potresna obtežba

Potresni vpliv na določenem mestu na površini predstavimo v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki je odvisen od projektnega pospeška tal  $a_g$ , od lokalnih lastnosti tal ter od karakterističnih nihajnih časov spektra. Analizo konstrukcije pri potresnih vplivih opravimo z modalno analizo s spektri odziva, ki je primerna za vse tipe objektov.

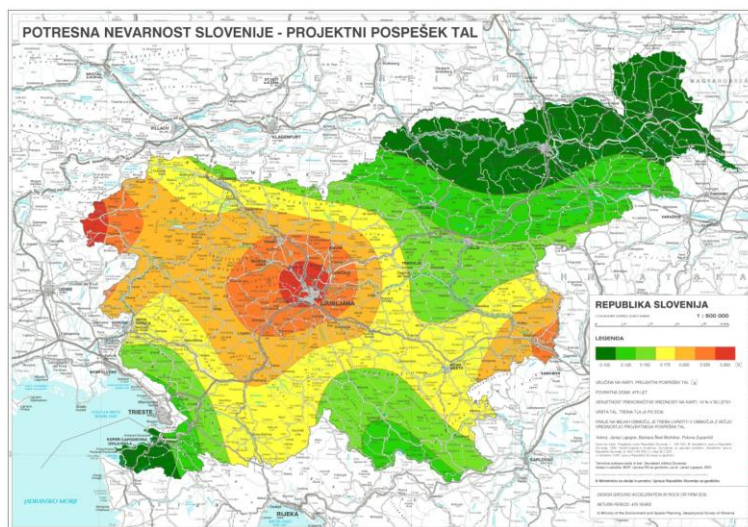
#### 3.2.1 Projektni pospešek in tip tal

Projektni pospešek tal  $a_g$  je enak produktu faktorja pomembnosti  $\gamma_1$  in referenčnega maksimalnega pospeška tal  $a_{gr}$  (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.1(3)):

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} \quad (3.1)$$



V Sloveniji referenčni maksimalni pospešek tal ustreza referenčni povratni dobi, ki je enaka priporočeni vrednosti  $T_{ncr} = 475$  let. Obravnavano premostitveno konstrukcijo uvrstimo v kategorijo pomembnosti II. V tem primeru je  $\gamma_1 = 1,0$ . Pospešek  $a_{gr}$  določimo s pomočjo karte potresne nevarnosti Slovenije, ki se nahaja v Nacionalnem dodatku k SIST EN 1998-1. Za Domžale pri Ljubljani je pospešek  $a_{gr} = 0,25$  g.



Slika 6: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2001)

Figure 6: Seismic hazard map of Slovenia (ARSO, 2001)

S pomočjo enačbe (4.1) izračunamo  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 0,25$  g = 0,25 g.

Izberemo tip tal C (srednje dobro nosilna tla), ki ustreza globokim sedimentom gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.

### 3.2.2 Faktor obnašanja $q$

S faktorjem obnašanja reduciramo potresne vplive. To lahko naredimo takrat, ko ima nosilna konstrukcija sposobnost, da prenaša potresne vplive tudi v nelinearnem območju. Vrednost faktorja obnašanja je odvisna od tega kakšen način odziva konstrukcije izberemo (duktilen ali delno duktilen) in tipa konstrukcije, oziroma njene sposobnosti, da prenese plastične deformacije. Faktor obnašanja izbiramo glede na tip konstrukcijskih elementov, v katerih se sipa največji del potresne energije. V obravnavanem primeru je to podporna konstrukcija mostu. Vodoravno potresno gibanje smo v analizi upoštevali v vzdolžni in prečni smeri objekta posebej. V obravnavanem primeru gre za enak tip duktilnega elementa v obeh smereh (upogibno obremenjeni armiranobetonski duktilni vertikalni stebri), zato je faktor obnašanja v obeh smereh enak. Faktor obnašanja določimo po naslednji enačbi:

$$q = 3,5 \cdot \lambda(\alpha_s) \quad (3.2)$$

Pri tem je  $\alpha_s$  strižni razpon stebrov, ki ga določimo kot razmerje med razdaljo plastičnega členka in točke, v kateri je moment enak 0, ter višino prereza v smeri upogiba  $h$ . Ker lahko na vrhu stebra pričakujemo manjše rotacije kljub predpostavki polnega vpetja in, ker imamo spodaj polno vpetje v temelj bomo predpostavili, da je nična točka momenta malo višje kot na sredini dolžine stebra ( $L = 3,75$  m). Strižni razpon izračunamo za obe smeri:

$$\alpha_s = L/h \tag{3.3}$$

$$\alpha_s = \frac{L_1}{h_1} = \frac{3,75 \text{ m}}{1,25 \text{ m}} = 3 \geq 3 \rightarrow \lambda(\alpha_s) = 1,0$$

$$\alpha_s = \frac{L_2}{h_2} = \frac{3,75 \text{ m}}{0,60 \text{ m}} = 6,25 \geq 3 \rightarrow \lambda(\alpha_s) = 1,0$$

Iz izračuna lahko vidimo, da je faktor  $\lambda(\alpha_s) = 1,0$  v obeh primerih in tako lahko sedaj izračunamo vrednost faktorja obnašanja, ki je torej računsko dokazano enak v obeh smereh.

$$q = 3,5 \cdot 1,0 = 3,5$$

Kot dodatno kontrolo glede tega ali lahko uporabimo prikazano vrednost faktorja obnašanja, ki se lahko uporabi v stebrih je potrebno upoštevati pogoj velikosti normirane osne sile, ki se pojavi v plastičnem členku pri projektne potresnem vplivu.

V naslednji enačbi  $\eta_k$  predstavlja normirano osno silo,  $N_{Ed,max}$  je največja projektne vrednost osnih sil pri projektne potresnem vplivu,  $A_c$  je ploščina prečnega prereza stebra in  $f_{ck}$  karakteristična vrednost tlačne trdnosti betona.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed,max}}{A_c \cdot f_{ck}} \tag{3.4}$$

$$\eta_k = \frac{1409,19 \text{ kN}}{1,25 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 30000 \text{ kN/m}^2} = \frac{1409,19 \text{ kN}}{22500 \text{ kN}} = 0,06 \leq 0,3$$

Ker normirana osna sila ne presega vrednosti 0,3, oziroma tlačne napetosti zaradi osnih sil ne presežejo 30 % karakteristične tlačne trdnosti betona lahko uporabimo zgoraj izračunano vrednost faktorja obnašanja  $q = 3,5$ .

### 3.2.3 Projektne spekter odziva

Kjer je na konstrukciji predvideno sipanje energije lahko pri potresni obremenitvi dopustimo pojav poškodb. Zaradi tega se lahko izognemo eksplicitni nelinearni analizi. To naredimo tako, da opravimo elastično analizo z uvedbo faktorja obnašanja  $q$ , ki zmanjša spekter odziva. Za Slovenijo je določen spekter tipa 1. Za kritično viskozno dušenje privzamemo vrednost 5 % (faktor korekcije vpliva dušenja je  $\eta = 1,0$ ).

V standardu je za vodoravni komponenti potresnega vpliva  $S_d(T)$  projektni spekter definiran z naslednjimi enačbami (SIST EN 1998-1:2004 točka 3.2.2.5(4)P):

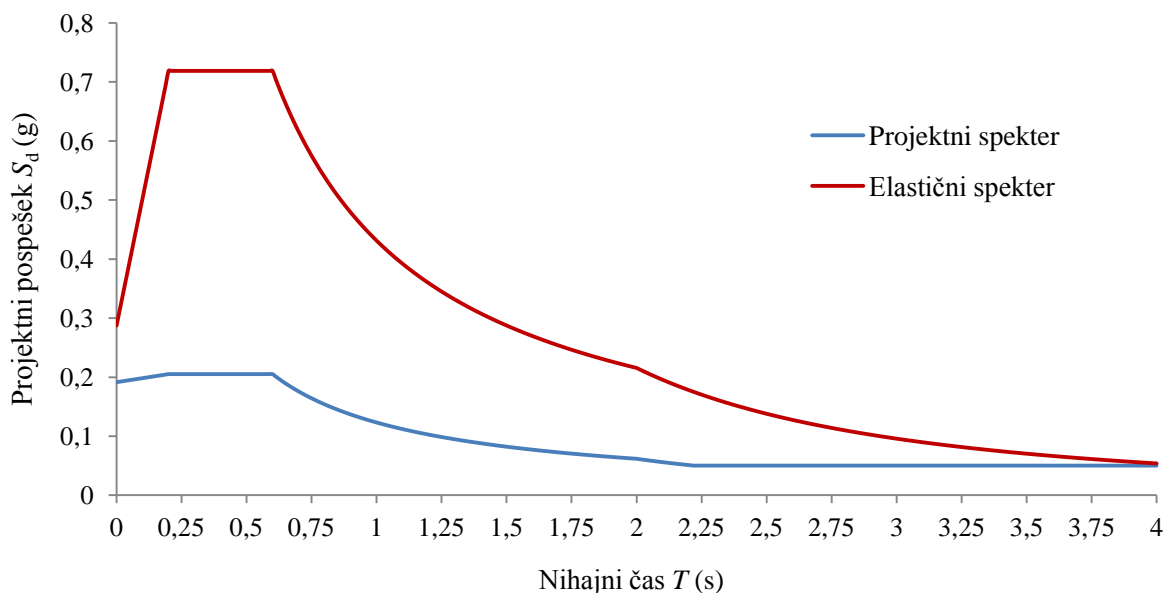
$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.8)$$

Pri tem je  $S_d(T)$  projektni spekter,  $q$  faktor obnašanja ( $q = 3,5$ ),  $\beta$  je faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem spektru (njegova vrednost je podana v nacionalnem dodatku in znaša  $\beta = 0,2$ ),  $T$  predstavlja nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $a_g$  je projektni pospešek tal,  $T_B$  je spodnja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_C$  je zgornja meja nihajnega časa na območju, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,  $T_D$  je vrednost nihajnega časa pri kateri se začne območje konstantne vrednosti projektnega pomika in  $S$  predstavlja faktor tal. Za tla tipa C v standardu SIST EN 1998-1:2004 odčitamo naslednje parametre:  $S = 1,15$ ,  $T_B = 0,2$  s,  $T_C = 0,6$  s in  $T_D = 2,0$  s.



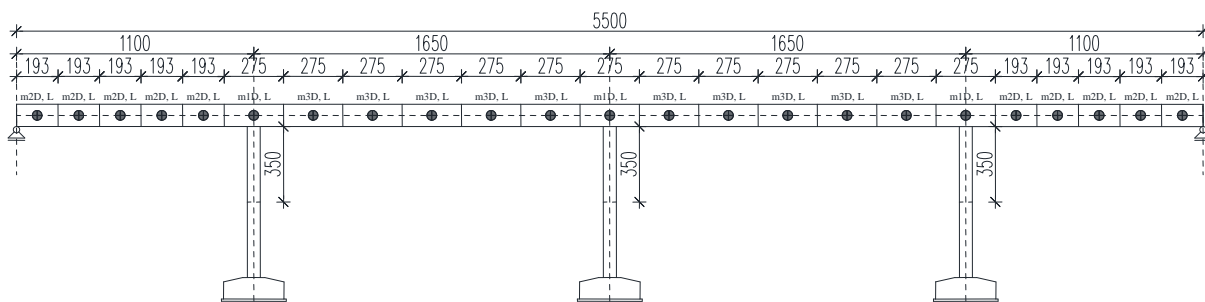
Slika 7: Elastični in projektni spekter pospeškov  
Figure 7: Elastic and design acceleration spectrum

## 4 RAČUNSKI MODELI NOSILNE KONSTRUKCIJE

Analizo nosilne konstrukcije lahko naredimo le z uporabo ustreznega računskega modela. Z računskim modelom moramo zajeti vse bistvene značilnosti nosilne konstrukcije in s tem čim bolj natančno opisati dejansko obnašanje konstrukcije. V okviru magistrskega dela smo izdelali dva modela, ki smo jih medsebojno primerjali in izvedli primerne kontrole ter na koncu izbrali primernejšega za nadaljnjo analizo in projektiranje. Oba modela sta bila izdelana v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009) in sta namenjena nadaljnjemu projektiranju podporne konstrukcije, na katero ima največji vpliv potresna obtežba. V nadaljevanju podrobneje predstavimo oba modela, izvedene kontrole ter končno izbiro modela.

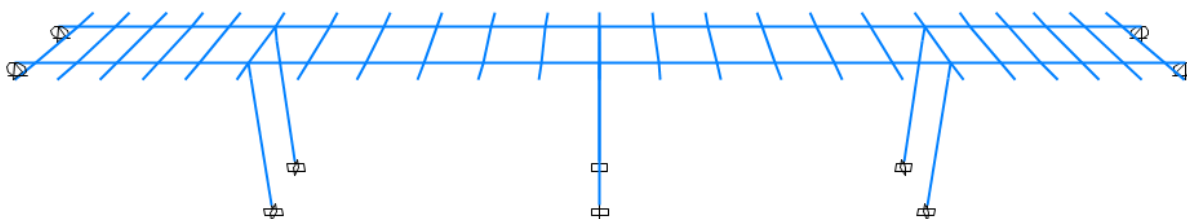
### 4.1 Prostorski linijski model konstrukcije

Pri tem računskem modelu smo za modeliranje vseh konstrukcijskih elementov uporabljali linijske elemente. Prekladno konstrukcijo smo modelirali z dvema T prerezoma v vzdolžni smeri in s pravokotnimi elementi v prečni smeri. Pravokotne prečne elemente smo dobili tako, da smo v vzdolžni smeri prekladno konstrukcijo razdelili na skupno 23 elementov. Daljši razpon 16,5 m smo razdelili na 5 delov dolžine 2,75 m, krajši razpon smo razdelili na 5 delov dolžine 1,93 m, preostali 3 elementi se nahajajo na mestu stebrov. V obravnavanem primeru se leva in desna stran mostu razlikujeta, tako, da smo mase izračunali za obe strani posebej in jih postavili na lokacije kot jih prikazuje Slika 8. To smo naredili s pomočjo pripadajočih širin pravokotnih prečnih elementov. Na mestu stika prekladne konstrukcije s stebri smo dodali tudi polovico mase stebrov.



Slika 8: Pripadajoče širine linijskih elementov in lokacije mas

Figure 8: Participating width of frame elements and mass locations

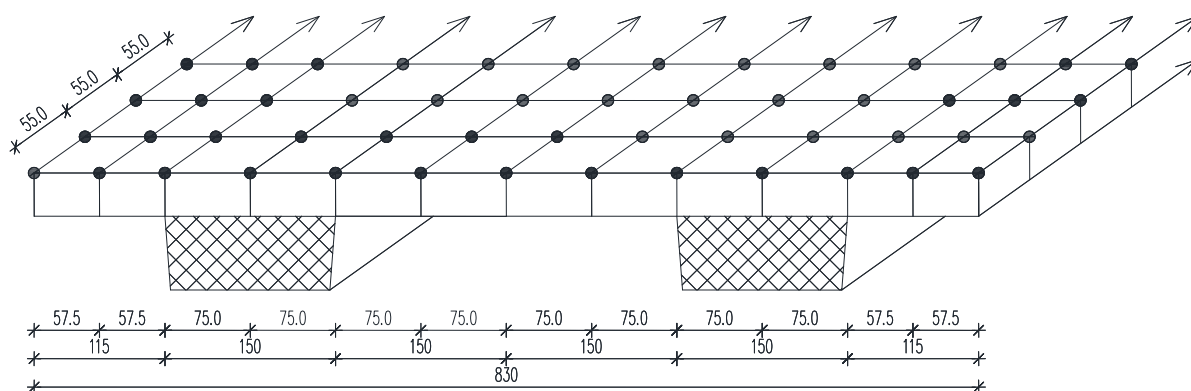


Slika 9: Linijski model narejen v programu SAP2000

Figure 9: Frame model made in SAP2000

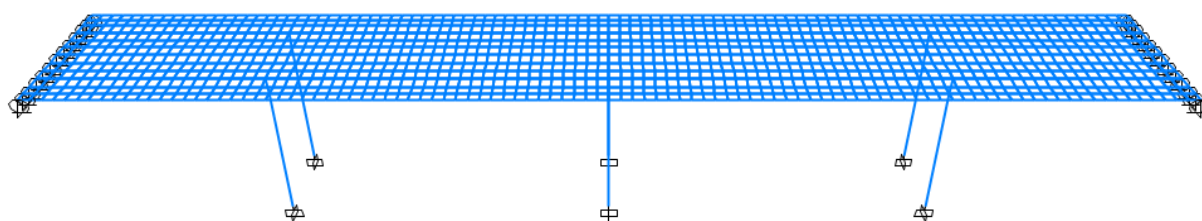
## 4.2 Prostorski model konstrukcije z uporabo linijskih in lupinastih elementov

Pri tem računskem modelu smo ploščo modelirali s pomočjo lupinastih elementov. Uporabili smo metodo končnih elementov in ploščo modelirali z lupinastimi elementi (elementi tipa Shell). Končne elemente smo v vzdolžni smeri razdelili na širino 0,55 m. V prečni smeri smo uporabili dve različni širini, tako smo na mestu konzol uporabili širino 0,575 m in na mestu plošče 0,75 m. Debelina vseh končnih elementov je 0,3 m. Glavna nosilna rebra in podporno konstrukcijo smo modelirali z linijskimi elementi. Maso smo izračunali v vsakem izmed vozlišč končnih elementov in jo tako tudi modelirali v programu. Prav tako smo upoštevali tudi polovico mase stebrov. Potrebno je bilo izvesti kontrolo mas in preveriti, če se skupna masa ujema z uporabljenimi pri linijskem modelu konstrukcije. V obeh primerih je skupna masa mostu znašala približno 860,0 ton.



Slika 10: Razdelitev na končne elemente

Figure 10: Distribution of finite elements



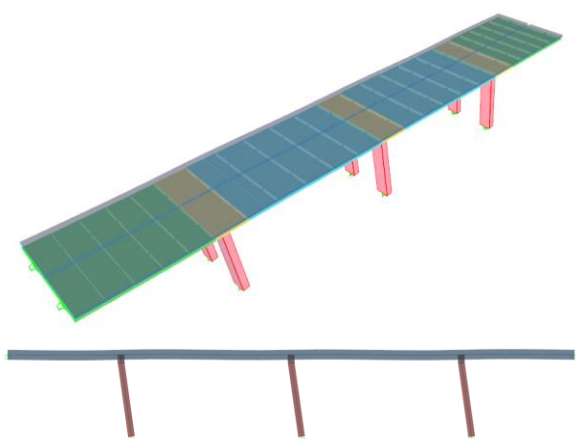
Slika 11: Linijski in lupinasti model narejen v programu SAP2000

Figure 11: Frame and shell model made in SAP2000

Pri nadaljnji analizi nas je zanimala razlika med obema modeloma. V primeru, da se rezultati obeh modelov veliko ne razlikujejo, bi tako potrdili, da je uporaba poenostavljenega prostorskega linijskega modela konstrukcije zadosti natančna.

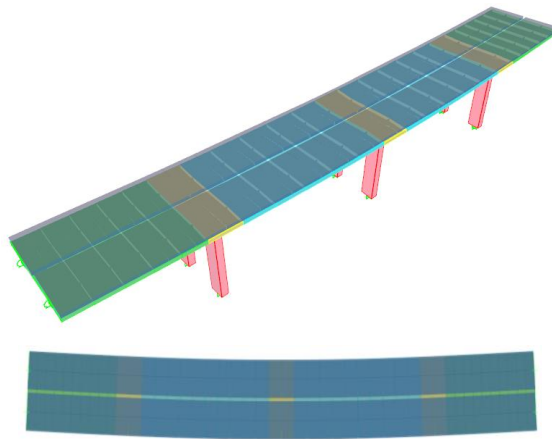
### 4.3 Rezultati modalne analize za oba modela – nihajni časi

Prvi dve nihajni obliki sta za oba modela translacijski, kar pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga. Prva nihajna oblika povzroča vzbujanje v vzdolžni smeri X in druga nihajna oblika v prečni smeri Y. Za prostorski linijski model dobimo prvi nihajni čas  $T_1 = 0,502$  s, pri tem sodeluje 100 % efektivne mase celotne mase konstrukcije. Drugi nihajni čas  $T_2 = 0,228$  s, pri tem sodeluje 81,4 % efektivne mase celotne mase konstrukcije. Za prostorski model pri katerem smo poleg linijskih uporabili tudi lupinaste elemente dobimo prvi nihajni čas  $T_1 = 0,515$  s, pri tem sodeluje 100 % efektivne mase celotne mase konstrukcije in drugi nihajni čas  $T_2 = 0,209$  s, pri tem sodeluje 80,8 % efektivne mase celotne mase konstrukcije. Iz nihajnih časov lahko vidimo, da se v vzdolžni smeri X manj razlikujejo kot v prečni smeri Y. To se v večji meri zgodi zaradi uporabe drugačnih elementov pri modeliranju prekladne konstrukcije.



Slika 12: Linijski model - Prva nihajna oblika - Translacijska v vzdolžni smeri X ( $T_1 = 0,502$  s)

Figure 12: Frame model - First mode shape - Translational in direction X ( $T_1 = 0,502$  s)



Slika 13: Linijski model - Druga nihajna oblika - Translacijska v prečni smeri Y ( $T_2 = 0,228$  s)

Figure 13: Frame model - Second mode shape - Translational in direction Y ( $T_2 = 0,228$  s)



Slika 14: Linijski in lupinasti model - Prva nihajna oblika - Translacijska v vzdolžni smeri X ( $T_1 = 0,515$  s)

Figure 14: Frame and shell model - First mode shape - Translational in direction X ( $T_1 = 0,515$  s)



Slika 15: Linijski in lupinasti model - Druga nihajna oblika - Translacijska v prečni smeri Y ( $T_2 = 0,209$  s)

Figure 15: Frame and shell model - Second mode shape - Translational in direction Y ( $T_2 = 0,209$  s)

Za oceno razlike med modeloma smo izpeljali enostavno enačbo za primerjavo med togostjo obeh modelov na podlagi nihajnih časov. Pri tem je  $k_{i,LIN}$  togost linijskega modela,  $k_{i,PLOSK}$  togost linijskega in lupinastega modela,  $T_{i,LIN}$  je nihajni čas linijskega modela,  $T_{i,PLOSK}$  je nihajni čas linijskega in lupinastega modela, oznaka  $i$  predstavlja nihajno obliko.

$$\frac{k_{i,LIN}}{k_{i,PLOSK}} = \frac{T_{i,PLOSK}^2}{T_{i,LIN}^2} \quad (4.1)$$
$$\frac{k_{1,LIN}}{k_{1,PLOSK}} = \frac{T_{1,PLOSK}^2}{T_{1,LIN}^2} = \frac{0,515^2}{0,502^2} = 1,05$$
$$\frac{k_{2,LIN}}{k_{2,PLOSK}} = \frac{T_{2,PLOSK}^2}{T_{2,LIN}^2} = \frac{0,209^2}{0,228^2} = 0,84$$

Iz primerjave lahko vidimo, da se prva dva nihajna časa v vzdolžni smeri X manj razlikujeta kot druga nihajna časa v prečni smeri Y. Razlika med prvima nihajnima časoma je 5 % in razlika med drugima nihajnima časoma 16 %. V prečni smeri je razlika večja in je posledica drugačnega modeliranja prekladne konstrukcije (večja razlika med vztrajnostnimi momenti). Ocenili smo, da je prostorski linijski model za nadaljnje izračune zadosti natančen in ga tako v nadaljevanju magistrskega dela tudi uporabljamo za dimenzioniranje elementov.

#### 4.4 Analiza konstrukcije za vpliv potresne obtežbe v prečni smeri

Za potresno analizo mostu lahko uporabljamo tudi različne poenostavljene statične metode. Za obravnavano konstrukcijo lahko uporabimo metodo z uporabo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo – model s podajno prekladno konstrukcijo (glej člen 4.2.2. v EC8/2). Osnovna predpostavka te metode je, da na potresni odziv mostu vpliva le ena nihajna oblika (v vsaki smeri posebej). Ker obravnavan most projektiramo s pomočjo modalne analize s spektrom odziva, to metodo uporabimo le za oceno in preverjanje nihajnega časa v prečni smeri z linijskim modelom. Nihajni čas konstrukcije ocenimo s pomočjo naslednje enačbe:

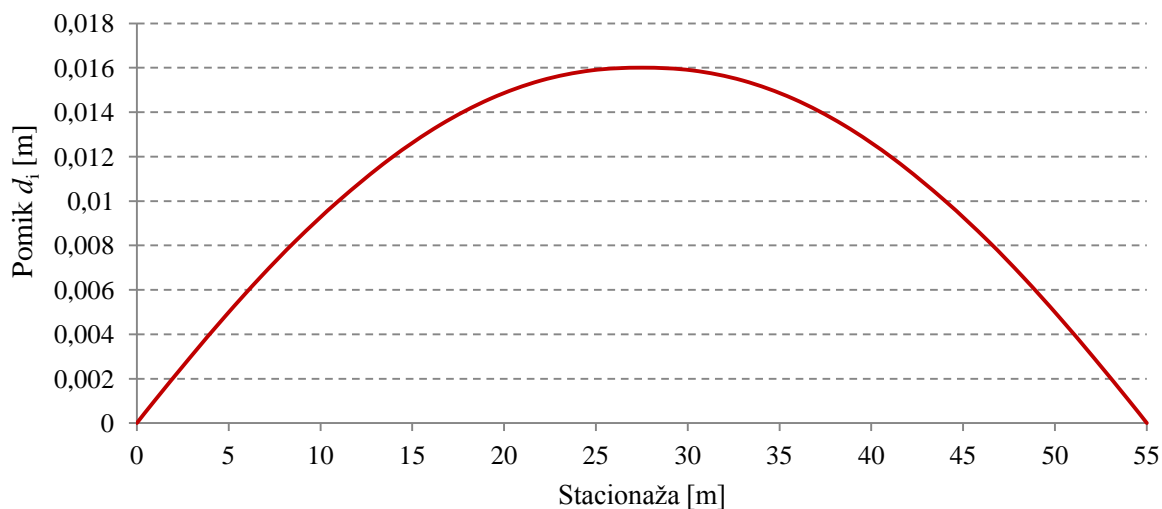
$$T_{2,OCENA} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum M_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum M_i \cdot d_i}} \quad (4.2)$$

V tej enačbi  $M_i$  predstavljajo mase v posameznih prerezih konstrukcije,  $d_i$  predstavljajo ustrezne pomike v teh prerezih in  $g$  predstavlja pospešek prostega pada.

Mase konstrukcije skoncentriramo v vozliščih na čim bolj enakomerni medsebojni razdalji, nad stebri upoštevamo polovico mase stebrov in konstrukcijo obremenimo s silami, ki jih izračunamo z naslednjo enačbo:

$$F_i = M_i \cdot g \quad (4.3)$$

Ko izračunamo sile, most obremenimo in dobimo pomike  $d_i$ , ki predstavljajo pomike v vozliščih v katerih smo most obremenili s pomočjo sil  $F_i$ .

Slika 16: Pomiki  $d_i$ Figure 16: Displacements  $d_i$ 

Po določitvi vseh pomikov lahko izračunamo oceno nihajnega časa v prečni smeri.

$$T_{2,OCENA} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum M_{iL} \cdot d_{iL}^2 + \sum M_{iD} \cdot d_{iD}^2}{g \cdot (\sum M_{iL} \cdot d_{iL} + \sum M_{iD} \cdot d_{iD})}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{0,0601 + 0,0572}{9,81 \cdot (4,6967 + 4,4712)}} = 0,227 \text{ s}$$

S programom smo kot rezultat modalne analize za linijski model dobili, da je drugi nihajni čas konstrukcije enak  $T_2 = 0,228 \text{ s}$ . Pri oceni nihajnega časa v prečni smeri smo dobili  $T_{2,OCENA} = 0,227 \text{ s}$ . Razlika med obema nihajnima časoma je minimalna in smo tako še dodatno preverili pravilnost modeliranja v programu.



## 5 DIMENZIONIRANJE PODPORNE KONSTRUKCIJE

Za dimenzioniranje podporne konstrukcije smo uporabili prostorski linijski model. Ker je konstrukcija simetrična v vzdolžni smeri bomo zunanje stebre in notranja stebra dimenzionirali na največje statične količine v enem izmed posameznih stebrov teh dveh skupin. V analizi smo ugotovili, da potres v vzdolžni smeri minimalno vpliva na obremenitve v prečni smeri in, da potres v prečni smeri minimalno vpliva na obremenitve v vzdolžni smeri. Zaradi tega notranje statične količine v stebrih kombiniramo na dvoosni upogib tako, da uporabimo 100 % momenta potresa v eni smeri in 30 % momenta v drugi smeri. V nadaljevanju so podane notranje statične količine in postopek dimenzioniranja za zunanji in notranji steber na največjo obremenitev.

### 5.1 Obremenitve v stebrih

Obremenitve v obeh stebrih izračunamo s pomočjo enačbe za izračun obtežnih kombinacij za potresna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} \quad (5.1)$$

Pri tem je  $G_{k,j}$  karakteristična vrednost  $j$ -tega stalnega vpliva in  $A_{Ed}$  potresni vpliv. Spremenljivih vplivov ne upoštevamo. Vrednosti, ki bistveno niso vplivale na končne obremenitve smo prav tako zanemarili.

Preglednica 4: Obremenitve stebrov

Table 4: Pier forces

Steber	Obtežba	Pri vpetju v temelj	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo
Zunanji steber	Stalna obtežba	$N = -1263 \text{ kN}$	$N = -1132 \text{ kN}$
	Potres (vzdolžna smer)	$M_{\text{šibka os}} = \pm 1043 \text{ kNm}$	$M_{\text{šibka os}} = \pm 964 \text{ kNm}$
	Potres (prečna smer)	$M_{\text{močna os}} = \pm 426 \text{ kNm}$	$M_{\text{močna os}} = \pm 176 \text{ kNm}$
Notranji steber	Stalna obtežba	$N = -1409 \text{ kN}$	$N = -1278 \text{ kN}$
	Potres (vzdolžna smer)	$M_{\text{šibka os}} = \pm 1062 \text{ kNm}$	$M_{\text{šibka os}} = \pm 998 \text{ kNm}$
	Potres (prečna smer)	$M_{\text{močna os}} = \pm 724 \text{ kNm}$	$M_{\text{močna os}} = \pm 317 \text{ kNm}$

Preglednica 5: Obremenitve v zunanjem stebri

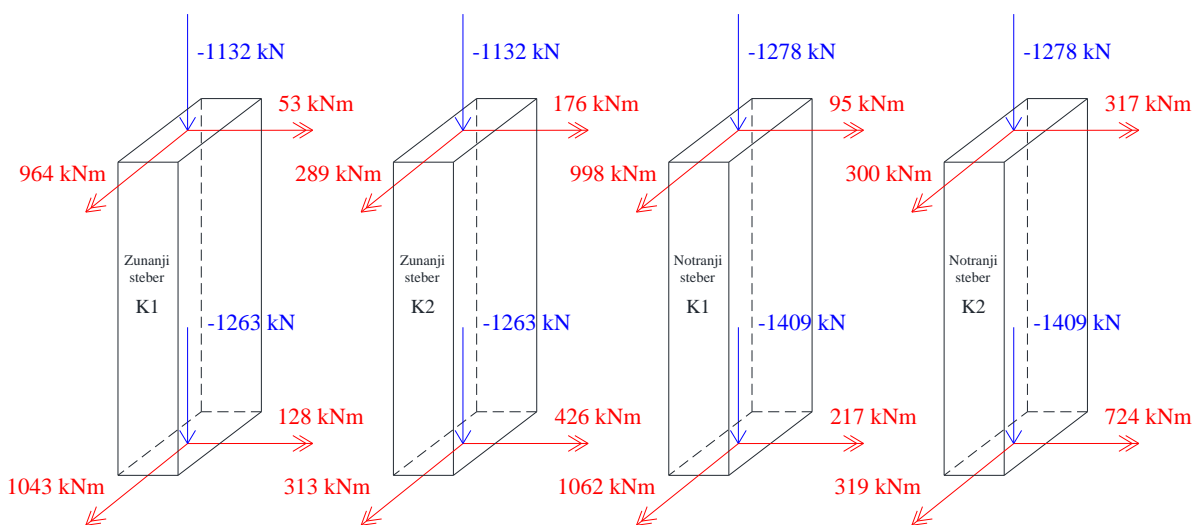
Table 5: Forces in outer pier

Zunanji steber	Osna sila N	Kombinacija	Moment $M_{\text{šibka os}}$	Moment $M_{\text{močna os}}$
Pri vpetju v temelj	-1263 kN	K1	1043 kNm	128 kNm (30 %)
		K2	313 kNm (30 %)	426 kNm
Pri vpetju v prekladno konstrukcijo	-1132 kN	K1	964 kNm	53 kNm (30 %)
		K2	289 kNm (30 %)	176 kNm

Preglednica 6: Obremenitve v notranjem stebru

Table 6: Forces in inner pier

Notranji steber	Osna sila N	Kombinacija	Moment $M_{\text{šibka os}}$	Moment $M_{\text{močna os}}$
Pri vpetju v temelj	-1409 kN	K1	1062 kNm	217 kNm (30 %)
		K2	319 kNm (30 %)	724 kNm
Pri vpetju v prekladno konstrukcijo	-1278 kN	K1	998 kNm	95 kNm (30 %)
		K2	300 kNm (30 %)	317 kNm



Slika 17: Obremenitve v zunanjem in notranjem stebru

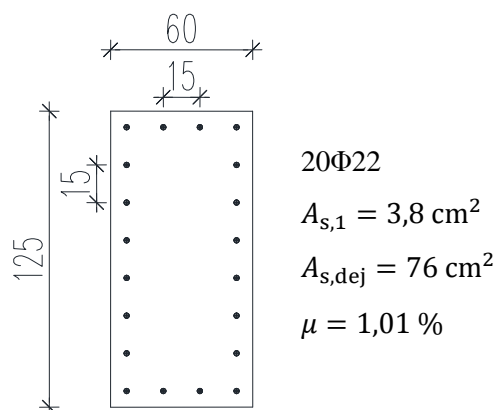
Figure 17: Outer and inner pier forces

## 5.2 Dimenzioniranje zunanjega in notranjega stebra na osno-upogibno obremenitev

Za dimenzioniranje stebrov smo uporabili program DIAS-P (UL FGG, IKPIR, 1999) s katerim lahko poleg ustreznega dimenzioniranja armature tudi izračunamo upogibne nosilnosti prečnih prereзов za obe smeri. Upogibne nosilnosti bomo potrebovali v nadaljevanju pri izračunu strižne armature, saj le tako lahko ustrezno računamo z metodo načrtovanja nosilnosti.

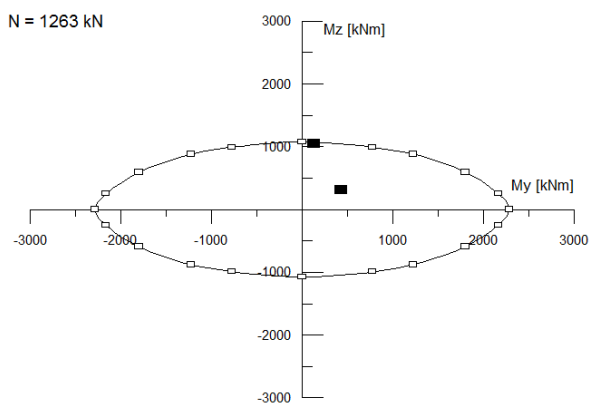
V nadaljevanju je prikazana izbrana vzdolžna armatura prečnega prereza zunanjega in notranjega stebra (glej Sliko 18). Zaradi majhnih razlik pri obremenitvah smo lahko izbrali vzdolžne armature poenostavili in izbrali enako armiranje v obeh stebrih tako za vpetje pri temelju kot za vpetje v prekladno konstrukcijo. Poleg tega je enak tip armiranja izbran tako tudi za zunanji kot notranji steber.

Težišče vzdolžne armature je v obeh stebrih od roba oddaljeno za 6,8 cm, procent vzdolžne armature znaša  $\mu = 1,01\%$  (minimalno armiranje je 1 % oziroma  $A_{s,\min} = 0,01 \cdot A_c = 75 \text{ cm}^2$ ) in izbrana vzdolžna armatura je 20 $\Phi$ 22 ( $A_{s,1} = 3,8 \text{ cm}^2$ , dejanski skupni presek armature je  $A_{s,\text{dej}} = 76 \text{ cm}^2$ ).

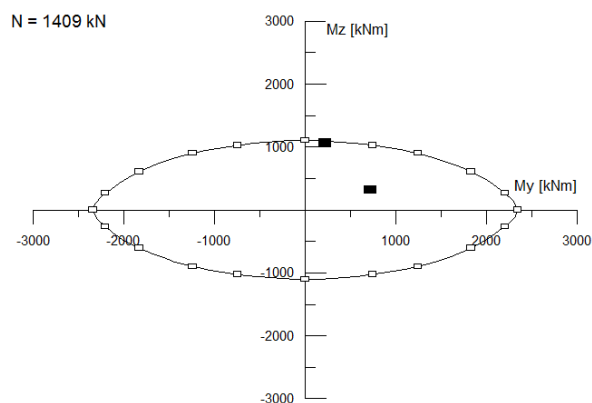


Slika 18: Armatura zunanjega in notranjega stebra pri vpetju v temelj in prekladno konstrukcijo  
 Figure 18: Reinforcement of outer and inner pier at the rigid connection to foundation and to the deck

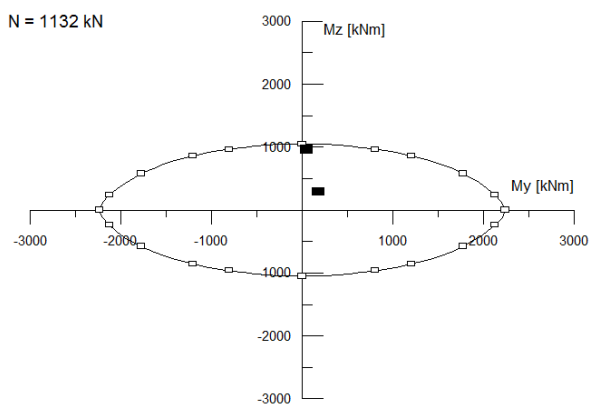
Na Slikah 19 - 22 so prikazani interakcijski diagrami za zunanji in notranji stebel za obe kombinaciji.



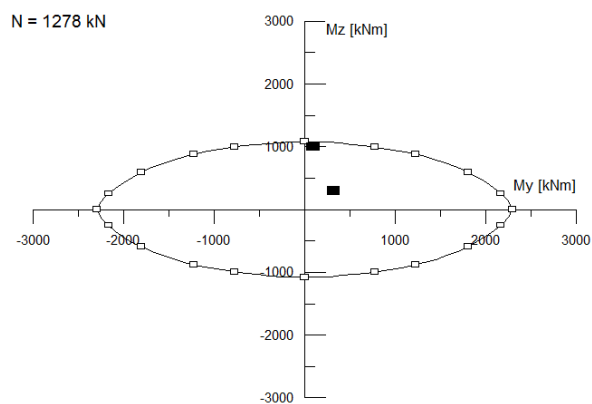
Slika 19: Interakcijski diagram za zunanji stebel pri vpetju v temelj  
 Figure 19: Interaction diagram for outer pier at the rigid connection to the foundation



Slika 20: Interakcijski diagram za notranji stebel pri vpetju v temelj  
 Figure 20: Interaction diagram for inner pier at the rigid connection to the foundation



Slika 21: Interakcijski diagram za zunanji stebel pri vpetju v prekladno konstrukcijo  
 Figure 21: Interaction diagram for outer pier at the rigid connection to the deck



Slika 22: Interakcijski diagram za notranji stebel pri vpetju v prekladno konstrukcijo  
 Figure 22: Interaction diagram for inner pier at the rigid connection to the deck

Preglednica 7: Računska upogibna nosilnost stebrov

Table 7: Design flexural resistance of piers

Steber	Pri vpetju v temelj	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo
Zunanji steber	$M_{Rd,šibka\ os} = \pm 1070\text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka\ os} = \pm 1050\text{ kNm}$
	$M_{Rd,močna\ os} = \pm 2280\text{ kNm}$	$M_{Rd,močna\ os} = \pm 2240\text{ kNm}$
Notranji steber	$M_{Rd,šibka\ os} = \pm 1100\text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka\ os} = \pm 1080\text{ kNm}$
	$M_{Rd,močna\ os} = \pm 2330\text{ kNm}$	$M_{Rd,močna\ os} = \pm 2290\text{ kNm}$

### 5.3 Metoda načrtovanja nosilnosti – upogibna nosilnost v področju plastičnih členkov

Z upoštevanjem redukcije sil pri projektiranju konstrukcij na potresno obtežbo dovoljujemo v konstrukciji plastične deformacije oz. duktilen potresni odziv. Velikost deformacij omejimo na vnaprej določena področja izbranih duktilnih elementov (na upogibne plastične deformacije). Ključna naloga je preprečitev krhke porušitve. Pri mostovih običajno dopuščamo plastične deformacije v stebrih na mestu stika s temeljem in na mestu stika s prekladno konstrukcijo (v primeru togih stikov). Ta mesta imenujemo področja plastičnih členkov. V področju plastičnih členkov je potrebno določiti upogibno armaturo, izračunati dolžine plastičnih členkov  $L_h$  in preveriti, če je izpolnjena naslednja enačba:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.2)$$

Pri tem je  $M_{Ed}$  projektna vrednost upogibnega momenta pri kombinaciji potresne in ostalih obtežb in  $M_{Rd}$  projektna vrednost upogibne nosilnosti prereza. Upogibni moment pri projektni potresni kombinaciji tako ne sme biti večji od upogibne nosilnosti prereza. Pri določitvi  $M_{Rd}$  upoštevamo tudi osno silo, ki ustreza upogibnemu momentu  $M_{Ed}$  in dvoosni upogib. Pri dimenzioniranju zunanjega in notranjega stebra na osno-upogibno obremenitev smo ta pogoj upoštevali tako, da smo v prerez namestili zadostno količino armature.

Dejanska upogibna nosilnost v področju plastičnih členkov je običajno večja od računske upogibne nosilnosti  $M_{Rd}$ . Razlogi so, da pri dimenzioniranju upoštevamo projektne trdnosti materialov, ki so manjše od dejanskih, pri določanju računske nosilnosti in deformabilnosti betona ne upoštevamo, da je beton objekt s prečno armaturo (namesto večosnega napetostnega stanja upoštevamo le enosno napetostno stanje), ne upoštevamo utrditve jekla, itd. Standard zaradi tega podaja enačbo za oceno dejanske vrednosti upogibne nosilnosti:

$$M_o = \gamma_o \cdot M_{Rd} \quad (5.3)$$

Pri tem je  $\gamma_o$  faktor dodatne nosilnosti (overstrength), ki je določen v nacionalnem dodatku in za betonske elemente znaša  $\gamma_o = 1,35$ .

V primeru, da element vsebuje posebno armaturo za objetje in normirana osna sila  $\eta_k$  presega vrednost 0,1 je potrebno faktor dodatne nosilnosti dodatno povečati.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed,max}}{A_c \cdot f_{ck}} \leq 0,1 \quad (5.4)$$

$$\eta_k = \frac{1409,19 \text{ kN}}{1,25 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 30000 \text{ kN/m}^2} = \frac{1409,19 \text{ kN}}{22500 \text{ kN}} = 0,06 \leq 0,1$$

Ker v obravnavanem primeru normirana osna sila  $\eta_k$  ne presega vrednosti 0,1 nam faktorja dodatne nosilnosti ni potrebno še dodatno povečati.

Upogibna armatura mora biti konstantna in polno učinkovita na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h$ . Minimalna predpisana dolžina plastičnega členka je določena z večjo izmed naslednjih vrednosti:

- dimenzija prereza v ravnini upogiba (pravokotno na os rotacije členka),
- razdalja med maksimalnim momentom in prerezom, kjer znaša projektni moment 80 % maksimalne vrednosti.

Ko poznamo podatke o dolžini plastičnega členka in upogibne nosilnosti prereza, povečane za faktor dodatne nosilnosti, izračunamo strižno armaturo v plastičnih členkih s pomočjo naslednje enačbe za prečno silo  $V_c$ :

$$V_c = \frac{M_{o1} + M_{o2}}{H} \quad (5.5)$$

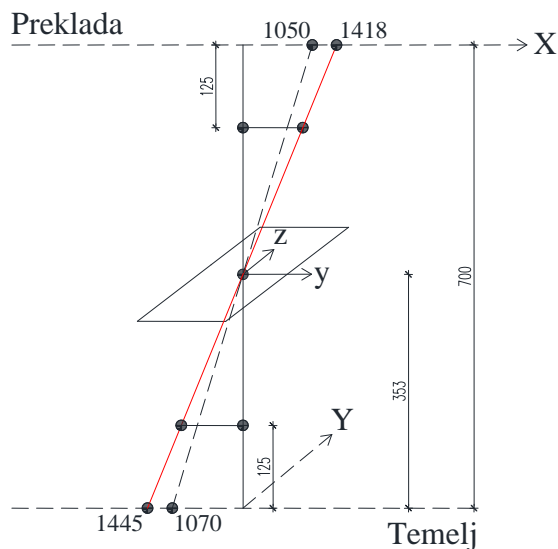
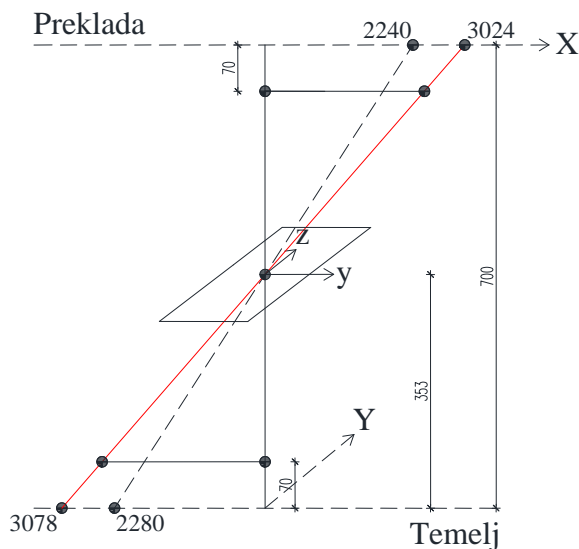
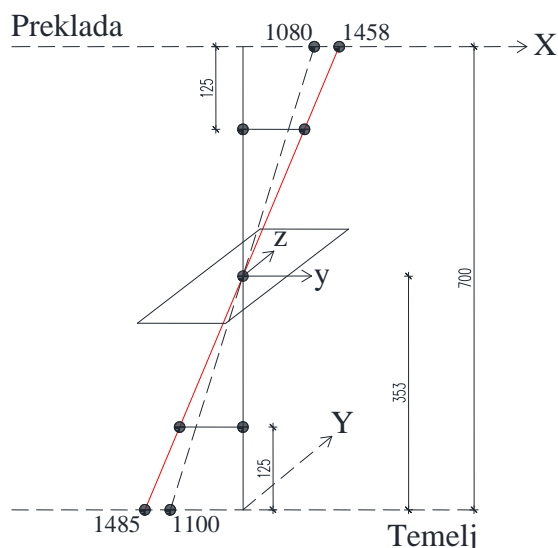
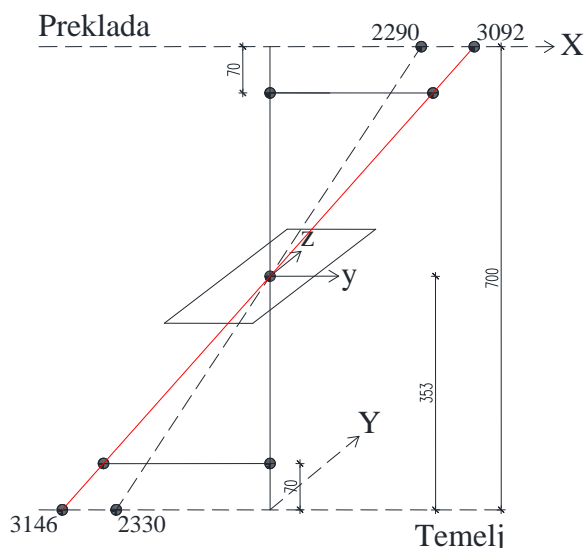
Pri tem je  $M_{o1}$  dejanska upogibna nosilnost pri vpetju v temelj,  $M_{o2}$  je dejanska upogibna nosilnost pri vpetju v prekladno konstrukcijo in  $H$  svetla višina stebra.

Preglednica 8: Izračun dejanske upogibne nosilnosti

Table 8: Calculation of the overstrength moment

Steber	Vpetje	Projektna upogibna nosilnost	Dejanska upogibna nosilnost
Zunanji steber	Temelj	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1070 \text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1445 \text{ kNm}$
		$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 2280 \text{ kNm}$	$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 3078 \text{ kNm}$
	Prekladna konstrukcija	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1050 \text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1418 \text{ kNm}$
		$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 2240 \text{ kNm}$	$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 3024 \text{ kNm}$
Notranji steber	Temelj	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1100 \text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1485 \text{ kNm}$
		$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 2330 \text{ kNm}$	$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 3146 \text{ kNm}$
	Prekladna konstrukcija	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1080 \text{ kNm}$	$M_{Rd,šibka \text{ os}} = \pm 1458 \text{ kNm}$
		$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 2290 \text{ kNm}$	$M_{Rd,močna \text{ os}} = \pm 3092 \text{ kNm}$

V nadaljevanju so prikazani največji možni upogibni momenti v stebrih, ki vsebujejo plastične členke (glej Sliko 23). Prikazane so tudi vrednosti projektne upogibne nosilnosti, dejanske upogibne nosilnosti in dolžine plastičnih členkov.

**ZUNANJI STEBER (Šibka os - z)**

**ZUNANJI STEBER (Močna os - y)**

**NOTRANJI STEBER (Šibka os - z)**

**NOTRANJI STEBER (Močna os - y)**


Slika 23: Največji možni upogibni momenti v zunanem in notranjem stebri

Figure 23: Capacity design moments in outer and inner pier

Sedaj izračunamo največjo prečno silo  $V_c$ , ki se lahko pojavi v stebrih (navzgor je omejena z  $q \cdot V_{rač}$ ).

Zunanji steber:

$$V_{c, \text{šibka os}} = \min \left\{ \frac{1445 \text{ kNm} + 1418 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 409 \text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1043 \text{ kNm} + 964 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 1004 \text{ kN} \right\} = 409 \text{ kN}$$

$$V_{c, \text{močna os}} = \min \left\{ \frac{3078 \text{ kNm} + 3024 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 872 \text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{426 \text{ kNm} + 176 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 301 \text{ kN} \right\} = 301 \text{ kN}$$

Notranji steber:

$$V_{c, \text{šibka os}} = \min \left\{ \frac{1485 \text{ kNm} + 1458 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 420 \text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1062 \text{ kNm} + 998 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 1030 \text{ kN} \right\} = 420 \text{ kN}$$

$$V_{c, \text{močna os}} = \min \left\{ \frac{3146 \text{ kNm} + 3092 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 891 \text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{724 \text{ kNm} + 317 \text{ kNm}}{7,0 \text{ m}} = 521 \text{ kN} \right\} = 521 \text{ kN}$$

## 5.4 Dimenzioniranje zunanjega in notranjega stebra na strižno obremenitev

### 5.4.1 Zunanji stebel – v smeri močne osi (prečna smer mostu)

Strižno nosilnost v področju plastičnih členkov dokazujemo v skladu s členom 6.2 standarda EN 1992-1-1:2004, pri tem dodatno upoštevamo še dve zahtevi. Prva zahteva je, da pri dokazu strižne nosilnosti upoštevamo maksimalne učinke potresnega vpliva. V skladu z drugo zahtevo je potrebno vrednosti  $V_{rd,c}$  (projektna vrednost strižne nosilnosti betonskega prereza brez strižne armature),  $V_{rd,s}$  (projektna vrednost strižne sile, ki jo lahko prevzame strižna armatura) in  $V_{rd,max}$  (projektna vrednost maksimalne strižne sile, ki jo lahko prevzame element) deliti z dodatnim varnostnim faktorjem  $\gamma_{Bd}$ , s katerim preprečimo krhko strižno porušitev. Vrednost za  $\gamma_{Bd}$  je določena na naslednja dva načina:

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{q \cdot V_{Ed}}{V_{c,o}} \leq \gamma_{Bd1} \quad (5.6)$$

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} \quad (5.7)$$

V Sloveniji je z Nacionalnim dodatkom predpisana vrednost za  $\gamma_{Bd1} = 1,25$ ,  $V_{Ed}$  je prečna sila zaradi potresnega vpliva,  $q$  predstavlja faktor obnašanja in  $V_{c,o}$  predstavlja maksimalno možno prečno silo (pridobljena s pomočjo metode načrtovanja nosilnosti).

$$1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{3,5 \cdot 86 \text{ kN}}{301 \text{ kN}} = 1,25 \leq 1,25$$

$$1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 \leq 1,25$$

Ker je projektna upogibna nosilnost stebra večja od potrebne in je tako element predimenzioniran, v nadaljevanju uporabimo dodatni varnostni faktor  $\gamma_{Bd} = 1,25$ .

Sedaj izračunamo strižno odpornost betonskega prečnega brez strižne armature v skladu s SIST EN 1992-1-1:2004, točka 6.2.1:

$$V_{rd,c} = (C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} \quad (5.8)$$

Pri tem minimalno strižno odpornost betonskega prereza izračunamo z enačbo:

$$V_{rd,c,min} = (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} \quad (5.9)$$

Najprej ločeno izračunamo vrednosti spremenljivk, ki nastopajo v enačbah za strižno odpornost:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (5.10)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,41^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,321 \quad (5.11)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/1182} = 1,41 < 2 \quad (5.12)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{6 \cdot 3,8 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm} \cdot 118,2 \text{ cm}} = 0,003 \leq 0,02 \quad (5.13)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1263 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,7 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa} \quad (5.14)$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (5.15)$$

Pri tem je  $d$  statična višina prereza,  $\rho_1$  je delež natezne armature,  $\sigma_{cp}$  je tlačna napetost v prečnem prerezu v [MPa],  $k_1 = 0,15$ ,  $A_{s1}$  je ploščina natezne armature,  $b_w$  je najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza,  $N_{ed}$  je osna sila v prerezu in  $A_c$  je ploščina prečnega prereza betona.

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature je za zunanji steber v smeri močne osi torej:

$$V_{rd,c} = \left( 0,12 \cdot 1,41 \cdot (100 \cdot 0,003 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,7 \right) \cdot 1182 \cdot 600 \cdot \frac{1}{1,25} = 344 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,min} = (0,321 + 0,15 \cdot 1,7) \cdot 1182 \cdot 600 \cdot \frac{1}{1,25} = 327 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 344 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 327 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 344 \text{ kN} > V_{c,močna os} = 301 \text{ kN}$$

Pri izračunu odpornosti prečnega prereza brez strižne armature  $V_{rd,c}$  tako ugotovimo, da je le ta večja od maksimalne prečne sile  $V_{c,močna os}$ . Izračunati je potrebno ali prerez stebra lahko prenese maksimalno prečno silo. To naredimo tako, da preverimo nosilnost betonske tlačne diagonale v skladu točko 6.2.3(3) iz standarda SIST EN 1992-1-1:2004. Pri tem predpostavimo, da tlačna diagonala oklepa z vzdolžno osjo grede kot  $45^\circ$  in, da strižno armaturo izvedemo s pomočjo navpičnih zaprtih stremen. Strižna odpornost prečnega prereza s stremensko armaturo izračunamo s pomočjo enačbe:

$$V_{rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} \quad (5.16)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (5.17)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} \right] = 0,528$$

Strižna odpornost prečnega prereza zunanjšega stebra v močnejši osi znaša:

$$V_{rd,max} = \frac{1,0 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 118,2 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} \cdot \frac{1}{1,25} = 5392 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = 5392 \text{ kN} > V_{c,močna os} = 301 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je večja od maksimalne strižne sile.

V nadaljevanju bomo preverili ali je potrebno zagotoviti posebno objetje betonskega prereza.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed,max}}{A_c \cdot f_{ck}} > 0,08 \quad (5.18)$$

$$\eta_k = \frac{1263 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 3 \text{ kN/cm}^2} = 0,06 < 0,08$$



Ker normirana osna sila  $\eta_k$  ne presega vrednosti 0,08 in, ker je odpornost prečnega prereza brez strižne armature večja od maksimalne prečne sile, nam tako ni potrebno upoštevati zahtev standarda EC8/2 za določitev strižne armature. Izberemo stremena  $\Phi 12$ .

Maksimalna razdalja med stremeni  $s_{cl,tmax}$  je definirana z naslednjim izrazom (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 9.5.3(3)):

$$s_{cl,tmax} = \min \begin{cases} 12 \cdot \Phi_{vzd} \\ \text{manjša dimenzija stebra} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.19)$$

$$s_{cl,tmax} = \min \begin{cases} 12 \cdot 2,2 \text{ cm} = 26,4 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 26,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } s_{L,1} = 25 \text{ cm}$$

V območjih prekrivanja vzdolžne armature in v območjih pod ali nad gredami in ploščami je potrebno razdaljo med stremeni zmanjšati za 40 %. V obravnavanem primeru bomo zmanjšanje razdalje med stremeni upoštevali na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h$ .

$$s_{L,2} = s_{L,1} \cdot 0,6 = 25 \text{ cm} \cdot 0,6 = 15 \text{ cm}$$

Maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami s stremeni v ravnini prereza znaša 30 cm.

Iz pogojev za razdalje med stremeni izberemo 4-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/15$  cm. Ustreznost izbrane stremenske armature preverimo z naslednjim pogojem:

$$V_{wd,močna\ os} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \frac{1}{\gamma_{Bd}} \quad (5.20)$$

$$V_{wd,močna\ os} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 4}{15 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 118,2 \text{ cm} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \cdot \frac{1}{1,25} = 1115 \text{ kN} > V_{c,močna\ os} = 301 \text{ kN}$$

Izbrana stremenska armatura tako ustreza pogoju, da je strižna sila, ki jo lahko prenese, večja od maksimalne prečne sile.

V nadaljevanju sledi primerjava izračunanih vrednosti strižne armature (standard EC8/2) s tistimi, ki bi jih bilo potrebno upoštevati, če bi normirana osna sila presegla vrednost 0,08 in bi bila odpornost prečnega prereza brez strižne armature manjša od maksimalne prečne sile.

Razdaljo med stremeni  $s_L$  vzdolž stebra izračunamo z naslednjim pogojem:

$$s_L = \min \begin{cases} 6 \cdot \Phi_{vzd} \\ b_{min}/5 \end{cases} \quad (5.21)$$

Pri tem je  $\Phi_{vzd}$  premer vzdolžnih armaturnih palic in  $b_{min}$  manjša dimenzija betonskega prereza (računana do sredine stremenske armature).

$$s_L = \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \cdot 2,2 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm} \\ 49,8 \text{ cm}/5 = 10 \text{ cm} \end{array} \right. = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } s_L = 10 \text{ cm}$$

Prečno razdaljo med stremeni  $s_T$  (razdalja med stremeni vzdolž prereza) izračunamo z naslednjim pogojem:

$$s_T = \min \left\{ \begin{array}{l} b_{\min}/3 \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (5.22)$$

$$s_T = \min \left\{ \begin{array}{l} 49,8 \text{ cm}/3 = 16,6 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. = 16,6 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberemo } s_T = 15 \text{ cm}$$

Iz pogojev za razdalje med stremeni izberemo 4-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/10 \text{ cm}$ . Ustreznost izbrane stremenske armature preverimo z naslednjim pogojem:

$$V_{\text{wd,močna os}} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 4}{10 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 118,2 \text{ cm} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \cdot \frac{1}{1,25} = 1672 \text{ kN} > V_{\text{c,močna os}} = 301 \text{ kN}$$

Izbrana stremenska armatura tako ustreza pogojem, da je strižna sila, ki jo lahko prenese, večja od maksimalne prečne sile.

Objetje v pravokotnih prerezi zagotovimo s pravokotnimi stremeni ali prečnimi vezmi. V nadaljevanju izračunamo zahtevano armaturo za objetje na podlagi minimalne količine pravokotnih stremen v prerezu. To naredimo s pomočjo naslednjih pogojev (člen 6.2.1.4 v EC8/2):

$$\omega_{\text{wd,req}} \geq \max \left( \omega_{\text{w,req}}; \frac{2}{3} \cdot \omega_{\text{w,min}} \right) \quad (5.23)$$

$$\omega_{\text{w,req}} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot \eta_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot (\rho_L - 0,01) \quad (5.24)$$

Pri tem je  $A_c$  ploščina prereza,  $A_{cc}$  je ploščina objetega jedra prereza,  $\omega_{\text{w,min}}$  in  $\lambda$  sta koeficienta, ki sta za duktilen tip prereza enaka  $\omega_{\text{w,min}} = 0,18$  in  $\lambda = 0,37$  in  $\rho_L$  delež vzdolžne armature.

$$\omega_{\text{w,req}} = \frac{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}}{114 \text{ cm} \cdot 49 \text{ cm}} \cdot 0,37 \cdot \frac{1263 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 3 \text{ kN/cm}^2} + 0,13 \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{2 \text{ kN/cm}^2} \cdot (0,01 - 0,01) = 0,028$$

$$\omega_{\text{wd,req}} \geq \max \left( 0,028; \frac{2}{3} \cdot 0,18 = 0,12 \right) = 0,12$$

Količina armature za objetje je definirana z mehanskim deležem prečne armature in sicer kot (točka 6.2.1.1(5) v EC8/2 – pravokotni prerez):

$$\omega_{\text{wd}} = \rho_w \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_{sw}}{s_L \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.25)$$

Pri tem je  $A_{sw}$  skupna ploščina stremen v smeri v kateri se določa objetje,  $b$  je dimenzija betonskega jedra, ki je pravokotna na smer, v kateri računamo objetje (ta dimenzija se določi do sredine stremen) in  $s_L$  razdalja med stremeni vzdolž elementa, za katerega analiziramo objetje.

$$\omega_{wd} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 4}{10 \text{ cm} \cdot 49,8 \text{ cm}} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{2 \text{ kN/cm}^2} = 0,20 > 0,12$$

Preveriti je potrebno tudi, ali je stremenska armatura postavljena na dovolj majhni razdalji, da preprečimo uklon palic vzdolžne armature na celotni dolžini plastičnega členka. Zagotoviti je potrebno, da razdalja ne presega naslednje vrednosti (točka 6.2.2 v EC8/2):

$$s_L = \delta \cdot \Phi_{vzd} \quad (5.26)$$

$$5 \leq \delta = 2,5 \cdot \frac{f_{tk}}{f_{yk}} + 2,25 \leq 6 \quad (5.27)$$

$$5 \leq \delta = 2,5 \cdot 1,35 + 2,25 = 5,625 \leq 6$$

$$s_L = 5,625 \cdot 2,2 \text{ cm} = 12,4 \text{ cm} > s_{L,izbrana} = 10 \text{ cm}$$

V nadaljevanju bomo preverili še zadnji pogoj za ustreznost razdalje med stremeni, ki je v standardu definiran za preverjanje razdalje med stremeni v ravnini prereza, vendar je bilo kasneje ugotovljeno, da s tem izrazom lahko izračunamo le ustreznost razdalje vzdolž stebra. Pogoj je podan v standardu z naslednjo enačbo (točka 6.2.2(4)P v EC8/2):

$$\min\left(\frac{A_t}{s_L}\right) = \frac{\sum A_s}{1,6} \cdot \frac{f_{ys}}{f_{yt}} \quad (5.28)$$

Pri tem je  $A_t$  ploščina enega stremena v  $\text{mm}^2$ ,  $s_L$  je vzdolžna razdalja med stremeni v m,  $\sum A_s$  je ploščina vzdolžnih palic, ki so podprte s stremenom v  $\text{mm}^2$ ,  $f_{yt}$  je meja tečenja prečne armature in  $f_{ys}$  meja tečenja vzdolžne armature.

$$\min\left(\frac{A_t}{s_L}\right) = \frac{\sum A_s}{1,6} \cdot \frac{f_{ys}}{f_{yt}} = \frac{2 \cdot 380 \text{ mm}^2}{1,6} \cdot 1,0 = 475 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$s_{L,izbrana} = 10 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{475 \text{ mm}^2/\text{m}} = \frac{113 \text{ mm}^2}{475 \text{ mm}^2/\text{m}} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

Dejanska izbrana stremenska armatura je tako 4-strižna  $\Phi 12/15$  cm na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h = 125$  cm in 4-strižna  $\Phi 12/25$  cm na preostalem območju.

V primeru, da bi bilo potrebno upoštevati zahteve standarda EC8/2 bi izbrali 4-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/10$  cm na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h = 125$  cm in 4-strižno  $\Phi 12/20$  cm na preostalem območju.

#### 5.4.2 Zunanji steber – v smeri šibke osi (vzdolžna smer mostu)

Najprej določimo vrednost za  $\gamma_{Bd}$ :

$$\gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{3,5 \cdot 288 \text{ kN}}{409 \text{ kN}} \approx 0 < 1$$

V nadaljevanju uporabimo vrednost dodatnega varnostnega faktorja  $\gamma_{Bd} = 1$ . Sedaj izračunamo strižno odpornost betonskega prečnega brez strižne armature:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,61^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,392$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/532} = 1,61 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12 \cdot 3,8 \text{ cm}^2}{125 \text{ cm} \cdot 53,2 \text{ cm}} = 0,007 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1263 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,7 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa}$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature je za zunanji steber v šibkejši osi sledeča:

$$V_{rd,c} = \left( 0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,7 \right) \cdot 1250 \cdot 532 = 524 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,\min} = (0,392 + 0,15 \cdot 1,7) \cdot 1250 \cdot 532 = 430 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 524 \text{ kN} \geq V_{rd,c,\min} = 430 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 524 \text{ kN} > V_{c,\text{šibka os}} = 409 \text{ kN}$$

Pri izračunu odpornosti prečnega prereza brez strižne armature  $V_{rd,c}$  tako ugotovimo, da je le ta večja od maksimalne prečne sile  $V_{c,\text{šibka os}}$ . Strižna odpornost prečnega prereza zunanjega stebra v šibkejši osi znaša:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} \right] = 0,528$$

$$V_{rd,\max} = \frac{1,0 \cdot 125 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 53,2 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 6320 \text{ kN}$$

$$V_{rd,\max} = 6320 \text{ kN} > V_{c,\text{šibka os}} = 409 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je večja od maksimalne strižne sile. Posebno objetje betonskega prereza nam ni potrebno zagotoviti, kar smo dokazali že pri izračunu normirane osne sile  $\eta_k$  v močnejši smeri zunanjega stebra. Maksimalna razdalja med stremeni v preostalem območju je  $s_{L,1} = 25 \text{ cm}$  in na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h$  je  $s_{L,2} = 15 \text{ cm}$ . Maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami s stremeni v ravnini prereza znaša 30 cm.

Iz pogojev za razdalje med stremeni izberemo 6-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/15 \text{ cm}$ . Ustreznost izbrane stremenske armature preverimo z naslednjim pogojem:

$$V_{wd,\text{šibka os}} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 6}{15 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 53,2 \text{ cm} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 941 \text{ kN} > V_{c,\text{šibka os}} = 409 \text{ kN}$$

Izbrana stremenska armatura tako ustreza pogoju, da je strižna sila, ki jo lahko prenese, večja od maksimalne prečne sile.

Dejanska izbrana stremenska armatura je tako 6-strižna  $\Phi 12/15$  cm na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h = 125$  cm in 6-strižna  $\Phi 12/25$  cm na preostalem območju.

#### 5.4.3 Notranji steber – v smeri močne osi (prečna smer mostu)

Najprej določimo vrednost za  $\gamma_{Bd}$ :

$$1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{3,5 \cdot 149 \text{ kN}}{521 \text{ kN}} = 1,25 \leq 1,25$$

$$1 \leq \gamma_{Bd} = 1,25 \leq 1,25$$

V nadaljevanju uporabimo vrednost dodatnega varnostnega faktorja  $\gamma_{Bd} = 1,25$ . Sedaj izračunamo strižno odpornost betonskega prečnega brez strižne armature:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,41^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,321$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/1182} = 1,41 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{10 \cdot 3,8 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm} \cdot 118,2 \text{ cm}} = 0,005 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1409 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,9 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa}$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature je za notranji steber v močnejši osi sledeča:

$$V_{rd,c} = \left( 0,12 \cdot 1,41 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,9 \right) \cdot 1182 \cdot 600 \cdot \frac{1}{1,25} = 398 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,\min} = (0,321 + 0,15 \cdot 1,9) \cdot 1182 \cdot 600 \cdot \frac{1}{1,25} = 344 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 398 \text{ kN} \geq V_{rd,c,\min} = 344 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 398 \text{ kN} < V_{c,\text{močna os}} = 521 \text{ kN}$$

Pri izračunu odpornosti prečnega prereza brez strižne armature  $V_{rd,c}$  ugotovimo, da je ta manjša od maksimalne prečne sile  $V_{c,\text{močna os}}$  in je potrebno stremensko armaturo izračunati z zahtevami standarda EC8/2. Maksimalna strižna odpornost prečnega prereza notranjega stebra v močnejši osi znaša:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} \right] = 0,528$$

$$V_{rd,\max} = \frac{1,0 \cdot 60 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 118,2 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} \cdot \frac{1}{1,25} = 5392 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = 5392 \text{ kN} > V_{c,močna os} = 521 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je večja od maksimalne strižne sile.

V nadaljevanju bomo preverili ali je potrebno zagotoviti posebno objetje betonskega prereza.

$$\eta_k = \frac{1409 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 3 \text{ kN/cm}^2} = 0,06 < 0,08$$

Posebne objetje betonskega prereza v notranjem stebru v smeri močnejše osi ni potrebno zagotoviti.

V notranjem stebru smo uporabili enako vzdolžno armaturo kot v zunanjem stebru. Zaradi tega iz pogoja za maksimalne razdalje med stremeni dobimo enake rezultate. Tako tudi v notranjem stebru znaša maksimalna razdalja na celotni dolžini plastičnega členka  $s_{L,2} = 15 \text{ cm}$  in v preostalem območju  $s_{L,1} = 25 \text{ cm}$ . Maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami s stremeni v ravnini prereza znaša 30 cm.

Iz izračunov izberemo 4-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/15 \text{ cm}$  in preverimo njeno ustreznost:

$$V_{wd,močna os} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 4}{15 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 118,2 \text{ cm} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} \cdot \frac{1}{1,25} = 1115 \text{ kN} > V_{c,močna os} = 521 \text{ kN}$$

Dejanska izbrana stremenska armatura je tako 4-strižna  $\Phi 12/15 \text{ cm}$  na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h = 125 \text{ cm}$  in 4-strižna  $\Phi 12/25 \text{ cm}$  na preostalem območju.

#### 5.4.4 Notranji steber – v smeri šibke osi (vzdolžna smer mostu)

Najprej določimo vrednost za  $\gamma_{Bd}$ :

$$\gamma_{Bd} = 1,25 + 1 - \frac{3,5 \cdot 294 \text{ kN}}{420 \text{ kN}} \approx 0 < 1$$

V nadaljevanju uporabimo vrednost dodatnega varnostnega faktorja  $\gamma_{Bd} = 1$ . Sedaj izračunamo strižno odpornost betonskega prečnega brez strižne armature:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,61^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,392$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/532} = 1,61 < 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{12 \cdot 3,8 \text{ cm}^2}{125 \text{ cm} \cdot 53,2 \text{ cm}} = 0,007 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{1409 \text{ kN}}{125 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm}} = 1,9 \text{ MPa} < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ MPa}$$

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

Strižna odpornost prečnega prereza brez strižne armature je za notranji stebel v šibkejši osi sledeča:

$$V_{rd,c} = \left(0,12 \cdot 1,61 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,9\right) \cdot 1250 \cdot 532 = 544 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c,min} = (0,392 + 0,15 \cdot 1,9) \cdot 1250 \cdot 532 = 450 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 544 \text{ kN} \geq V_{rd,c,min} = 450 \text{ kN}$$

$$V_{rd,c} = 544 \text{ kN} > V_{c,šibka os} = 420 \text{ kN}$$

Pri izračunu odpornosti prečnega prereza brez strižne armature  $V_{rd,c}$  tako ugotovimo, da je le ta večja od maksimalne prečne sile  $V_{c,šibka os}$ . Strižna odpornost prečnega prereza notranjega stebra v šibkejši osi znaša:

$$\eta_1 = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{30 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}\right] = 0,528$$

$$V_{rd,max} = \frac{1,0 \cdot 125 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 53,2 \text{ cm} \cdot 0,528 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)} = 6320 \text{ kN}$$

$$V_{rd,max} = 6320 \text{ kN} > V_{c,šibka os} = 420 \text{ kN}$$

Strižna odpornost prečnega prereza je večja od maksimalne strižne sile. Posebno objetje betonskega prereza nam ni potrebno zagotoviti, kar smo dokazali že pri izračunu normirane osne sile  $\eta_k$  v močnejši smeri notranjega stebra. Maksimalna razdalja med stremeni v preostalem območju je  $s_{L,1} = 25 \text{ cm}$  in na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h$  je  $s_{L,2} = 15 \text{ cm}$ . Maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami s stremeni v ravnini prereza znaša 30 cm.

Iz pogojev za razdalje med stremeni izberemo 6-strižno stremensko armaturo  $\Phi 12/15 \text{ cm}$ . Ustreznost izbrane stremenske armature preverimo z naslednjim pogojem:

$$V_{wd,šibka os} = \frac{1,13 \text{ cm}^2 \cdot 6}{15 \text{ cm}} \cdot 0,9 \cdot 53,2 \text{ cm} \cdot \frac{50 \text{ kN/cm}^2}{1,15} = 941 \text{ kN} > V_{c,šibka os} = 420 \text{ kN}$$

Izbrana stremenska armatura tako ustreza pogoju, da je strižna sila, ki jo lahko prenese, večja od maksimalne prečne sile.

Dejanska izbrana stremenska armatura je tako 6-strižna  $\Phi 12/15 \text{ cm}$  na celotni dolžini plastičnega členka  $L_h = 125 \text{ cm}$  in 6-strižna  $\Phi 12/25 \text{ cm}$  na preostalem območju.

## 5.5 Povzetek armature za zunanji in notranji stebel

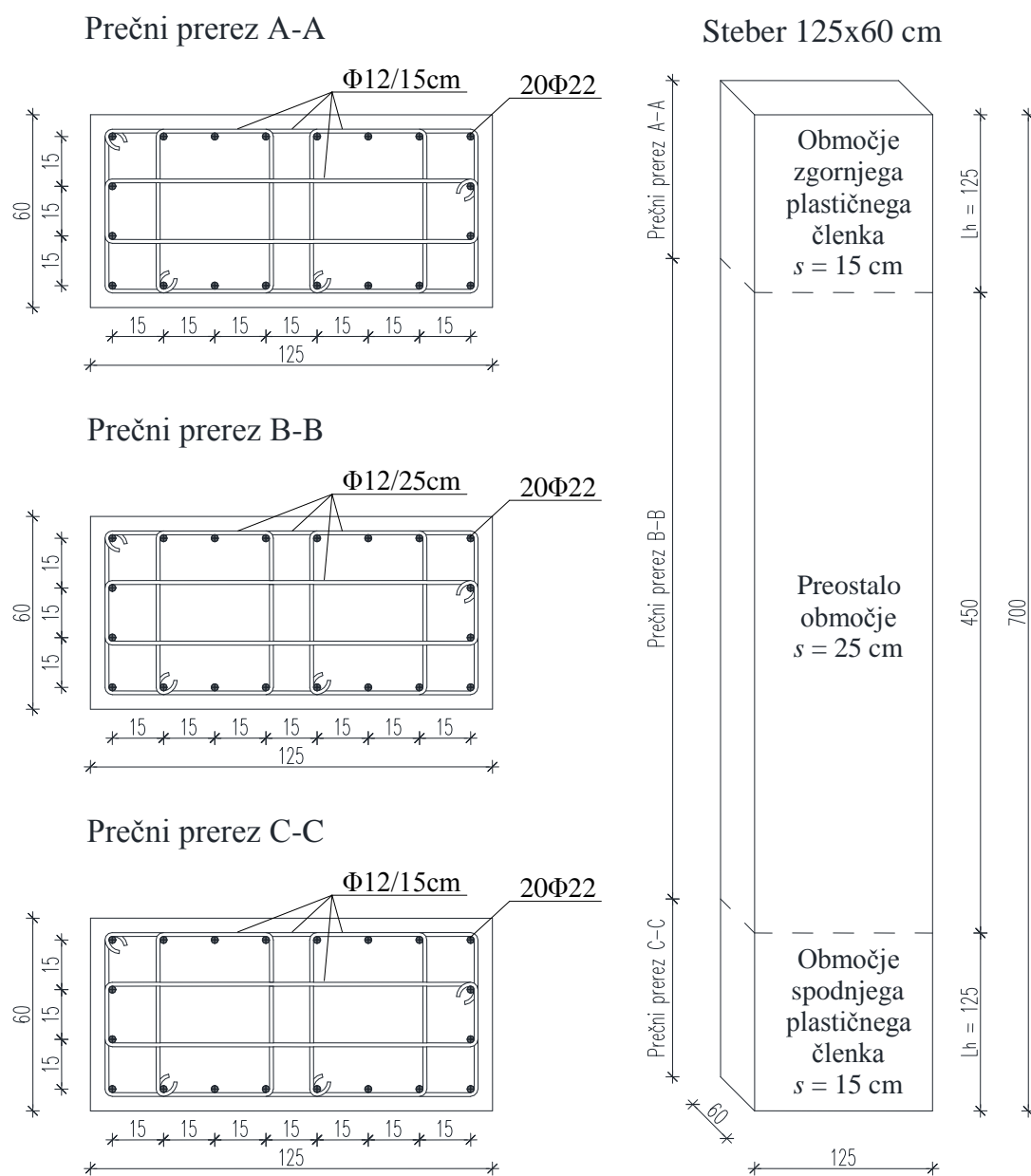
Obremenitve projektne potresnega stanja v zunanjem in notranjem stebri so si podobne. Iz tega sledi, da lahko v vse zunanje in notranje stebre namestimo enak tip vzdolžne in strižne armature, kar smo predhodno tudi dokazali z izračuni.

V nadaljevanju sta podani Preglednica 9 in Slika 24 z dejansko izbrano vzdolžno in strižno armaturo na celotnem območju plastičnega členka  $L_h$  in v preostalem območju.

Preglednica 9: Izbira armature v zunanjem in notranjem steburu

Table 9: Reinforcement in the outer and inner pier

Lokacija	Vzdolžna armatura	Strižna armatura	
		Šibka os	Močna os
Spodnji plastični členek $L_h = 125$ cm	20 $\Phi$ 22	6-strižna $\Phi$ 12/15cm	4-strižna $\Phi$ 12/15cm
Zgornji plastični členek $L_h = 125$ cm	20 $\Phi$ 22	6-strižna $\Phi$ 12/15cm	4-strižna $\Phi$ 12/15cm
Izven področja plastičnih členkov	20 $\Phi$ 22	6-strižna $\Phi$ 12/25cm	4-strižna $\Phi$ 12/25cm



Slika 24: Armatura v zunanjem in notranjem steburu

Figure 24: Reinforcement in the outer and inner pier



## 6 IZRAČUN POMIKOV

Pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, se izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega izraza (SIST EN 1998-1:2004 točka 4.3.4):

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (6.1)$$

Pri tem je  $q_d$  faktor obnašanja za pomike, ki je v osnovi enak faktorju obnašanja  $q$ , razen, če to ni drugače določeno,  $d_e$  je pomik točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra in  $d_s$  je pomik enake točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva.

Faktor obnašanja za pomike  $q_d$  je odvisen od nihajnih časov obravnavane konstrukcije. V obravnavanem primeru moramo tako preveriti nihajni čas v vzdolžni in prečni smeri. Na splošno je  $q_d$  večji od  $q$ , če je osnovni nihajni čas konstrukcije manjši od  $T_C$ . Nahajamo se lahko v območju kratkih nihajnih časov  $T < T_C$  (tu moramo preveriti ali je obnašanje konstrukcije elastično ali neelastično) ali v območju srednjih in dolgih nihajnih časov  $T \geq T_C$  (SIST EN 1998-1:2004 točka B.5). V primeru, da se nahajamo v območju srednjih in dolgih nihajnih časov ali, da se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov in smo v elastičnem območju velja, da je  $q_d = q$ . Drugače moramo izračunati korekcijo faktorja obnašanja za pomike.

Pomike linearne analize z uporabo projektnega spektra smo določili s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). Za določitev pomikov je potrebno upoštevati tudi razpokanost prereзов. V primeru strižne in torzijske odpornosti smo vzeli faktor 0,5. Upogibna odpornost armiranobetonskih duktilnih elementov se izračuna na podlagi efektivnega vztrajnostnega momenta (SIST EN 1998-2:2005 aneks C). V obravnavanem primeru smo uporabili metodo 2, kjer je efektivni vztrajnostni moment  $I_{\text{eff}}$  določen iz dejanske upogibne nosilnosti  $M_{\text{Rd}}$  in ukrivljenosti na meji tečenja  $\Psi_y$  na mestu plastičnega členka (v stebri je to spodaj pri vpetju v temelj in zgoraj pri vpetju v prekladno konstrukcijo).

$$E_c \cdot I_{\text{eff}} = \frac{\nu \cdot M_{\text{Rd}}}{\Psi_y} \quad (6.2)$$

Pri tem je  $E_c$  elastični modul betona in  $\nu$  faktor, ki upošteva korekcijo zaradi upoštevanja nerazpokanosti stebra izven območja plastičnih členkov ( $\nu = 1,2$ ). Ukrivljenost na meji tečenja  $\Psi_y$  lahko v primeru, da nimamo bolj natančnih analiz izračunamo za pravokotne prereze z naslednjim izrazom:

$$\Psi_y = 2,1 \cdot \frac{\varepsilon_{sy}}{d} \quad (6.3)$$

Pri tem je  $\varepsilon_{sy}$  deformacija na meji elastičnosti izračunana kot  $\varepsilon_{ym} = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{57,5 \text{ kN/cm}^2}{21000 \text{ kN/cm}^2} = 2,74 \%$  in  $d$  statična višina prereza.

V obravnavanem primeru smo v nadaljevanju izvedli tudi nelinearno analizo in tako določili točne vrednosti ukrivljenosti na meji tečenja. Zaradi tega bomo tu prikazali razliko med oceno in točno vrednostjo le te ter vpliv na končne vrednosti pomikov (glej Del II, točka 2.2).

## 6.1 Vz dolžna smer mostu

Najprej izračunamo pomik  $d_e$  na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{šib,ocena}}$ . Za primerjavo nato enako naredimo tudi za dejansko ukrivljenost na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{šib,dej}}$  iz nelinearne analize.

$$\Psi_{y,\text{šib,ocena}} = 2,1 \cdot \frac{0,00274}{0,532 \text{ m}} = 0,0108 \text{ 1/m} \quad (\Psi_{y,\text{šib,dej}} = 0,0075 \text{ 1/m})$$

$$I_{\text{eff}} = \frac{1,2 \cdot 1485 \text{ kNm}}{0,0108 \text{ 1/m} \cdot 33000000 \text{ kN/m}^2} = 0,005 \text{ m}^4 \quad (I_{\text{eff,dej}} = 0,0072 \text{ m}^4)$$

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{(0,6 \text{ m})^3 \cdot 1,25 \text{ m}}{12} = 0,0225 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_{\text{eff}}}{I} = \frac{0,005 \text{ m}^4}{0,0225 \text{ m}^4} = 0,2222 \quad \left(\frac{I_{\text{eff,dej}}}{I} = 0,32\right)$$

$$d_{e,\text{ocena}} = 3,17 \text{ cm} \quad (d_{e,\text{dej}} = 2,67 \text{ cm})$$

Nihajni čas pri pomiku na podlagi ocene je  $T_{\text{ocena}} = 1,02 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . Nihajni čas pri pomiku izračunanem iz dejanske ukrivljenosti je  $T_{\text{dej}} = 0,86 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . V obeh primerih je torej pogoj izpolnjen in ni potrebno izračunati korekcije faktorja obnašanja za pomike. To pomeni, da velja  $q_d = q = 3,5$ .

$$d_{s,\text{ocena}} = 3,5 \cdot 3,15 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

$$d_{s,\text{dej}} = 3,5 \cdot 2,65 \text{ cm} = 9,3 \text{ cm}$$

Iz izračunanih pomikov vidimo, da v vzdolžni smeri mostu (šibkejši osi stebrov) ukrivljenost na meji tečenja vpliva na končni rezultat (razlika med ocenjeno in dejansko ukrivljenostjo je 30 %). Razlika med obema pomikoma je 15 %.

## 6.2 Prečna smer mostu

Najprej izračunamo pomik  $d_e$  na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{moč,ocena}}$ . Za primerjavo nato enako naredimo tudi za dejansko ukrivljenost na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{moč,dej}}$  iz nelinearne analize.

$$\Psi_{y,\text{moč,ocena}} = 2,1 \cdot \frac{0,00274}{1,182 \text{ m}} = 0,0049 \text{ 1/m} \quad (\Psi_{y,\text{moč,dej}} = 0,0039 \text{ 1/m})$$

$$I_{\text{eff}} = \frac{1,2 \cdot 3146 \text{ kNm}}{0,0049 \text{ 1/m} \cdot 33000000 \text{ kN/m}^2} = 0,0235 \text{ m}^4 \quad (I_{\text{eff,dej}} = 0,0293 \text{ m}^4)$$

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{(1,25 \text{ m})^3 \cdot 0,6 \text{ m}}{12} = 0,0977 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_{\text{eff}}}{I} = \frac{0,0235 \text{ m}^4}{0,0977 \text{ m}^4} = 0,241 \quad \left( \frac{I_{\text{eff,dej}}}{I} = 0,299 \right)$$

$$d_{e,\text{ocena}} = 0,61 \text{ cm} \quad (d_{e,\text{dej}} = 0,59 \text{ cm})$$

Nihajni čas pri pomiku na podlagi ocene je  $T_{\text{ocena}} = 0,31 \text{ s} < T_C = 0,6 \text{ s}$ . Nihajni čas pri pomiku izračunanem iz dejanske ukrivljenosti je  $T_{\text{dej}} = 0,30 \text{ s} < T_C = 0,6 \text{ s}$ . Ker v obeh primerih pogoj ni izpolnjen je potrebno preveriti ali je potrebno izračunati korekcijo faktorja obnašanja za pomike. To naredimo z naslednji izrazom in s tem preverimo ali je obnašanje konstrukcije elastično ali neelastično:

$$\frac{F_y}{m} \geq S_e(T) \dots \text{elastično obnašanje (drugače neelastično obnašanje)} \quad (6.4)$$

Pri tem je  $F_y$  celotna prečna sila v podporah na meji tečenja (vrednosti smo vzeli iz nelinearne analize narejene v nadaljevanju),  $m$  je celotna masa konstrukcije, ki se aktivira pri delovanju potresne obtežbe in  $S_e(T)$  vrednost v elastičnem spektru pospeškov za nihajni čas  $T$ .

$$\frac{20074 \text{ kN}}{861,3 \text{ t}} = 23,3 \text{ m/s}^2 \geq 0,719 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 7,05 \text{ m/s}^2 \dots \text{za } T_{\text{ocena}} \text{ in } T_{\text{dej}}$$

Ker gre v obeh primerih za elastično obnašanje konstrukcije to pomeni, da velja  $q_d = q = 3,5$ .

$$d_{s,\text{ocena}} = 3,5 \cdot 0,61 \text{ cm} = 2,14 \text{ cm}$$

$$d_{s,\text{dej}} = 3,5 \cdot 0,59 \text{ cm} = 2,07 \text{ cm}$$

Iz izračunanih pomikov vidimo, da v prečni smeri mostu (močnejši osi stebrov) ukrivljenost na meji tečenja nima velikega vpliva na končni rezultat (razlika med ocenjeno in dejansko ukrivljenostjo je 20 %). Razlika med obema pomikoma je 3 %.

Z nelinearno-statično potisno (angl. »pushover«) analizo bomo v nadaljevanju izračunali končni ciljni pomik, ki ga lahko nato primerjamo s pomiki iz linearne analize za vzdolžno in prečno smer.

## 7 POENOSTAVLJENA NELINEARNA ANALIZA Z METODO N2

Ena izmed metod za poenostavljeno potresno analizo konstrukcij je metoda N2. Osnovna različica metode je bila predlagana v sredini osemdesetih let v IKPIR-u. Kasneje je bila njena uporaba razširjena na različne tipe konstrukcij, tudi na mostove. Metoda je primerna tako za projektiranje novih konstrukcij kot tudi za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij. V splošnem gre za kombinacijo nelinearne statične analize konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) in nelinearne dinamične analize ekvivalentnega modela konstrukcije z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem), ki se lahko nadomesti z neelastičnimi spektri pospeškov. Ker gre za nelinearno analizo je potrebno pred začetkom analize poznati vse bistvene značilnosti konstrukcije. Konstrukcije modeliramo z ravninskim modelom (MDOF sistem) in ga pri tem z razliko od matematičnega modela, ki ga uporabljamo pri običajni linearno-elastični analizi, dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezne elemente konstrukcije. Pri tem model konstrukcije običajno modeliramo s pomočjo linijskih elementov. V uvedbo dveh plastičnih členkov na obeh koncih takega tipa elementa, element razširimo v nelinearno območje. Za vsakega izmed plastičnih členkov določimo nelinearen odnos med upogibnim momentom  $M$  in rotacijo  $\theta$ . Pri tem odnosu je najpomembnejša točka, ki predstavlja začetek tečenja in jo določimo z momentom na meji tečenja in rotacijo na meji tečenja. Pri armiranobetonskih elementih je odnos  $M$ - $\theta$  tipično trilinearen (del pred tečenjem je razdeljen na del pred razpokanjem betona in po njem). Z izbiro ekvivalentne začetne togosti, ki je med togostjo nerazpokanega preseka in togostjo, ki ustreza meji tečenja, večkrat trilinearen odnos nadomestimo z bilinearnim (Fajfar, 2000).

Nelinearno statično potisno (angl. »pushover«) analizo naredimo tako, da MDOF model konstrukcije obremenimo z vodoravno statično obtežbo, ki simulira vztrajnostne sile, ki se pojavijo med potresom. To obtežbo nato postopoma povečujemo in zasledujemo deformacije konstrukcije. Med povečevanjem obtežbe pride do tečenja prvega elementa in s tem zmanjšanja togosti tega elementa in celotne konstrukcije. Če obtežbo povečujemo še naprej se tečenje pojavi tudi v drugih elementih, togost celotne konstrukcije se postopoma zmanjšuje in temu sledi tudi plastični mehanizem konstrukcije. Če imamo konstrukcijo modelirano z konstrukcijskim elementi, pri katerih se s povečevanjem deformacije nosilnost zmanjšuje, je analizo treba narediti tako, da se postopoma povečujejo pomiki in ne vodoravna obtežba. Samo na ta način torej lahko določimo deformacijo, pri kateri pride do porušitve konstrukcije. Pri nelinearni statični analizi običajno zasledujemo odnos med celotno prečno silo (ta je enaka vsoti vseh vodoravnih sil v posameznih etažah) in pomikom na vrhu konstrukcije. Pri simetričnih premostitvenih konstrukcijah to pomeni, da bi nas zanimal odnos med pomikom na sredini mostu v višini prekladne konstrukcije in celotno prečno silo pri vpetju v temelje oziroma opornike (Fajfar, 2000).

Ker v analizi uporabljamo spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za SDOF sisteme je potrebno sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) prevesti na ekvivalentni SDOF sistem. Oblika odnosa med obtežbo in deformacijo tako ostane enaka, saj se ohranijo tudi togosti in nihajni časi. Za nadaljnji izračun je potrebno odnos med celotno prečno silo in pomikom idealizirati. Običajno to naredimo tako, da ga pretvorimo v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Rezultati analize so pri tem predvsem odvisni od izbire ekvivalentne elastične togosti. V predlogu standarda EC8 je predvideno, da morata biti ploščina pod originalnim in idealiziranim odnosom med obtežbo in pomikom enaki. EC8 dopušča tudi tak postopek, da izvedemo iteracijski postopek, kjer pri določitvi idealizacije bilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunanega v prejšnjem koraku. V nadaljevanju analize določimo diagram, ki ga imenujemo krivulja kapacitete in potresno obtežbo, ki je običajno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov, kjer so pospeški SDOF sistema podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije  $T$  (pri tem uporabljamo AD tip formata diagrama oziroma pospešek-pomik). Po določitvi potresnih obremenitev in pomikov ekvivalentnega SDOF sistema, lahko s pomočjo faktorja za transformacijo pomnožimo pomik SDOF sistema in dobimo pomik MDOF sistema. Konstrukcijo nato s pomočjo nelinearne statične potisne analize obremenimo do izračunanega pomika in iz analize dobimo lokalne obremenitve elementov (Fajfar, 2000).

Metoda je primerna za analizo krajših mostov (do 500 m), saj se pri daljših mostovih pojavi problem, ker je zaradi podajnosti prekladne konstrukcije vpliv višjih nihajnih oblik večji. V primeru, da je zasnova mostu taka, da uporabljamo toge (kratke) stebre, še posebej, če je njihova lokacija v bližini sredine prekladne konstrukcije, se ta vpliv tudi znatno poveča. Osnovna različica metode N2 ni primerna za vse vrste konstrukcij, ker metoda daje zadovoljive rezultate le pri konstrukcijah, ki nihajno pretežno v eni sami nihajni obliki. Poleg tega mora biti konstrukcija za uporabo metode torzijsko toga oz. osnovna nihajna oblika ne sme biti torzijska. Za uporabo metode pri mostovih velja, da mora efektivna masa najbolj pomembne nihajne oblike v elastičnem stanju znašati vsaj 80 % celotne mase konstrukcije (Fajfar, 2000).

V obravnavanem primeru imamo krajši most z enako dolgimi stebri, ki je torzijsko tog in, ker efektivna masa najbolj pomembne nihajne oblike v vzdolžni smeri znaša 100 % in v prečni smeri več kot 80 %, lahko rečemo, da nam to dovoljuje uporabo metode N2 za oceno potresnega odziva mostu. Poleg tega smo se odločili, da bomo izvedli analizo potresnega odziva ločeno za vzdolžno in prečno smer mostu.

## 8 NUMERICNI MODELI STEBROV

### 8.1 Uporabljeni materiali

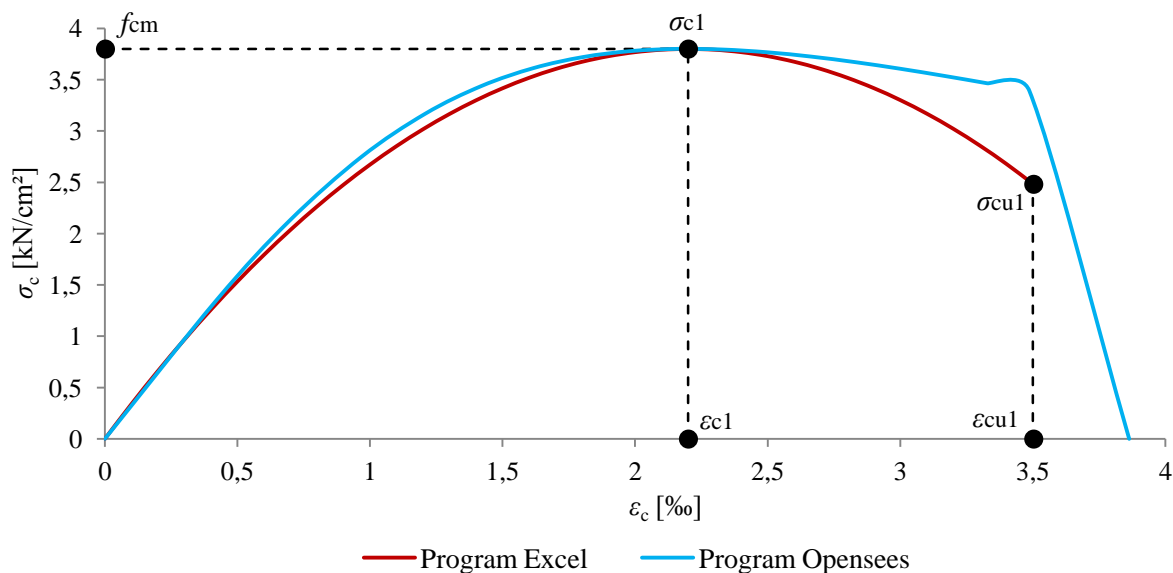
#### 8.1.1 Neobjeti beton

Sovisnost med napetostjo  $\sigma_c$  in deformacijo  $\varepsilon_c$  betona C30/37 za nelinearno analizo konstrukcij za neobjeti beton, lahko izračunamo z naslednjo enačbo (SIST EN 1992-1-1:2005 točka 3.1.5):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \quad (8.1)$$

Pri tem je  $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$  in  $k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$ . Vrednosti za izračun smo v skladu s standardom vzeli iz preglednice 3.1. Srednja vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju,  $f_{cm} = 3,8 \text{ kN/cm}^2$ , sekantni modul elastičnosti betona  $E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$ , deformacija pri največji tlačni napetosti  $\varepsilon_{c1} = 2,2 \text{ ‰}$  in mejna tlačna deformacija betona  $\varepsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$ .

Diagram za neobjeti beton (glej Sliko 25), ki je bil izračunan s programom Excel smo primerjali z diagramom, ki je bil določen v programu za analizo stebrov OpenSees (OpenSees, 2015).



Slika 25: Odnos napetost-deformacija za neobjeti beton  
Figure 25: Stress-strain relationship for unconfined concrete

#### 8.1.2 Objeti beton

Objetje betona z ovojem (stremena, vlakna itd.) nam poveča tako nosilnost prereza kot mejno deformacijo. To se zgodi zaradi tega, ker imamo v objetem delu t. i. triosno napetostno stanje.

Faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra  $\alpha$  izračunamo za pravokotni prerez z naslednjo enačbo (SIST EN 1998-1:2004 točka 5.4.3.2.2 (8)):

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,856 \cdot 0,794 = 0,679 \quad (8.2)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_1^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} = 0,856 \quad (8.3)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) = 0,794 \quad (8.4)$$

Pri tem je višina objetega jedra (merjena od srednje črte stremen)  $h_o = 49,8$  cm, širina objetega jedra (merjena od srednje črte stremen)  $b_o = 114,8$  cm, razdalja med stremeni (v območju plastičnega členka)  $s = 15$  cm, razdalja med sosednjimi podprtimi vzdolžnimi palicami  $b_1$ , ki znaša v močnejši osi  $b_{1,moč} = 15$  cm in v šibkejši osi  $b_{1,šib,1} = 15$  cm in  $b_{1,šib,2} = 30$  cm ter  $n$ , ki določa skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki jih v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi.

Delež prečne armature  $\rho_w$  izračunamo za pravokotni prerez z naslednjo enačbo (SIST EN 1998-2:2005 točka 6.2.1):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_L \cdot b} \quad (8.5)$$

Pri tem je skupna ploščina stremen (prečne armature) v smeri, za katero se določa objetje, enaka v močnejši osi  $A_{sw,moč} = 4,524$  cm<sup>2</sup> in v šibkejši osi  $A_{sw,šib} = 6,786$  cm<sup>2</sup>, razdalja med stremeni vzdolž elementa, za katerega analiziram objetje je enaka  $s_{L,moč} = s_{L,šib} = 15$  cm in dimenzija betonskega jedra, ki je pravokotna na smer, v kateri računamo objetje (ta dimenzija se določi do sredine stremen) enaka v močnejši osi  $b_{moč} = 49,8$  cm in v šibkejši osi  $b_{šib} = 114,8$  cm.

$$\rho_{w,moč} = \frac{4,524 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 49,8 \text{ cm}} = 0,00606$$

$$\rho_{w,šib} = \frac{6,786 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 114,8 \text{ cm}} = 0,00394$$

Efektivno napetost zaradi objetja v ravnini prereza v obeh smereh  $\sigma_e$  izračunamo za pravokotni prerez z naslednjo enačbo (SIST EN 1998-2:2005 točka E.2.1 (3b)):

$$\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym} \quad (8.6)$$

Pri tem je  $\alpha$  faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra,  $\rho_w$  je delež prečne armature in  $f_{ym}$  je srednja vrednost natezne napetosti armature izračunana kot  $f_{ym} = f_{yk} \cdot 1,15 = 50 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,15 = 57,5 \text{ kN/cm}^2$ .

$$\sigma_{e,moč} = 0,679 \cdot 0,00606 \cdot 57,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,237 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{e,šib} = 0,679 \cdot 0,00394 \cdot 57,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,154 \text{ kN/cm}^2$$

V nadaljevanju je opisan postopek izračuna napetosti v objetem betonu  $\sigma_c$ , ki jih izračunamo z enačbami podanimi v SIST EN 1998-2:2005 točka E.2.1 (3a).

Maksimalno tlačno trdnost objetega betona  $f_{cm,c}$  izračunamo z naslednjo enačbo:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c \quad (8.7)$$

$$\lambda_c = 2,254 \cdot \sqrt{1 + 7,94 \cdot \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 \cdot \sigma_e}{f_{cm}}} - 1,254 \quad (8.8)$$

$$\lambda_{c,moč} = 2,254 \cdot \sqrt{1 + 7,94 \cdot \frac{0,237 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} - \frac{2 \cdot 0,237 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2}} - 1,254 = 1,377$$

$$\lambda_{c,šib} = 2,254 \cdot \sqrt{1 + 7,94 \cdot \frac{0,154 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} - \frac{2 \cdot 0,154 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2}} - 1,254 = 1,256$$

$$f_{cm,c,moč} = f_{cm} \cdot \lambda_{c,moč} = 3,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,377 = 5,232 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cm,c,šib} = f_{cm} \cdot \lambda_{c,šib} = 3,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,256 = 4,774 \text{ kN/cm}^2$$

Deformacijo  $\varepsilon_{c1,c}$  pri največji tlačni trdnosti objetega betona izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0,002 \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (8.9)$$

$$\varepsilon_{c1,c,moč} = 0,002 \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{5,232 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} - 1 \right) \right] = 5,77 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{c1,c,šib} = 0,002 \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{4,774 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} - 1 \right) \right] = 4,56 \text{ ‰}$$

Sekantni modul elastičnosti pri največji tlačni trdnosti objetega betona izračunamo z naslednjo enačbo:

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\varepsilon_{c1,c}} \quad (8.10)$$

$$E_{sec,moč} = \frac{5,232 \text{ kN/cm}^2}{0,00577} = 907 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{sec,šib} = \frac{4,774 \text{ kN/cm}^2}{0,00456} = 1046 \text{ kN/cm}^2$$

Napetosti v objetem betonu  $\sigma_c$  izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\sigma_c = f_{cm,c} \cdot \left( \frac{x \cdot r}{r - 1 + x \cdot r} \right) \quad (8.11)$$

Pri tem spremenljivko  $x$  izračunamo kot  $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1,c}}$  in vrednost  $r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}}$ . Vrednost  $r$  v obravnavanem primeru znaša  $r_{moč} = 1,379$  in  $r_{šib} = 1,464$ .

Maksimalno deformacijo, ki jo lahko prenese beton  $\varepsilon_{cu,c}$  izračunamo z naslednjo enačbo (SIST EN 1998-2:2005 točka E.2.1 (3c)):

$$\varepsilon_{cu,c} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot \rho_s \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (8.12)$$

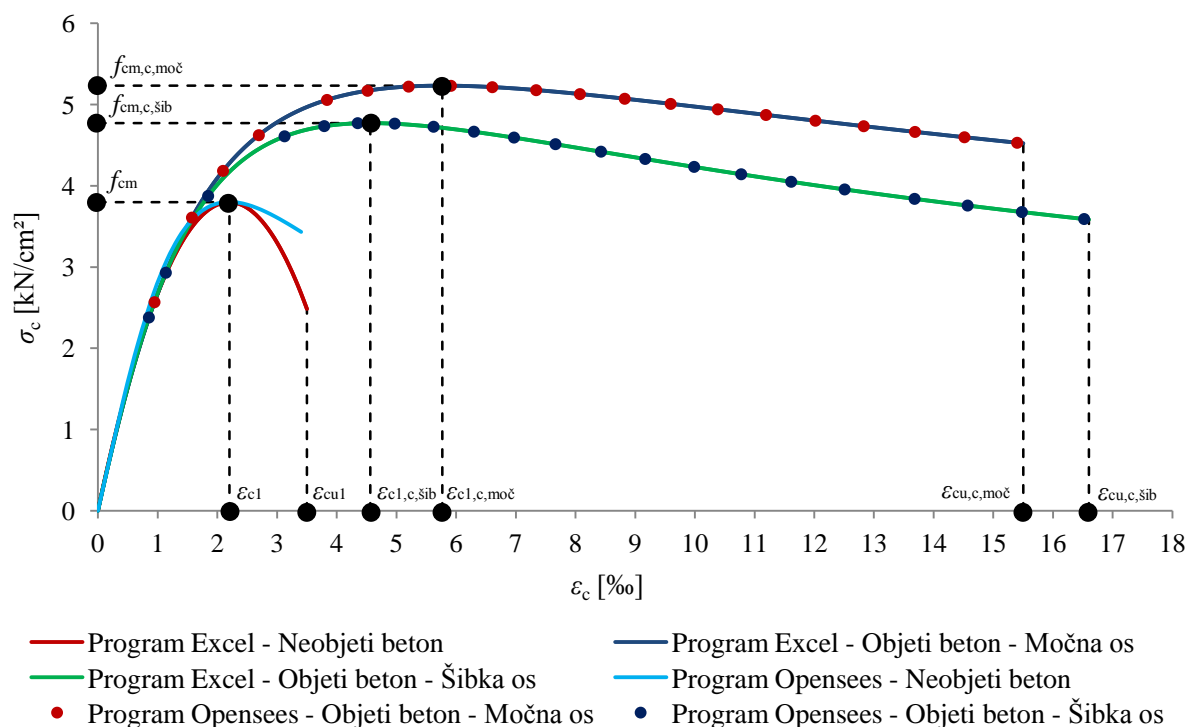


Pri tem je za pravokotne prereze  $\rho_s = 2 \cdot \rho_w$  in je v obravnavanem primeru  $\rho_s = \rho_{w,moč} + \rho_{w,šib} = 0,00606 + 0,00394 = 0,01$  in  $\varepsilon_{su} = 7,5 \%$  kot mejna deformacija betona.

$$\varepsilon_{cu,c,moč} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot 0,01 \cdot 57,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,075}{5,232 \text{ kN/cm}^2} = 1,55 \%$$

$$\varepsilon_{cu,c,šib} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot 0,01 \cdot 57,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,075}{4,774 \text{ kN/cm}^2} = 1,66 \%$$

Diagrama v močnejši in šibkejši osi za objeti beton (glej Sliko 26), ki sta bila izračunana s programom Excel smo primerjali z diagrami, ki so bili določeni v programu za analizo stebrov OpenSees.



Slika 26: Odnos napetost-deformacija za objeti beton

Figure 26: Stress-strain relationship for confined concrete

Sedaj lahko primerjamo glavne karakteristike neobjetega betona in objetega betona v močnejši in šibkejši osi stebra. Primerjali bomo maksimalno tlačno trdnost betona in maksimalno deformacijo, ki jo lahko beton prenese.

$$\frac{f_{cm,c,moč}}{f_{cm}} = \frac{5,232 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} = 1,38$$

$$\frac{f_{cm,c,šib}}{f_{cm}} = \frac{4,774 \text{ kN/cm}^2}{3,8 \text{ kN/cm}^2} = 1,26$$

V močnejši osi je tako zaradi upoštevanja objetja maksimalna tlačna trdnost betona večja za 38 % in v šibkejši osi za 26 % od tlačne trdnosti betona za neobjeti beton.

$$\frac{\varepsilon_{cu,c,moč}}{\varepsilon_{cu1}} = \frac{1,55 \%}{0,35 \%} = 4,43$$

$$\frac{\varepsilon_{cu,c,šib}}{\varepsilon_{cu1}} = \frac{1,66 \%}{0,35 \%} = 4,74$$

V močnejši osi lahko objeti prerez doseže 4,43x večjo deformacijo kot neobjeti prerez in v šibkejši osi lahko doseže 4,74x večjo deformacijo.

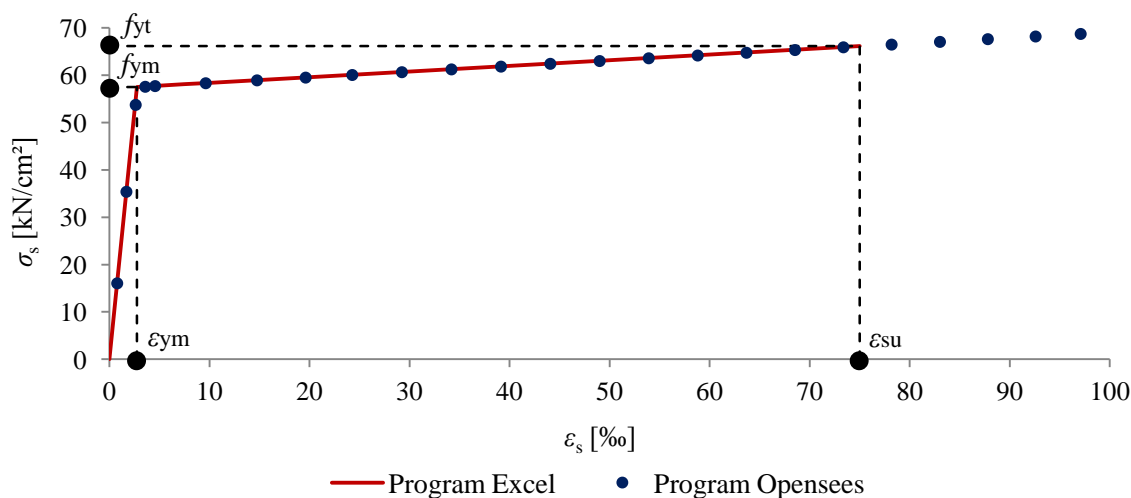
### 8.1.3 Jeklo

Zveza med napetostjo in deformacijo za armaturno jeklo S500C (vzdolžne palice in stremena) je v obravnavanem primeru določena s poenostavljenem bilinearnem konstitutivnem zakonu jekla z utrditvijo. Srednja vrednost natezne napetosti armature  $f_{ym} = 57,5 \text{ kN/cm}^2$ , maksimalna natezna trdnost armature je omejena z razmerjem  $k = (f_t/f_y)_k = 1,15$  in je v obravnavanem primeru  $f_{yt} = 66,1 \text{ kN/cm}^2$ , deformacija na meji elastičnosti je izračunana kot  $\varepsilon_{ym} = \frac{f_{ym}}{E_s} = \frac{57,5 \text{ kN/cm}^2}{21000 \text{ kN/cm}^2} = 2,74 \%$  in mejna natezna deformacija jekla  $\varepsilon_{su} = 7,5 \%$ .

Če upoštevamo utrditev jekla je napetost v armaturnem jeklu izračunana z naslednjo enačbo (SIST EN 1992-1-1:2004 točka 3.2):

$$\sigma_s = f_{ym} \cdot \left[ 1 + (k - 1) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{ym}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{ym}} \right] \quad (8.13)$$

Diagram za jeklo (glej Sliko 27), ki je bil izračunan s programom Excel smo primerjali z diagramom, ki je bil določen v programu za analizo stebrov OpenSees.

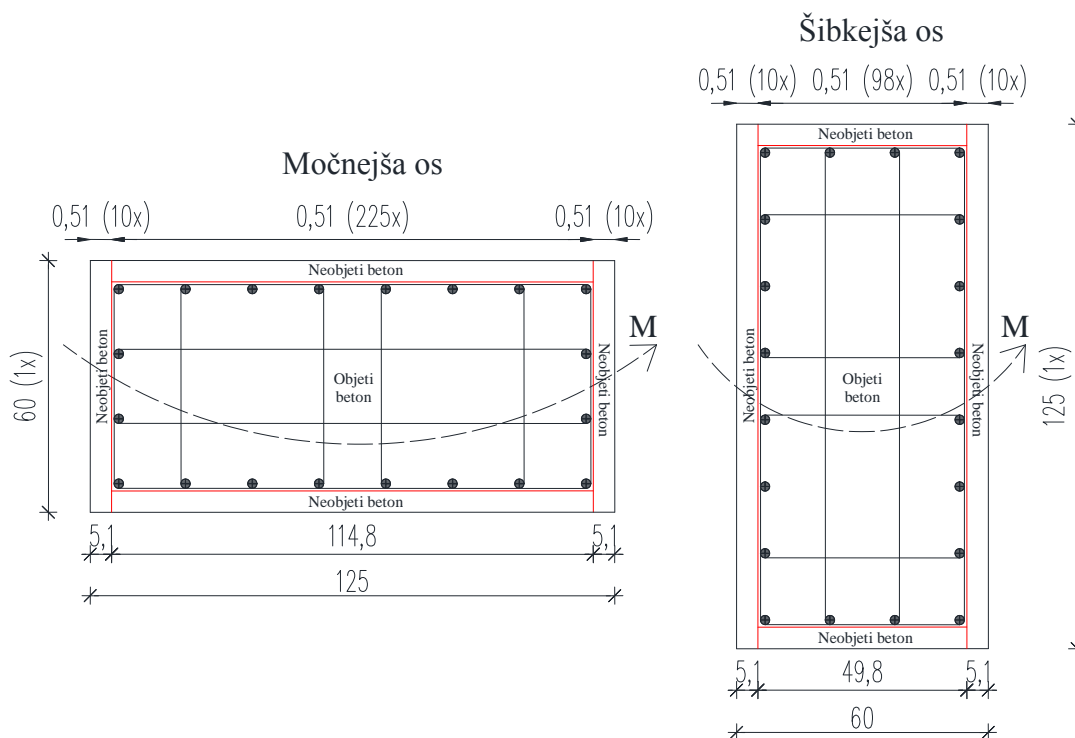


Slika 27: Odnos napetost-deformacija za armaturno jeklo  
 Figure 27: Stress-strain relationship for reinforcement steel

## 8.2 Določitev zveze med upogibnim momentom in ukrivljenostjo

Za modeliranje stebrov uporabljamo elemente z zvezno plastifikacijo, pri katerih nelinearen odnos opišemo z zvezo med upogibnim momentom in ukrivljenostjo. Nelinearen odnos določimo s Takedinimi histereznimi pravili, oziroma s Takedino histerezno zanko (Takeda et al., 1970). Zvezo med upogibnim momentom in ukrivljenostjo smo v obravnavanem primeru določili s pomočjo programa OpenSees tako, kot je opisano v nadaljevanju.

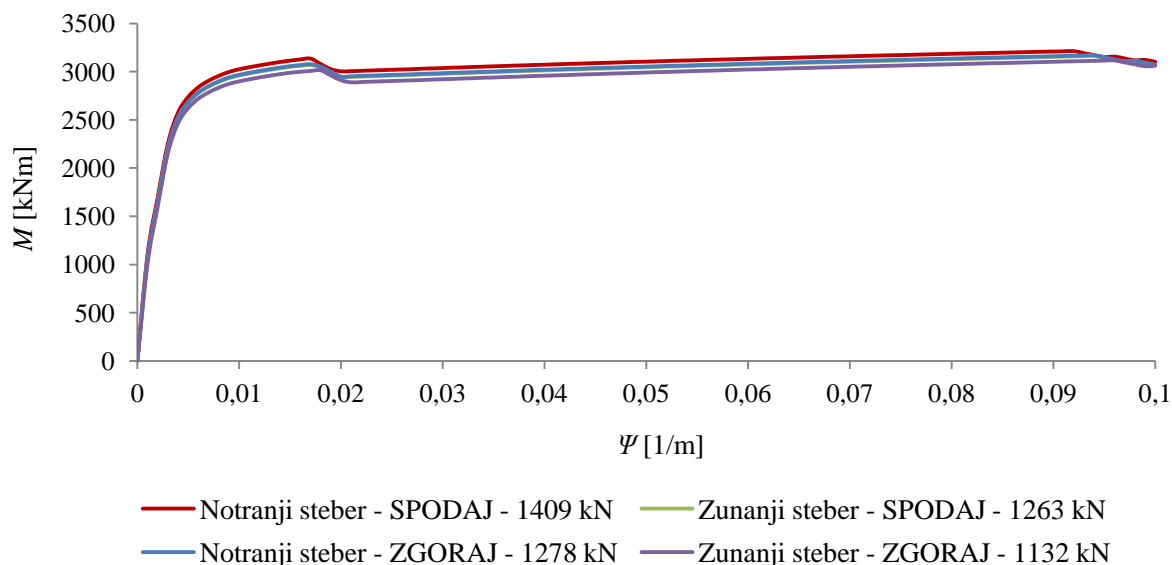
Prečni prerez stebrov razdelimo na lamele (fibre), ki jim definiramo (nelinearno) zvezo med napetostjo in deformacijo za beton in jeklo. Zvezo za beton se določi na podlagi tega ali gre za lamelo, ki se nahaja v območju objetja s stremensko armaturo (objeti beton), ali je to lamela, ki se nahaja zunaj stremen (neobjeti beton). V obravnavanem primeru smo razdelitev na lamele izvedli posebej za močnejšo in šibkejšo os stebrov (glej Sliko 28). Ker je tipičen armiran prerez notranjega in zunanjega stebra enak tako pri vpetju v temelj, kot vpetju v prekladno konstrukcijo je to poenostavilo analizo, saj je tako enak tip razdelitve uporabljen v vseh primerih. Prerez se na lamele razdeli le prečno na smer v kateri računamo zvezo med upogibnim momentom in ukrivljenostjo.



Slika 28: Razdelitev armiranega betonskega prereza na lamele-vlakna

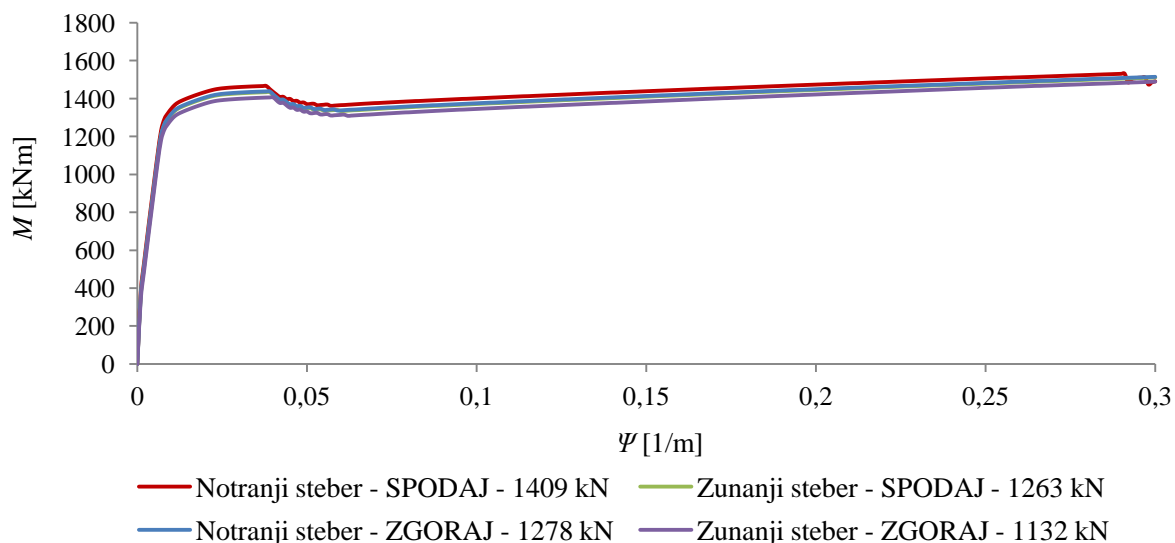
Figure 28: Fiber distribution of the reinforced concrete section

V nadaljevanju na Sliki 29 in 30 so podani diagrami moment-ukrivljenost pri različnih tlačnih osnih silah, ki so bile izračunane pri vpetju v temelje (Spodaj) in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj).



Slika 29: Odnos moment-ukrivljenost za močno os

Figure 29: Moment-curvature relationship for strong axis

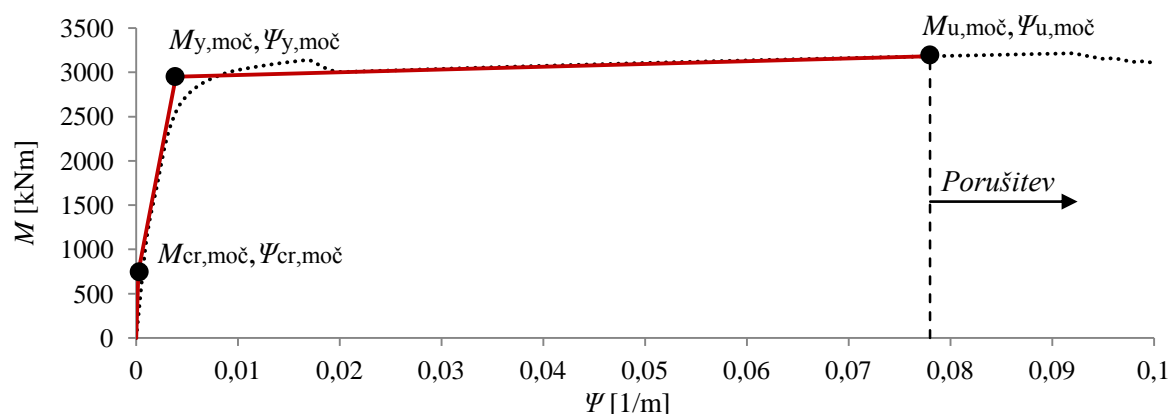


Slika 30: Odnos moment-ukrivljenost za šibko os

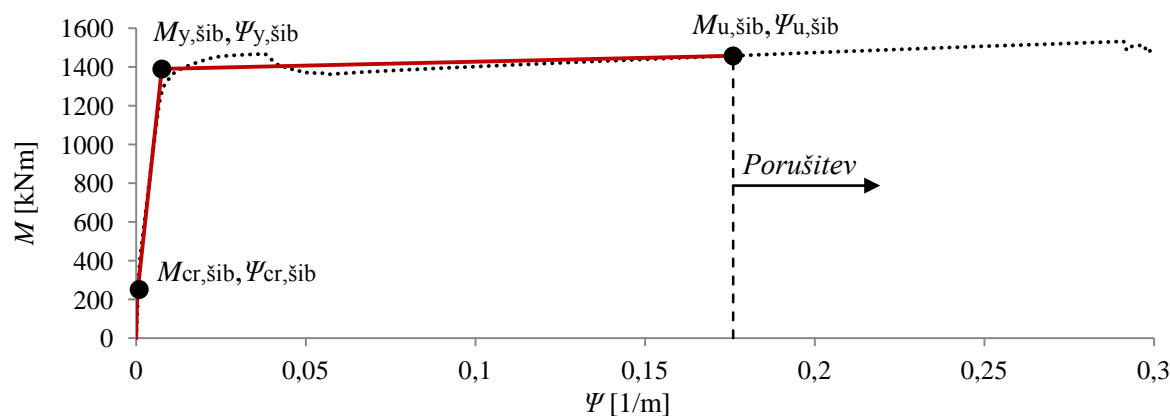
Figure 30: Moment-curvature relationship for weak axis

Iz diagramov moment-ukrivljenost za obe osi ugotovimo, da osna sila na potek diagrama vpliva, vendar hkrati ta razlika zaradi podobnih vrednosti tlačnih osnih sil ni velika. Razlika med zgornjimi in spodnjimi vrednostmi na diagramih za obe osi je tako povprečno okoli 3 %. Poleg tega v stebrih zgoraj in spodaj običajno upoštevamo različen diagram moment-ukrivljenost le, če je prispevek mase stebra tako velik, da je razlika med maso, ki preko prekladne konstrukcije pride v zgornji del stebra in med maso v spodnjem delu stebra večja od 10 %. Ker imamo v obravnavanem primeru majhne razlike diagramov moment-ukrivljenost in, ker prispevek mase stebra ne presega 10 %, bomo v nadaljevanju uporabili enak diagram za stebre v močni osi in enak diagram za stebre v šibki osi spodaj in zgoraj.

Ko smo določili ovojnici zveze med upogibnim momentom in ukrivljenostjo, smo ovojnici idealizirali tako, da smo določili tri karakteristične točke in izrisali trilinearen diagram moment-ukrivljenost. Prva točka na diagramu predstavlja vrednost upogibnega momenta  $M_{cr}$  in ukrivljenosti  $\Psi_{cr}$  v trenutku, ko beton razpoka, druga točka predstavlja vrednost upogibnega momenta  $M_y$  in ukrivljenosti  $\Psi_y$  v trenutku, ko steče natezna armatura in tretja točka predstavlja vrednost upogibnega momenta  $M_u$  in ukrivljenosti  $\Psi_u$ , pri kateri se prerez poruši (v obravnavanem primeru gre za porušitev zaradi prekoračitve nateznih napetosti v jeklu). Na Sliki 31 in 32 sta podana idealizirana trilinearna diagrama za močno in šibko os stebrov in v Preglednici 10 vrednosti na mestu glavnih treh karakterističnih točk.



Slika 31: Trilinearen diagram moment-ukrivljenost za močno os  
Figure 31: Trilinear moment-curvature relationship for strong axis



Slika 32: Trilinearen diagram moment-ukrivljenost za šibko os  
Figure 32: Trilinear moment-curvature relationship for weak axis

Preglednica 10: Vrednosti iz trilinearnih diagramov moment-ukrivljenost

Table 10: Values for trilinear moment-curvature relationship

	$M_{cr}$ [kNm]	$\Psi_{cr}$ [1/m]	$M_y$ [kNm]	$\Psi_y$ [1/m]	$M_u$ [kNm]	$\Psi_u$ [1/m]
Močna os	747	0,00023	2951	0,0039	3181	0,078
Šibka os	218	0,00029	1390	0,0075	1457	0,176

### 8.3 Določitev zveze med upogibnim momentom in rotacijo

Rotacijska kapaciteta plastičnih členkov  $\theta_{p,u}$  se v splošnem določa s pomočjo laboratorijskih preiskav. V primeru, da rezultatov laboratorijskih preiskav nimamo na voljo, lahko rotacijsko kapaciteto izračunamo s pomočjo SIST EN 1998-2:2005 točka E.3. V nadaljevanju je opisan postopek izračuna rotacij za obe osi stebrov pri vpetju v temelje (spodaj) in vpetju v prekladno konstrukcijo (zgoraj).

Dolžino plastičnega člena  $L_p$  izračunamo z naslednjo enačbo:

$$L_p = 0,10 \cdot L + 0,015 \cdot f_{yk} \cdot d_{bL} \quad (8.14)$$

Pri tem je  $f_{yk}$  karakteristična meja elastičnosti armature v [MPa],  $d_{bL}$  je premer palice vzdolžne armature in  $L$  dolžina med mestom plastičnega člena in ničelno točko momenta potresne obtežbe.

$$L_{p,moč,spodaj} = 0,10 \cdot 5 \text{ m} + 0,015 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 0,022 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$L_{p,moč,zgoraj} = 0,10 \cdot 2 \text{ m} + 0,015 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 0,022 \text{ m} = 0,37 \text{ m}$$

$$L_{p,šib,spodaj} = 0,10 \cdot 3,5 \text{ m} + 0,015 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 0,022 \text{ m} = 0,52 \text{ m}$$

$$L_{p,šib,zgoraj} = 0,10 \cdot 3,5 \text{ m} + 0,015 \cdot 500 \text{ MPa} \cdot 0,022 \text{ m} = 0,52 \text{ m}$$

Preveriti moramo, če je izpolnjen pogoj:

$$\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3 \quad (8.15)$$

V primeru, da ta pogoj ni izpolnjen in velja  $1 \leq \alpha_s = \frac{L}{d} < 3$ , je potrebno rotacijsko kapaciteto reducirati s faktorjem:

$$\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}} \quad (8.16)$$

Pri tem je  $d$  statična višina prereza, ki je v obravnavanem primeru v močnejši osi  $d_{moč} = 113,1$  cm in v šibkejši osi  $d_{šib} = 48,1$  cm.

$$\alpha_{s,moč,spodaj} = \frac{5 \text{ m}}{1,131 \text{ m}} = 4,42 \geq 3$$

$$\alpha_{s,moč,zgoraj} = \frac{2 \text{ m}}{1,131 \text{ m}} = 1,77 < 3 \rightarrow \lambda(\alpha_{s,moč,zgoraj}) = \sqrt{\frac{1,77}{3}} = 0,767$$

$$\alpha_{s,šib,spodaj} = \frac{3,5 \text{ m}}{0,481 \text{ m}} = 7,28 \geq 3$$

$$\alpha_{s,šib,zgoraj} = \frac{3,5 \text{ m}}{0,481 \text{ m}} = 7,28 \geq 3$$

Rotacijsko kapaciteto plastičnih členkov  $\theta_{p,u}$  izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\theta_{p,u} = (\psi_u - \psi_y) \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{2 \cdot L}\right) \quad (8.17)$$

$$\theta_{p,u,moč,spodaj} = (0,078/m - 0,0039 \text{ 1/m}) \cdot 0,67 \text{ m} \cdot \left(1 - \frac{0,67 \text{ m}}{2 \cdot 5 \text{ m}}\right) = 0,0460$$

$$\theta_{p,u,moč,zgoraj} = (0,078 \text{ 1/m} - 0,0039 \text{ 1/m}) \cdot 0,37 \text{ m} \cdot \left(1 - \frac{0,37 \text{ m}}{2 \cdot 2 \text{ m}}\right) \cdot 0,768 = 0,0189$$

$$\theta_{p,u,šib,spodaj} = (0,176 \text{ 1/m} - 0,0075 \text{ 1/m}) \cdot 0,52 \text{ m} \cdot \left(1 - \frac{0,52 \text{ m}}{2 \cdot 3,5 \text{ m}}\right) = 0,0804$$

$$\theta_{p,u,šib,zgoraj} = (0,176 \text{ 1/m} - 0,0075 \text{ 1/m}) \cdot 0,52 \text{ m} \cdot \left(1 - \frac{0,52 \text{ m}}{2 \cdot 3,5 \text{ m}}\right) = 0,0804$$

V primeru linearnega poteka upogibnega momenta lahko rotacijo na meji tečenja armature izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\theta_y = \frac{\psi_y \cdot L}{3} \quad (8.18)$$

$$\theta_{y,moč,spodaj} = \frac{0,0039 \text{ 1/m} \cdot 5 \text{ m}}{3} = 0,0065$$

$$\theta_{y,moč,zgoraj} = \frac{0,0039 \text{ 1/m} \cdot 2 \text{ m}}{3} = 0,0026$$

$$\theta_{y,šib,spodaj} = \frac{0,0075 \text{ 1/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{3} = 0,0088$$

$$\theta_{y,šib,zgoraj} = \frac{0,0075 \text{ 1/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{3} = 0,0088$$

Maksimalno rotacijo prereza pred porušitvijo izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\theta_u = \theta_{p,u} + \theta_y \quad (8.19)$$

$$\theta_{u,moč,spodaj} = \theta_{p,u,moč,spodaj} + \theta_{y,moč,spodaj} = 0,0460 + 0,0065 = 0,0525$$

$$\theta_{u,moč,zgoraj} = \theta_{p,u,moč,zgoraj} + \theta_{y,moč,zgoraj} = 0,0189 + 0,0026 = 0,0215$$

$$\theta_{u,šib,spodaj} = \theta_{p,u,šib,spodaj} + \theta_{y,šib,spodaj} = 0,0804 + 0,0088 = 0,0892$$

$$\theta_{u,šib,zgoraj} = \theta_{p,u,šib,zgoraj} + \theta_{y,šib,zgoraj} = 0,0804 + 0,0088 = 0,0892$$

Rotacijo v trenutku, ko razpoka beton  $\theta_{cr}$  lahko določimo na več načinov. V obravnavanem primeru smo za izračun uporabili naslednjo enačbo:

$$\theta_{cr} = \frac{\psi_{cr} \cdot L}{3} \quad (8.20)$$

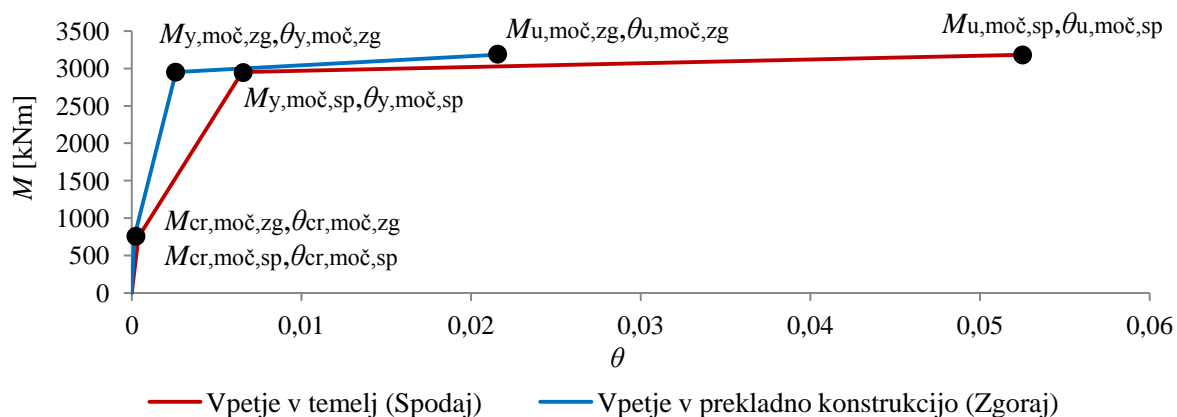
$$\theta_{cr,moč,spodaj} = \frac{0,00023 \text{ 1/m} \cdot 5 \text{ m}}{3} = 0,0004$$

$$\theta_{cr,moč,zgoraj} = \frac{0,00023 \text{ 1/m} \cdot 2 \text{ m}}{3} = 0,0002$$

$$\theta_{cr,šib,spodaj} = \frac{0,00029 \text{ 1/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{3} = 0,0003$$

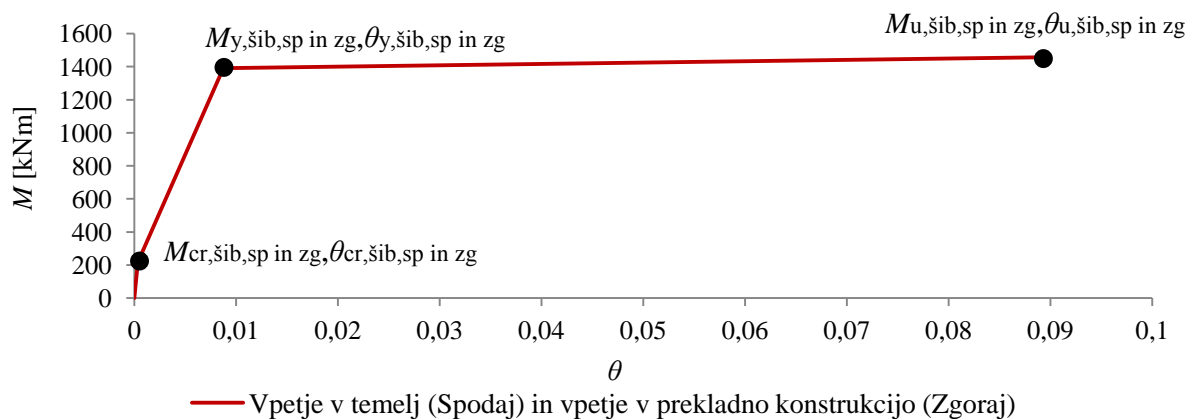
$$\theta_{cr,šib,zgoraj} = \frac{0,00029 \text{ 1/m} \cdot 3,5 \text{ m}}{3} = 0,0003$$

Na Sliki 33 in 34 so podani vsi diagrami moment-rotacija. Sledi Preglednica 11 z vsemi vrednostmi.



Slika 33: Odnos moment-rotacija za močno os

Figure 33: Moment-rotation relationship for strong axis



Slika 34: Odnos moment-rotacija za šibko os

Figure 34: Moment-rotation relationship for weak axis

Preglednica 11: Vrednosti iz diagramov moment-rotacija

Table 11: Values for moment-rotation relationship

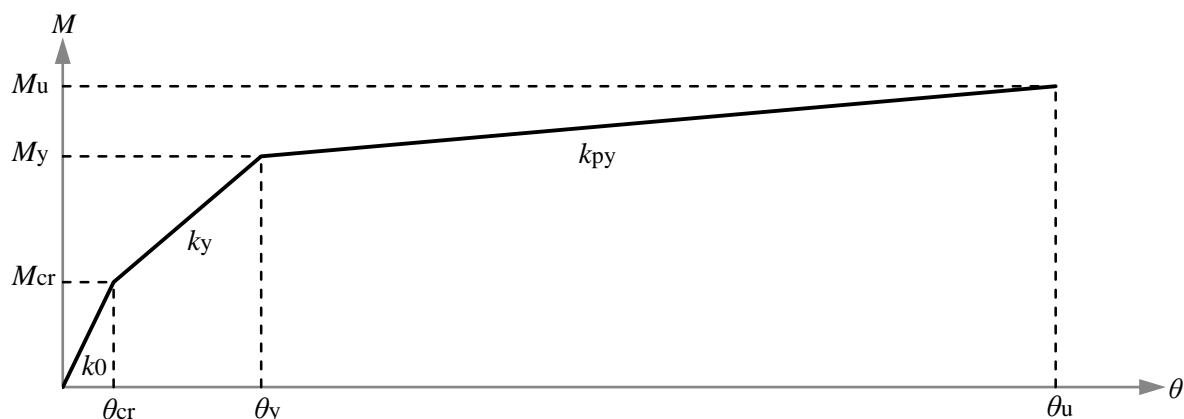
	Vpetje	$M_{cr}$ [kNm]	$\theta_{cr}$	$M_y$ [kNm]	$\theta_y$	$M_u$ [kNm]	$\theta_u$
Močna os	Spodaj	747	0,0004	2951	0,0065	3181	0,0525
	Zgoraj	747	0,0002	2951	0,0026	3181	0,0215
Šibka os	Spodaj	218	0,0003	1390	0,0088	1457	0,0892
	Zgoraj	218	0,0003	1390	0,0088	1457	0,0892

#### 8.4 Določitev Takedine histerezne zanke

V nelinearnem računskem modelu v programu OpenSees smo obnašanje plastičnih členkov definirali s pomočjo Takedine histerezne zanke (Takeda et al., 1970). V obravnavanem primeru je bilo potrebno uporabiti trilinearno ovojnico odziva za stebri pri vpetju v temelj in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (glej Sliko 35). Izračun smo posebej naredili za vzdolžno smer mostu (šibkejša os stebrov) in za prečno smer mostu (močnejša os stebrov). Ker smo v programu uporabili za modeliranje



stebrov elastični tip elementa je bilo potrebno elastične rotacije odšteti od skupnih rotacij in tako uporabiti le plastične rotacije, ker elastične že upošteva program.



Slika 35: Trilinearen Takedin histerezni model

Figure 35: Trilinear Takeda hysteresis model

V program OpenSees definiramo Takedin histerezni model z naslednjo ukazno vrstico:

`uniaxialMaterial Takeda tagM k0 Mcr αky My αkpy α`

Pri tem je tagM identifikacijska številka histereznega modela,  $M_{cr}$  je moment v trenutku, ko razpoka beton,  $M_y$  je moment na meji tečenja,  $k_0$  je začetna togost,  $\alpha_{ky}$  je razmerje med togostjo na meji tečenja in začetno togostjo,  $\alpha_{kpy}$  je razmerje med utrditvijo in začetno togostjo in  $\alpha$  koeficient, ki definira zmanjševanje togosti ( $\alpha = 0,5$ ).

#### 8.4.1 Vzdolžna smer mostu – šibkejša os stebrov

V šibkejši osi stebrov imamo tako pri vpetju v temelj (Spodaj) kot pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) enak odnos moment-rotacija, tako, da imamo enak tudi Takedin histerezni model. Poleg tega smo vzdolžno smer mostu v programu modelirali kot 2D model in smo tako končne vrednosti enostavno vzeli kot dvakratne (seštejemo vrednosti dveh stebrov).

Najprej s pomočjo naslednjih izrazov izračunamo elastične rotacije:

$$k_0 = \frac{2 \cdot M_{cr, \text{šib, sp in zg}}}{\theta_{cr, el, \text{šib, sp in zg}}} = 1272857 \quad (8.21)$$

$$\theta_{cr, el, \text{šib, sp in zg}} = \frac{2 \cdot M_{cr, \text{šib, sp in zg}}}{k_0} = 0,0003 \quad (8.22)$$

$$\theta_{y, el, \text{šib, sp in zg}} = \frac{2 \cdot M_{y, \text{šib, sp in zg}}}{k_0} = 0,0022 \quad (8.23)$$

$$\theta_{u, el, \text{šib, sp in zg}} = \frac{2 \cdot M_{u, \text{šib, sp in zg}}}{k_0} = 0,0023 \quad (8.24)$$

Nato s pomočjo naslednjih izrazov izračunamo plastične rotacije:

$$\theta_{cr,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = \theta_{cr,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - \theta_{cr,el,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = 0,0003 - 0,0003 = 0 \quad (8.25)$$

$$\theta_{y,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = \theta_{y,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - \theta_{y,el,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = 0,0088 - 0,0022 = 0,0066 \quad (8.26)$$

$$\theta_{u,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = \theta_{u,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - \theta_{u,el,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = 0,0892 - 0,0023 = 0,0869 \quad (8.27)$$

Ker je  $\theta_{cr,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} = 0$  to pomeni, da je teoretično začetna togost neskončna. Neskončne togosti v program ne moramo podati, zato to vrednost ustrezno povečamo. Iz plastičnih rotacij sedaj z naslednjimi izrazi izračunamo končne vrednosti, ki jih podamo v program:

$$k_0 = 1272857 \cdot 100 \cdot 0,5 = 63642857$$

$$k_y = \frac{2 \cdot M_{y,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - 2 \cdot M_{cr,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg}}{\theta_{y,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - \theta_{cr,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg}} = 357146 \quad (8.28)$$

$$\alpha_{ky} = \frac{k_y}{k_0} = \frac{357146}{63642857} = 0,00561 \quad (8.29)$$

$$k_{py} = \frac{2 \cdot M_{u,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - 2 \cdot M_{y,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg}}{\theta_{u,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg} - \theta_{y,pl,\dot{s}ib,sp \text{ in } zg}} = 1675 \quad (8.30)$$

$$\alpha_{kpy} = \frac{k_{py}}{k_0} = \frac{1675}{63642857} = 0,000026 \quad (8.31)$$

#### 8.4.2 Prečna smer mostu – močnejša os stebrov

V močnejši osi stebrov imamo pri vpetju v temelj (Spodaj) in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) različen odnos moment-rotacija. Prečno smer mostu smo v programu modelirali kot 3D model in smo tako Takedin histerezni model za vsak steber izračunali posebej.

Najprej s pomočjo naslednjih izrazov izračunamo elastične rotacije:

$$k_{0,sp} = \frac{M_{cr,moč,sp}}{\theta_{cr,el,moč,sp}} = 1933594$$

$$k_{0,zg} = \frac{M_{cr,moč,zg}}{\theta_{cr,el,moč,zg}} = 4833984$$

$$\theta_{cr,el,moč,sp} = \frac{M_{cr,moč,sp}}{k_{0,sp}} = 0,0004$$

$$\theta_{cr,el,moč,zg} = \frac{M_{cr,moč,zg}}{k_{0,zg}} = 0,0002$$

$$\theta_{y,el,moč,sp} = \frac{M_{y,moč,sp}}{k_{0,sp}} = 0,0015$$

$$\theta_{y,el,moč,zg} = \frac{M_{y,moč,zg}}{k_{0,zg}} = 0,0006$$

$$\theta_{u,el,moč,sp} = \frac{M_{u,moč,sp}}{k_{0,sp}} = 0,0016$$

$$\theta_{u,el,moč,zg} = \frac{M_{u,moč,zg}}{k_{0,zg}} = 0,0007$$

Nato s pomočjo naslednjih izrazov izračunamo plastične rotacije:

$$\theta_{cr,pl,moč,sp} = \theta_{cr,moč,sp} - \theta_{cr,el,moč,sp} = 0,0004 - 0,0004 = 0$$

$$\theta_{y,pl,moč,sp} = \theta_{y,moč,sp} - \theta_{y,el,moč,sp} = 0,0065 - 0,0015 = 0,0050$$

$$\theta_{u,pl,moč,sp} = \theta_{u,moč,sp} - \theta_{u,el,moč,sp} = 0,0525 - 0,0016 = 0,0509$$

$$\theta_{cr,pl,moč,zg} = \theta_{cr,moč,zg} - \theta_{cr,el,moč,zg} = 0,0002 - 0,0002 = 0$$

$$\theta_{y,pl,moč,zg} = \theta_{y,moč,zg} - \theta_{y,el,moč,zg} = 0,0026 - 0,0006 = 0,0020$$

$$\theta_{u,pl,moč,zg} = \theta_{u,moč,zg} - \theta_{u,el,moč,zg} = 0,0215 - 0,0007 = 0,0208$$

Ker je  $\theta_{cr,pl,moč,sp} = \theta_{cr,pl,moč,zg} = 0$  to pomeni, da je teoretično začetna togost neskončna. Neskončne togosti v program ne moramo podati, zato to vrednost ustrezno povečamo. Iz plastičnih rotacij sedaj z naslednjimi izrazi izračunamo končne vrednosti, ki jih podamo v program:

$$k_{0,sp} = 1933594 \cdot 100 \cdot 0,5 = 96679688$$

$$k_{0,zg} = 4833984 \cdot 100 \cdot 0,5 = 241699219$$

$$k_{y,sp} = \frac{M_{y,moč,sp} - M_{cr,moč,sp}}{\theta_{y,pl,moč,sp} - \theta_{cr,pl,moč,sp}} = 443063$$

$$k_{y,zg} = \frac{M_{y,moč,zg} - M_{cr,moč,zg}}{\theta_{y,pl,moč,zg} - \theta_{cr,pl,moč,zg}} = 1107658$$

$$\alpha_{ky,sp} = \frac{k_{y,sp}}{k_{0,sp}} = \frac{443063}{96679688} = 0,00458$$

$$\alpha_{ky,zg} = \frac{k_{y,zg}}{k_{0,zg}} = \frac{1107658}{241699219} = 0,00458$$

$$k_{py,sp} = \frac{M_{u,moč,sp} - M_{y,moč,sp}}{\theta_{u,pl,moč,sp} - \theta_{y,pl,moč,sp}} = 5034$$

$$k_{py,zg} = \frac{M_{u,moč,zg} - M_{y,moč,zg}}{\theta_{u,pl,moč,zg} - \theta_{y,pl,moč,zg}} = 12271$$

$$\alpha_{kpy,sp} = \frac{k_{py,sp}}{k_{0,sp}} = \frac{5034}{96679688} = 0,000052$$

$$\alpha_{kpy,zg} = \frac{k_{py,zg}}{k_{0,zg}} = \frac{12271}{241699219} = 0,000051$$

## 9 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU

Z naraščajočo statično potresno obtežbo model konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) postopoma obremenjujemo in pri tem spremljamo pomike konstrukcije. Pri tem se s povečevanjem obremenitve povečujejo tudi pomiki in zmanjšuje togost konstrukcije. Najprej se v konstrukciji pojavi prvi plastični členek (v obravnavanem primeru je to v stebrih) in pri določenem pomiku tudi plastični mehanizem konstrukcije. Povečevanje obremenitve je od tu naprej možno le, če imamo materiale z zmožnostjo utrjevanja. Rezultat analize je določitev odnosa med celotno prečno silo (vsota vodoravnih sil v stebrih pri vpetju v temelj) in pomikom v kontrolni točki konstrukcije (Fajfar, 2000).

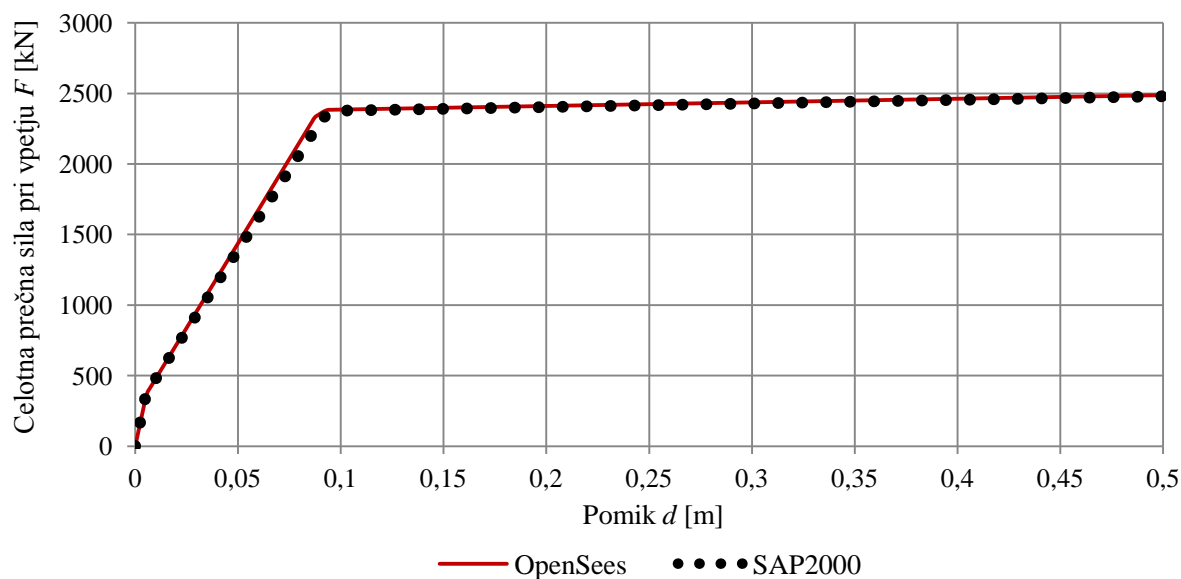
Nelinearno analizo vzdolžne smeri mostu smo naredili v programu OpenSees (OpenSees, 2015) in v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). S tem smo lahko preverili ujemanje izračuna in primerjali tudi končne rezultate analize.

Glavna razlika pri modeliranju v programih je bila, da smo v programu OpenSees uporabili 2D model konstrukcije in v programu SAP2000 3D model konstrukcije. V obeh primerih smo v program vnesli enake lastnosti plastičnih členkov stebrov, enako porazdelitev mase konstrukcije, upoštevali smo enako razpokanost prevezov (0,5) in obremenili ter kontrolirali enako točko na konstrukciji. Ta je bila locirana v togostnem središču konstrukcije (na sredini mostu v višini prekladne konstrukcije). V obeh primerih smo zanemarili teorijo drugega reda (P-Delta), ker bi tako poleg inercialskih sil, ki delujejo v masnih točkah, dodaten moment v stebrih povzročala tudi vertikalna obtežba (moment je enak produktu vertikalne obtežbe in pomika na vrhu). Upogibna nosilnost stebra bi bila tako prej izkoriščena oz. bi bile maksimalne prečne sile manjše.

V nadaljevanju so prikazani rezultati analize iz obeh programov in primerjava med njimi. Poleg »pushover« krivulje smo primerjali tudi rezultate modalne analize (nihajni čas in sodelujočo maso).

Nihajni čas konstrukcije modelirane v programu OpenSees je znašal  $T_{1,OpenSees} = 0,706$  s in nihajni čas konstrukcije modelirane v programu SAP2000 je znašal  $T_{1,SAP2000} = 0,703$  s. Razlika med nihajnima časoma je tako minimalna (0,5 %). V obeh primerih je sodelujoča masa kar celotna masa konstrukcije in je tako enaka 100 %.

V vzdolžni smeri mostu se plastični členki pojavijo zaradi enakih lastnosti v vseh šestih stebrih in enakomernem pomiku na vrhu konstrukcije istočasno. Najprej se to zgodi pri vpetju v temelj in kasneje tudi pri vpetju v prekladno konstrukcijo.



Slika 36: Potisna krivulja vzdolžne smeri mostu

Figure 36: Pushover curve for the longitudinal direction of the bridge

### 9.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Ker v analizi uporabljamo spektre odziva, ki so po definiciji uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo, moramo sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) prevesti na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo (Fajfar, 2000). Pri nelinearnih sistemih moramo uporabiti naslednji enačbi za pretvorbo sil in pomikov:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (9.1)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (9.2)$$

Pri tem sta  $F^*$  sila in  $d^*$  pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,  $F_b$  je celotna prečna sila in  $d_n$  pomik v kontrolni točki za sistem z več prostostnimi stopnjami in  $\Gamma$  transformacijski faktor za pretvorbo, ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko  $\Phi$  in od razporeditve mas.

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (9.3)$$

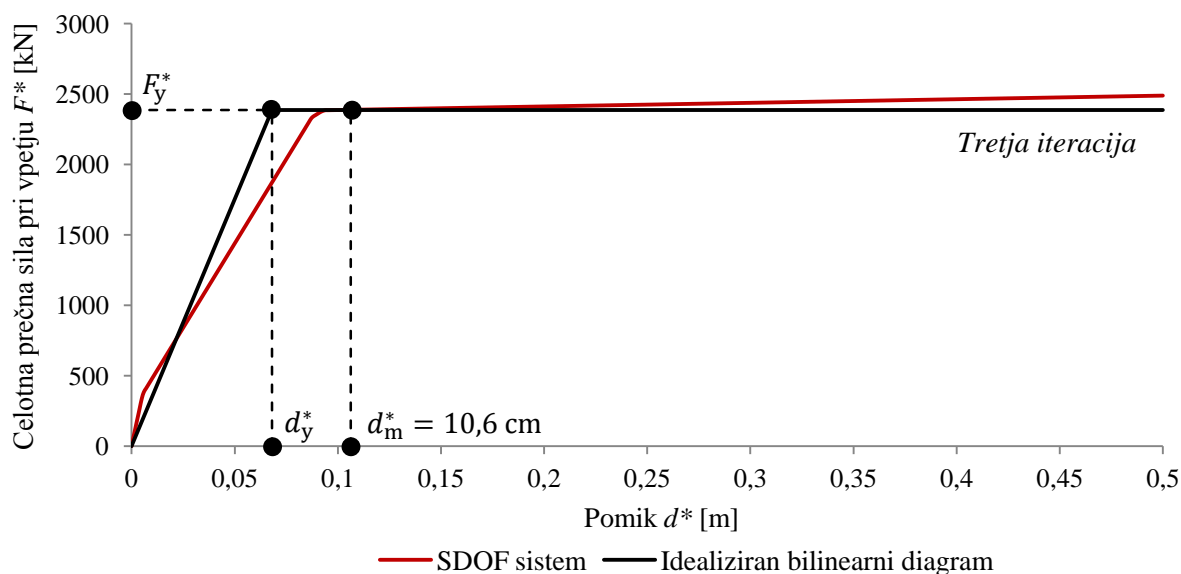
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (9.4)$$

Pri tem je  $m_i$  masa v  $i$ -ti etaži (na vrhu prekladne konstrukcije),  $\Phi_i$  predstavlja nihajno obliko (pomiki so normirani tako, da velja  $\Phi_n = 1$ , kjer je  $n$  kontrolna točka) in  $m^*$  je masa ekvivalentnega SDOF modela.

V obravnavanem primeru imamo v vzdolžni smeri mostu poseben primer saj je nihajna oblika taka, da so pomiki v vseh točkah kjer se nahaja masa enaki. Iz tega sledi, da transformacije ni potrebno delati saj konstrukcija že deluje kot sistem z eno prostostno stopnjo. Tako je  $\Gamma = 1$ ,  $m^* = \sum m_i$ ,  $F^* = F_b$  in  $d^* = d_n$ .

## 9.2 Določitev ciljnega pomika

Najprej je potrebno odnos med silo  $F^*$  in pomikom  $d^*$  idealizirati. To naredimo tako, da odnos pretvorimo v bilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Ker je končni rezultat odvisen od izbire začetne ekvivalentne elastične togosti EC8 predlaga, da sta ploščini pod originalnim in idealiziranim odnosom med silo in pomikom enaki. Pri tem se za pomik, ki predstavlja zgornjo mejo diagrama, vzame pomik, pri katerem se tvori plastični mehanizem (ta točka predstavlja nosilnost idealiziranega sistema). Za izračun ciljnega pomika smo uporabili neobvezen iteracijski postopek, ki ga dopušča EC8, kjer pri določitvi idealizacije bilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunanega v prejšnjem koraku. Zadostno točnost ciljnega pomika smo dobili, ko smo iteracijski postopek ponovili trikrat (glej Sliko 37).



Slika 37: Potisna krivulja in idealiziran bilinearni odnos za vzdolžno smer mostu

Figure 37: Pushover curve and idealized bilinear relationship for the longitudinal direction of the bridge

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad (9.5)$$

Pri tem sta  $F_y^* = 2387$  kN nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = 0,068$  m = 6,8 cm pomik na meji tečenja in jih odčitamo iz idealiziranega bilinearnega diagrama.

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{861,3 \text{ t} \cdot 0,068 \text{ m}}{2387 \text{ kN}}} = 0,98 \text{ s}$$

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (9.6)$$

Pri tem je  $S_e(T^*)$  vrednost v elastičnem spektru odziva za pospeške pri nihajnem času  $T^*$ .

Za določitev ciljnega pomika  $d_t^*$  uporabljamo različna izraza za konstrukcije katerih nihajni čas se nahaja v območju kratkih nihajnih časov in za konstrukcije katerih nihajni čas se nahaja v območju srednjih in dolgih nihajnih časov. Meja med območjema kratkih in srednjih dolgih nihajnih časov je  $T_C = 0,6 \text{ s}$ .

Območje kratkih nihajnih časov  $T^* < T_C$ :

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*) \dots \text{elastično obnašanje} \rightarrow d_t^* = d_{et}^* \quad (9.7)$$

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*) \dots \text{neelastično obnašanje} \rightarrow d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^* \quad (9.8)$$

Območje srednjih in dolgih nihajnih časov  $T^* \geq T_C$ :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (9.9)$$

V obravnavanem primeru velja  $T^* = 0,98 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$  kar pomeni, da se nahajamo v območju srednjih oz. dolgih nihajnih časov. To pomeni, da je  $d_t^* = d_{et}^*$ . Z naslednjo enačbo sedaj lahko izračunamo ciljni pomik za sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem):

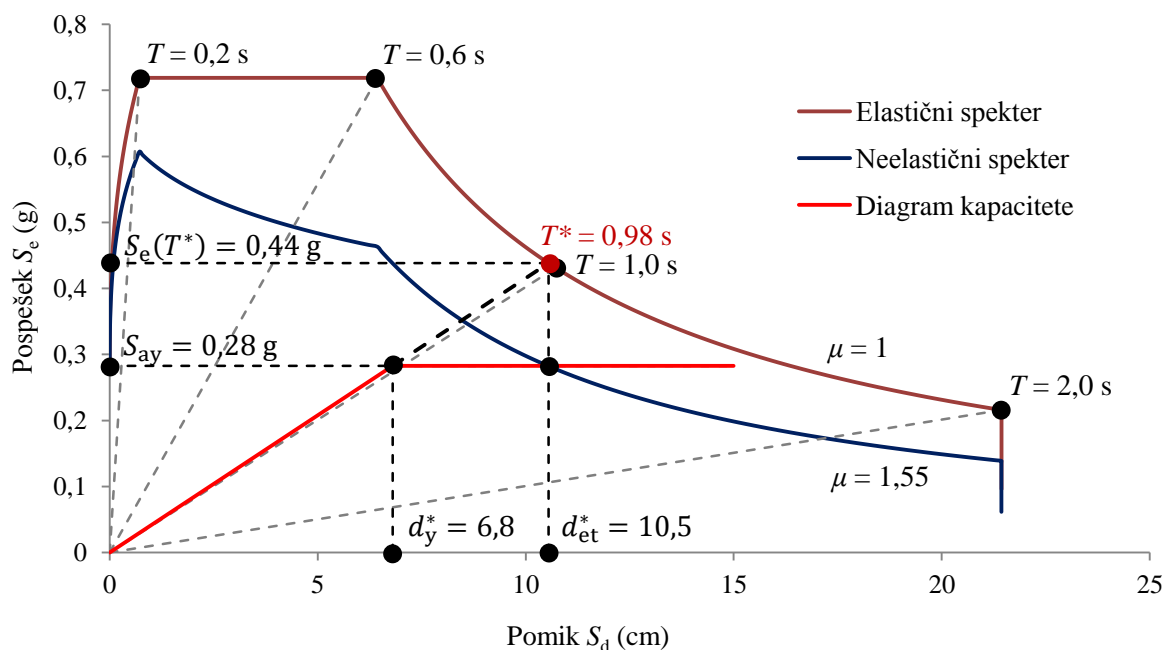
$$d_{et}^* = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T^*}\right) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{0,6 \text{ s}}{0,98 \text{ s}}\right) \cdot \left(\frac{0,98 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 10,5 \text{ cm}$$

$$d_{et}^* = 10,5 \text{ cm} \approx d_m^* = 10,6 \text{ cm} \text{ (razlika je 1 \% \rightarrow \text{tretja iteracija je zadosti natančna})}$$

Sedaj lahko grafično prikažemo tudi potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema. Na enakem diagramu lahko prikažemo spekter pospeškov in spekter pomikov in uporabimo tako imenovan AD format (pospešek-pomik). V tem formatu radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema predstavljajo vrednosti nihajnih časov. Z elastičnim spektrom  $S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T^*}\right) = 0,44 \text{ g} = 0,44 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 4,32 \text{ m/s}^2$  predstavimo zahtevo potresa, ki bi ga morala konstrukcija prenesti, da bi ostala med potresom v elastičnem območju. Pospešek na meji tečenja  $S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{2387 \text{ kN}}{861,3 \text{ t}} = 2,77 \text{ m/s}^2$  predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor  $R_\mu$  je

definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema. Ker je v obravnavanem primeru  $T^* \geq T_C$ , velja pravilo o enakosti pomikov in je tako zahtevana duktilnost  $\mu$  enaka redukcijskemu faktorju (velja  $\mu = R_\mu$ ).

$$\mu = R_\mu = \frac{S_e(T^*)}{S_{ay}} = \frac{4,32 \text{ m/s}^2}{2,77 \text{ m/s}^2} = 1,55 \quad (9.10)$$



Slika 38: Elastični in neelastični spekter in diagram kapacitete

Figure 38: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1 \cdot 10,5 \text{ cm} = 10,5 \text{ cm} \quad (9.11)$$

Ciljni pomik v vzdolžni smeri mostu je tako  $d_t = 10,5 \text{ cm}$ .

### 9.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). V obravnavanem primeru smo analizo ponovili v obeh programih in ugotovili, da so izračunane lokalne obremenitve iz obeh analiz enake.

V nadaljevanju (glej Preglednico 12) so podane tako rotacije stebrov kot notranje statične količine pri ciljnem pomiku za zunanje in notranje stebre v šibkejši osi pri vpetju v temelj in vpetju v prekladno konstrukcijo.



Preglednica 12: Obremenitve stebrov v šibkejši osi za ciljni pomik

Table 12: Pier forces in weaker axis for the target displacement

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1164	398	1393
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1164	398	1392
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1279	398	1393
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1279	398	1392

$$M_{dt,zun\ in\ not,spodaj} = 1393\ kNm > M_y = 1390\ kNm$$

$$M_{dt,zun\ in\ not,zgoraj} = 1392\ kNm > M_y = 1390\ kNm$$

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0106 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0,0095 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0106 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0098 > \theta_y = 0,0088$$

Iz obremenitev stebrov in pripadajočih rotacij izračunanih iz ciljnega pomika lahko vidimo, da so večje od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se bo armatura plastificirala in se tako nahajamo v neelastičnem območju. Kljub temu iz izračuna sledi, da do porušitve pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25\ g$ ) zelo verjetno ne bi prišlo, če bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8.

## 10 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V PREČNI SMERI MOSTU

Nelinearno analizo prečne smeri mostu smo naredili v programu OpenSees (OpenSees, 2015) in v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). S tem smo tako kot v vzdolžni smeri tudi tu lahko preverili ujemanje izračuna in primerjali končne rezultate analize.

Pri modeliranju v programu OpenSees smo najprej poizkusili uporabiti 2D model konstrukcije. Ker smo ugotovili, da je okvirno delovanje oz. okvirni efekt pomemben in vpliva na končne rezultate (npr. nihajni čas konstrukcije), smo tako v nadaljevanju v obeh programih konstrukcijo modelirali s 3D modelom. V oba programa smo vnesli enake lastnosti plastičnih členkov stebrov, enako porazdelitev mase konstrukcije, upoštevali smo enako razpokanost prereзов (0,5), enake obremenitve in kontrolirali enako točko konstrukcije. Njena lokacija je v togostnem središču konstrukcije, ki se zaradi simetrije nahaja na sredini srednjega razpona v višini prekladne konstrukcije (na mestu največjega pomika). Tudi tu smo enako kot v vzdolžni smeri zanemarili teorijo drugega reda (P-Delta), ker bi bila upogibna nosilnost stebra tako prej izkoriščena oz. bi bile maksimalne prečne sile manjše. Pri izvedbi analiz smo ugotovili, da na končne rezultate bistveno vpliva tudi upoštevanje strižne podajnosti oz. togosti prekladne konstrukcije. V primeru, da strižno podajnost v program podamo z razpokanostjo prereзов (0,5) je nosilnost celotne konstrukcije manjša kot, če strižne podajnosti enostavno ne upoštevamo (0). To je posledica tega, ker program v izračunu upošteva strižno togost in v primeru, da strižne podajnosti ne upoštevamo (0) to pomeni, da program upošteva strižno togost kot neskončno.

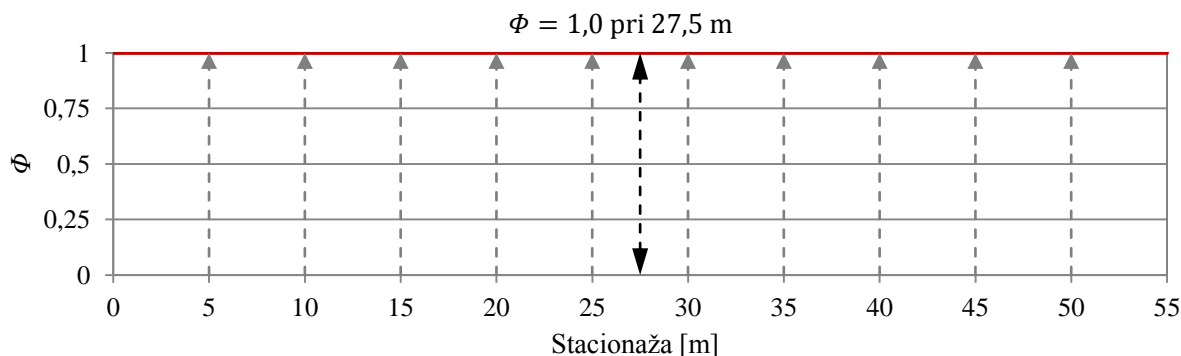
Najprej bomo primerjali rezultate modalne analize iz obeh programov (nihajni čas in sodelujočo maso) tako za model z upoštevanjem strižne podajnosti kot za model brez strižne podajnosti.

Nihajni čas konstrukcije pri kateri strižne podajnosti nismo upoštevali je znašal v programu OpenSees  $T_{2,OpenSees} = 0,267$  s in v programu SAP2000 je znašal  $T_{2,SAP2000} = 0,268$  s. Razlika med nihajnim časoma je tako minimalna (0,4 %). V obeh programih je sodelujoča masa enaka 712,8 t oz. 82,7 % celotne mase konstrukcije.

Nihajni čas konstrukcije pri kateri smo upoštevali strižno podajnost je znašal v programu OpenSees  $T_{2,OpenSees} = 0,289$  s in v programu SAP2000 je znašal  $T_{2,SAP2000} = 0,288$  s. Razlika med nihajnim časoma je tako minimalna (0,3 %). V obeh programih je sodelujoča masa enaka 709,3 t oz. 82,4 % celotne mase konstrukcije.

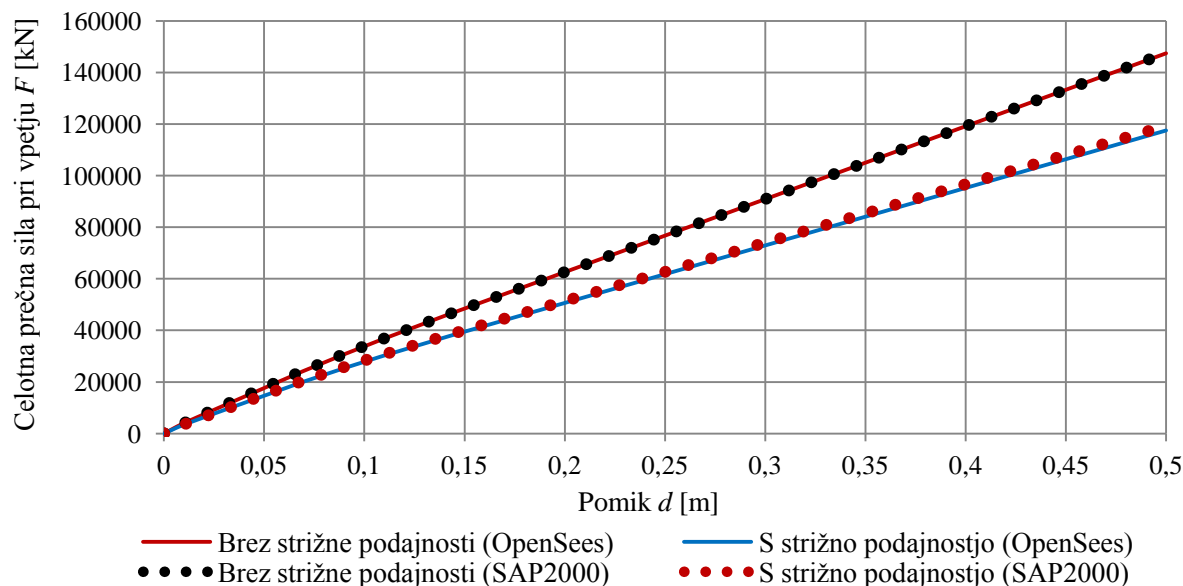
V nadaljevanju so prikazani rezultati analize iz obeh programov in primerjava med njimi za vse porazdelitve inercialnih sil. Končni izračuni so narejeni za konstrukcijo pri kateri smo upoštevali strižno podajnost prekladne konstrukcije s pomočjo razpokanosti prereзов (0,5).

### 10.1 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil



Slika 39: Enakomerna porazdelitev inercialnih sil

Figure 39: Uniform distribution of the lateral load



Slika 40: Potisna krivulja za enakomerno porazdelitev inercialnih sil

Figure 40: Pushover curve for the uniform distribution of the lateral load

Iz potisne krivulje za enakomerno porazdelitev inercialnih sil lahko vidimo, da je celotna prečna sila pri vpetju  $F$  pri večjih pomikih odvisna od tega ali upoštevamo strižno podajnost ali ne. Poleg tega lahko vidimo, da so celotne prečne sile velike. Razlog za to je izrazita togost prekladne konstrukcije v primerjavi s stebri. Zaradi tega se pri vpetju mostu na mestu opornikov v prečni smeri pojavijo reakcije, ki so veliko večje od tistih, ki se pojavijo v stebrih. Za primerjavo lahko uporabimo rezultate za model kjer strižno podajnost upoštevamo. Skupna seštevek reakcij v stebrih je  $F_{\text{stebri}} \approx 5600$  kN in v opornikih  $F_{\text{oporniki}} \approx 112000$  kN. Iz tega sledi, da seštevek reakcij v stebrih predstavlja le 5 % celotne skupne reakcije. Iz analize lahko vidimo sicer, da se armatura v stebrih plastificira, vendar je togost prekladne konstrukcije tako velika, da to praktično ne vpliva na delovanje same konstrukcije. Tako lahko tudi sklepamo, da konstrukcija ostane v elastičnem območju. To bomo v nadaljevanju tudi računsko dokazali z izračunom ciljnega pomika in določitvijo lokalnih obremenitev MDOF sistema.

### 10.1.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Z naslednjima enačbama izračunamo maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  in transformacijski faktor  $\Gamma$  za pretvorbo med sistemoma:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 861,3 \text{ t}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{861,3 \text{ t}}{861,3 \text{ t}} = 1$$

Ker imamo tu enakomerno porazdelitev inercialnih sil je torej  $\Phi_i = 1$  in je masa ekvivalentnega SDOF sistema kar enaka masi MDOF sistema. Tako je tudi transformacijski faktor med sistemoma  $\Gamma = 1$ .

### 10.1.2 Določitev ciljnega pomika

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{861,3 \text{ t} \cdot 0,068 \text{ m}}{20074 \text{ kN}}} = 0,340 \text{ s}$$

Pri tem sta  $F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{20074 \text{ kN}}{1} = 20074 \text{ kN}$  nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,068 \text{ m}}{1} = 0,068 \text{ m} = 6,8 \text{ cm}$  pomik na meji tečenja (za konstrukcijo kjer smo upoštevali strižno podajnost). Vrednosti smo vzeli iz koraka analize, ko so se plastični členki pojavili v notranjih stebrih pri vpetju v temelj kjer so obremenitve največje.

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 = 7,05 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 7,05 \text{ m/s}^2 \cdot \left(\frac{0,340 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm}$$

Ker velja, da je  $T^* = 0,340 \text{ s} < T_C = 0,6 \text{ s}$  to pomeni, da se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov. Sedaj moramo preveriti ali gre za elastično ali neelastično obnašanje konstrukcije.

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{20074 \text{ kN}}{861,3 \text{ t}} = 23,3 \text{ m/s}^2 \geq S_e(T^*) = 7,05 \text{ m/s}^2 \dots \text{elastično obnašanje} \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1 \cdot 2,1 \text{ cm} = 2,1 \text{ cm}$$

Ciljni pomik v prečni smeri mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil je tako  $d_t = 2,1 \text{ cm}$ .

### 10.1.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). V obravnavanem primeru smo analizo ponovili v obeh programih in ugotovili, da so izračunane lokalne obremenitve iz obeh analiz enake. V nadaljevanju (glej Preglednico 13) so podane tako rotacije stebrov kot notranje statične količine pri ciljnem pomiku za zunanje in notranje stebre v močnejši osi pri vpetju v temelj in vpetju v prekladno konstrukcijo.

Preglednica 13: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik zaradi enakomerne porazdelitve inercialnih sil

Table 13: Pier forces in stronger axis for the target displacement for uniform distribution of lateral load

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1434	227	1004
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1434	227	588
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1714	308	1290
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1714	308	871

$$M_{dt,zun,spodaj} = 1004 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,zun,zgoraj} = 588 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,spodaj} = 1290 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,zgoraj} = 871 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0008 < \theta_y = 0,0065$$

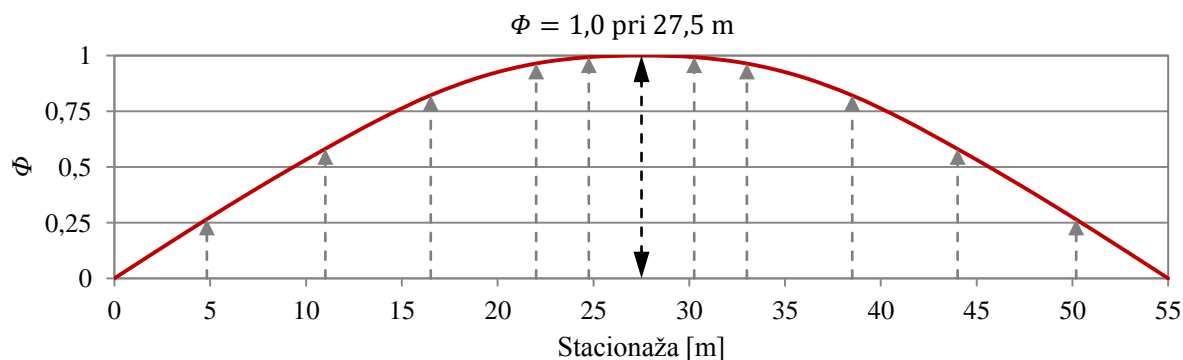
$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0 < \theta_y = 0,0026$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0016 < \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0002 < \theta_y = 0,0026$$

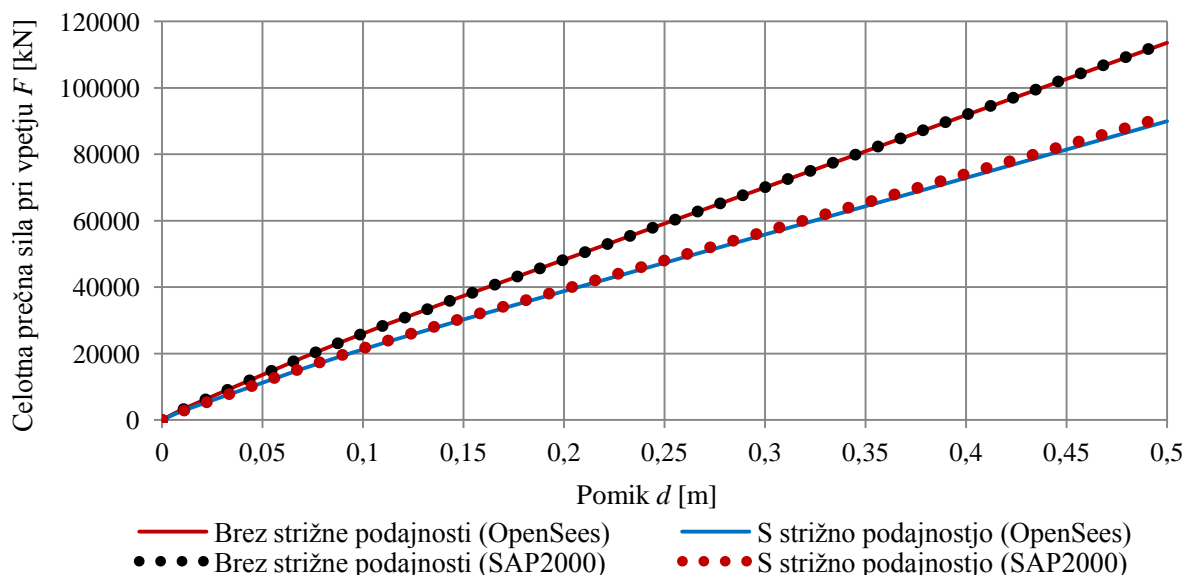
Iz obremenitev tako zunanjih kot notranjih stebrov in pripadajočih rotacij izračunanih iz ciljnega pomika lahko vidimo, da so te veliko manjše od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se armatura pri ciljnem pomiku kot maksimalno pričakovanem pomiku ne plastificira in se tako nahajamo v elastičnem območju. Iz izračuna sledi, da do porušitve pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25 \text{ g}$ ) ne bi prišlo, če bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8.

## 10.2 Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki



Slika 41: Porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki

Figure 41: Lateral load distribution proportional to the 1st mode



Slika 42: Potisna krivulja za porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki

Figure 42: Pushover curve for lateral load distribution proportional to the 1st mode

V primerjavi s potisno krivuljo za enakomerno porazdelitev inercialnih sil imamo pri porazdelitvi inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki nekoliko nižje vrednosti celotne prečne sile pri vpetju  $F$ . To je posledica tega, ker je razporeditev sil drugačna v bližini opornikov. Kljub temu togost prekladne konstrukcije tudi tu izrazito prevladuje v primerjavi s stebri in so reakcije v opornikih znatno večje kot v stebrih. Armatura v stebrih se tudi v tem primeru plastificira, vendar je ponovno togost prekladne konstrukcije tako velika, da to praktično ne vpliva na delovanje same konstrukcije in zopet lahko sklepamo, da bo konstrukcija ostala v elastičnem območju. V nadaljevanju bomo to tudi računsko dokazali z izračunom ciljnega pomika in določitvijo lokalnih obremenitev MDOF sistema.

### 10.2.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Z naslednjima enačbama izračunamo maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  in transformacijski faktor  $\Gamma$  za pretvorbo med sistemoma:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 560,8 \text{ t}$$
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{560,8 \text{ t}}{448,9 \text{ t}} = 1,249$$

Ker gre tu za porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki je  $\Phi_i = 1$  le v kontrolni točki kjer je pomik največji, na ostalih mestih kjer se nahaja masa je  $\Phi_i < 1$ . Masa ekvivalentnega SDOF sistema je tako manjša od mase MDOF sistema in znaša približno 65 % celotne mase. Posledično je tudi transformacijski faktor  $\Gamma \neq 1$ .

### 10.2.2 Določitev ciljnega pomika

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{560,8 \text{ t} \cdot 0,054 \text{ m}}{12253 \text{ kN}}} = 0,314 \text{ s}$$

Pri tem sta  $F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{15304 \text{ kN}}{1,249} = 12253 \text{ kN}$  nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,068 \text{ m}}{1,249} = 0,054 \text{ m} = 5,4 \text{ cm}$  pomik na meji tečenja (za konstrukcijo kjer smo upoštevali strižno podajnost). Vrednosti smo vzeli iz koraka analize, ko so se plastični členki pojavili v notranjih stebrih pri vpetju v temelj kjer so obremenitve največje.

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 = 7,05 \text{ m/s}^2$$
$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 7,05 \text{ m/s}^2 \cdot \left(\frac{0,314 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

Ker velja, da je  $T^* = 0,314 \text{ s} < T_C = 0,6 \text{ s}$  to pomeni, da se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov. Sedaj moramo preveriti ali gre za elastično ali neelastično obnašanje konstrukcije.

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{12253 \text{ kN}}{560,8 \text{ t}} = 21,8 \text{ m/s}^2 \geq S_e(T^*) = 7,05 \text{ m/s}^2 \dots \text{elastično obnašanje} \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1,249 \cdot 1,8 \text{ cm} = 2,2 \text{ cm}$$

Ciljni pomik v prečni smeri mostu za porazdelitev inercialnih sil proporcionalno 1. nihajni obliki je tako  $d_t = 2,2 \text{ cm}$ .

### 10.2.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). Tudi za tak tip inercialnih sil smo analizo ponovili v obeh programih in ugotovili, da so izračunane lokalne obremenitve iz obeh analiz enake. V nadaljevanju (glej Preglednico 14) so podane tako rotacije stebrov kot notranje statične količine pri ciljnem pomiku za zunanje in notranje stebre v močnejši osi pri vpetju v temelj in vpetju v prekladno konstrukcijo.

Preglednica 14: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik pri porazdelitvi sil proporcionalni 1. nihajni obliki

Table 14: Pier forces in stronger axis for the target displacement for lateral load distribution proportional to the 1st mode

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1436	225	1000
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1436	225	581
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1724	319	1328
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1724	319	906

$$M_{dt,zun,spodaj} = 1000 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,zun,zgoraj} = 581 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,spodaj} = 1328 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,zgoraj} = 906 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

Iz obremenitev stebrov lahko vidimo, da so zelo podobne tistim iz enakomerne porazdelitve inercialnih sil iz česar lahko sklepamo, da v obravnavanem primeru razporeditev sil nima velikega vpliva na končne rezultate.

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0007 < \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0 < \theta_y = 0,0026$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0016 < \theta_y = 0,0065$$

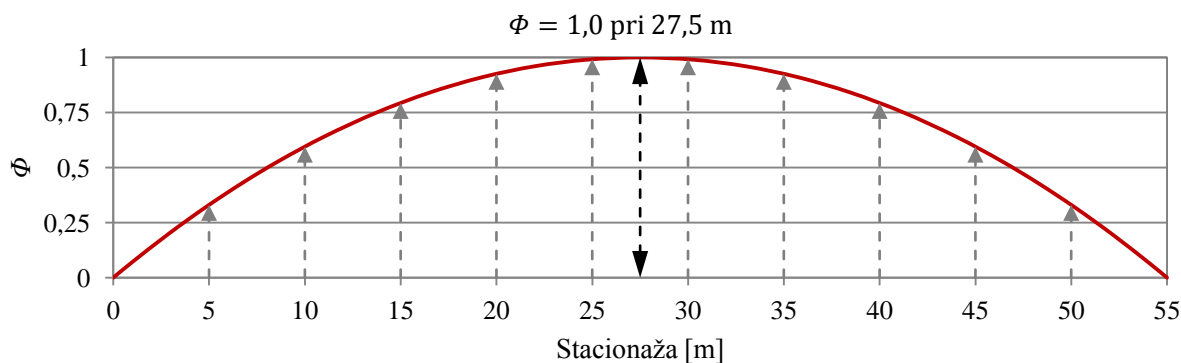
$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0002 < \theta_y = 0,0026$$

Iz obremenitev tako zunanjih kot notranjih stebrov in pripadajočih rotacij izračunanih iz ciljnega pomika lahko vidimo, da so te veliko manjše od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se armatura pri ciljnem pomiku kot maksimalno pričakovanem pomiku ne plastificira in se tako



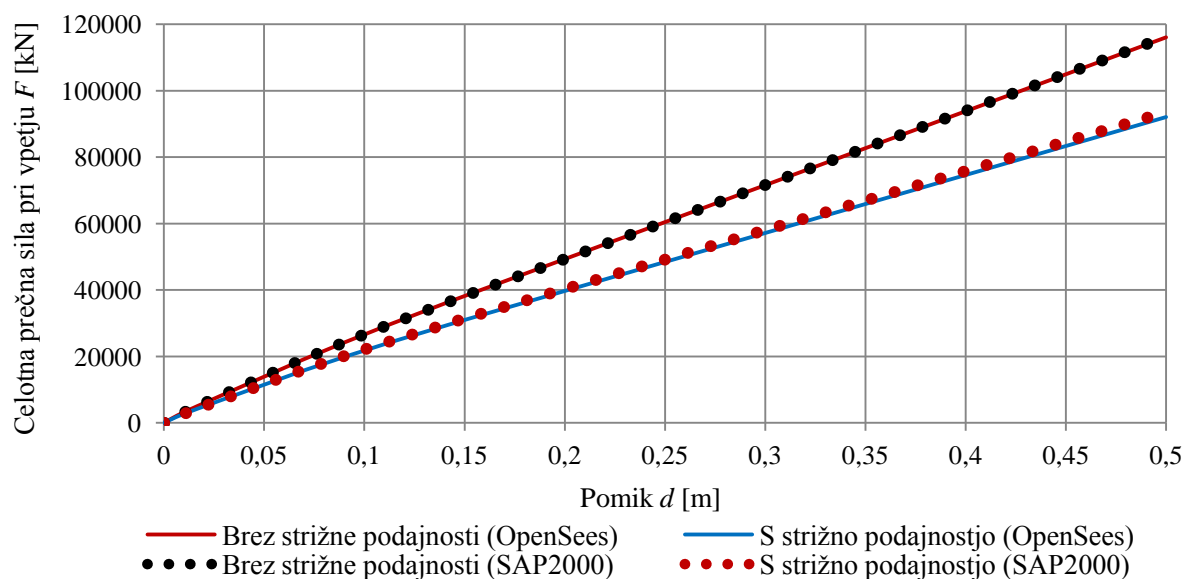
nahajamo v elastičnem območju. Iz izračuna sledi, da do porušitve pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25 \text{ g}$ ) ne bi prišlo, če bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8.

### 10.3 Parabolična porazdelitev inercialnih sil



Slika 43: Parabolična porazdelitev inercialnih sil

Figure 43: Parabolic distribution of the lateral load



Slika 44: Potisna krivulja za parabolično porazdelitev inercialnih sil

Figure 44: Pushover curve for the parabolic distribution of the lateral load

Tudi v tem primeru imamo v primerjavi s potisno krivuljo za enakomerno porazdelitev inercialnih sil nekoliko nižje vrednosti celotne prečne sile pri vpetju  $F$ . Prečne sile so zaradi podobne razporeditve inercialnih sil skoraj enake tistim iz porazdelitve proporcionalne 1. nihajni obliki. Tudi tu lahko vidimo, da je togost prekladne konstrukcije izrazita v primerjavi s stebri, ker kljub temu, da se armatura v stebrih plastificira med obremenjevanjem to ni razvidno iz potisne krivulje.

V nadaljevanju bomo računsko dokazali z izračunom ciljnega pomika in določitvijo lokalnih obremenitev MDOF sistema, da konstrukcija ostane v elastičnem območju.

### 10.3.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Z naslednjima enačbama izračunamo maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  in transformacijski faktor  $\Gamma$  za pretvorbo med sistemoma:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 578,5 \text{ t}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{578,5 \text{ t}}{462,6 \text{ t}} = 1,251$$

Ker gre tu za parabolično porazdelitev inercialnih sil je  $\Phi_i = 1$  le v kontrolni točki kjer je pomik največji, na ostalih mestih kjer se nahaja masa je  $\Phi_i < 1$ . Masa ekvivalentnega SDOF sistema je tako manjša od mase MDOF sistema in znaša približno 67 % celotne mase. Posledično je tudi transformacijski faktor  $\Gamma \neq 1$ .

### 10.3.2 Določitev ciljnega pomika

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{578,5 \text{ t} \cdot 0,054 \text{ m}}{12524 \text{ kN}}} = 0,315 \text{ s}$$

Pri tem sta  $F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{15667 \text{ kN}}{1,251} = 12524 \text{ kN}$  nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,068 \text{ m}}{1,251} = 0,054 \text{ m} = 5,4 \text{ cm}$  pomik na meji tečenja (za konstrukcijo kjer smo upoštevali strižno podajnost). Vrednosti smo vzeli iz koraka analize, ko so se plastični členki pojavili v notranjih stebrih pri vpetju v temelj kjer so obremenitve največje.

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 = 7,05 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 7,05 \text{ m/s}^2 \cdot \left(\frac{0,315 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

Ker velja, da je  $T^* = 0,315 \text{ s} < T_C = 0,6 \text{ s}$  to pomeni, da se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov. Sedaj moramo preveriti ali gre za elastično ali neelastično obnašanje konstrukcije.

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{12524 \text{ kN}}{578,5 \text{ t}} = 21,6 \text{ m/s}^2 \geq S_e(T^*) = 7,05 \text{ m/s}^2 \dots \text{elastično obnašanje} \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1,251 \cdot 1,8 \text{ cm} = 2,2 \text{ cm}$$

Ciljni pomik v prečni smeri mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil je tako  $d_t = 2,2 \text{ cm}$ .

### 10.3.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). Tudi za tak tip inercialnih sil smo analizo ponovili v obeh programih in ugotovili, da so izračunane lokalne obremenitve iz obeh analiz enake. V nadaljevanju (glej Preglednico 15) so podane tako rotacije stebrov kot notranje statične količine pri ciljnem pomiku za zunanje in notranje stebre v močnejši osi pri vpetju v temelj in vpetju v prekladno konstrukcijo.

Preglednica 15: Obremenitve stebrov v močnejši osi za ciljni pomik zaradi parabolične porazdelitve inercialnih sil

Table 15: Pier forces in stronger axis for the target displacement for parabolic distribution of lateral load

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1438	227	1003
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1438	227	585
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1725	319	1328
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1725	319	906

$$M_{dt,zun,spodaj} = 1003 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,zun,zgoraj} = 585 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,spodaj} = 1328 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,zgoraj} = 906 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

Iz obremenitev stebrov lahko vidimo, da so zelo podobne tako tistim iz enakomerne porazdelitve inercialnih sil kot tudi tistim iz porazdelitve proporcionalne 1. nihajni obliki, iz česar smo ugotovili, da v obravnavanem primeru razporeditev sil nima velikega vpliva na končne rezultate.

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0007 < \theta_y = 0,0065$$

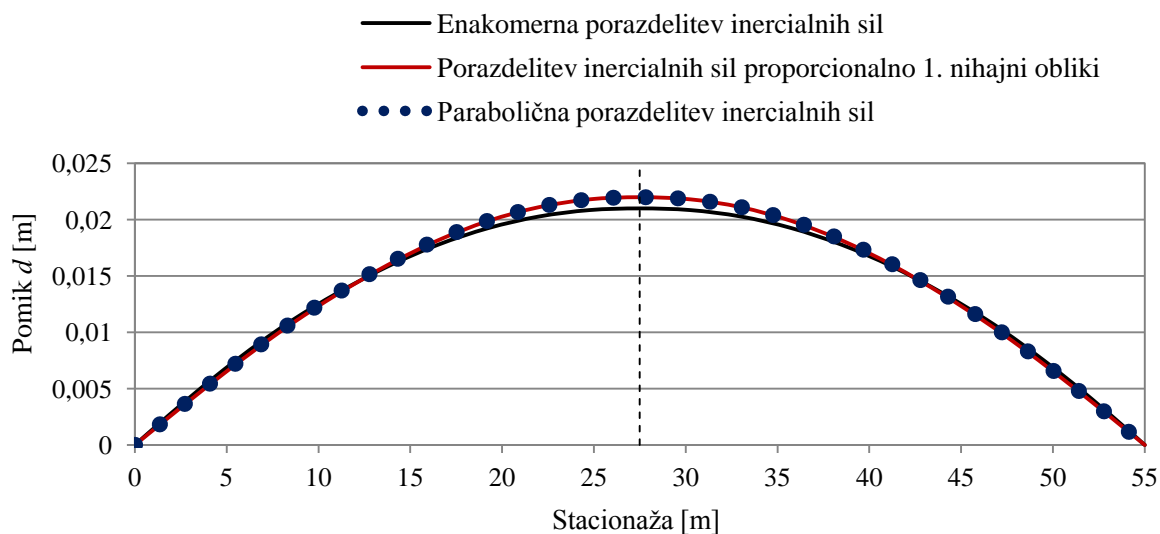
$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0 < \theta_y = 0,0026$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0016 < \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0002 < \theta_y = 0,0026$$

Iz obremenitev tako zunanjih kot notranjih stebrov in pripadajočih rotacij izračunanih iz ciljnega pomika lahko vidimo, da so te veliko manjše od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se armatura pri ciljnem pomiku kot maksimalno pričakovanem pomiku ne plastificira in se tako

nahajamo v elastičnem območju. Iz izračuna sledi, da do porušitve pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25 \text{ g}$ ) ne bi prišlo, če bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8.



Slika 45: Deformacijske oblike prekladne konstrukcije pri ciljnem pomiku

Figure 45: Deck deformation for the target displacement

Iz deformacijskih oblik pri ciljnem pomiku za vse tri tipe analiz lahko vidimo, da so si zelo podobne, z manjšo razliko v območju maksimalnega pomika v kontrolni točki. Tako smo ugotovili, da porazdelitev inercialnih sil nima v obravnavanem primeru praktično nobenega vpliva na končne globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema.

## DEL II: PROJEKTIRANJE PREMOSTITVENE KONSTRUKCIJE, KI V PREČNI SMERI NI PODPRTA NAD OPORNIKOMA

### 11 OSNOVNI PODATKI O KONSTRUKCIJI IN REZULTATI ANALIZE PO EC8

Pri projektiranju premostitvene konstrukcije, ki je bila prečno podprta na mestu opornikov, smo iz nelinearne analize ugotovili, da se bo pri maksimalnem končnem pomiku v prečni smeri še vedno nahajala v elastičnem območju (posledica zelo toge prekladne konstrukcije). Ker v nadaljevanju magistrske naloge sledijo izračuni, katere lahko naredimo le v primeru, da se konstrukcija nahaja v nelinearnem območju tako v vzdolžni kot prečni smeri, smo delno spremenili zasnovo konstrukcije in ponovili izračun. V tem primeru je tako premostitvena konstrukcija prečno nepodprta na mestu opornikov (preprečen je le pomik v vertikalni smeri). Zasnova prekladne konstrukcije in podperne konstrukcije, uporabljeni materiali in krovna plast betona ter vplivi na konstrukcijo (lastna in stalna obtežba, potresna obtežba) ostajajo enaki. Pri računskih modelih konstrukcije smo spremenili le tip podpor na mestu opornikov in ponovili analizo. Ker se zasnova konstrukcije ni veliko spremenila, smo v postopku analiziranja in projektiranja ugotovili določene podobnosti in razlike. V nadaljevanju sledi pregled analize in projektiranja na novo zasnovane konstrukcije ter primerjava s prejšnjo zasnovo.

#### 11.1 Rezultati modalne analize in primerjava

V nadaljevanju podajamo Preglednico 16 z nihajnimi časi in sodelujočimi masami za obe zasnovi konstrukcije tako za prostorski linijski model, kot za model, pri katerem smo uporabili tako lupinaste kot linijske elemente.

Preglednica 16: Primerjava nihajnih časov in sodelujočih efektivnih mas za obe zasnovi konstrukcije

Table 16: Periods and modal participating mass ratio comparison for both designs of the structure

Zasnova konstrukcije	Nihajna oblika (za oba modela)	Nihajni čas		Sodelujoča efektivna masa	
		Linijski model	Linijski in ploskovni model	Linijski model	Linijski in ploskovni model
Podprta na mestu opornikov	1 – Translacijska v vzdolžni smeri X	$T_1 = 0,502 \text{ s}$	$T_1 = 0,515 \text{ s}$	UX = 100 %	UX = 100 %
	2 – Translacijska v prečni smeri Y	$T_2 = 0,228 \text{ s}$	$T_2 = 0,209 \text{ s}$	UY = 81,4 %	UY = 80,8 %
	3 – Translacijska v prečni smeri Y	$T_3 = 0,095 \text{ s}$	$T_3 = 0,075 \text{ s}$	UY = 81,4 %	UY = 80,8 %
Nepodprta na mestu opornikov	1 – Translacijska v vzdolžni smeri X	$T_1 = 0,502 \text{ s}$	$T_1 = 0,515 \text{ s}$	UX = 100 %	UX = 100 %
	2 – Torzijska okoli osi Z	$T_2 = 0,409 \text{ s}$	$T_2 = 0,412 \text{ s}$	RZ = 100 %	RZ = 100 %
	3 – Translacijska v prečni smeri Y	$T_3 = 0,362 \text{ s}$	$T_3 = 0,363 \text{ s}$	UY = 100 %	UY = 100 %

Iz primerjalne preglednice lahko vidimo, da sta glavni razliki med zasnovama konstrukcije druga in tretja nihajna oblika. Druga nihajna oblika je tako sedaj torzijska in ima tudi približno dvakrat daljši nihajni čas kot pri prvotni zasnovi. Sedaj je tretja nihajna oblika translacijska v prečni smeri Y in tudi tu se nihajni čas zelo podaljša. Vidimo lahko tudi, da z razliko od prvotne zasnove tu v vseh treh nihajnih oblikah sodeluje vseh 100 % mase. Razlika med linijskim modelom in modelom kjer smo uporabili tako linijske kot lupinaste elemente je za novo zasnovano, kjer je most nepodprt na mestu opornikov, zanemarljiva (praktično enaki nihajni časi in sodelujoča efektivna masa). Zato smo v nadaljevanju enako kot pri prvotni zasnovi tudi tu za dimenzioniranje elementov uporabili prostorski linijski model.

## 11.2 Dimenzioniranje podporne konstrukcije

Dimenzioniranje podporne konstrukcije je bilo tudi pri spremenjeni zasnovi izvedeno po enakem postopku kot pri prvotni zasnovi. Najprej smo določili obremenitve v stebrih za izračun obtežnih kombinacij za potresna projektna stanja. Notranje statične količine smo kombinirali na dvoosni upogib tako, da smo uporabili 100 % momenta potresa v eni smeri in 30 % momenta v drugi smeri.

Ker je bilo to za nadaljevanje analize bolj preprosto, smo se odločili, da bomo preverili ali v tem primeru tudi ustreza enaka armatura, ki je bila izračunana pri prvotni zasnovi. Glavna razlika se je pojavila pri velikosti momentov v močnejši osi stebrov pri delovanju potresne obtežbe v prečni smeri mostu. V zunanjih stebrih so bili momenti večji približno 3x tako pri vpetju v temelj kot pri vpetju v prekladno konstrukcije. Pri vpetju v temelj je tako za zunanji steber znašala vrednost momenta  $M_{močna\ os} = \pm 426\text{ kNm} \rightarrow \pm 1447\text{ kNm}$  in pri vpetju v prekladno konstrukcijo  $M_{močna\ os} = \pm 176\text{ kNm} \rightarrow \pm 634\text{ kNm}$ . Podobno je veljalo tudi za notranje stebre le, da so bili momenti večji za približno 2x. Pri vpetju v temelj je tako za notranji steber znašala vrednost momenta  $M_{močna\ os} = \pm 724\text{ kNm} \rightarrow \pm 1354\text{ kNm}$  in pri vpetju v prekladno konstrukcijo  $M_{močna\ os} = \pm 317\text{ kNm} \rightarrow \pm 549\text{ kNm}$ . Osne sile  $N$  za stalno obtežbo in momenti v šibkejši osi stebrov  $M_{šibka\ os}$  pri delovanju potresne obtežbe v vzdolžni smeri so ostali praktično enaki.

Pred dimenzioniranjem zunanjega in notranjega stebra na osno-upogibno obremenitev smo naredili tudi kombinacije obremenitev. Tudi v tem primeru smo za dimenzioniranje stebrov uporabili program DIAS-P (UL FGG, IKPIR, 1999), s katerim lahko poleg ustreznega dimenzioniranja armature tudi izračunamo upogibne nosilnosti prečnih prerezov za obe smeri, ki jih potrebujemo v nadaljevanju za izračun strižne armature z metodo načrtovanja nosilnosti.

Pri dimenzioniranju s programom smo ugotovili, da izbrana vzdolžna armatura iz prvotne zasnove ustreza tudi obremenitvam stebrov za konstrukcijo, ki ni podprta v prečni smeri na mestu opornikov.

To je posledica velike dodatne nosilnosti stebrov v močnejši osi pri dimenzioniranju. Kljub temu, da so se obremenitve v močnejši osi povečale, smo še vedno ostali znotraj interakcijskega diagrama in tako lahko tudi v tem primeru uporabimo enak tip vzdolžne armature. Tako smo za zunanje in notranje stebre izbrali vzdolžno armaturo 20Φ22.

Pri dimenzioniranju zunanjega in notranjega stebra na strižno obremenitev gre za dimenzioniranje po principu metode načrtovanja nosilnosti. Ker smo uporabili v tem primeru enako vzdolžno armaturo, to pomeni, da so enake tudi dejanske upogibne nosilnosti  $M_{Rd}$ , tako za šibko kot močno osi zunanjega in notranjega stebra. Preveriti moramo ali lahko tudi izračunana strižna armatura zadosti vsem pogojem dimenzioniranja po EC8. To bomo naredili tako, da bomo najprej izračunali največjo prečno silo  $V_c$ , ki se lahko pojavi v stebrih (navzgor je omejena z  $q \cdot V_{rač}$ ) in preverili ali je manjša od maksimalne prečne sile, ki jo lahko prenese ustrezno izbrana strižna armatura v obeh smereh.

Zunanji steber:

$$V_{c,šibka\ os} = \min \left\{ \frac{1445\text{ kNm} + 1418\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 409\text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1044\text{ kNm} + 965\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 1005\text{ kN} \right\} = 409\text{ kN}$$

$$V_{c,moč.os} = \min \left\{ \frac{3078\text{ kNm} + 3024\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 872\text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1447\text{ kNm} + 634\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 1041\text{ kN} \right\} = 872\text{ kN}$$

Notranji steber:

$$V_{c,šibka\ os} = \min \left\{ \frac{1485\text{ kNm} + 1458\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 420\text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1063\text{ kNm} + 999\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 1031\text{ kN} \right\} = 420\text{ kN}$$

$$V_{c,moč.os} = \min \left\{ \frac{3146\text{ kNm} + 3092\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 891\text{ kN}; 3,5 \cdot \frac{1354\text{ kNm} + 549\text{ kNm}}{7,0\text{ m}} = 952\text{ kN} \right\} = 891\text{ kN}$$

Tako v zunanjem kot notranjem stebri smo v šibki osi izbrali 6-strižno stremensko armaturo Φ12/15 cm in v močni osi 4-strižno stremensko armaturo Φ12/15 cm.

Zunanji steber:

$$V_{wd,šibka\ os} = 941\text{ kN} > V_{c,šibka\ os} = 409\text{ kN}$$

$$V_{wd,močna\ os} = 1115\text{ kN} > V_{c,moč.os} = 872\text{ kN}$$

Notranji steber:

$$V_{wd,šibka\ os} = 941\text{ kN} > V_{c,šibka\ os} = 420\text{ kN}$$

$$V_{wd,močna\ os} = 1115\text{ kN} > V_{c,moč.os} = 891\text{ kN}$$

Maksimalna prečna sila, ki jo lahko prenese steber, je tako v šibki kot močni osi večja od maksimalne prečne sile, ki se lahko v stebrih pojavi.

Na podlagi izračunov smo ugotovili, da lahko kljub spremenjeni zasnovi konstrukcije uporabimo enak tip armature v zunanjih in notranjih stebrih kot v prvotni zasnovi.

### 11.3 Izračun pomikov

Pomike za konstrukcijo s spremenjeno zasnovo bomo izračunali na enak način kot pri prvotni zasnovi. Ker je sedaj konstrukcija na mestu opornikov v prečni smeri nepodprta, lahko pričakujemo, da bodo pomiki v prečni smeri večji. V vzdolžni smeri pričakujemo, da bo izračunan končni pomik enak.

#### 11.3.1 Vzdolžna smer mostu

Najprej izračunamo pomik  $d_e$  na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{šib,ocena}}$ . Za primerjavo nato enako naredimo tudi za dejansko ukrivljenost na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{šib,dej}}$  iz nelinearne analize, ki smo jo naredili v nadaljevanju.

$$\Psi_{y,\text{šib,ocena}} = 2,1 \cdot \frac{0,00274}{0,532 \text{ m}} = 0,0108 \text{ 1/m} \quad (\Psi_{y,\text{šib,dej}} = 0,0075 \text{ 1/m})$$

$$I_{\text{eff}} = \frac{1,2 \cdot 1485 \text{ kNm}}{0,0108 \text{ 1/m} \cdot 33000000 \text{ kN/m}^2} = 0,005 \text{ m}^4 \quad (I_{\text{eff,dej}} = 0,0072 \text{ m}^4)$$

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{(0,6 \text{ m})^3 \cdot 1,25 \text{ m}}{12} = 0,0225 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_{\text{eff}}}{I} = \frac{0,005 \text{ m}^4}{0,0225 \text{ m}^4} = 0,2222 \quad \left( \frac{I_{\text{eff,dej}}}{I} = 0,32 \right)$$

$$d_{e,\text{ocena}} = 3,17 \text{ cm} \quad (d_{e,\text{dej}} = 2,67 \text{ cm})$$

Nihajni čas pri pomiku na podlagi ocene je  $T_{\text{ocena}} = 1,02 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . Nihajni čas pri pomiku izračunanem iz dejanske ukrivljenosti je  $T_{\text{dej}} = 0,86 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . V obeh primerih se torej nahajamo v območju srednjih in dolgih nihajnih časov in ni potrebno izračunati korekcije faktorja obnašanja za pomike. To pomeni, da velja  $q_d = q = 3,5$ .

$$d_{s,\text{ocena}} = 3,5 \cdot 3,15 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

$$d_{s,\text{dej}} = 3,5 \cdot 2,65 \text{ cm} = 9,3 \text{ cm}$$

Iz izračunanih pomikov vidimo, da v vzdolžni smeri mostu (šibkejši osi stebrov) ukrivljenost na meji tečenja vpliva na končni rezultat (razlika med ocenjeno in dejansko ukrivljenostjo je 30 %). Razlika med obema pomikoma je 15 %. Vidimo lahko tudi, da so izračunani pomiki enaki pri obeh zasnovah mostu in tako sprememba zasnove na obnašanje konstrukcije v vzdolžni smeri nima vpliva.

#### 11.3.2 Prečna smer mostu

Najprej izračunamo pomik  $d_e$  na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{moč,ocena}}$ . Za primerjavo nato enako naredimo tudi za dejansko ukrivljenost na meji tečenja  $\Psi_{y,\text{moč,dej}}$  iz nelinearne analize, ki smo jo naredili v nadaljevanju.



$$\Psi_{y,\text{moč,ocena}} = 2,1 \cdot \frac{0,00274}{1,182 \text{ m}} = 0,0049 \text{ 1/m} \quad (\Psi_{y,\text{moč,dej}} = 0,0039 \text{ 1/m})$$

$$I_{\text{eff}} = \frac{1,2 \cdot 3146 \text{ kNm}}{0,0049 \text{ 1/m} \cdot 33000000 \text{ kN/m}^2} = 0,0235 \text{ m}^4 \quad (I_{\text{eff,dej}} = 0,0293 \text{ m}^4)$$

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{(1,25 \text{ m})^3 \cdot 0,6 \text{ m}}{12} = 0,0977 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_{\text{eff}}}{I} = \frac{0,0235 \text{ m}^4}{0,0977 \text{ m}^4} = 0,241 \quad \left( \frac{I_{\text{eff,dej}}}{I} = 0,299 \right)$$

$$d_{e,\text{ocena}} = 1,89 \text{ cm} \quad (d_{e,\text{dej}} = 1,69 \text{ cm})$$

Nihajni čas pri pomiku na podlagi ocene je  $T_{\text{ocena}} = 0,70 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . Nihajni čas pri pomiku izračunanem iz dejanske ukrivljenosti je  $T_{\text{dej}} = 0,66 \text{ s} > T_C = 0,6 \text{ s}$ . V obeh primerih se torej nahajamo v območju srednjih in dolgih nihajnih časov in ni potrebno izračunati korekcije faktorja obnašanja za pomike. To pomeni, da velja  $q_d = q = 3,5$ .

$$d_{s,\text{ocena}} = 3,5 \cdot 1,89 \text{ cm} = 6,6 \text{ cm}$$

$$d_{s,\text{dej}} = 3,5 \cdot 1,70 \text{ cm} = 6,0 \text{ cm}$$

Iz izračunanih pomikov vidimo, da v prečni smeri mostu (močnejši osi stebrov) ukrivljenost na meji tečenja vpliva na končni rezultat (razlika med ocenjeno in dejansko ukrivljenostjo je 20 %). Razlika med obema pomikoma je 9 %. Vidimo lahko tudi, da je sprememba zasnove oz. sprostitev podpore v prečni smeri na mestu opornikov bistveno vplivala na velikost pomikov. Pomik je na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja za spremenjeno zasnovo enak 6,6 cm, medtem, ko je bil pri prvotni zasnovi pomik enak 2,14 cm. Pri dejanski ukrivljenosti na meji tečenja iz nelinearne analize je pomik pri spremenjeni zasnovi enak 6,0 cm, medtem, ko je bil pri prvotni zasnovi pomik enak 2,07 cm. Na podlagi razlik med pomiki tako lahko izračunamo, da je sedaj pomik v prečni smeri približno 3x večji.

Z nelinearno-statično potisno analizo bomo v nadaljevanju izračunali končni ciljni pomik, ki ga lahko nato primerjamo s pomiki iz linearne analize za vzdolžno in prečno smer.

#### 11.4 Poenostavljena nelinearna analiza z N2 metodo in numerični modeli stebrov

Tudi v tem primeru bomo uporabili poenostavljeno nelinearno analizo z N2 metodo in izvedli analizo potresnega odziva ločeno za vzdolžno in prečno smer mostu. Osnovna nihajna oblika konstrukcije tudi pri spremenjeni zasnovi ni torzijska, efektivne mase so pri vseh prvih treh nihajnih oblikah enake 100 %. Tako lahko rečemo, da nam to dovoljuje uporabo N2 metode za oceno potresnega odziva mostu. Uporabljeni materiali (neobjeti in objeti beton, jeklo), zveze med upogibnim momentom in ukrivljenostjo ter rotacijami in Takedine histerezne zanke za analizo v programu OpenSees (OpenSees, 2015) ostanejo enake, ker smo predhodno preverili in izračunali, da lahko tudi pri mostu, ki na mestu opornikov v prečni smeri ni podprt uporabimo enak tip armature v stebrih.

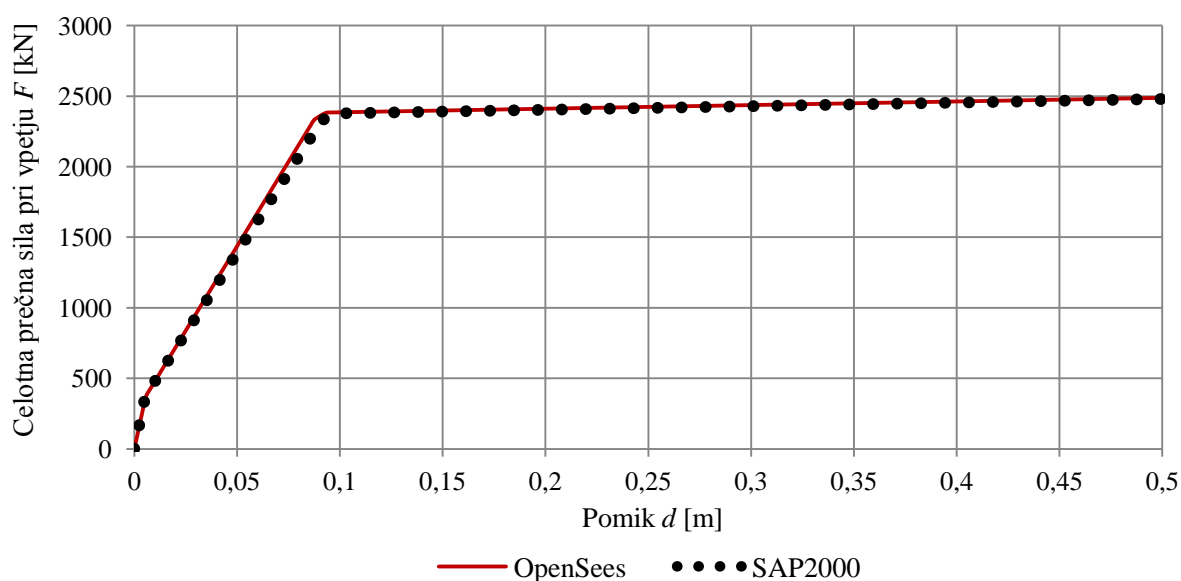
## 12 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU

Nelinearno analizo vzdolžne smeri mostu smo naredili v programu OpenSees (OpenSees, 2015) in programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). S tem smo lahko preverili ujemanje izračuna in primerjali tudi končne rezultate analize. Že pred samo izvedbo analize smo lahko sklepali, da sprostitev v prečni smeri na mestu opornikov ne bo vplivala na končne rezultate nelinearne analize v vzdolžni smeri. Analizo smo tudi v tem primeru izvedli na enak način kot pri prvotni zasnovi in preverili ali se pojavijo kakšne razlike.

Z rezultati analize iz obeh programov in primerjavo med njimi smo dokazali, da sprememba v zasnovi dejansko ni vplivala na končne rezultate. Poleg »pushover« krivulje smo primerjali tudi rezultate modalne analize (nihajni čas in sodelujočo maso).

Nihajni čas konstrukcije modelirane v programu OpenSees je znašal  $T_{1,OpenSees} = 0,706$  s in nihajni čas konstrukcije modelirane v programu SAP2000 je znašal  $T_{1,SAP2000} = 0,703$  s. Razlika med nihajnima časoma je tako minimalna (0,5 %). V obeh primerih je sodelujoča masa kar celotna masa konstrukcije in je tako enaka 100 %. Rezultati modalne analize so tako enaki kot pri prvotni zasnovi.

V vzdolžni smeri mostu se tudi v tem primeru plastični členki pojavijo zaradi enakih lastnosti v vseh šestih stebrih in enakomernem pomiku na vrhu konstrukcije istočasno. Najprej se to zgodi pri vpetju v temelj in kasneje tudi pri vpetju v prekladno konstrukcijo.



Slika 46: Potisna krivulja vzdolžne smeri mostu (spremenjena zasnova mostu)

Figure 46: Pushover curve for the longitudinal direction of the bridge (modified design of the bridge)

Vidimo lahko, da je »pushover« krivulja v obeh programih in za obe zasnovi mostu enaka.

Pri nadaljnjem izračunu je bilo potrebno najprej narediti transformacijo na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem), določiti ciljni pomik in ponoviti analizo ter določiti globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema.

Ker je bila potisna krivulja pri mostu, ki je nepodprt v prečni smeri na mestu opornikov, enaka kot pri prvotni zasnovi so bili končni rezultati analize posledično tudi enaki. Ciljni pomik v vzdolžni smeri mostu je tako  $d_t = 10,5$  cm. Za ciljni pomik smo torej ponovili analizo in dobili naslednje obremenitve v stebrih za šibkejšo os.

Preglednica 17: Obremenitve stebrov v šibkejši osi za ciljni pomik (spremenjena zasnova mostu)

Table 17: Pier forces in weaker axis for the target displacement (modified design of the bridge)

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1164	398	1393
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1164	398	1392
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-1279	398	1393
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-1279	398	1392

$$M_{dt,zun\ in\ not,spodaj} = 1393\ kNm > M_y = 1390\ kNm$$

$$M_{dt,zun\ in\ not,zgoraj} = 1392\ kNm > M_y = 1390\ kNm$$

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0106 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0,0095 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0106 > \theta_y = 0,0088$$

$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0098 > \theta_y = 0,0088$$

Iz obremenitev stebrov in pripadajočih rotacij izračunanih iz ciljnega pomika lahko vidimo, da so večje od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se bo armatura plastificirala in se tako nahajamo v neelastičnem območju. Kljub temu iz izračuna sledi, da do porušitve pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25$  g) zelo verjetno ne bi prišlo, če bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8.

Iz analize za vzdolžno smer mostu smo tako ugotovili, da so rezultati za most, ki je na mestu opornikov v prečni smeri podprt enaki kot za most, ki v prečni smeri na mestu opornikov ni podprt.

### 13 NELINEARNA POTISNA (angl. »PUSHOVER«) ANALIZA V PREČNI SMERI MOSTU

Nelinearno analizo prečne smeri mostu smo enako kot vzdolžno smer mostu naredili v programu OpenSees (OpenSees, 2015) in v programu SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). S tem smo lahko preverili ujemanje izračuna in primerjali rezultate analize iz obeh programov.

Podobno kot pri prvotni zasnovi, smo tudi tu izvedli tako analizo z upoštevanjem strižne podajnosti prekladne konstrukcije (0,5) kot tudi analizo pri kateri strižne podajnosti nismo upoštevali (0). Strižno podajnost smo v programih upoštevali s pomočjo razpokanosti prerezov. Ugotovili smo, da je v obeh primerih rezultat nelinearne »pushover« analize enak in smo tako v nadaljevanju uporabili le krivulje, ki smo jih dobili iz analize, kjer je bila upoštevana strižna podajnost.

Najprej bomo primerjali rezultate modalne analize iz obeh programov (nihajni čas in sodelujočo maso) za obe zasnovi konstrukcije.

Nihajni čas konstrukcije katera na mestu opornikov ni podprta v prečni smeri je v programu OpenSees znašal  $T_{2,OpenSees} = 0,563$  s in v programu SAP2000 je znašal  $T_{2,SAP2000} = 0,567$  s. Razlika med nihajnima časoma je tako minimalna (0,7 %). V obeh programih je sodelujoča masa enaka 100 % celotne mase konstrukcije.

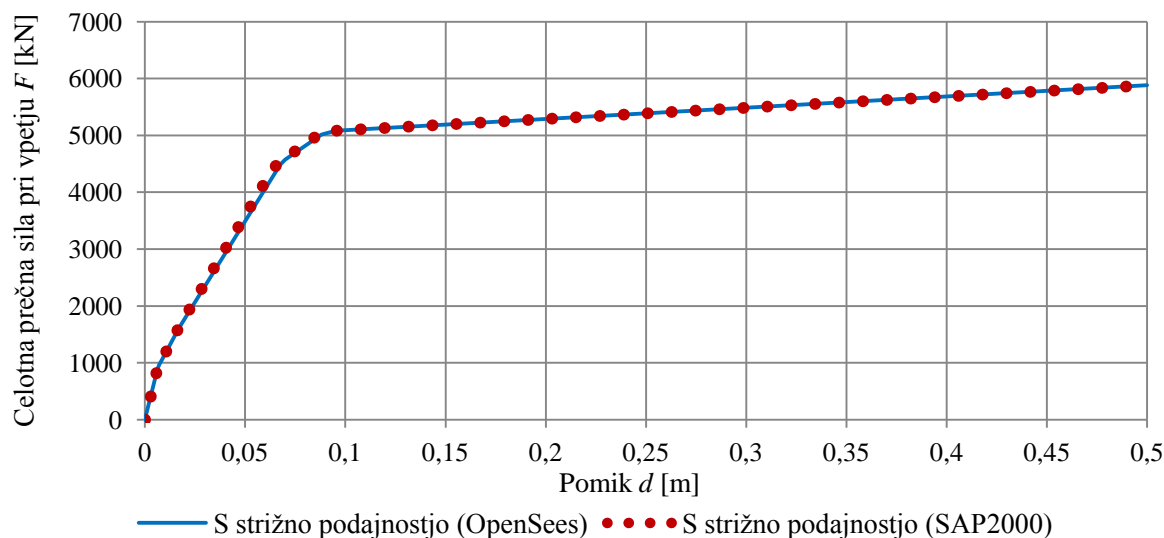
Pri konstrukciji, ki je bila na mestu opornikov podprta v prečni smeri je nihajni čas znašal v programu OpenSees  $T_{2,OpenSees} = 0,289$  s in v programu SAP2000 je znašal  $T_{2,SAP2000} = 0,288$  s. V tem primeru je bila sodelujoča masa 712,8 t oz. 82,7 % celotne mase konstrukcije.

Iz rezultatov modalne analize lahko vidimo, da se je glede na prvotno zasnovo nihajni čas približno 2x daljši. Razlika se pojavi tudi pri sodelujoči masi, ker v tem primeru sodeluje celotna masa konstrukcije.

V nadaljevanju bomo prikazali rezultate analize iz obeh programov in primerjavo med njimi za vse upoštrevane porazdelitve inercialnih sil. Istočasno bomo primerjali tudi rezultate spremenjene zasnove s prvotno zasnovo in tako pokazali zaradi česa se pojavijo tako velike razlike v nelinearni analizi. Kot smo že omenili so končni izračuni narejeni za konstrukcijo pri kateri smo upoštevali strižno podajnost prekladne konstrukcije s pomočjo razpokanosti prerezov (0,5).

Preverili bomo tudi ali v obravnavanem primeru tip porazdelitve inercialnih sil vpliva na končne rezultate nelinearne analize. Tako bomo primerjali rezultate enakomerne in parabolične porazdelitve inercialnih sil.

### 13.1 Enakomerna porazdelitev inercialnih sil



Slika 47: Potisna krivulja za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)  
Figure 47: Pushover curve for the uniform distribution of the lateral load (modified design of the bridge)

#### 13.1.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Z naslednjima enačbama izračunamo maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  in transformacijski faktor  $\Gamma$  za pretvorbo med sistemoma:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 861,3 \text{ t}$$

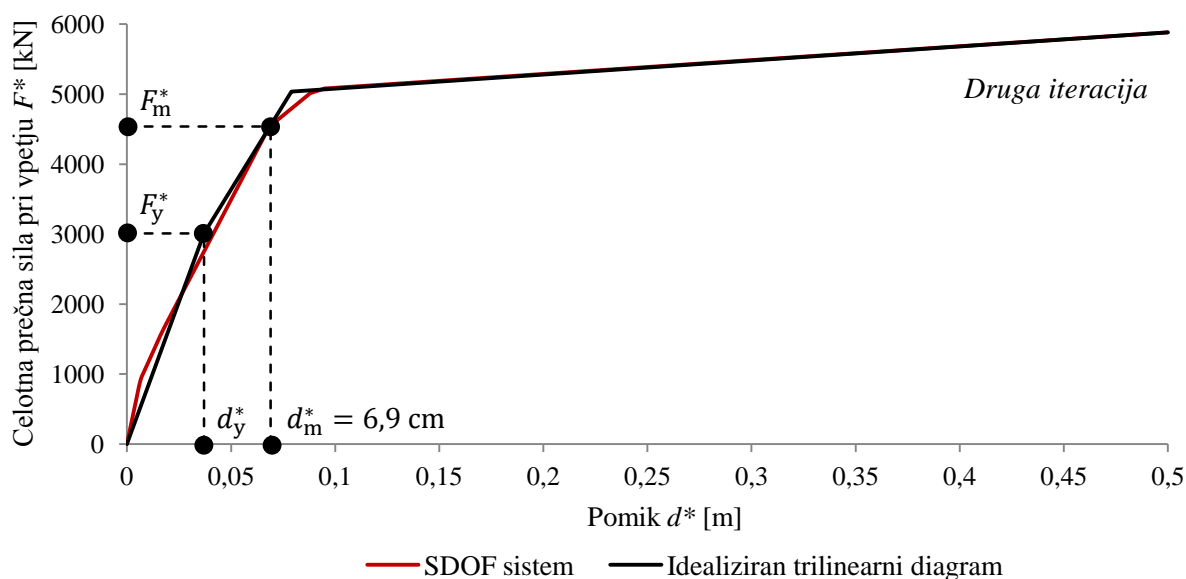
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{861,3 \text{ t}}{861,3 \text{ t}} = 1$$

Ker imamo tu enakomerno porazdelitev inercialnih sil je torej  $\Phi_i = 1$  in je masa ekvivalentnega SDOF sistema kar enaka masi MDOF sistema. Tako je tudi transformacijski faktor med sistemoma  $\Gamma = 1$ .

#### 13.1.2 Določitev ciljnega pomika

Najprej je potrebno idealizirati odnos med silo  $F^*$  in pomikom  $d^*$ . V obravnavanem primeru smo odnos pretvorili v trilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje z utrditvijo. Ker je končni rezultat odvisen od izbire začetne ekvivalentne elastične togosti EC8 predlaga, da sta plosčini pod originalnem in idealiziranim odnosom med silo in pomikom enaki.

Za izračun ciljnega pomika smo uporabili neobvezen iteracijski postopek, ki ga dopušča EC8, kjer pri določitvi idealizacije trilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunanega v prejšnjem koraku. Zadostno točnost ciljnega pomika smo izračunali v drugem iteracijskem koraku.



Slika 48: Potisna krivulja in idealiziran trilinearni odnos za enakomerno porazdelitev inercialnih sil  
 Figure 48: Pushover curve and idealized trilinear relationship for the uniform distribution of the lateral load

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{861,3 \text{ t} \cdot 0,037 \text{ m}}{3010 \text{ kN}}} = 0,65 \text{ s}$$

Pri tem sta  $F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{3010 \text{ kN}}{1} = 3010 \text{ kN}$  nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,037 \text{ m}}{1} = 0,037 \text{ m} = 3,7 \text{ cm}$  pomik na meji tečenja (za konstrukcijo kjer smo upoštevali strižno podajnost).

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,60 \text{ s}}{0,65 \text{ s}} = 6,51 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 6,51 \text{ m/s}^2 \cdot \left(\frac{0,65 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,069 \text{ m} = 6,9 \text{ cm}$$

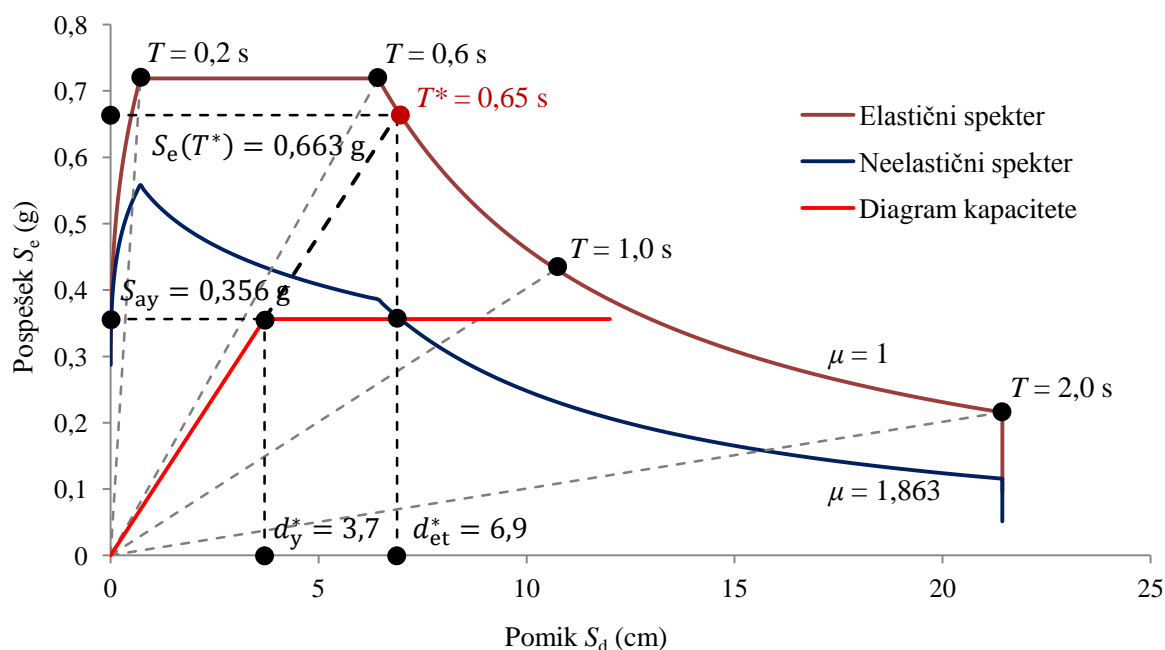
$$d_{et}^* = 6,9 \text{ cm} = d_m^* = 6,9 \text{ cm} \rightarrow \text{druga iteracija je zadosti natančna}$$

Ker velja, da je  $T^* = 0,65 \text{ s} > T_c = 0,6 \text{ s}$  to pomeni, da se nahajamo v območju srednjih in dolgih nihajnih časov. To pomeni, da velja  $d_t^* = d_{et}^* = 6,9 \text{ cm}$ .

Sedaj lahko grafično prikažemo tudi potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema. Na enakem diagramu lahko prikažemo spekter pospeškov in spekter pomikov in uporabimo tako imenovan AD format (pospešek-pomik). V tem formatu radialne linije iz izhodišča koordinatnega sistema predstavljajo vrednosti nihajnih časov.

Z elastičnim spektrom  $S_e(T^*)$  predstavimo zahtevo potresa, ki bi ga morala konstrukcija prenesti, da bi ostala med potresom v elastičnem območju. Pospešek na meji tečenja  $S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{3010 \text{ kN}}{861,3 \text{ t}} = 3,49 \text{ m/s}^2$  predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor  $R_\mu$  je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema. Ker je v obravnavanem primeru  $T^* \geq T_C$ , velja pravilo o enakosti pomikov in je tako zahtevana duktilnost  $\mu$  enaka redukcijskemu faktorju (velja  $\mu = R_\mu$ ).

$$\mu = R_\mu = \frac{S_e(T^*)}{S_{ay}} = \frac{6,51 \text{ m/s}^2}{3,49 \text{ m/s}^2} = 1,863$$



Slika 49: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za enakomerno porazdelitev inercialnih sil  
 Figure 49: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram for uniform distribution of the lateral load

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1 \cdot 6,9 \text{ cm} = 6,9 \text{ cm}$$

Ciljni pomik v prečni smeri mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil je tako  $d_t = 6,9 \text{ cm}$ .

### 13.1.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). Analizo smo ponovili v obeh programih in dobili enake rezultate. V nadaljevanju (glej Preglednico 18) prikazujemo notranje statične količine in rotacije v stebrih pri ciljnem pomiku. Rezultati so podani za zunanje in notranje stebre pri vpetju v temelj (Spodaj) in prekladno konstrukcijo (Zgoraj) za močnejšo os.

Preglednica 18: Obremenitve stebrov zaradi enakomerne porazdelitve inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)

Table 18: Pier forces for the uniform distribution of lateral load (modified design of the bridge)

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-2282	771	2953
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-2282	771	2447
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-2559	746	2953
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-2559	746	2268

$$M_{dt,zun,spodaj} = M_{dt,not,spodaj} = 2953 \text{ kNm} > M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,zun,zgoraj} = 2447 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,zgoraj} = 2268 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

Iz obremenitev stebrov lahko vidimo, da smo ravno na meji tečenja oz. na meji plastifikacije armature. Vidimo lahko tudi, da se plastični členki v stebrih pojavijo pri ciljnem pomiku samo pri vpetju v temelj (Spodaj). Ker so lastnosti vseh stebrov enake se plastični členek pojavi v vseh stebrih spodaj istočasno. V obravnavanem primeru so zaradi nepodprte prečne smeri na mestu opornikov vse pomiki na vrhu stebrov praktično enaki.

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0069 > \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0,0019 < \theta_y = 0,0026$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0065 = \theta_y = 0,0065$$

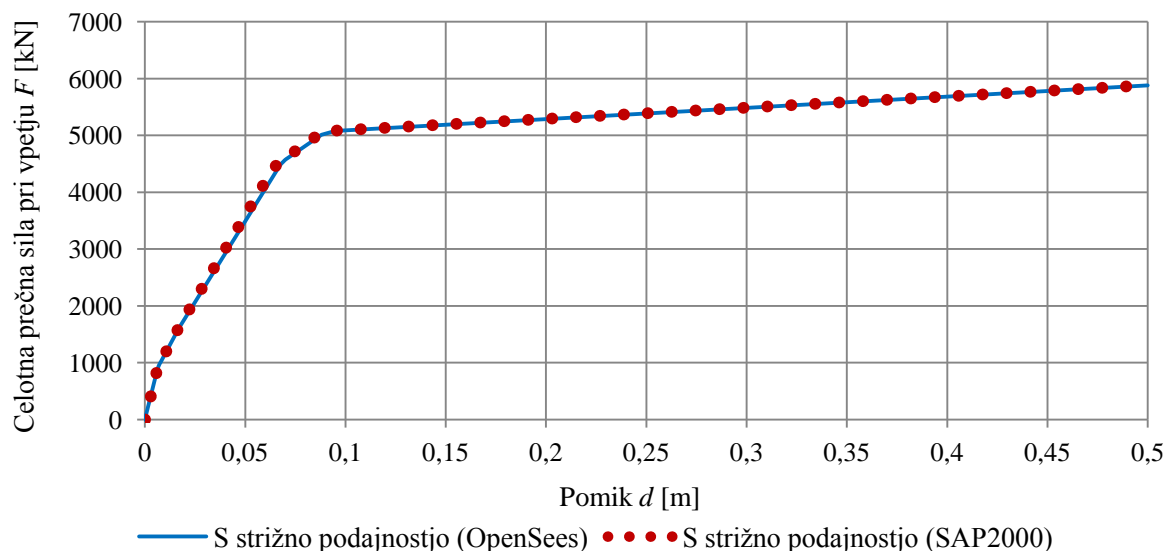
$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0017 < \theta_y = 0,0026$$

Iz rotacij pri ciljnem pomiku vidimo, da so pri vpetju v temelj (Spodaj) večje od rotacij na meji tečenja. Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) so rotacije pri ciljnem pomiku manjše od rotacij na meji tečenja. To se ujema tudi z vrednostmi momentov, ker so pri vpetju v temelj večji od momentov na meji tečenja in pri vpetju v prekladno konstrukcijo manjši.

Iz obremenitev in rotacij tako vidimo, da se armatura pri vpetju v temelj za ciljni pomik kot maksimalnem pričakovanjem pomiku plastificira in se tako nahajamo v neelastičnem območju. Do porušitve v primeru, da bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8, pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25 \text{ g}$ ), kljub temu ne bi prišlo.



### 13.2 Parabolična porazdelitev inercialnih sil



Slika 50: Potisna krivulja za parabolično porazdelitev inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)

Figure 50: Pushover curve for the parabolic distribution of the lateral load (modified design of the bridge)

#### 13.2.1 Transformacija na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem)

Z naslednjima enačbama izračunamo maso ekvivalentnega SDOF sistema  $m^*$  in transformacijski faktor  $\Gamma$  za pretvorbo med sistemoma:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 578,5 \text{ t}$$

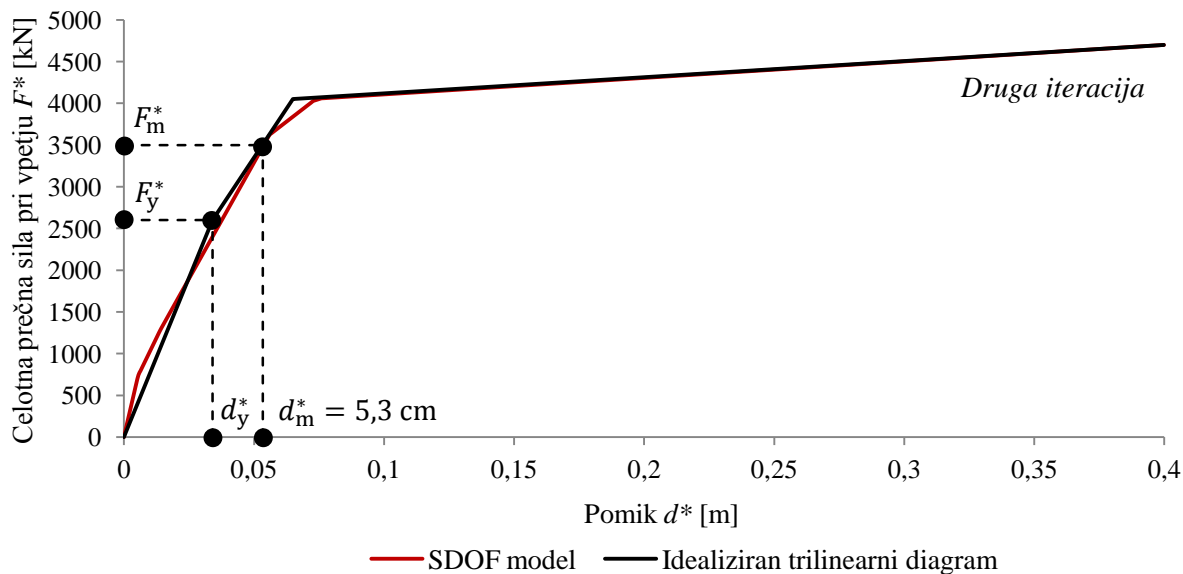
$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{578,5 \text{ t}}{462,6 \text{ t}} = 1,251$$

Ker gre tu za parabolično porazdelitev inercialnih sil je  $\Phi_i = 1$  le v kontrolni točki kjer je pomik največji, na ostalih mestih kjer se nahaja masa je  $\Phi_i < 1$ . Masa ekvivalentnega SDOF sistema je tako manjša od mase MDOF sistema in znaša približno 67 % celotne mase. Posledično je tudi transformacijski faktor  $\Gamma \neq 1$  in  $F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$  ter  $d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$ .

#### 13.2.2 Določitev ciljnega pomika

Najprej je potrebno idealizirati odnos med silo  $F^*$  in pomikom  $d^*$ . V obravnavanem primeru smo odnos pretvorili v trilinearno obliko, kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje z utrditvijo. Ker je končni rezultat odvisen od izbire začetne ekvivalentne elastične togosti EC8 predlaga, da sta plosčini pod originalnem in idealiziranim odnosom med silo in pomikom enaki.

Za izračun ciljnega pomika smo uporabili neobvezen iteracijski postopek, ki ga dopušča EC8, kjer pri določitvi idealizacije trilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunanega v prejšnjem koraku. Zadostno točnost ciljnega pomika smo izračunali v drugem iteracijskem koraku.



Slika 51: Potisna krivulja in idealiziran trilinearni odnos za parabolično porazdelitev inercialnih sil

Figure 51: Pushover curve and idealized trilinear relationship for the parabolic distribution of the lateral load

Nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega SDOF sistema izračunamo z naslednjo enačbo:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{578,5 \text{ t} \cdot 0,034 \text{ m}}{2600 \text{ kN}}} = 0,55 \text{ s}$$

Pri tem sta  $F_y^* = \frac{F_y}{R} = \frac{3253 \text{ kN}}{1,251} = 2600 \text{ kN}$  nosilnost na meji tečenja in  $d_y^* = \frac{d_y}{R} = \frac{0,043 \text{ m}}{1,251} = 0,034 \text{ m} = 3,4 \text{ cm}$  pomik na meji tečenja (za konstrukcijo kjer smo upoštevali strižno podajnost).

Za določitev ciljnega pomika konstrukcije z nihajnim časom  $T^*$  in neomejenim elastičnim obnašanjem uporabimo naslednjo enačbo:

$$S_e(T^*) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T^*} = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot 2,5 = 7,05 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 7,05 \text{ m/s}^2 \cdot \left(\frac{0,55 \text{ s}}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,053 \text{ m} = 5,3 \text{ cm}$$

$$d_{et}^* = 5,3 \text{ cm} = d_m^* = 5,3 \text{ cm} \rightarrow \text{druga iteracija je zadosti natančna}$$

Ker je v tem primeru  $T^* = 0,55 \text{ s} < T_c = 0,6 \text{ s}$  to pomeni, da se nahajamo v območju kratkih nihajnih časov. Poleg tega gre tu za neelastično obnašanje konstrukcije saj velja:

$$\frac{F_y^*}{m^*} = \frac{2600 \text{ kN}}{578,5 \text{ t}} = 4,49 \text{ m/s}^2 < S_e(T^*) = 7,05 \text{ m/s}^2$$

To pomeni, da moramo za izračun ciljnega pomika ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo uporabiti naslednjo enačbo:

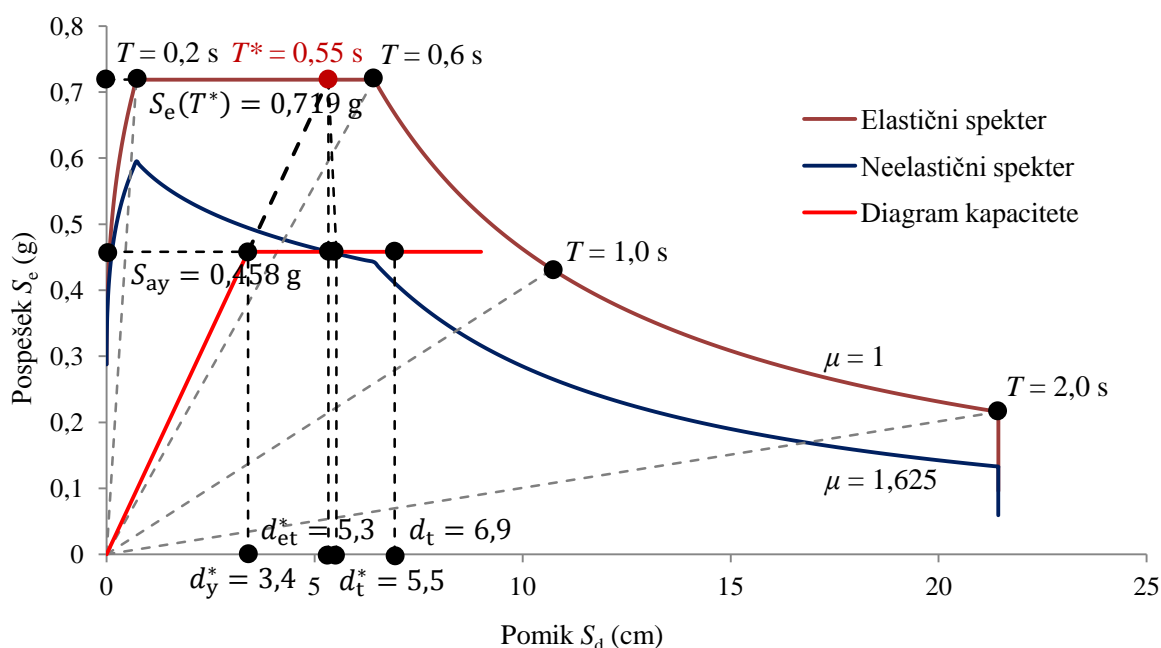
$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right) \geq d_{et}^*$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} = \frac{7,05 \text{ m/s}^2 \cdot 578,5 \text{ t}}{2600 \text{ kN}} = 1,569$$

$$d_t^* = \frac{5,3 \text{ cm}}{1,569} \cdot \left(1 + (1,569 - 1) \cdot \frac{0,6 \text{ s}}{0,55 \text{ s}}\right) = 5,5 \text{ cm} \geq d_{et}^* = 5,3 \text{ cm}$$

Sedaj lahko grafično prikažemo tudi potresno obremenitev ekvivalentnega SDOF sistema. Z elastičnim spektrom  $S_e(T^*)$  predstavimo zahtevo potresa, ki bi ga morala konstrukcija prenesti, da bi ostala med potresom v elastičnem območju. Pospešek na meji tečenja  $S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{2600 \text{ kN}}{578,5 \text{ t}} = 0,458 \text{ g} = 4,49 \text{ m/s}^2$  predstavlja tako zahteve kot kapaciteto neelastične konstrukcije. Redukcijski faktor  $R_\mu$  je definiran kot razmerje med pospeški elastičnega in neelastičnega sistema. Ker je v obravnavanem primeru  $T^* < T_C$ , pravilo o enakosti pomikov ne velja in je tako zahtevana duktilnost  $\mu$  izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\mu = (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} + 1 = \left(\frac{S_e(T^*)}{S_{ay}} - 1\right) \cdot \frac{T_C}{T^*} + 1 = \left(\frac{0,719 \text{ g}}{0,458 \text{ g}} - 1\right) \cdot \frac{0,6 \text{ s}}{0,55 \text{ s}} + 1 = 1,625$$



Slika 52: Elastični in neelastični spekter ter diagram kapacitete za parabolično porazdelitev inercialnih sil  
Figure 52: Elastic and inelastic demand spectra versus capacity diagram for parabolic distribution of the lateral load

Z naslednjo enačbo določimo ciljni pomik za sistem z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem):

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = \Gamma \cdot d_{et}^* = 1,251 \cdot 5,5 \text{ cm} = 6,9 \text{ cm}$$

Ciljni pomik v prečni smeri mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil je tako  $d_t = 6,9$  cm in je enak ciljnemu pomiku za enakomerno porazdelitev inercialnih sil.

### 13.2.3 Globalne in lokalne obremenitve MDOF sistema

S pomočjo izračunanega ciljnega pomika konstrukcije sedaj ponovimo »pushover« analizo (samo za zadnji korak) in iz rezultatov analize dobimo lokalne obremenitve v elementih (stebrih). Analizo smo ponovili v obeh programih in dobili enake rezultate. V nadaljevanju (glej Preglednico 19) prikazujemo notranje statične količine in rotacije v stebrih pri ciljnem pomiku. Rezultati so podani za zunanje in notranje stebre pri vpetju v temelj (Spodaj) in prekladno konstrukcijo (Zgoraj) za močnejšo os.

Preglednica 19: Obremenitve stebrov zaradi parabolične porazdelitve inercialnih sil (spremenjena zasnova mostu)

Table 19: Pier forces for the parabolic distribution of lateral load (modified design of the bridge)

Steber	Lokacija	$N_{dt}$ [kN]	$V_{dt}$ [kN]	$M_{dt}$ [kNm]
Zunanji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-2255	758	2937
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-2255	758	2369
Notranji steber	Pri vpetju v temelj (Spodaj)	-2548	747	2951
	Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj)	-2548	747	2277

$$M_{dt,zun,spodaj} = 2937 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,spodaj} = 2951 \text{ kNm} = M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,zun,zgoraj} = 2369 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

$$M_{dt,not,zgoraj} = 2277 \text{ kNm} < M_y = 2951 \text{ kNm}$$

Iz obremenitev stebrov lahko vidimo, da smo ravno na meji tečenja oz. na meji plastifikacije armature. Vidimo lahko tudi, da se glede na obremenitve, plastični členki v stebrih pojavijo pri ciljnem pomiku samo pri vpetju v temelj (Spodaj) v notranjih stebrih. Glede na analizo iz obeh programov smo ugotovili, da se plastični členki spodaj pojavijo istočasno. To pomeni, da morajo biti rotacije pri vpetju v temelj (Spodaj) večje od rotacij na meji tečenja.

Končne rotacije pri ciljnem pomiku smo odčitali iz analize v programu SAP2000. V nadaljevanju so podane rotacije in primerjava z izračunano rotacijo na meji tečenja.

$$\theta_{dt,zun,spodaj} = 0,0065 = \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,zun,zgoraj} = 0,0018 < \theta_y = 0,0026$$

$$\theta_{dt,not,spodaj} = 0,0065 = \theta_y = 0,0065$$

$$\theta_{dt,not,zgoraj} = 0,0017 < \theta_y = 0,0026$$

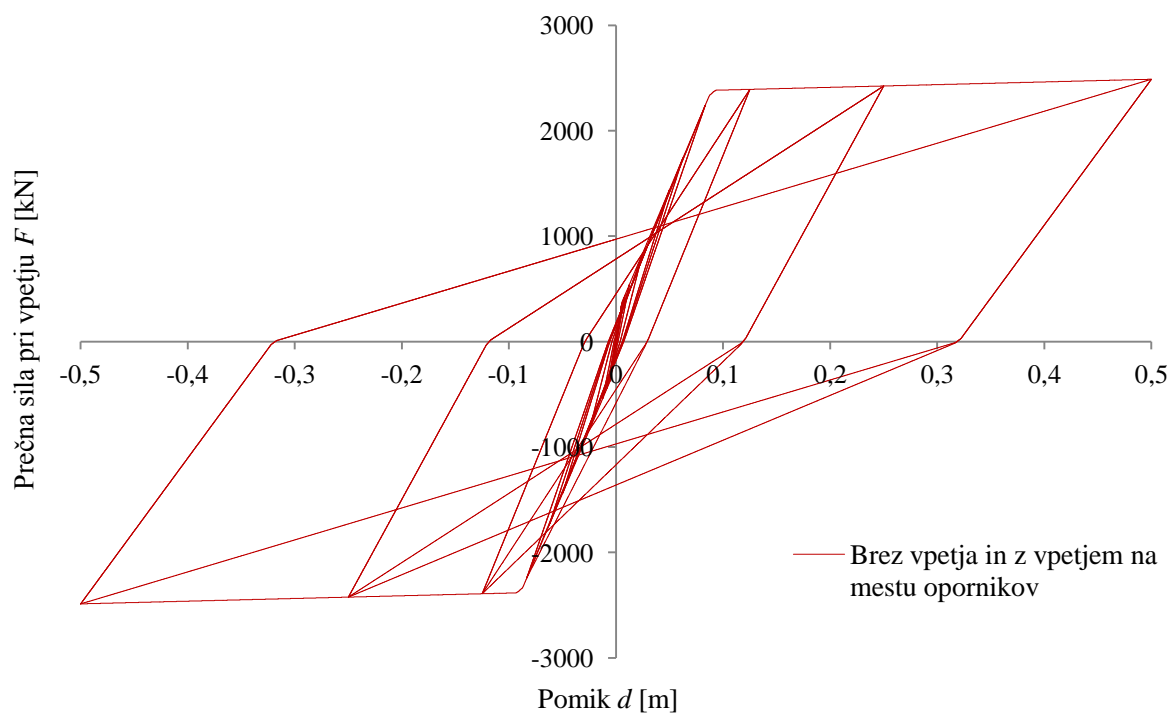
Iz rotacij pri ciljnem pomiku vidimo, da so pri vpetju v temelj (Spodaj) večje od rotacij na meji tečenja. Pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) so rotacije pri ciljnem pomiku manjše od rotacij na meji tečenja.

Iz obremenitev in rotacij tako vidimo, da se armatura pri vpetju v temelj za ciljni pomik kot maksimalnem pričakovanjem pomiku plastificira in se tako nahajamo v neelastičnem območju. Do porušitve v primeru, da bi bili vsi detajli projektirani in izvedeni v skladu z EC8, pri podanem projektnem pospešku ( $a_g = 0,25$  g), kljub temu ne bi prišlo.

## 14 CIKLIČNI ODZIV STEBROV

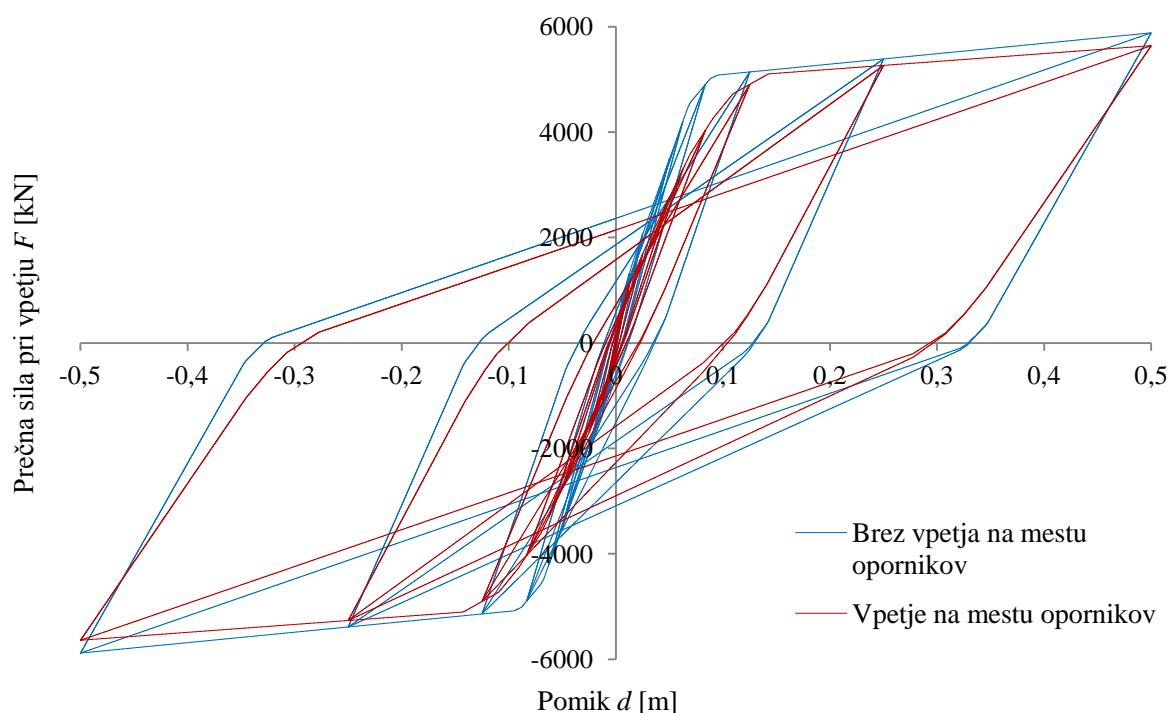
Ciklični odziv stebrov smo v obravnavanem primeru določili s programom OpenSees. Odziv smo določili tako za model kjer je konstrukcija v prečni smeri na mestu opornikov nepodprta, kot tudi za model kjer je konstrukcija podprta v prečni smeri na mestu opornikov. Ciklično obremenjevanje je bilo izvedeno s povečevanjem obtežbe v vzdolžni in prečni smeri. V prečni smeri smo obtežbo povečevali tako z enakomerno porazdelitvijo inercialnih sil kot tudi s parabolično porazdelitvijo inercialnih sil. Za določitev globalnega obnašanja konstrukcije, smo spremljali pomik na sredini konstrukcije  $d$  in prečno silo pri vpetju  $F$  (pri primerjavi smo upoštevali le prečno silo, ki se pojavi v stebrih pri vpetju v temelj). Za določitev lokalnega obnašanja, smo spremljali upogibne momente  $M$  in rotacije  $\theta$ , ki se pojavijo v stebrih pri vpetju v temelj (Spodaj) in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj). V obravnavanem primeru je bilo ciklično obremenjevanje zaključeno, ko je bil dosežen vnaprej predpisan maksimalni pomik konstrukcije  $d = 0,5$  m.

V nadaljevanju so podane slike (glej Slike 53, 54 in 55) za primerjavo globalnega obnašanja konstrukcije, ki je na mestu opornikov prečno podprta in konstrukcije, ki na mestu opornikov v prečni smeri ni podprta. V programu OpenSees porušitev konstrukcije oziroma zmanjševanje nosilnosti stebrov nismo definirali. Grafe za določitev lokalnega obnašanja konstrukcije (v stebrih pri vpetju v temelj in prekladno konstrukcijo) smo podali v Prilogi A.



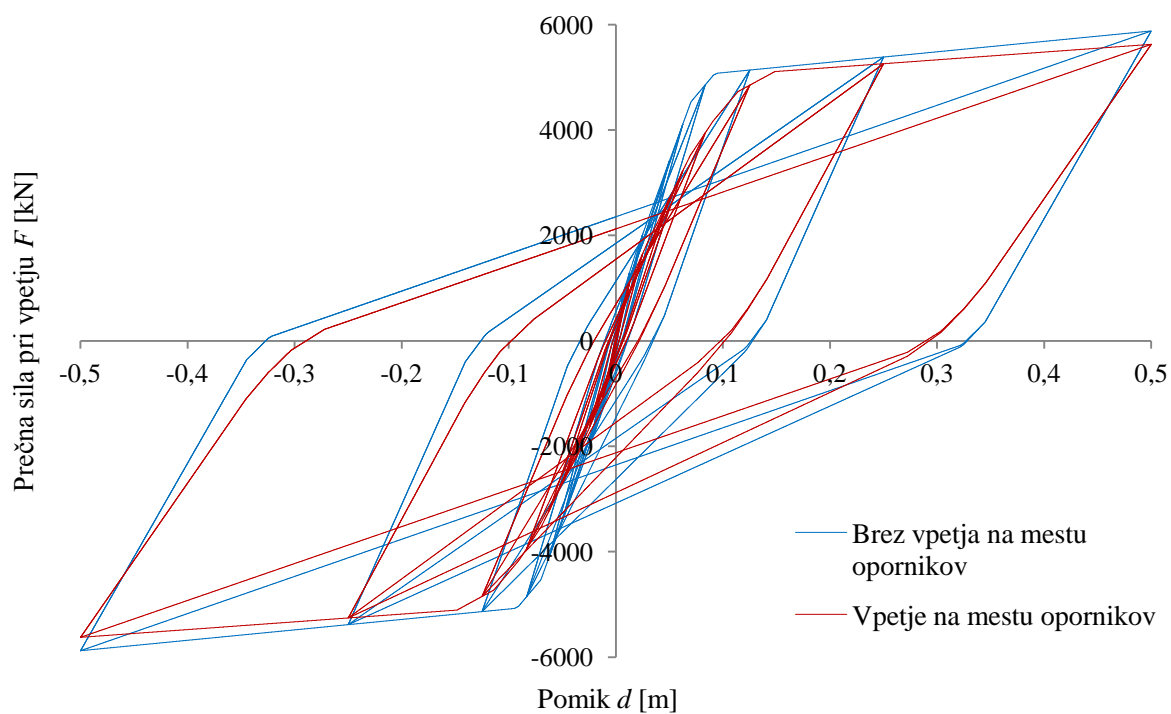
Slika 53: Odnos med pomikom  $d$  in prečno silo pri vpetju  $F$  za vzdolžno smer mostu

Figure 53: Relationship between top displacement  $d$  and base shear  $F$  for the longitudinal direction of the bridge



Slika 54: Odnos med pomikom  $d$  in prečno silo pri vpetju  $F$  za prečno smer mostu (enakomerna porazdelitev inercialnih sil)

Figure 54: Relation between top displacement  $d$  and base shear  $F$  for the transverse direction of the bridge (uniform distribution of the lateral load)



Slika 55: Odnos med pomikom  $d$  in prečno silo pri vpetju  $F$  za prečno smer mostu (parabolična porazdelitev inercialnih sil)

Figure 55: Relation between top displacement  $d$  and base shear  $F$  for the transverse direction of the bridge (parabolic distribution of the lateral load)

## 15 PROJEKTIRANJE NA CILJNO POTRESNO TVEGANJE

Pri potresnoodpornem projektiranju po standardu Evrokod 8 je predpostavljeno, da je zahteva po neporušitvi konstrukcije izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti. To pomeni, da standard ne predvideva eksplicitne kontrole potresnega tveganja v smislu dokazovanja verjetnosti za prekoračitev izbranega mejnega stanja. Ključna pomanjkljivost takšnega načina projektiranja je predvsem pomanjkljiva informiranost o tveganjih za izgube zaradi potresov, ki jih pričakujemo v prihodnosti. To pomanjkljivost lahko odpravimo z uvedbo ciljnega potresnega tveganja pred začetkom projektiranja in izračunom potresnega tveganja v fazi projektiranja, s čimer eksplicitno dokazujemo želeno varnost konstrukcije. V osnovi je tako projektiranje konstrukcij iterativno, ker je potrebno konstrukcijo v splošnem večkrat prilagoditi, da lahko dosežemo ciljno potresno tveganje z zadovoljivo stopnjo izkoriščenosti. Tak postopek trenutno še ni uporaben za vse vrste konstrukcij in je hkrati lahko tudi izjemno zapleten, ker zahteva simulacijo potresnega odziva konstrukcij z uporabo nelinearnih metod analize (Lazar Sinković, 2015).

V obravnavanem primeru smo podporno konstrukcijo projektirali s smernicami standarda EC8/2 in ustreznost projektiranja preverili s pomočjo statične nelinearne analize. Kljub temu ni mogoče informirati investitorja o verjetnosti za določene poškodbe na konstrukciji. Zato smo v okviru magistrske naloge s pomočjo vnaprej izbranega ciljnega potresnega tveganja preverili ali je zahteva po neporušitvi konstrukcije izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti. Varnost konstrukcije je bila preverjena z metodo 3R (Dolšek in Brozovič, 2015) in poenostavljeno oceno potresnega tveganja, pri čemer so bili mejni pospeški in pripadajoča standardna deviacija določeni na osnovi inkrementalne dinamične analize IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002).

Ciljno potresno tveganje lahko določimo z različnimi količinami, na primer s tveganjem prekoračitve mejnih stanj, z verjetnostjo danih izgub v določenem časovnem obdobju, s pričakovanimi letnimi izgubami in podobno. V magistrski nalogi smo se omejili na tveganje, ki je izraženo s ciljno vrednostjo porušitve za izbran časovni interval.

Sprejemljivo verjetnost porušitve je trenutno težko objektivno določiti. Obstoječa regulativa niti ne navaja uporabnih podatkov o sprejemljivem tveganju za primer potresne obtežbe, vendar obstaja več različnih modelov, na osnovi katerih se lahko oceni precej različne vrednosti ciljne verjetnosti porušitve, kar kaže na to, da je ciljna verjetnost porušitve trenutno še precej subjektivna mera. Vrednosti za ciljno verjetnost mejnega stanja nosilnosti, ki jih predvideva osnovni Evrokod standard v Dodatku B, so zelo nizke in jih v primeru upoštevanja potresnega vpliva, pri običajnih konstrukcijah ni mogoče zagotoviti. Rezultati opravljene ankete o zaznavanju potresne ogroženosti pri strokovnjakih



in nestrokovnjakih so pokazali, da prebivalci Slovenije, tako nestrokovnjaki kot strokovnjaki, v povprečju sprejemajo večjo verjetnost porušitve, če gre za potresno obtežbo (Fajfar in sod. 2014).

Za oceno potresnega tveganja je potrebno določiti odziv konstrukcije. Zanima nas mejna intenziteta, to je intenziteta potresa pri kateri je opazovano mejno stanje doseženo. Običajno se osredotočimo na mejna stanja pri večjih poškodbah, ki so prisotne v plastičnem območju, zaradi česar je potrebno uporabiti nelinearne metode analize. V ta namen je na voljo več različnih metod. Te se v grobem predvsem razlikujejo po njihovi natančnosti in računski zahtevnosti. S stališča potrebe po računskem času je najbolj potratna inkrementalna dinamična analiza IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002), pri kateri konstrukcijo obremenimo pri več nivojih intenzitete za večje število akcelerogramov. Metoda je bila kasneje tudi razširjena z namenom upoštevanja vplivov modelnih negotovosti, ki jih upoštevamo s skupino modelov (Dolšek, 2009). Uporabimo lahko tudi nedavno predlagano 3R metodo (Dolšek in Brozovič, 2015), ki nam pove ali je ciljno tveganje porušitve konstrukcije preseženo ali ne. Metoda je zasnovana tako, da na osnovi ciljnega potresnega tveganja, potresne nevarnosti in predpostavljene logaritemsko normalne porazdelitve intenzitete določimo karakteristično intenziteto, pri kateri določamo odziv konstrukcije za skupino karakterističnih akcelerogramov. Prednost te metode je, da računski čas močno zmanjšamo. Posledično metoda poda manj informacij kot IDA, pri kateri dobimo tudi podatke o odzivu konstrukcije ter pospešek pri izbranem mejnem stanju za posamezen akcelerogram. Pri iterativnih metodah projektiranja je smiselno uporabljati poenostavljene nelinearne metode. Primer takega postopka je metoda N2 (Fajfar, 2000), ki združi potresno analizo konstrukcije in nelinearno dinamično analizo sistema z eno prostostno stopnjo z uporabo spektrov odziva. IDA analizo na ekvivalentnem modelu konstrukcije z eno prostostno stopnjo lahko uporabimo tudi za konstrukcije, ki pretežno nihajo v prvi nihajni obliki. Metoda je bila nedavno izboljšana z uporabo večjega števila modelov z eno prostostno stopnjo, s katerimi je možno na približen način zajeti vpliv različnih mehanizmov porušitve, ki so posledica slučajnosti potresne obtežbe (Brozovič in Dolšek, 2013).

V okviru magistrske naloge smo za določitev potresnega tveganja uporabili tako metodo 3R kot IDA. V nadaljevanju sledi opis obeh metod in izračun tveganja za vzdolžno in prečno smer mostu.

### **15.1 Metoda 3R**

Metoda temelji na nelinearni dinamični analizi z uporabo sedmih karakterističnih akcelerogramov, ki so bili zabeleženi med potresi. Karakteristični akcelerogrami so normirani na t.i. karakteristično vrednost intenzitete potresa, ki je določena iz ciljnega potresnega tveganja. Če je mejno stanje doseženo ali preseženo za manj kot polovico karakterističnih akcelerogramov lahko sprejmemo odločitev, da je objekt potresno varen. S to metodo lahko preverimo tako novo projektirane kot tudi

obstoječe konstrukcije. Karakteristični akceleroگرامi se določijo z uporabo potisne analize in dinamične analize za ekvivalentni model z eno prostostno stopnjo SDOF.

Pomemben del dinamične analize je nepristranska izbira akceleroگرامov. Običajno so le ti izbrani z dvema kriterijema. Prvi kriterij je potresna magnituda in drugi razdalja od epicentra za lokacijo, kjer je zgrajena obravnavana konstrukcija. Izbira akceleroگرامov na podlagi teh dveh kriterijev je okrepljena tudi z ujemanjem spektrov pospeškov. Poleg tega je njihova izbira bolj primerna z uporabo ciljnega spektra, kjer uporabimo metodo pogojnega spektra pospeškov (Baker, 2011), ki sicer zahteva nekoliko več dela, vendar določa manj konservativne potresne zahteve, kot tiste na osnovi spektra enotne potresne nevarnosti.

### 15.1.1 Pogojni spekter pospeškov

Spekter enotne potresne nevarnosti (angl. uniform hazard spectra, UHS) je s fizikalnega stališča neprimeren, če se ga uporabi kot ciljni spekter za izbor akceleroگرامov, ki služijo za nelinearno dinamično analizo. Fizikalno je bolj sprejemljivo, da za ciljni spekter uporabimo pogojni srednji spekter (angl. conditional mean spectrum, CMS) (Baker in Cornell, 2006; Baker 2011) ali pogojni spekter pospeškov (angl. conditional spectrum, CS), ki vsebuje poleg spektra CMS tudi pripadajočo standardno deviacijo spektralnih pospeškov za opis razpršenosti. UHS je konservativna ocena spektra odziva za posamezen akceleroگرام. Razlog za to je, da vsaki spektralni vrednosti ustreza enaka srednja letna frekvenca prekoračitve. To pomeni, da so spektralne vrednosti spektra UHS posledica različnih izvorov potresov, ki se ne pojavijo istočasno. Spekter CMS nam omogoča izbor akceleroگرامov v skladu s potresno nevarnostjo. Izračunan je s pomočjo pogojnih spektralnih pospeškov pri vseh nihajnih časih glede na ciljno vrednost spektralnega pospeška pri izbranem nihajnem času  $S_a(T^*)$ . S spektrom CMS tako določimo najbolj verjeten spekter pospeškov pri pogoju, da ima spektralni pospešek pri izbranem nihajnem času  $T^*$  vrednost  $S_a(T^*)$  (Brozovič, 2013).

Oblika pogojnega spektra je odvisna od izbranega nihajnega časa  $T^*$ . Običajno za  $T^*$  izberemo osnovni nihajni čas konstrukcije, saj ima v primeru določanja maksimalnih pomikov konstrukcij navadno prevladujoč vpliv prva nihajna oblika oz. osnovni plastični mehanizem, ki se ob tem tvori. Ker je za določanje drugih parametrov potresnega odziva lahko pomembno tudi vzbujanje v višjih nihajnih oblikah, tako izbiramo več skupin akceleroگرامov glede na različne  $T^*$  in upoštevamo merodajne rezultate za vsak parameter potresnega odziva posebej z uporabo ovojnice rezultatov. Iz analiz se je izkazalo, da ima v primeru določanja potresnega tveganja izbira nihajnega časa  $T^*$  relativno majhen vpliv na rezultate, če so uporabljeni akceleroگرامi izbrani v skladu s potresno nevarnostjo (Brozovič, 2013).

Če izberemo akcelerogramе v skladu s pogojnim spektrom pri različnih nivojih potresne intenzitete, je porazdelitev pripadajočih spektrov odziva konsistentna s krivuljo potresne nevarnosti pri vseh nihajnih časih neodvisno od tega, kateri nihajni čas  $T^*$  izberemo, glede na katerega se določa oblika pogojnega spektra (Lin, 2012; Brozovič, 2013).

V primeru uporabe elastičnega modela z eno prostostno stopnjo, ki ima nihajni čas  $T^*$ , bodo rezultati potresnega odziva enaki ne glede na to ali uporabimo spekter UHS ali CS. Enakost rezultatov je posledica enake vrednosti spektralnega pospeška  $S_a(T^*)$  v obeh spektrih. V primeru obravnave duktilnih konstrukcij, ki so občutljive na vplive višjih nihajnih oblik, je oblika spektra, ki pripada izbrani vrednosti  $S_a(T^*)$  zelo pomembna. Upoštevanje primerne oblike ciljnega spektra je predvsem pomembno v območju intenzitet, ki določajo porušitev konstrukcije. Kapaciteta intenzitete porušitve konstrukcij je v primeru uporabe konservativnega spektra UHS nižja kot v primeru uporabe primernejše oblike ciljnega spektra odziva, ki jo določa spekter CS (Baker in Cornell, 2006; Brozovič, 2013).

### 15.1.2 Izbira akcelerogramov

Postopek izbora akcelerogramov se lahko izvede za različne ciljne spektre odziva, vendar smo v obravnavanem primeru le tega izvedli na osnovi pogojnega spektra CS, za katerega je bil postopek tudi predlagan (Baker, 2011). Gre za računsko učinkovit postopek glede na srednje vrednosti in varianco ciljnega spektra odziva. To je novejši in s fizikalnega stališča bolj primeren pristop kot, da je izbor akcelerogramov izveden glede na idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti UHS (ta pristop predpisujejo standardi za projektiranje konstrukcij kot npr. SIST EN 1998-1, 2005; ASCE, 2007). Z varianco ciljnega spektra upoštevamo raztros ciljnih spektralnih vrednosti, kar je zelo pomembno pri izbiri akcelerogramov. Na tak način je potresni odziv konstrukcije ocenjen z realnim raztrosom (Brozovič, 2013).

Na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo je bila razvita spletna aplikacija CGMapp (Šebenik Ž., Klinc R., Dolenc M., Brozovič M., Dolšek M., IKPIR, 2015, <http://cgm.smartengineering.si/>), s pomočjo katere smo v obravnavanem primeru izvedli izbor vseh akcelerogramov, kot tudi karakterističnih akcelerogramov. Aplikacija izbor akcelerogramov naredi s predhodno omenjenim postopkom.

### 15.1.3 Definicije

Potresno tveganje konstrukcije lahko z zadostno natančnostjo določimo z uporabo manjšega števila akcelerogramov, ki so previdno izbrani in skalirani glede na eno samo intenziteto. Ti akcelerogrami se imenujejo karakteristični akcelerogrami (angl. characteristic ground motions, CGMs).

Ciljno potresno tveganje (angl. target collapse risk)  $\lambda_t$  je tveganje, ki je za konstrukcijo še sprejemljivo. Izraženo je s srednjo frekvenco porušitve objekta, ki je izražena za dobo enega leta.

Krivulja potresne ranljivosti (angl. target collapse fragility function) je definirana z lognormalno porazdelitveno funkcijo. Pogojena je z vnaprej predpisano standardno deviacijo rušnih intenzitet v logaritamski meri  $\beta_t$ . Mediana ciljnih rušnih intenzitet  $S_{a,t}$  je določena s pomočjo enačbe tveganja.

$S_{a,cp}$  predstavlja približno karakteristično vrednost rušne intenzitete (angl. characteristic value of collapse intensity) s pomočjo katere so postopoma izbrani karakteristični akceleroگرامи CGMs.  $S_{a,cp}$  je določen na osnovi IDA analize, ki je izvedena na modelu z eno prostostno stopnjo SDOF.

$S_{a,ct}$  predstavlja karakteristično ciljno vrednost rušne intenzitete (angl. characteristic value of target collapse intensity) na katero so skalirani vsi akceleroگرامи. Na to intenziteto so normirani vsi karakteristični akceleroگرامи.

V primeru, da varnost konstrukcije preverjamo s pomočjo metode 3R, lahko s pomočjo spletne aplikacije CGMapp na podlagi modela z eno prostostno stopnjo (angl. single degree of freedom, SDOF) izračunamo rušne intenzitete izbranih karakterističnih akceleroگرامов CGMs in nato iz skupine akceleroگرامов, ki so skladni z rezultati analize potresne nevarnosti, izberemo podskupino t.i. karakterističnih akceleroگرامов. Ti akceleroگرامи so normirani na  $S_{a,ct}$ .

Temu sledi izračun odziva konstrukcije za vse karakteristične akceleroگرامe. Če je mejno stanje, v obravnavanem primeru porušitev, opažena za manj kot polovico analiz lahko sklepamo, da je potresno tveganje za porušitev konstrukcije manjše od ciljnega potresnega tveganja. Za določitev varnosti konstrukcije nam tako pri uporabi metode 3R ni potrebno izračunati krivulj IDA, ampak le izvesti sedem nelinearnih dinamičnih analiz.

Alternativno bi lahko tveganje ocenili s primerjavo  $S_{a,cp}$  in  $S_{a,ct}$ , saj spletna aplikacija CGMapp izračuna krivulje IDA za model SDOF, ki smo jih v obravnavanem primeru primerjali s krivuljami IDA za model MDOF (v tem primeru je bila analiza izvedena s programom OpenSees). Če se izkaže, da je  $S_{a,cp}$  večji od  $S_{a,ct}$ , potem lahko sklepamo, da je objekt varen pred porušitvijo zaradi potresa, pri čemer je natančnost te odločitve manjša, saj za sklep uporabimo rezultate analize na modelu SDOF.

#### 15.1.4 Koraki metode

Postopek računa po metodi 3R se izvede po naslednjih korakih (Dolšek in Brozovič, 2015):

- (1) *Definiramo ciljno potresno tveganje  $\lambda_t$ .* To je običajno predpisano s strani organizacij, ki sprejemajo predpise oziroma s strani investitorjev konstrukcij. Če je ciljno tveganje definirano z izgubo življenj v primeru potresa in ne s porušitvijo konstrukcije je to potrebno pri določitvi ciljnega potresnega tveganja tudi upoštevati.
- (2) *Pridobiti je potrebno informacije povezane s potresno nevarnostjo obravnavane konstrukcije.* Rezultati analize potresne nevarnosti so potrebni za izračun ciljne vrednosti rušne intenzitete  $S_{a,ct}$  in za izbor akcelorogramov povezanih s to potresno nevarnostjo. Z razčlenitvijo potresne nevarnosti za izbrano lokacijo konstrukcije, je potrebno izračunati katera je najbolj verjetna magnituda  $M$  in oddaljenost od preloma  $R$  [km], ki bo povzročila izbrano vrednost spektralnega pospeška.
- (3) *Definiramo karakteristično vrednost ciljne rušne intenzitete  $S_{a,ct}$  na podlagi vnaprej predpisanega ciljnega potresnega tveganja  $\lambda_t$  in predpostavljene standardne deviacije  $\beta_t$ .* To lahko naredimo s pomočjo poenostavljene enačbe tveganja ali numerične integracije osnovne enačbe tveganja. V obravnavanem primeru je vrednost  $S_{a,ct}$  izračunana v območju 16-te kvantile ciljne rušne intenzitete in vrednosti standardne deviacije  $\beta_t = 0,4$ .
- (4) *Izbor skupine akcelorogramov glede na potresno nevarnost.* To je prvi korak izbora akcelorogramov. Rezultat je povezan z akcelorogrami, ki so skalirani glede na vrednost  $S_{a,ct}$ . Faktorji skaliranja običajno niso visoki, ker je vrednost  $S_{a,ct}$  direktno povezana z nizko kvantilo ciljne rušne intenzitete. V obravnavanem primeru je bil uporabljen izbor akcelorogramov na podlagi pogojnega spektra pospeškov.
- (5) *Izvedba potisne («pushover») analize in definiranje poenostavljenega modela konstrukcije.* Potisna analiza je izvedena s pomočjo predpostavljene oblike horizontalnih sil, ki delujejo na konstrukcijo. Priporočljiva je uporaba porazdelitve sil, ki je direktno povezana s prvo nihajno obliko. Poenostavljen model konstrukcije je predstavljen z enakovrednim SDOF modelom. Potisno krivuljo, ki je izražena z odnosom med celotno potresno silo in izbranim pomikom se idealizira z bilinearnim ali trilinearnim odnosom sila-pomik. Potrebno je definirati tudi pogoje za pojav mejnega stanja.

- (6) *Določitev približnih rušnih intenzitet.* Izračun približnih rušnih intenzitet je izveden z dinamično analizo na poenostavljenem SDOF modelu. Ker taka računsko operacija ni zahtevna, je lahko število akceleroگرامov izbranih na podlagi potresne nevarnosti poljubno.
- (7) *Določitev karakterističnih akceleroگرامov CGMs.* Postopen izbor akceleroگرامov je izveden na podlagi približnih rušnih intenzitet, ki so izračunane v koraku (6). Prvi karakteristični akceleroگرام je tisti, za katerega je bila izračunana rušna intenziteta najbližja  $S_{a,cp}$ . Pod enakim pogojem se določijo še ostali karakteristični akceleroگرامi, pri čemer že izbrane akceleroگرامe ni možno dvakrat izbirati. Priporočeno je, da naj bo količina končnih izbranih karakterističnih akceleroگرامov CGMs liho število. V obravnavanem primeru je bilo tako za vzdolžno kot prečno smer mostu vzetih sedem akceleroگرامov.
- (8) *Izvedemo dinamično analizo z uporabo nelinearnega modela celotne konstrukcije.* To pomeni, da naredimo analizo na MDOF modelu. Dinamična analiza je izvedena za vse karakteristične akceleroگرامe CGMs. Ker so bili vsi zapisi že predhodno skalirani na  $S_{a,ct}$  ni potrebno v tem koraku nobenega dodatnega skaliranja akceleroگرامov.
- (9) *Odločitev o tveganju konstrukcije.* V primeru, da je izračunano tveganje konstrukcije nižje od ciljnega tveganja konstrukcije ( $\lambda < \lambda_t$ ) oziroma, da se porušitev zgodi pri manj kot polovici vseh CGMs je konstrukcija varna pred porušitvijo in obratno.

### 15.1.5 Rezultat metode

Rezultat metode je odločitev o potresni varnosti konstrukcije na osnovi ciljnega potresnega tveganja. Metoda temelji na tem, da za vsak karakteristični akceleroگرام CGMs izračunamo odziv konstrukcije in ugotovimo, ali je rušna intenziteta za obravnavan akceleroگرام večja ali manjša od ciljne vrednosti intenzitete porušitve  $S_{a,ct}$ . V primeru, da se porušitev pojavi za manj kot 50 % karakterističnih akceleroگرامov lahko sklepamo, da je karakteristična rušna intenziteta za obravnavano konstrukcijo večja od  $S_{a,ct}$ , kar pomeni, da je potresno tveganje za obravnavano konstrukcijo manjše od ciljnega potresnega tveganja ( $\lambda < \lambda_t$ ). V tem primeru je razmerje porušitve  $r_c = \frac{\text{Porušitev}}{\text{Ni porušitve}} \rightarrow r_c < 0,5$ . V obratnem primeru konstrukcija pred porušitvijo ni varna in velja, da je  $r_c = \frac{\text{Porušitev}}{\text{Ni porušitve}} \rightarrow r_c > 0,5$  in  $\lambda > \lambda_t$ .

Ciljno tveganje  $\lambda$  lahko izračunamo z osnovno enačbo tveganja:

$$\lambda = \int_0^{\infty} P(C|IM = im) \cdot \left| \frac{dH(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im) \quad (15.1)$$

Pri tem je  $im$  mera za intenziteto akceleroograma, ki je vedno predstavljena s spektralnim pospeškom, ki ustreza osnovnemu nihajnemu času konstrukcije  $S_a(T_1)$ ,  $P(C|IM = im)$  je funkcija oziroma krivulja potresne ranljivosti, ki predstavlja verjetnost, da bo akceleroogram pri katerem velja  $IM = im$  povzročil porušitev konstrukcije in  $H(im)$  predstavlja krivuljo potresne nevarnosti, ki izraža srednjo letno frekvenco za prekoračitev  $im$  (Dolšek in Brozovič, 2015).

Krivuljo potresne ranljivosti lahko definiramo tudi kot porazdelitveno funkcijo rušne intenzitete  $P(IM_c < im)$ , za katero je predpostavljena lognormalna porazdelitev. Če poleg tega predpostavimo, da je funkcija potresne nevarnosti linearna v logaritemskem merilu  $H(im) = k_0 \cdot im^{-k}$ , lahko pridobimo enostavnejšo enačbo tveganja:

$$\lambda = k_0 (\tilde{S}_a)^{-k} \cdot e^{0,5 \cdot k^2 \cdot \beta^2} \quad (15.2)$$

Pri tem parametra  $k$  in  $k_0$  določata linearno aproksimacijo krivulje potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. Ker se naklon krivulje potresne nevarnosti spreminja z intenziteto, se tudi parametra  $k$  in  $k_0$  spreminjata glede na območje intenzitet, ki nas zanima. To območje, ki je za nas pomembno, je v okolici mediane intenzitet, ki ustreza izbranemu mejnemu stanju (porušitev).  $\tilde{S}_a$  predstavlja mediano (srednjo vrednost) rušnih intenzitet in  $\beta$  pripadajočo standardno deviacijo naravnih logaritmov rušnih intenzitet.

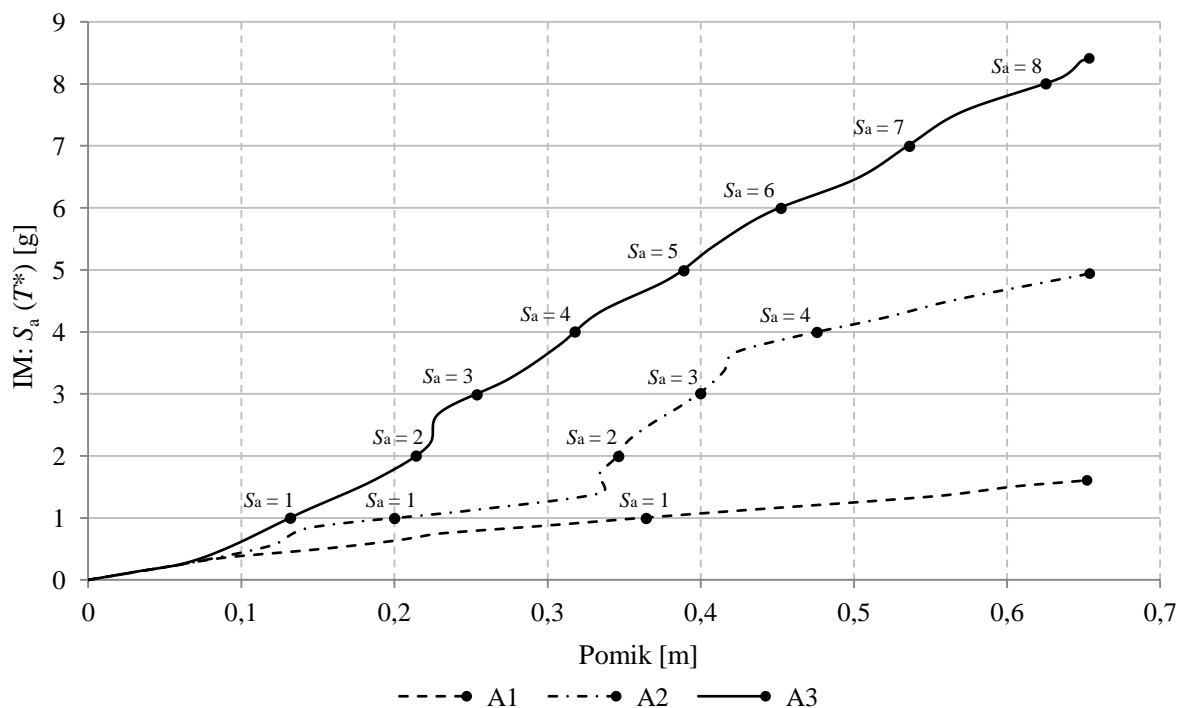
## 15.2 Inkrementalna dinamična analiza (IDA)

Za ocenjevanje potresnega odziva konstrukcij pri različnih stopnjah potresne intenzitete uporabljamo inkrementalno dinamično analizo (IDA), ki je bila predlagana s strani Vamvatsikosa in Cornella (2002). Ta analiza temelji na nelinearni dinamični analizi, ki se izvede za skupino akceleroogramov. Vsak akceleroogram se skalira do intenzitete, pri kateri se konstrukcija poruši glede na rezultat nelinearne dinamike. IDA je ravno zato zahtevna računsko metoda, še posebej v primeru bolj kompleksnih konstrukcij in pri upoštevanju večjega števila akceleroogramov (Brozovič, 2013).

V obravnavanem primeru so bile IDA krivulje tako za vzdolžno kot prečno smer mostu izračunane s pomočjo spletne aplikacije CGMapp kot tudi programa OpenSees. Spletna aplikacija IDA krivulje izračuna na podlagi vnaprej predpisanih parametrov sistema z eno prostostno stopnjo SDOF, medtem, ko s programom OpenSees lahko IDA krivulje izračunamo za sistem z več prostostnimi stopnjami MDOF. Ker smo v obravnavanem primeru izračunali krivulje na oba načina je bila v okviru magistrske naloge izvedena tudi primerjava obeh izračunov.

Pri izračunu IDA krivulj s spletno aplikacijo in programom OpenSees je ključnega pomena, kdaj se konstrukcija pri posameznem akceleroogramu poruši oz. katera intenziteta predstavlja porušitev sistema. Pri spletni aplikaciji je porušitev konstrukcije definirana z maksimalnim pomikom. V obravnavanem primeru je v obeh smereh to pomik na sredini konstrukcije. Pri izračunu s programom OpenSees je bila porušitev definirana s pomočjo maksimalne rotacije, ki jo lahko dosežemo v posameznem stebru. Vrednosti za rotacije so bil vzete iz odnosa moment-rotacija za šibkejšo in močnejšo os stebrov. V primeru šibkejše osi je odnos moment-rotacija pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) in pri vpetju v temelj (Spodaj) enak, medtem, ko je v močnejši osi odnos moment-rotacija zgoraj in spodaj različen. To je bilo potrebno pri izračunu IDA krivulj upoštevati, saj vnaprej težko eksplicitno napovemo na katerem mestu bo konstrukcija najprej odpovedala oziroma na katerem mestu se bo zgodila porušitev.

V nadaljevanju sledi primer treh IDA krivulj izračunanih s povečevanjem intenzitete pripadajočih akceleroogramov za konstrukcijo pri kateri bi nas zanimal pomik pri posamezni intenziteti. Iz primerjave lahko vidimo, da je končen pomik (porušitev) za vse IDA krivulje enak, kljub temu, da se končne intenzitete zelo razlikujejo. Na podlagi korakov intenzitet lahko vidimo, da se pri posameznem koraku pomiki zelo razlikujejo. Poleg tega se pokaže tudi pomanjkljivost takšnega načina analize, saj se pojavi vprašanje, če je s fizikalnega stališča smiselno, da se skalirajo nekateri akceleroگرامi do zelo visokih vrednosti spektralnih pospeškov.



Slika 56: Primer IDA krivulj za tri različne akceleroگرامe

Figure 56: Example of IDA curves for three different ground motions



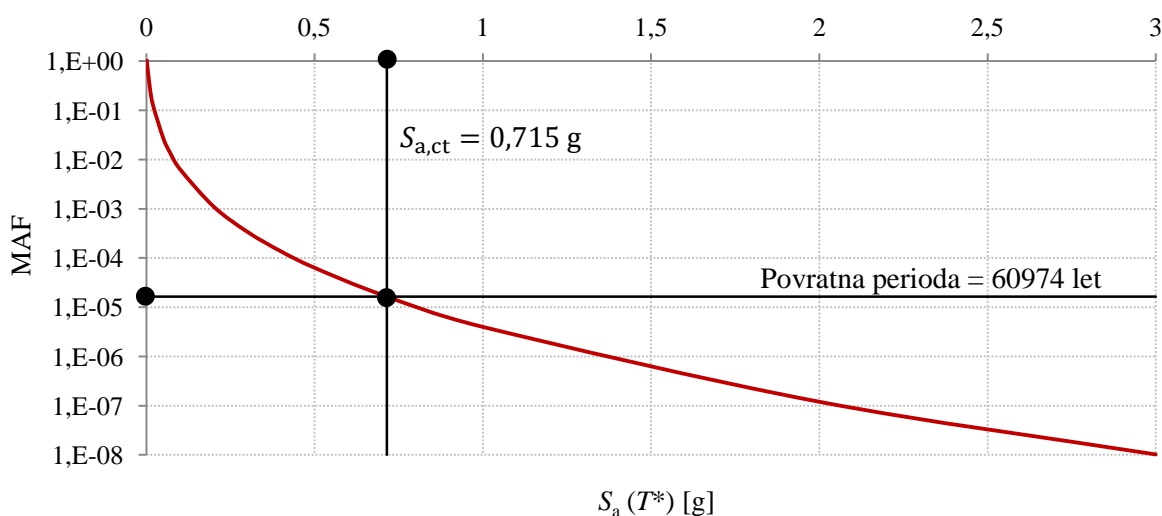
## 16 IZRAČUN POTRESNEGA TVEGANJA V VZDOLŽNI SMERI MOSTU

Potresno tveganje za vzdolžno smer mostu je bilo izračunano s pomočjo spletne aplikacije CGMapp in programa OpenSees. Na podlagi izračunov in rezultatov analiz smo lahko ocenili ali je obravnavana konstrukcija v vzdolžni smeri varna pred porušitvijo.

### 16.1 Vhodni podatki in rezultati spletne aplikacije CGMapp

Najprej je potrebno določiti podatke za izbiro akceleroگرامov na podlagi pogojnega spektra pospeškov. Določili smo, da naj aplikacija izbere 30 akceleroگرامov (od tega 7 karakterističnih akceleroگرامov). Kot osnovni nihajni čas konstrukcije je bil izbran nihajni čas, ki je bil določen na osnovi nelinearne potisne analize  $T^* = 0,98$  s. Povprečna hitrost strižnega valovanja  $v_{s,30} = 270$  m/s je bila izbrana po smernicah standarda za tip tal C. Potresni scenarij je bil določen na podlagi magnitude  $M$ , oddaljenosti od preloma  $R$  [km] in karakteristične vrednosti ciljne rušne intenzitete  $S_{a,ct}$ .

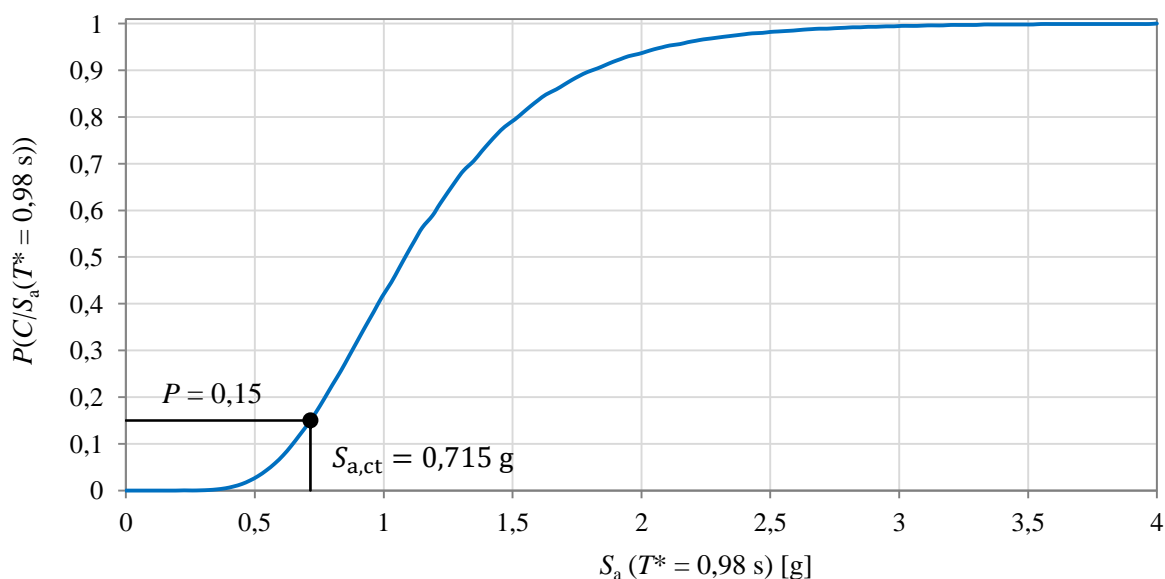
Za izračun  $S_{a,ct} = 0,715$  g je potrebno v spletno aplikacijo vnesti podatke o potresni nevarnosti, ciljno potresno tveganje  $\lambda_t$  in standardno deviacijo  $\beta_t$ . Za ciljno potresno tveganje smo izbrali  $\lambda_t = 10^{-5}$ . Iz teorije sledi (Dolšek in Brozovič, 2015), da je za standardno deviacijo dovolj natančno, če izberemo  $\beta_t = 0,4$ . Podatke o potresni nevarnosti konstrukcije smo pridobili z upoštevanjem poenostavljenega potresnega modela in z uporabo programa EZ-FRISK (2012). Srednjo letno frekvenco prekoračitve (MAF) različnih amplitud intenzitete potresa opišemo s krivuljo potresne nevarnosti, ki jo določimo na podlagi lokacije obravnavane konstrukcije in osnovnega nihajnega časa.



Slika 57: Krivulja potresne nevarnosti z označeno intenziteto  $S_{a,ct} = 0,715$  g in povratno periodo

Figure 57: Seismic hazard curve with indicated intensity  $S_{a,ct} = 0,715$  g and the return period

S programom EZ-FRISK je bila izračunana pričakovana oddaljenost epicentra potresa  $R = 27,01$  km in pričakovana magnituda potresov  $M = 7,02$ , ki povzročita  $S_{a,ct}$  na lokaciji objekta. Parameter  $\varepsilon$  predstavlja število standardnih deviacij za katero se razlikuje vrednost  $S_{a,ct}$  od predvidene srednje vrednosti. Uporabi se pri določitvi potresnega scenarija za izračun pogojnega spektra pospeškov. V obravnavanem primeru je bila ta vrednost izračunana samodejno s spletno aplikacijo in je enaka  $\varepsilon = 2,19$ . Ko poznamo vse našteje podatke, lahko spletna aplikacija izračuna ciljno krivuljo potresne ranljivosti, ki nam pove verjetnost, da se bo pri določeni intenziteti pospeška zgodila porušitev konstrukcije.



Slika 58: Krivulja ciljne potresne ranljivosti za  $S_a(T^* = 0,98 \text{ s})$

Figure 58: Target collapse fragility function for  $S_a(T^* = 0,98 \text{ s})$

Iz krivulje ciljne potresne ranljivosti lahko vidimo, da je izračun ciljne rušne intenzitete  $S_{a,ct}$  izveden v območju 16-ega kvantila ( $P = 0,15$ ), kar je bilo s predhodnimi analizami določeno kot optimalno.

Kot naslednji korak je potrebno podati vse zahtevane podatke o modelu z eno prostostno stopnjo SDOF. Najprej podamo vrednosti za maso in dušenje. Ker obravnavana konstrukcija v vzdolžni smeri deluje kot SDOF model je masa kar enaka celotni masi in znaša 861,3 t.

Dušenje konstrukcije je definirano z naslednjo enačbo:

$$C = \alpha_M \cdot M + \beta_K \cdot K + \beta_{K_{init}} \cdot K_{init} + \beta_{K_{comm}} \cdot K_{comm} \quad (16.1)$$

Pri tem  $M$  predstavlja masno matriko,  $K$ ,  $K_{init}$  in  $K_{comm}$  predstavljajo različne togostne matrike in  $\alpha_M$ ,  $\beta_K$ ,  $\beta_{K_{init}}$  ter  $\beta_{K_{comm}}$  predstavljajo koeficiente dušenja, ki so uporabljeni za določitev togosti elementov in mase elementov oziroma vozlišč.

V obravnavanem primeru smo se odločili, da bo matrika dušenja proporcionalna masni matriki. To pomeni, da so faktorji  $\beta_K = \beta_{Kinit} = \beta_{Kcomm} = 0$ . Pri takem dušenju imajo višje nihajne oblike zelo majhno dušenje.

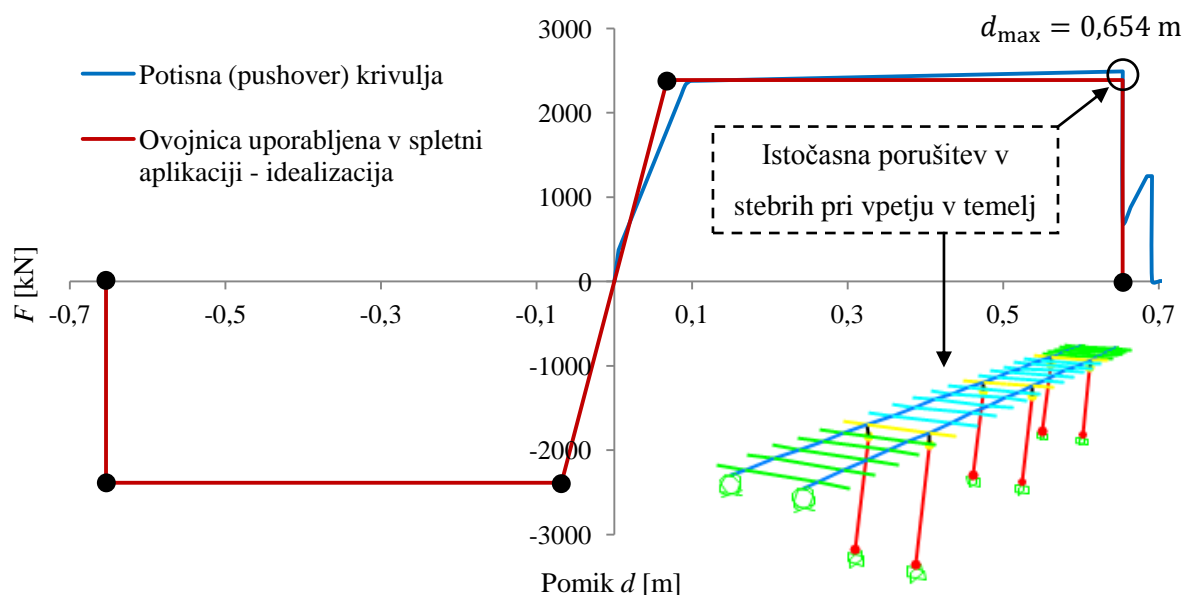
Faktor  $\alpha_M$  izračunamo z naslednjo enačbo ( $\xi$  je koeficient kritičnega dušenja):

$$\alpha_M = \frac{4 \cdot \pi \cdot \xi}{T^*} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 0,05}{0,98 \text{ s}} = 0,6411 \quad (16.2)$$

Končno dušenje konstrukcije je torej definirano z naslednjo enačbo:

$$C = 0,6411 \cdot M$$

Določiti je potrebno tudi tip uporabljenega materiala in ovojnico materiala, ki jo dobimo na podlagi potisne analize. Za tip materiala je bil izbran TakedaAsym, kar je enako kot pri potisni analizi. Na tem mestu je potrebno definirati tudi kdaj pride do zmanjševanja nosilnosti konstrukcije oziroma do porušitve. V obravnavanem primeru je bila porušitev definirana v trenutku, ko je bila presežena maksimalna mejna rotacija pri vpetju v temelj ali pri vpetju v prekladno konstrukcijo za katerikoli steber. Iz potisne krivulje lahko vidimo kdaj pride do porušitve v prvem stebru ali več stebrih hkrati. Potisno («pushover») krivuljo nato idealiziramo in ključne vrednosti uporabimo kot vhodne podatke v spletni aplikaciji.



Slika 59: TakedaAsym materialna ovojnica za vzdolžno smer mostu

Figure 59: TakedaAsym material envelope for the longitudinal direction of the bridge

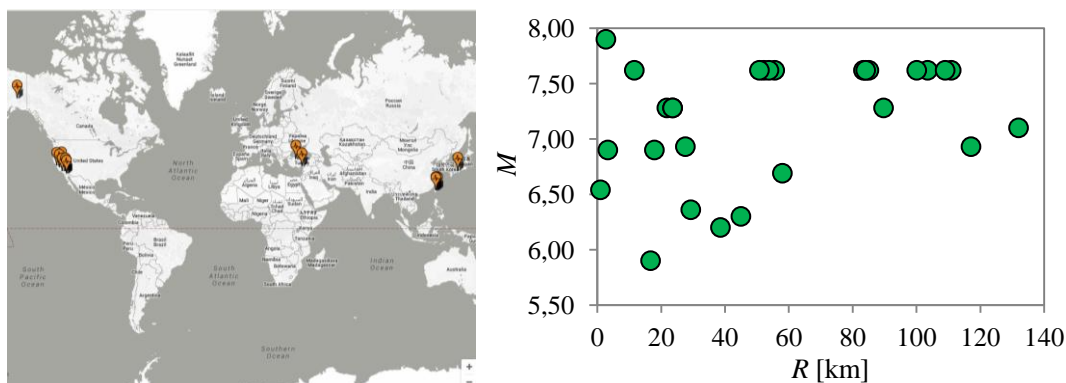
Iz potisne (pushover) krivulje je razvidno, da do porušitve v stebrih pride istočasno pri vpetju v temelj (Spodaj) pri pomiku  $d_{max} = 0,654 \text{ m}$ . Na podlagi tega je bila tudi definirana oziroma idealizirana ovojnica sila-pomik.

Ko v spletno aplikacijo vnesemo vse zahtevane podatke in definiramo vse parametre, lahko zaženemo izračun in dobimo rezultate, ki so podani v nadaljevanju. Najprej so podani vsi izbrani spektri akceleroگرامov, ki so bili izbrani v skladu s pogojnim srednjim spektrom pospeškov. Dodatno so označeni tudi karakteristični spektri akceleroگرامov CGMs. V preglednici RSN predstavlja zaporedno številko spektra (angl. response spectra number) iz podatkovnih baz za potrese (PEER, 2012), PGA predstavlja maksimalni pospešek tal (angl. peak ground acceleration) za posamezen akceleroگرام in  $d_t$  predstavlja časovni korak pri zapisu pospeška tal.

Preglednica 20: Spektri akceleroگرامov za vzdolžno smer mostu

Table 20: Response spectra for the longitudinal direction of the bridge

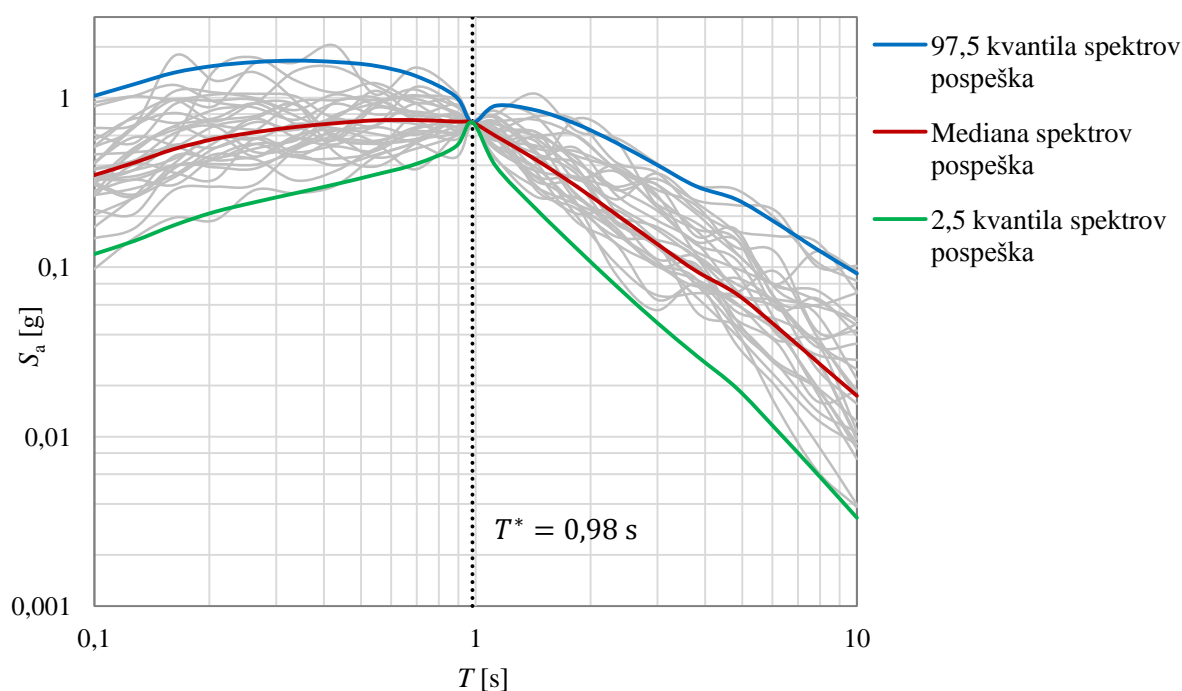
#	RSN	Smer delovanja	Faktor skaliranja	$M$	$R$ [km]	$v_{s,30}$ [m/s]	CGMs	PGA [g]	$d_t$ [s]	Število korakov
1	249	2	3,57	5,94	/	338,5	no	0,400	0,005	2300
2	4686	1	3,90	7,1	132	250,5	no	0,040	0,005	26880
3	785	2	2,48	6,93	117,1	338,5	no	0,102	0,02	2001
4	1456	2	1,35	7,62	109	215	no	0,151	0,005	24600
5	841	2	3,20	7,28	89,7	345,4	no	0,090	0,02	2000
6	580	2	1,94	7,3	/	274,5	no	0,190	0,01	4000
7	1221	1	2,54	7,62	83,4	272,6	no	0,118	0,005	18000
8	1255	1	1,94	7,62	55,6	272,6	no	0,120	0,005	12000
9	900	2	2,19	7,28	23,6	353,6	yes	0,152	0,02	2200
10	1277	2	2,79	7,62	53,8	272,6	no	0,091	0,005	18000
11	1459	2	3,57	7,62	100,1	215	no	0,057	0,005	28800
12	1092	2	3,64	6,69	58	271,4	no	0,075	0,02	3250
13	1267	1	3,66	7,62	52,2	272,6	no	0,102	0,005	18000
14	850	2	2,09	7,28	21,8	345,4	no	0,154	0,02	2500
15	337	1	3,32	6,36	29,3	338,5	no	0,110	0,01	4000
16	777	2	1,05	6,93	27,6	198,8	no	0,215	0,005	7818
17	1418	2	2,15	7,62	103,5	215	yes	0,114	0,005	29200
18	900	1	1,42	7,28	23,6	353,6	yes	0,245	0,02	2200
19	1104	2	1,36	6,9	17,9	256	no	0,216	0,01	8000
20	1317	1	2,42	7,62	84,1	215	no	0,149	0,004	29250
21	1429	1	3,33	7,62	110,9	272,6	yes	0,090	0,005	17800
22	1536	2	1,26	7,62	11,6	212,7	yes	0,180	0,005	18000
23	2715	1	3,15	6,2	38,6	272,6	no	0,144	0,004	23251
24	316	2	2,01	5,9	16,7	348,7	no	0,155	0,005	8000
25	4253	2	2,12	6,3	45	263,8	no	0,279	0,005	5843
26	723	2	1,45	6,54	1	348,7	no	0,377	0,01	2231
27	1114	2	0,86	6,9	3,3	198	no	0,278	0,01	4200
28	1295	2	3,03	7,62	50,8	272,6	yes	0,098	0,004	22500
29	1312	2	3,75	7,62	85,1	279,4	no	0,080	0,004	34000
30	2114	1	0,72	7,9	2,7	329,4	yes	0,319	0,005	18000



Slika 60: Lokacije epicentrov potresov, magnitude in oddaljenosti epicentra od lokacije meritve izbranih akceleroگرامov za analizo mostu v vzdolžni smeri

Figure 60: Earthquake epicentre locations, corresponding magnitudes and the distance of epicentre to the location of measurement of selected ground motions for seismic analysis of the bridge in the longitudinal direction

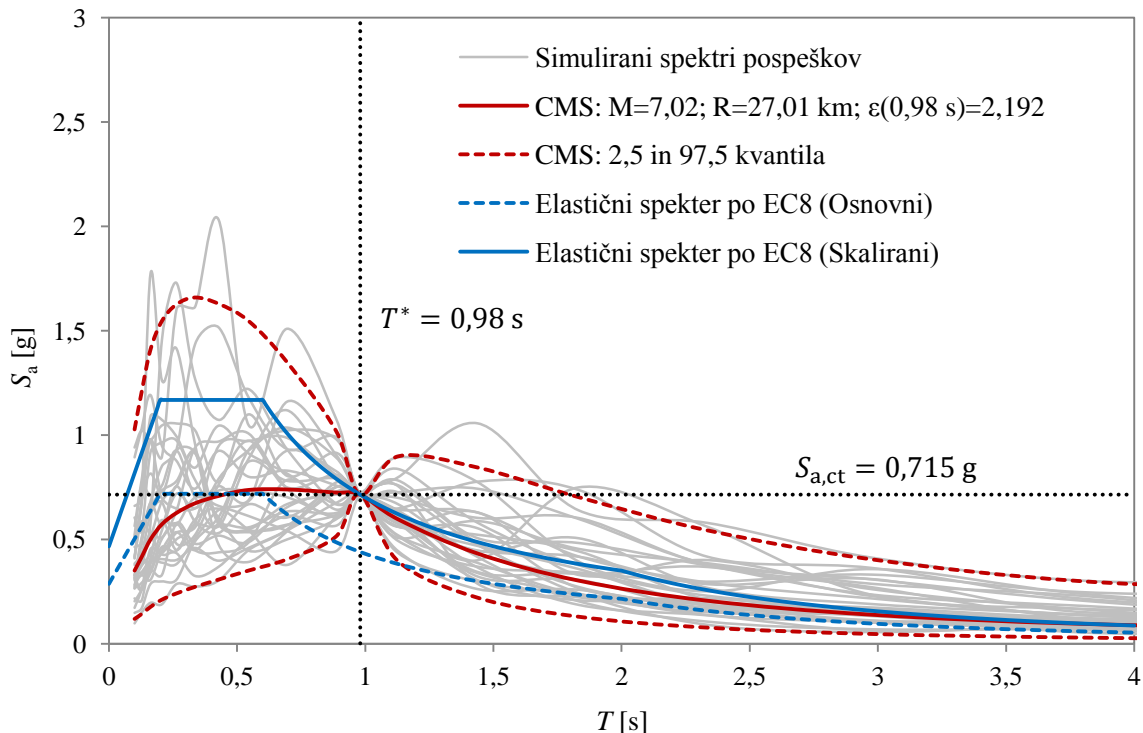
Pri izbiri 30 akceleroگرامov je z metodo Monte Carlo najprej simuliran vzorec 30 spektrov pospeška, pri čemer izhajamo iz normalne porazdelitve slučajnega vektorja, ki opisuje ciljni pogojni spekter pospeškov CS. S simuliranimi spektri pospeškov lahko zelo dobro opišemo ciljne srednje vrednosti  $S_a$  in zadovoljivo opišemo ciljne standardne deviacije  $\ln S_a$ , pri različnih nihajnih časih. Pri dovolj visokem številu nihajnih časov (20) generiramo spektralne pospeške simuliranih spektrov, ki so enakomerno porazdeljeni do nihajnega časa 4 s, do katerega je veljaven uporabljen model pojemanja potresa (Sabetta in Pugliese, 1996). Na ta način upoštevamo spektralne pospeške, ki pomembno vplivajo na potresni odziv obravnavane konstrukcije (Brozovič, 2013).



Slika 61: Spektri pospeškov simuliranih akceleroگرامov (log. merilo) za vzdolžno smer mostu (CGMapp)

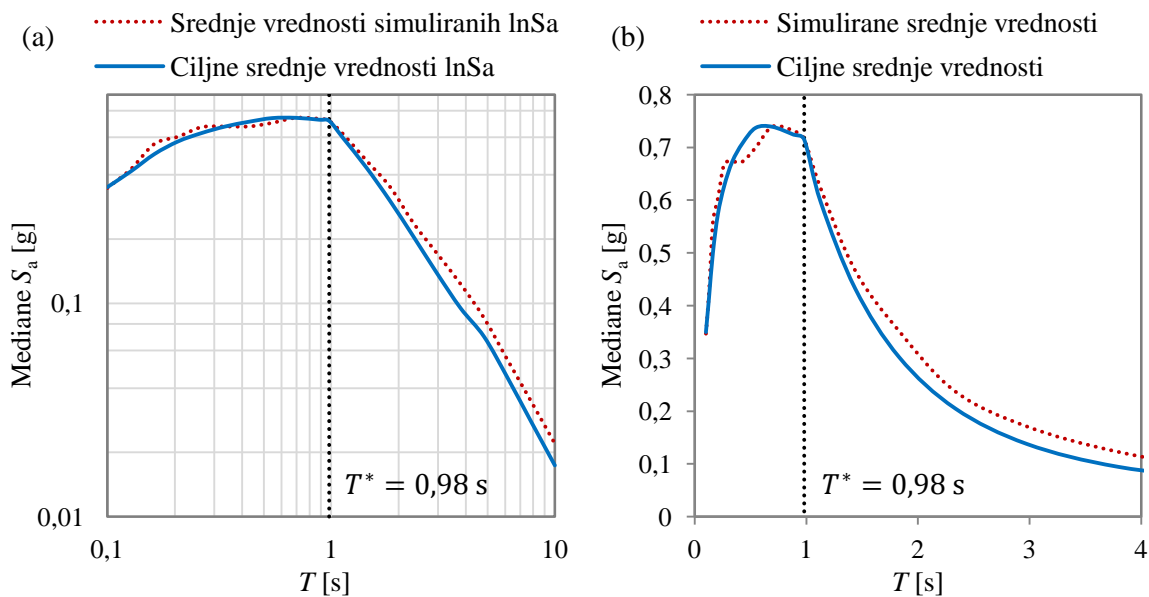
Figure 61: Response spectra of simulated ground motions (log. scale) for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)

Na naslednji sliki prikazujemo ciljni pogojni spekter in simulirane spektre pospeškov. Za boljše predstavo o vrednosti pospeškov je bil dodan tudi osnovni elastični spekter, ki je definiran po Evrokodu 8. Za lažjo primerjavo oblike spektra smo dodali tudi skalirani osnovni elastični spekter.



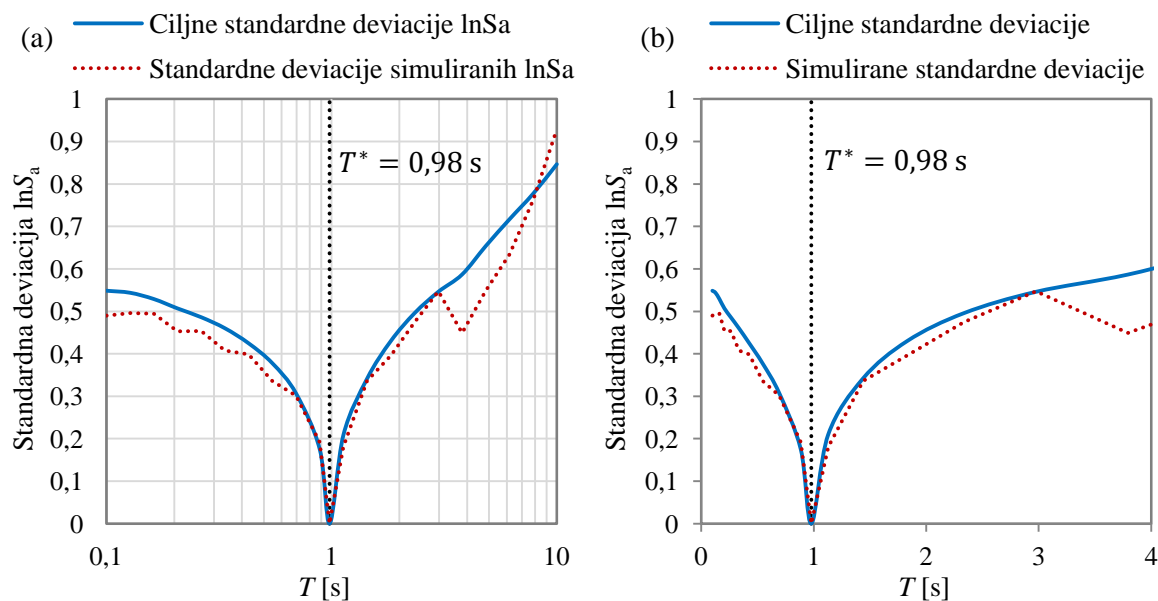
Slika 62: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektre pospeškov za vzdolžno smer mostu

Figure 62: The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra for the longitudinal direction of the bridge



Slika 63: (a) Ciljne in simulirane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane vrednosti mediane spektra CS za vzdolžno smer mostu

Figure 63: (a) Target and sample logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and sample median values of spectrum CS for the longitudinal direction of the bridge



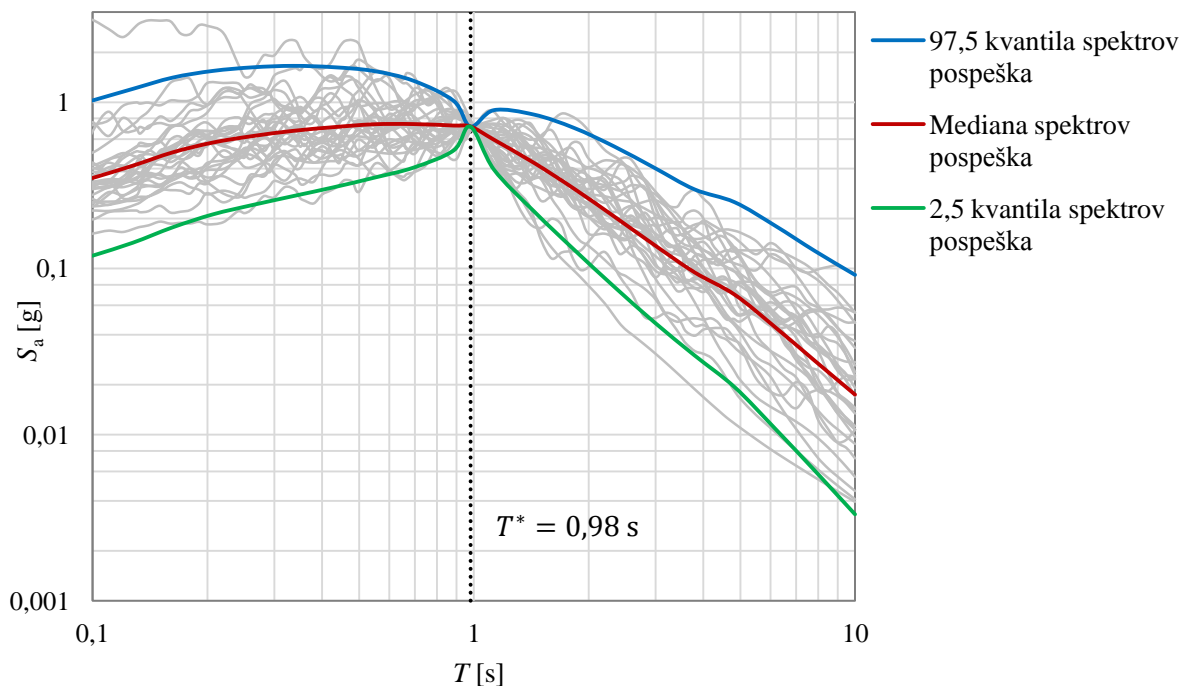
Slika 64: (a) Ciljne in simulirane logaritmične standardne deviacije  $\ln S_a$  (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane standardne deviacije  $\ln S_a$  za vzdolžno smer mostu

Figure 64: (a) Target and sample logarithmic standard deviations of  $\ln S_a$  (CGMapp) and (b) target and sample standard deviations of  $\ln S_a$  for the longitudinal direction of the bridge

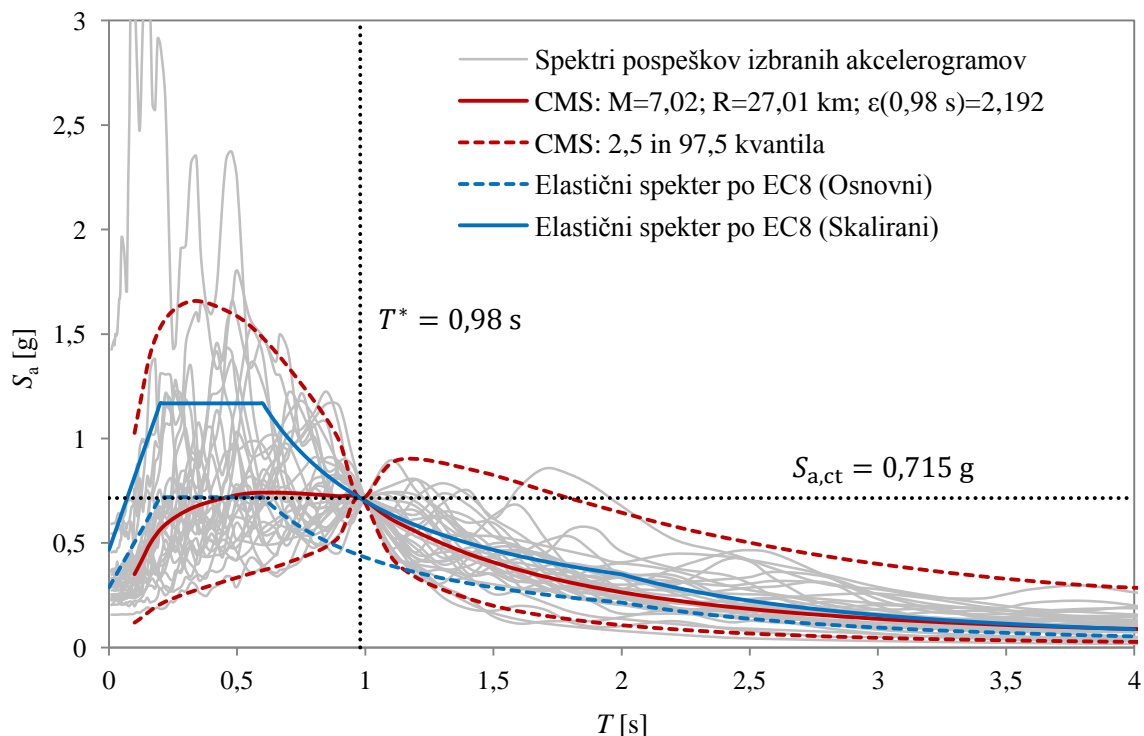
Izbor dejanskih akceleroگرامov je sedaj izveden glede na simulirane spektre pospeškov. Za vsak simuliran spekter pospeškov je iz obsežne knjižice zapiskov (PEER, 2012) poiskan akceleroگرام, kateremu pripada najmanjša vsota kvadratov razlik med dejanskimi in simuliranimi spektralnimi pospeški pri izbranih nihajnih časih. S predpisano maksimalno vrednostjo faktorja skaliranja  $f_{s,max} = 4$  je upoštevana možnost enostavnega skaliranja (Brozovič, 2013).

Za izbrano skupino akceleroگرامov se običajno dejanske srednje vrednosti in pripadajoče standardne deviacije nekoliko razlikujejo od ciljnih vrednosti. Z uporabo enostavnega optimizacijskega postopka (angl. greedy optimization) lahko ujemanje dejanske in ciljne porazdelitve izboljšamo. Boljše ujemanje med dejansko in ciljno porazdelitvijo spektrov pospeškov zagotovimo s tem, da z optimizacijskim postopkom vsak posamezni akceleroگرام v izbrani skupini zamenjamo s primernejšim akceleroگرامom iz knjižice zapisov. Postopek izvedemo dvakrat za vse akceleroگرامe v izbrani skupini z upoštevanjem enake stopnje pomembnosti za ujemanje srednjih vrednosti in standardnih deviacij (Brozovič, 2013).

V nadaljevanju najprej prikazujemo ciljni pogojni spekter s spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov in nato ciljni pogojni spekter s spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov pri nihajnih časih kjer je bila napaka minimalizirana. Za tem je prikazano tudi ujemanje srednjih vrednosti ter standardnih deviacij s ciljnimi vrednostmi.

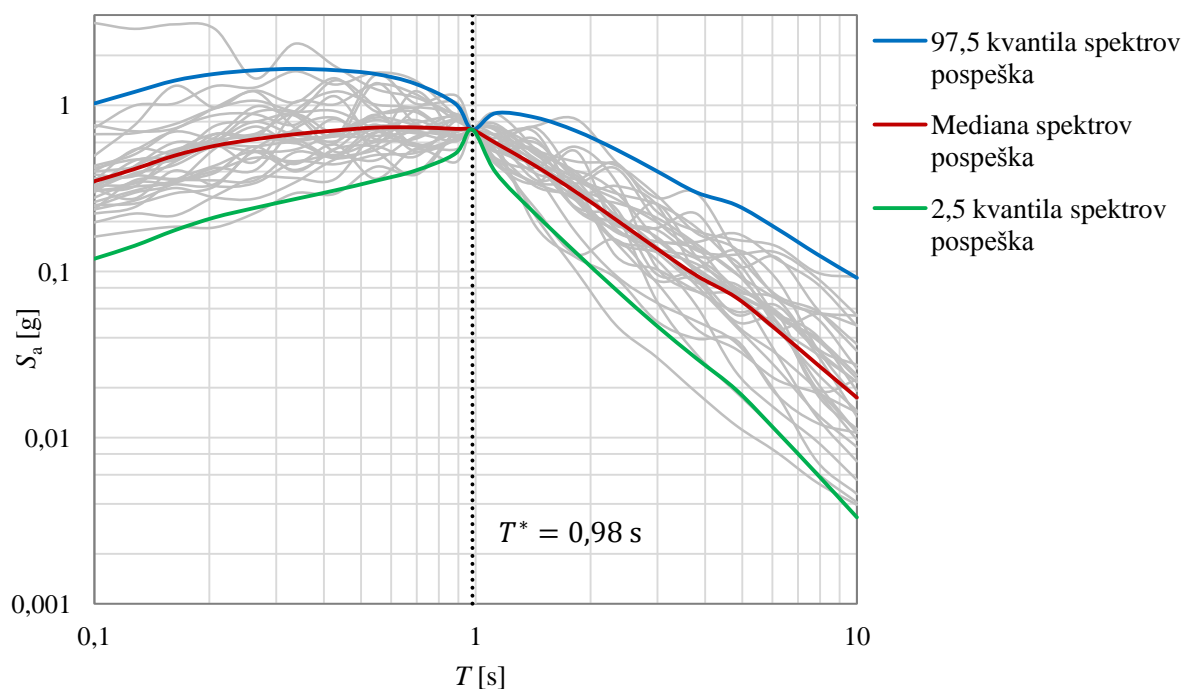


Slika 65: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov (log. merilo) za vzdolžno smer mostu (CGMapp)  
 Figure 65: Response spectra of selected ground motions (log. scale) for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)



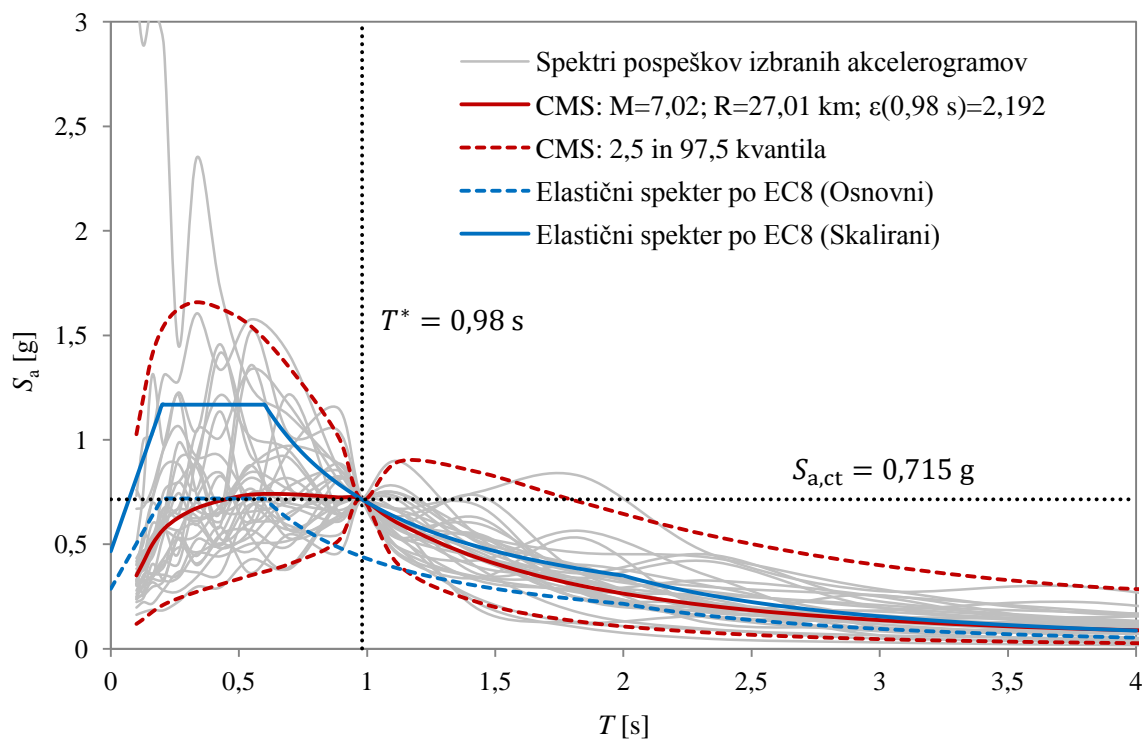
Slika 66: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov za vzdolžno smer mostu  
 Figure 66: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra for the longitudinal direction of the bridge





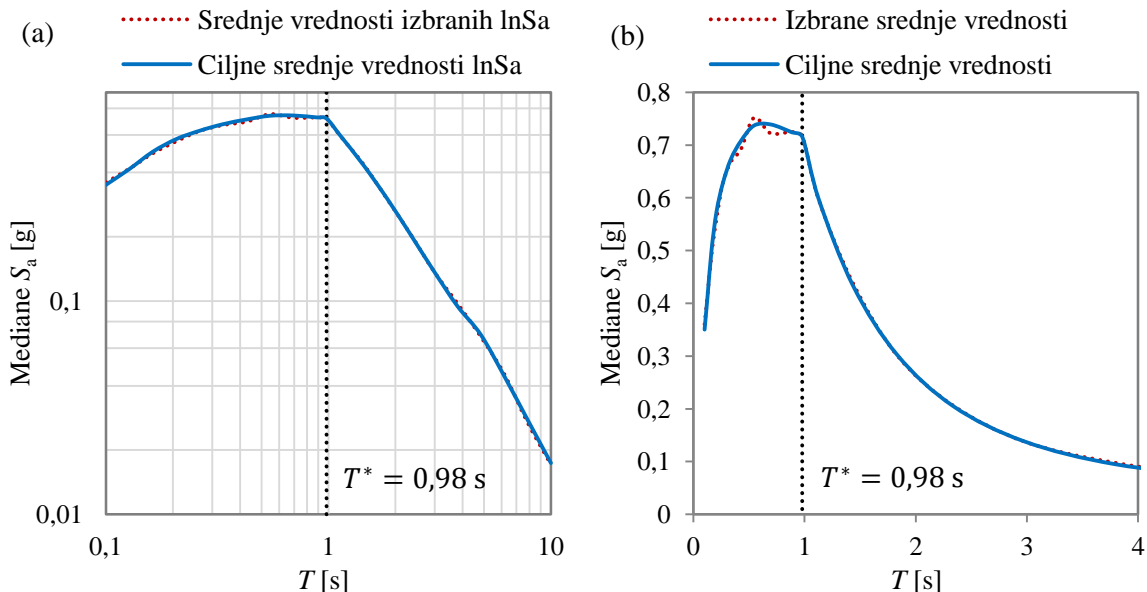
Slika 67: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov (log. merilo) pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za vzdolžno smer mostu (CGMapp)

Figure 67: Response spectra of selected ground motions (log. scale) at periods where error is minimized for the longitudinal direction of the bridge (CGMapp)



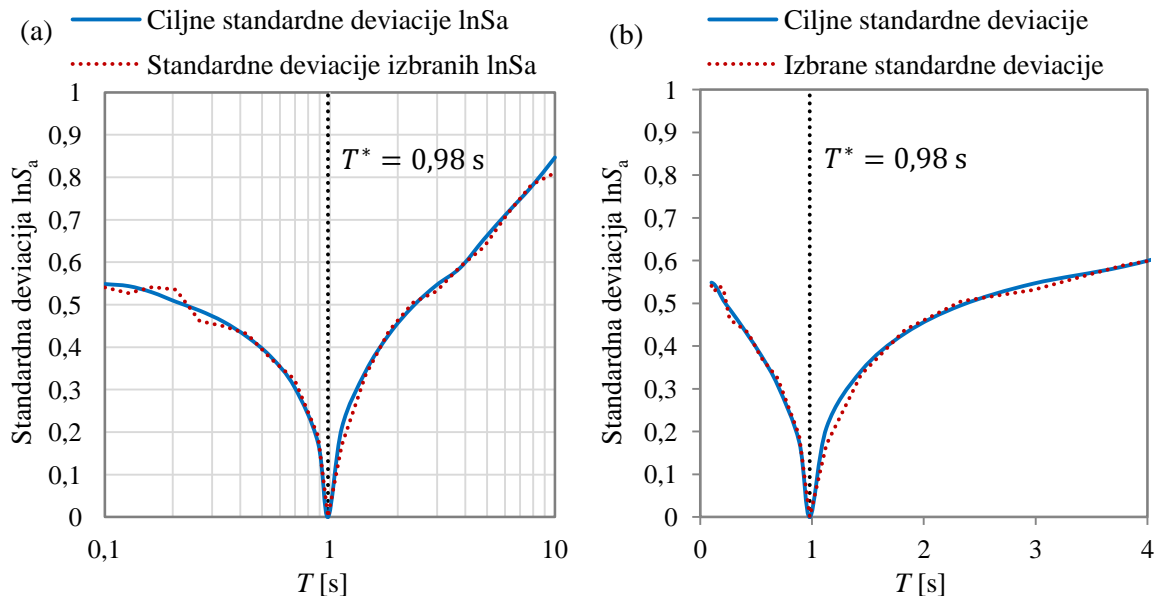
Slika 68: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za vzdolžno smer mostu

Figure 68: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra at the periods where error is minimized for the longitudinal direction of the bridge



Slika 69: (a) Ciljne in izbrane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane vrednosti mediane spektra CS za vzdolžno smer mostu

Figure 69: (a) Target and selected logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and selected median values of spectrum CS for the longitudinal direction of the bridge



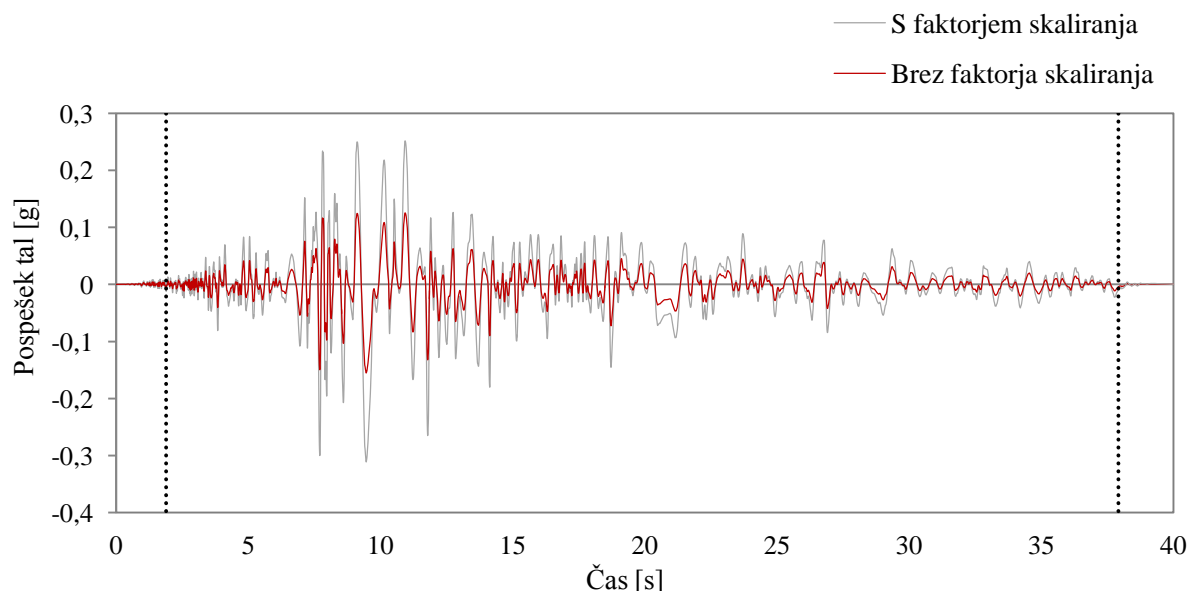
Slika 70: (a) Ciljne in izbrane logaritmične standardne deviacije  $\ln S_a$  (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane standardne deviacije  $\ln S_a$  za vzdolžno smer mostu

Figure 70: (a) Target and selected logarithmic standard deviations of  $\ln S_a$  (CGMapp) and (b) target and selected standard deviations of  $\ln S_a$  for the longitudinal direction of the bridge

Začetni in končni del časovnega zapisa izbranih akcelerogramov smo za optimizacijo računskega časa nelinearnih dinamičnih analiz konstrukcije odrezali. V začetnem delu akcelerograma je zanemarljiv del zapisa preden pospeški tal ne presežejo 0,002 g. V zadnjem delu je zanemarljiv tisti del, kjer pospeški

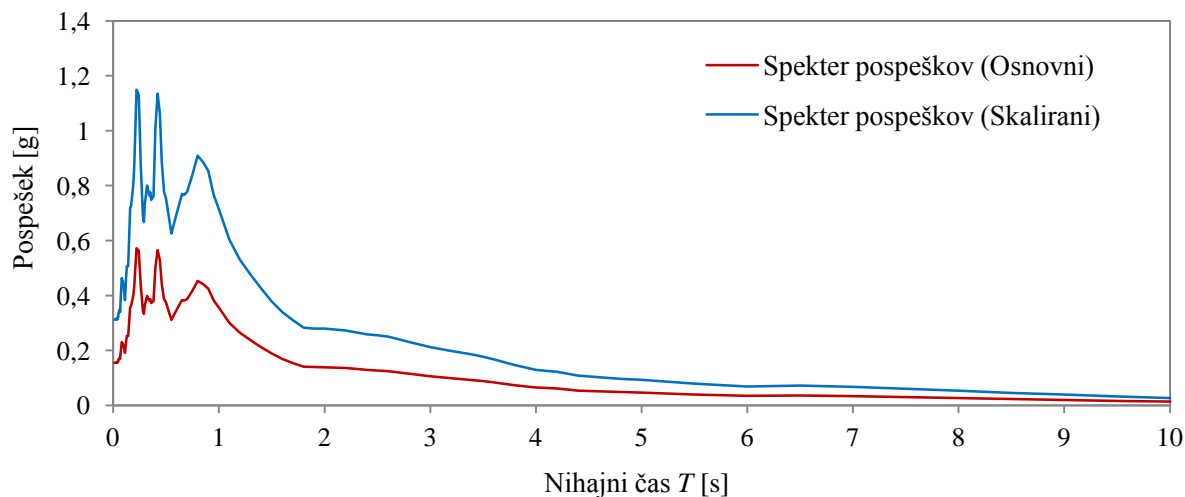
tal ne presežejo več 5 % maksimalnega pospeška tal. Takšen tip modifikacije akceleroگرامov nima vpliva na pripadajoče spektre pospeškov, glede na katere smo pred tem izbirali akceleroگرامe.

V nadaljevanju (glej Sliko 71 in 72) sta prikazana primer modificiranega akceleroگرامa in primer spektra pospeškov za akceleroagram brez faktorja skaliranja in s faktorjem skaliranja.



Slika 71: Primer izbranega akceleroگرامa in označene meje za omejitve časovnega zapisa

Figure 71: An example of a selected ground motion and the boundaries defining limited acceleration time history



Slika 72: Primer spektra pospeškov za enega izmed izbranih akceleroagramov

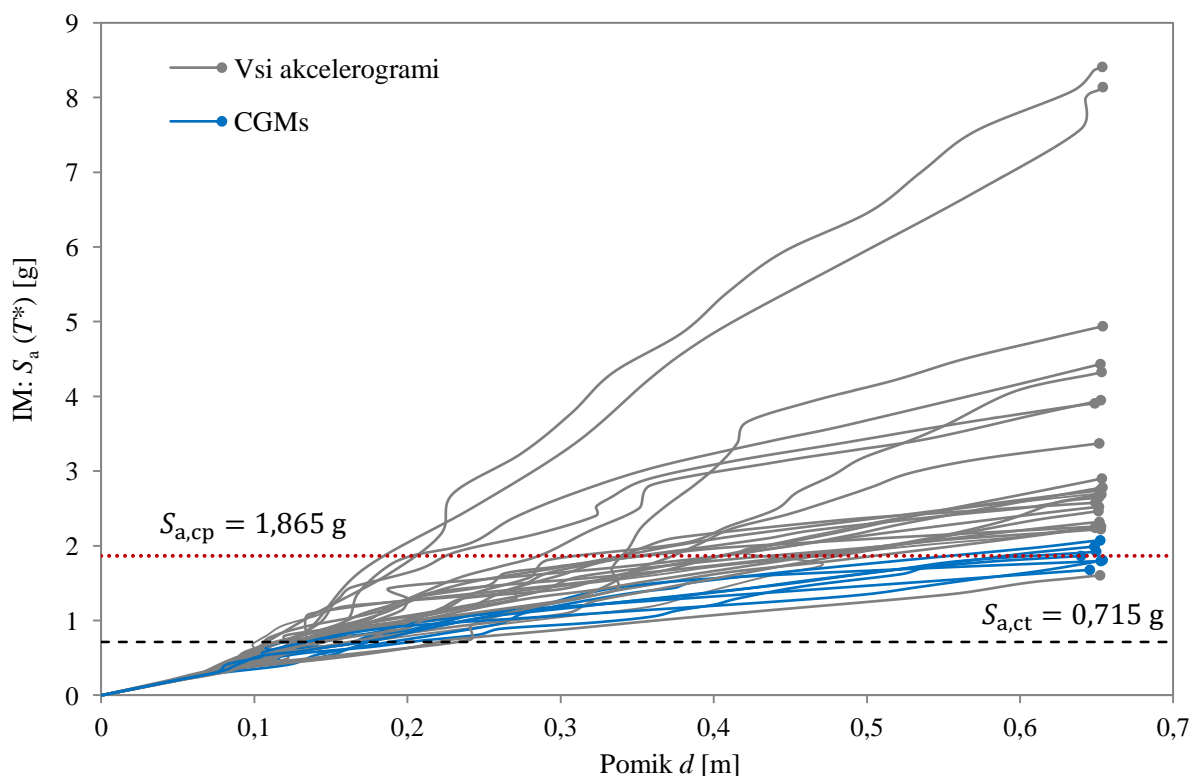
Figure 72: An example of acceleration spectra for one of the selected ground motions

Vsi izbrani akceleroگرامi (s faktorjem in brez faktorja skaliranja) in spektri pospeškov (osnovni in skalirani) za vzdolžno smer mostu so podani v Prilogi B oziroma Prilogi C.

V nadaljevanju sledi izračun IDA krivulj s spletno aplikacijo CGMapp in programom OpenSees.

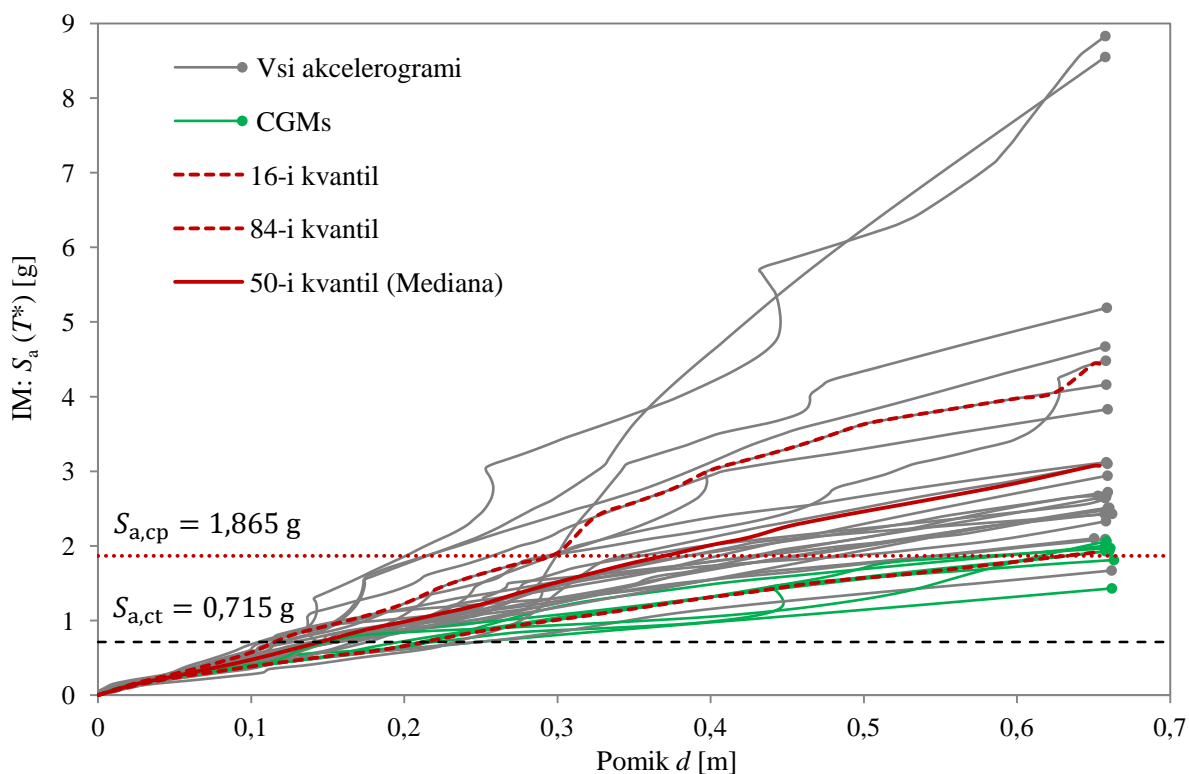
## 16.2 Izračun in primerjava IDA krivulj

Izračun IDA krivulj s spletno aplikacijo CGMapp poteka na osnovi modela z eno prostostno stopnjo SDOF in z vnaprej določenimi lastnostmi le tega. Aplikacija izračuna krivuljo za vsakega izmed izbranih akcelerogramov (30 krivulj). Pri tem nas predvsem zanimajo rušne intenzitete posameznega akcelerograma in njihov odnos glede na karakteristično vrednost rušne intenzitete  $S_{a,ct}$ . Podobno velja tudi za izračun IDA krivulj s programom OpenSees. Glavna razlika je, da v tem primeru le te izračunamo na osnovi modela z več prostostnimi stopnjami MDOF. V obravnavanem primeru konstrukcija v vzdolžni smeri deluje kot SDOF model in tako pričakujemo, da bodo rezultati obeh programov primerljivi. Za izračun IDA krivulj s programom OpenSees smo si pomagali s programskim jezikom Matlab (MathWorks, 2009). Z razliko od spletne aplikacije kjer je porušitev definirana z maksimalnim pomikom, je bila v tem primeru porušitev definirana z maksimalno rotacijo, ki jo steber še lahko prenese pri vpetju v temelj oziroma vpetju v prekladno konstrukcijo. Program tako z vnaprej predpisanim korakom povečuje intenziteto za vsak posamezni akcelerogram in išče pri kateri intenziteti je maksimalna rotacija prekoračena. Ker nas zanima bolj točna vrednost intenzitete pri kateri pride do porušitve se na tem mestu velikost koraka zmanjša. V nadaljevanju bomo prikazali izračunane IDA krivulje in primerjavo med njimi. Primerjava posameznih IDA krivulj med obema programoma je prikazana v Prilogi D (v prilogi so podane tudi vse rušne intenzitete in pripadajoč pomik).

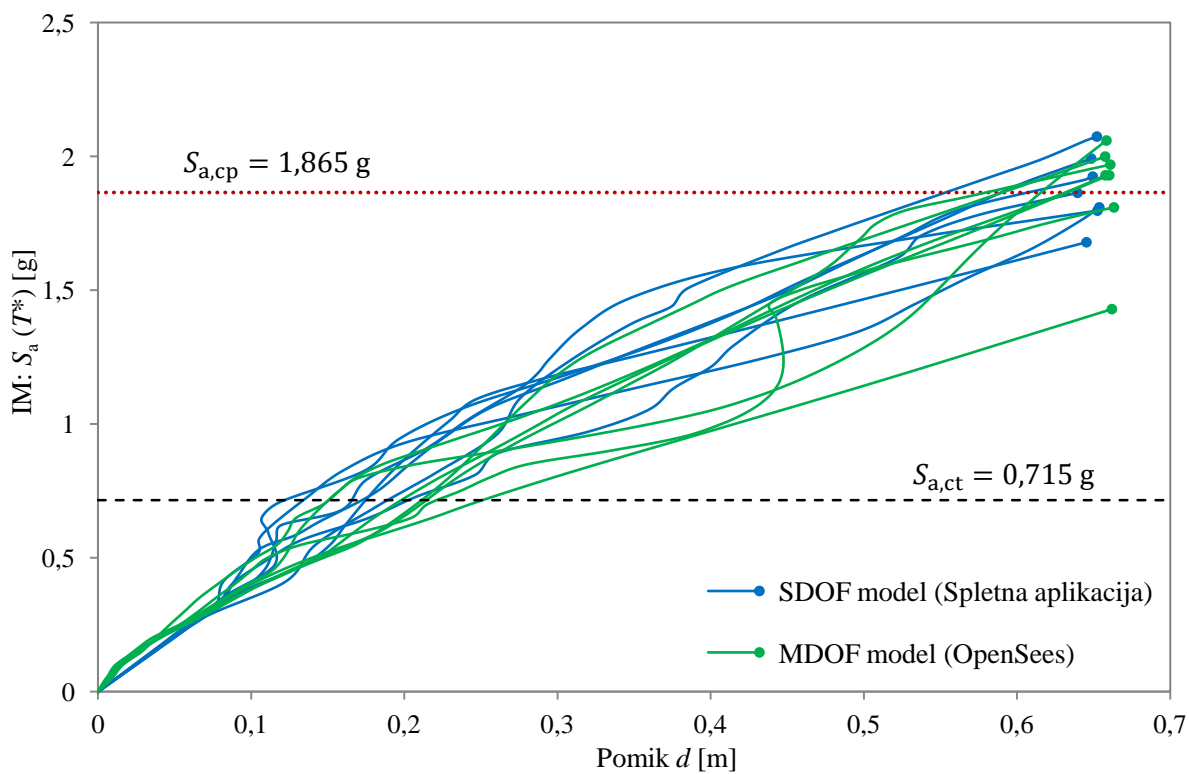


Slika 73: IDA krivulje izračunane s spletno aplikacijo CGMapp za vzdolžno smer mostu

Figure 73: IDA curves calculated with a web application CGMapp for the longitudinal direction of the bridge



Slika 74: IDA krivulje izračunane s programom OpenSees za vzdolžno smer mostu  
 Figure 74: IDA curves calculated with OpenSees for the longitudinal direction of the bridge



Slika 75: Primerjava IDA krivulj za karakteristične akcelerograme CGMs za vzdolžno smer mostu  
 Figure 75: Comparison of IDA curves for characteristic ground motions CGMs for the longitudinal direction of the bridge

Iz izračunanih IDA krivulj s pomočjo spletne aplikacije CGMapp lahko vidimo, da je za IDA krivulje podobno kot pri statični ("pushover") krivulji značilno začetno "elastično" območje, ki v obravnavanem primeru odgovarja ekvivalentni linearni togosti (sekantna togost na meji tečenja armature) konstrukcije. V primeru, da intenziteto merimo s spektrom pospeška, je naklon IDA krivulje dokler se SDOF model obnaša elastično enak ne glede na izbrani akceleroگرام. Pri izračunu IDA krivulj s programom OpenSees krivulje nimajo enakega začetnega naklona. Raztros je posledica tega, da je potresna obtežba izbrana tako, da imajo vsi akceleroگرامi enak spektralni pospešek pri nihajnem času  $T^*$ , ki je določen glede na idealizacijo potresne ("pushover") krivulje. Ker ima obravnavana konstrukcija dejansko drugačen osnovni nihajni čas, pri katerem ima potresna obtežba določen raztros, se raztros pojavi tudi pri potresnih zahtevah.

Slike prikazujejo tudi, da IDA krivulje običajno niso monotono naraščajoče. Po plastifikaciji sledi značilno "zvižanje" krivulje, ki poteka vse do točke, ko nastopi globalna nestabilnost oziroma porušitev konstrukcije (v obravnavanem primeru je to na slikah ponazorjeno s točko na koncu krivulje). Intenziteto pri kateri se konstrukcija poruši lahko imenujemo tudi seizmična kapaciteta konstrukcije  $S_{a,c}$ . Iz izračunanih IDA krivulj lahko vidimo, da se lahko pri večji intenziteti izbranega akceleroگرامa pojavi tudi manjši pomik. Analiza v nekaterih numeričnih primerih tudi pokaže, da lahko konstrukcija prenese tudi intenzitete, ki so večje od tiste, pri kateri smo že zaznali porušitev. V obravnavanem primeru smo za porušitev šteli najmanjšo kapaciteto oziroma prvo prekoračitev vnaprej izbranega odziva konstrukcije (maksimalni pomik oziroma maksimalna rotacija) in tako stanja po prvi porušitvi nismo obravnavali.

Pri primerjavi vrednosti IDA krivulj iz obeh modelov smo ugotovili, da je ujemanje zadovoljivo. Medsebojno ujemanje krivulj je razvidno tudi iz podanih slik. Sedaj nas je zanimalo ali je obravnavan most v vzdolžni smeri varen pred porušitvijo. S pomočjo metode 3R smo to ugotovili tako, da smo izračunali odziv konstrukcije za karakteristične akceleroگرامe CGMs. Na podlagi izračuna odziva konstrukcije za CGMs smo nato preverili v koliko primerih je bilo doseženo mejno stanje, v obravnavanem primeru porušitev. V primeru, da porušitev opazimo pri manj kot polovici analiz lahko sklepamo, da je potresno tveganje za porušitev konstrukcije manjše od ciljnega potresnega tveganja. Za določitev varnosti konstrukcije nam tako pri uporabi metode 3R ni bilo potrebno izračunati krivulj IDA, ampak le izvesti sedem nelinearnih dinamičnih analiz. Pri izračunu odziva konstrukcije v vzdolžni smeri za CGMs smo ugotovili, da mejno stanje (porušitev) ni bilo doseženo pri nobeni izmed analiz. V tem primeru lahko sklepamo, da je potresno tveganje za porušitev konstrukcije manjše od ciljnega potresnega tveganja oziroma, da je konstrukcija v vzdolžni smeri varna pred porušitvijo. V nadaljevanju smo varnost konstrukcije preverili tudi s pomočjo izračuna potresnega tveganja na osnovi pridobljenih rezultatov za rušne intenzitete krivulj IDA (za SDOF model s pomočjo spletne aplikacije CGMapp in za MDOF model s pomočjo programa OpenSees).

### 16.3 Izračun potresnega tveganja

Na osnovi pridobljenih rezultatov za rušne intenzitete (za SDOF in MDOF model) za katere predpostavimo, da so porazdeljene z logaritemsko normalno porazdelitvijo, določimo z uporabo metode momentov mediano  $\bar{S}_{a,C}$  in pripadajočo standardno deviacijo naravnih logaritmov kapacitete intenzitete  $\sigma_{\ln C}$  z naslednjimi enačbami:

$$\bar{S}_{a,C} = \bar{S}_{a,C} \cdot e^{-0,5 \cdot \sigma_{\ln C}^2} \quad (16.3)$$

$$\sigma_{\ln C} = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma^2}{\bar{S}_{a,C}^2} + 1\right)} \quad (16.4)$$

Pri tem sta  $\bar{S}_{a,C}$  in  $\sigma$  nepristranski oceni za povprečno (srednjo) vrednost in pripadajočo varianco glede na obravnavano skupino akceleroogramov. V obravnavanem primeru smo s  $\bar{S}_{a,C,SDOF}$  in  $\sigma_{SDOF}$  označili nepristranski oceni za rušne intenzitete izračunane s spletno aplikacijo CGMapp ter s  $\bar{S}_{a,C,MDOF}$  in  $\sigma_{MDOF}$  nepristranski oceni za rušne intenzitete izračunane s programom OpenSees.

$$\bar{S}_{a,C,SDOF} = 3,052 \text{ g}$$

$$\bar{S}_{a,C,MDOF} = 3,108 \text{ g}$$

$$\sigma_{SDOF} = 1,658$$

$$\sigma_{MDOF} = 1,772$$

$$\sigma_{\ln C,SDOF} = \sqrt{\ln\left(\frac{1,658^2}{3,052^2} + 1\right)} = 0,509$$

$$\sigma_{\ln C,MDOF} = \sqrt{\ln\left(\frac{1,772^2}{3,108^2} + 1\right)} = 0,531$$

$$\bar{S}_{a,C,SDOF} = 3,052 \cdot e^{-0,5 \cdot 0,509^2} = 2,68 \text{ g}$$

$$\bar{S}_{a,C,MDOF} = 3,108 \cdot e^{-0,5 \cdot 0,531^2} = 2,70 \text{ g}$$

Potresno tveganje izračunamo s pomočjo poenostavljene enačbe tveganja. Pri tem sta parametra  $k = 5,33$  in  $k_0 = 3,96 \cdot 10^{-6}$ . Parametra določata linearno aproksimacijo krivulje potresne nevarnosti v logaritemskih koordinatah. Ker se naklon krivulje potresne nevarnosti spreminja z intenziteto, se tudi parametra  $k$  in  $k_0$  spreminjata glede na območje intenzitet, ki nas zanima. To območje, ki je za nas pomembno, je v okolici mediane intenzitet, ki ustreza izbranemu mejnemu stanju (porušitev).

$$\lambda_{SDOF} = 3,96 \cdot 10^{-6} \cdot (2,68)^{-5,33} \cdot e^{0,5 \cdot 5,33^2 \cdot 0,509^2} = 8,2 \cdot 10^{-7} < \lambda_t = 10^{-5}$$

$$\lambda_{MDOF} = 3,96 \cdot 10^{-6} \cdot (2,70)^{-5,33} \cdot e^{0,5 \cdot 5,33^2 \cdot 0,531^2} = 1,1 \cdot 10^{-6} < \lambda_t = 10^{-5}$$

Iz izračuna potresnega tveganja za rušne intenzitete iz spletne aplikacije CGMapp in programa OpenSees tako ugotovimo, da je potresno tveganje manjše od ciljnega potresnega tveganja. To pomeni, da je obravnavana konstrukcija varna pred porušitvijo pri potresnem delovanju v vzdolžni smeri. S tem smo dokazali ustreznost metode 3R, s katero smo predhodno prav tako ugotovili, da je konstrukcija varna pred porušitvijo. V nadaljevanju moramo prav tako preveriti ali je obravnavana konstrukcija varna pred porušitvijo tudi pri potresnem delovanju v prečni smeri.

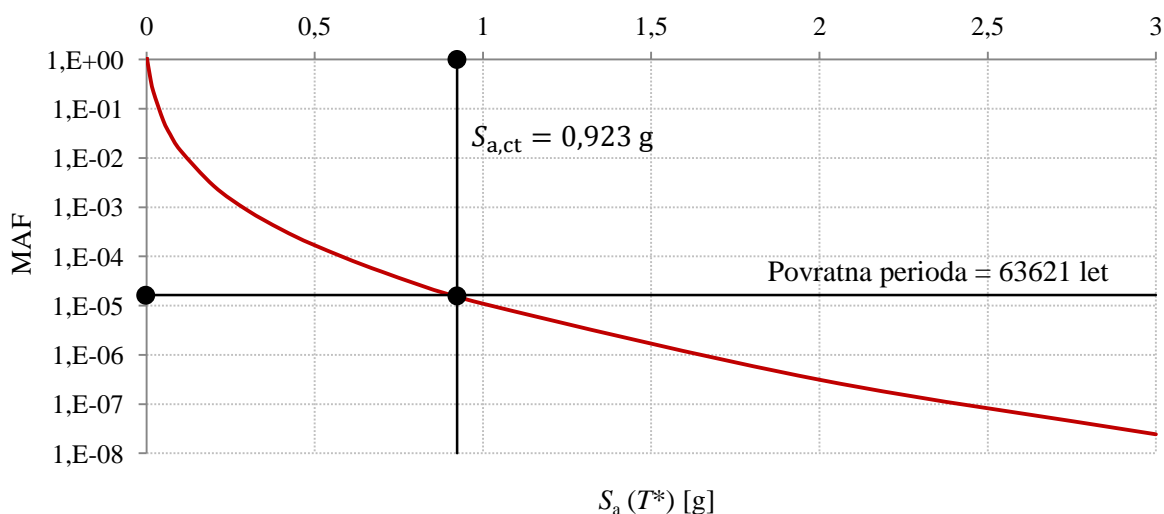
## 17 IZRAČUN POTRESNEGA TVEGANJA V PREČNI SMERI MOSTU

Potresno tveganje za prečno smer mostu je bilo tako kot za vzdolžno smer izračunano s pomočjo spletne aplikacije CGMapp in programa OpenSees. Na podlagi izračunov in rezultatov analiz smo lahko ocenili ali je obravnavana konstrukcija v prečni smeri varna pred porušitvijo.

### 17.1 Vhodni podatki in rezultati spletne aplikacije CGMapp

Za analizo v prečni smeri mostu smo osnovno skupino 30 akceleroگرامov (od tega 7 karakterističnih akceleroagramov CGMs) definirali na podlagi pogojnega spektra pospeškov, ki je bil pogojen s spektralnim pospeškom pri nihajnem času ekvivalentnega modela SDOF analize ( $T^* = 0,65$  s). Povprečna hitrost strižnega valovanja  $v_{s,30} = 270$  m/s je bila izbrana po smernicah standarda za tip tal C. Potresni scenarij je bil določen na podlagi magnitude  $M$ , oddaljenosti od preloma  $R$  [km] in karakteristične vrednosti ciljne rušne intenzitete  $S_{a,ct}$ .

Karakteristična vrednost ciljnega spektralnega pospeška ( $S_{a,ct} = 0,923$  g), ki povzroči porušitev konstrukcije, je bila določena na osnovi potresne nevarnosti lokacije objekta, ciljnega potresnega tveganja  $\lambda_t = 10^{-5}$  in privzete vrednosti za standardno deviacijo  $\beta_t = 0,4$ . Podatke o potresni nevarnosti konstrukcije smo pridobili z upoštevanjem poenostavljenega potresnega modela in z uporabo programa EZ-FRISK (2012). Na podlagi lokacije obravnavane konstrukcije in osnovnega nihajnega časa smo določili srednjo letno frekvenco prekoračitve (MAF) različnih amplitud intenzitete potresa in le to opisali s pomočjo krivulje potresne nevarnosti.

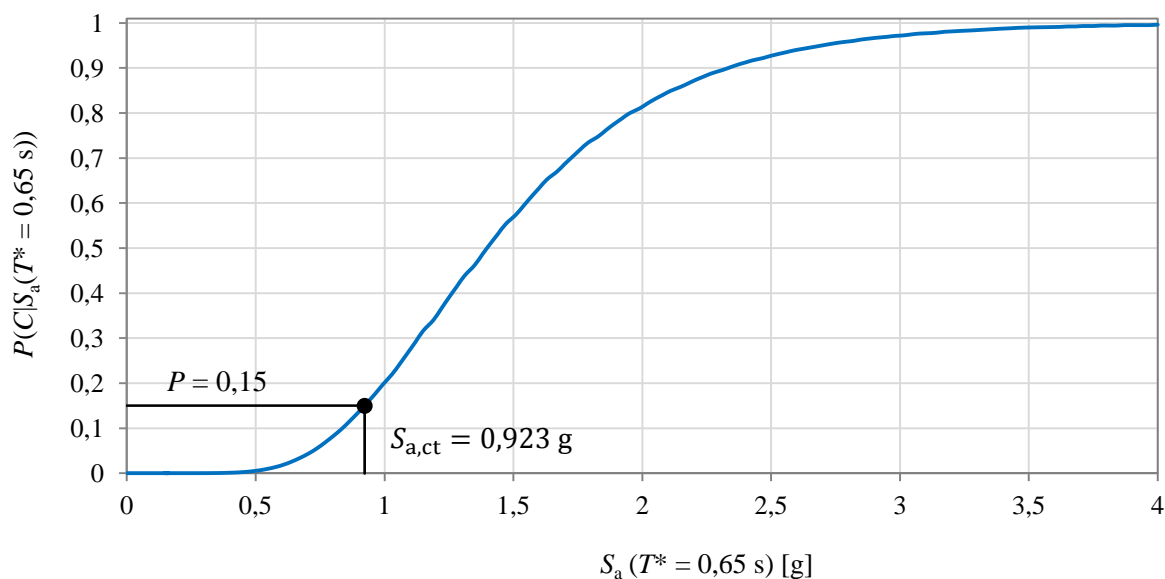


Slika 76: Krivulja potresne nevarnosti z označeno intenziteto  $S_{a,ct} = 0,923$  g in povratno periodo

Figure 76: Seismic hazard curve with indicated intensity  $S_{a,ct} = 0,923$  g and the return period



Pričakovana oddaljenost potresa  $R = 23$  km in pričakovana magnituda potresa  $M = 6,83$ , ki povzročita  $S_{a,ct}$ , sta bili izračunani s programom EZ-FRISK. Vrednost parametra  $\varepsilon$ , ki predstavlja število standardnih deviacij za katero se razlikuje vrednost  $S_{a,ct}$  od predvidene srednje vrednosti, je bila samodejno izračunana s spletno aplikacijo in je bila enaka  $\varepsilon = 2,17$ . Po definiciji vseh zahtevanih parametrov aplikacija samodejno izračuna ciljno krivuljo potresne ranljivosti. Ta nam pove verjetnost, da se bo pri določeni intenziteti pospeška zgodila porušitev konstrukcije.



Slika 77: Krivulja ciljne potresne ranljivosti za  $S_a(T^* = 0,65 \text{ s})$

Figure 77: Target collapse fragility function for  $S_a(T^* = 0,65 \text{ s})$

Iz krivulje ciljne potresne ranljivosti lahko vidimo, da je izračun ciljne rušne intenzitete  $S_{a,ct}$  izveden v območju 16-ega kvantila ( $P = 0,15$ ), kar je bilo s predhodnimi analizami določeno kot optimalno.

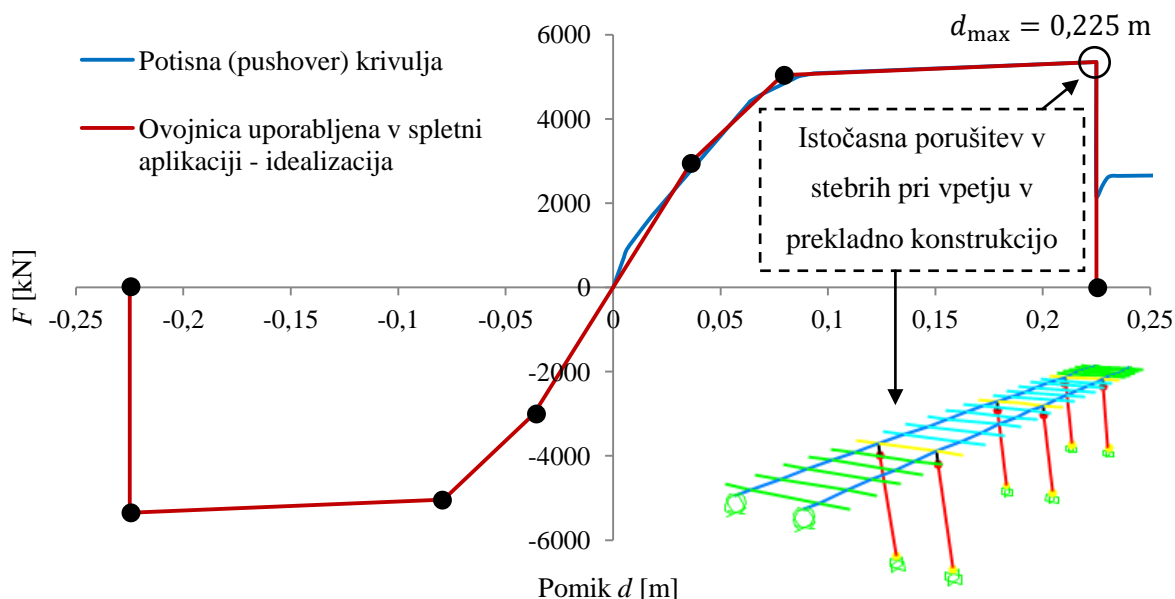
V nadaljevanju je potrebno podati vse zahtevane podatke o modelu z eno prostostno stopnjo SDOF. Najprej podamo vrednosti za maso in dušenje. Obravnavana konstrukcija s tem, ko smo odstranili vpetje v prečni smeri na mestu opornikov, tudi v tem primeru deluje kot SDOF model. Posledično je masa kar enaka celotni masi in znaša 861,3 t. Dušenje ( $C$ ) je izračunano po enakem postopku, kot smo ga opisali pri izračunu potresnega tveganja za vzdolžno smer mostu in znaša:

$$\alpha_M = \frac{4 \cdot \pi \cdot \xi}{T^*} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 0,05}{0,65 \text{ s}} = 0,967$$

$$C = 0,967 \cdot M$$

Na podlagi potisne analize smo določili tip uporabljenega materiala in ovojnico materiala. Izbrali smo si tip materiala TakedaDAsym, ki z razliko od materiala TakedaAsym omogoča določitev ene vrednosti več pri ovojnici materiala. Ker smo pri potisni analizi naredili trilinearno idealizacijo, je bilo tako potrebno izbrati tudi tip materiala, ki nam omogoča ponazoritev take ovojnice. Enako kot v

vzdolžni smeri tudi tu nismo upoštevali zmanjševanja nosilnosti, ampak smo upoštevali le porušitev konstrukcije. Porušitev je bila definirana v trenutku, ko je bila presežena maksimalna mejna rotacija pri vpetju v temelj ali pri vpetju v prekladno konstrukcijo za katerikoli stebel. Iz izračunane potisne krivulje smo določili, pri kateri vrednosti pomika konstrukcije se zgodi prva porušitev in na katerem mestu se le ta pojavi. Sledi idealizacija potisne («pushover») krivulje in uporaba ključnih vrednosti pri vnosu podatkov v spletno aplikacijo.



Slika 78: TakedaDAsym materialna ovojnica za prečno smer mostu

Figure 78: TakedaDAsym material envelope for the transverse direction of the bridge

Iz potisne (pushover) krivulje je razvidno, da do porušitve v stebrih pride istočasno pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj) pri pomiku  $d_{\max} = 0,225$  m. Na podlagi tega je bila tudi definirana oziroma idealizirana ovojnica sila-pomik.

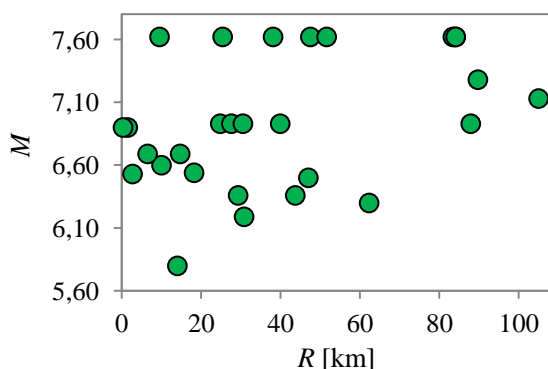
Ko zaključimo z vnosom zahtevanih podatkov in definicijo vseh parametrov v spletno aplikacijo lahko zaženemo izračun. V nadaljevanju so podani vsi rezultati.

Najprej bomo v preglednici prikazali vseh 30 izbranih akceleroگرامov in njihove glavne lastnosti. Dodatno so označeni karakteristični spektri akceleroگرامov CGMs. V preglednici RSN predstavlja zaporedno številko spektra (angl. response spectra number) iz podatkovnih baz za potrese (PEER, 2012), PGA predstavlja maksimalni pospešek tal (angl. peak ground acceleration) za posamezen akceleroگرام in  $d_t$  predstavlja časovni korak pri zapisu pospeška tal. V primeru, da nas zanima trajanje potresa pri posameznem akceleroگرامu si lahko pomagamo s časovnim korakom in številom korakov.

Preglednica 21: Spektri akceleroگرامov za prečno smer mostu

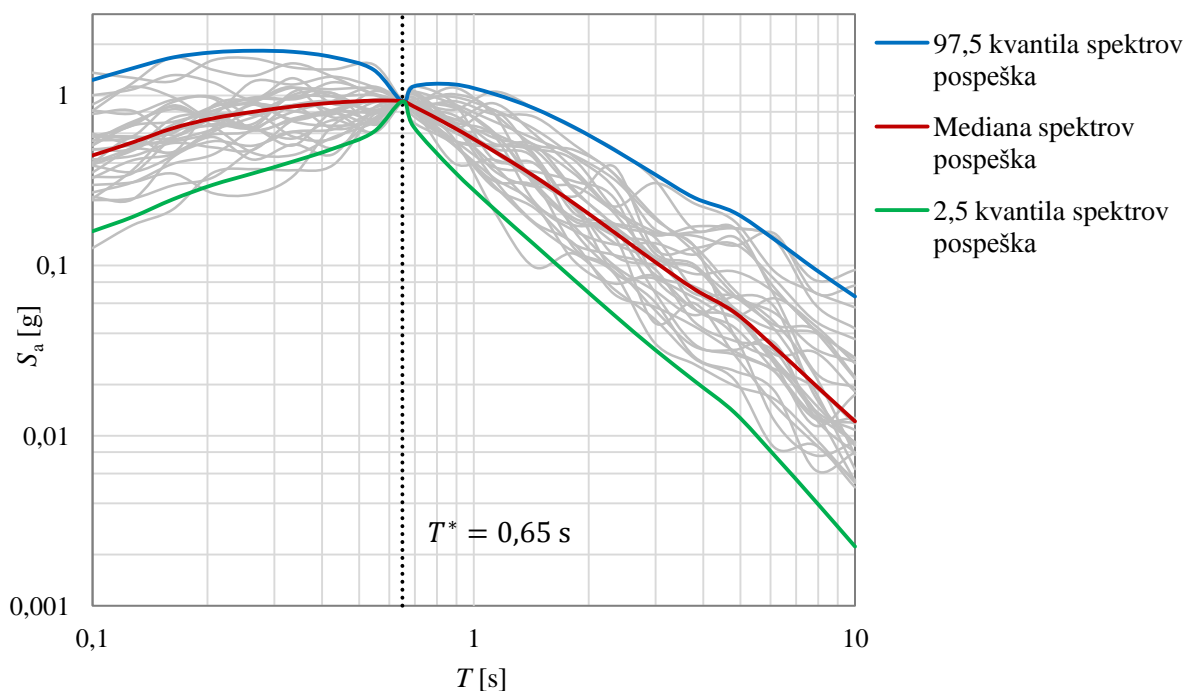
Table 21: Response spectra for the transverse direction of the bridge

#	RSN	Smer delovanja	Faktor skaliranja	$M$	$R$ [km]	$v_{s,30}$ [m/s]	CGMs	PGA [g]	$d_t$ [s]	Število korakov
1	418	2	1,55	5,21	/	338,5	no	0,733	0,005	8000
2	3720	1	1,94	6,6	10	234	no	0,235	0,002	16954
3	1481	2	2,23	7,62	25,4	272,6	yes	0,168	0,005	18000
4	1187	2	1,46	7,62	38,1	228,7	no	0,145	0,004	37500
5	578	2	1,03	7,3	/	274,5	no	0,242	0,01	4400
6	3277	2	3,61	6,3	62,3	201,2	no	0,102	0,005	14999
7	1120	1	0,61	6,9	1,5	256	no	0,611	0,01	4096
8	337	2	1,95	6,36	29,3	338,5	no	0,112	0,01	4000
9	1490	1	2,35	7,62	9,5	272,6	no	0,147	0,005	18000
10	160	2	0,64	6,53	2,7	223	no	0,775	0,005	7521
11	1829	2	3,13	7,13	105	271,4	no	0,126	0,005	12381
12	1300	1	3,43	7,62	47,5	272,6	yes	0,088	0,004	36250
13	324	2	3,19	6,36	43,7	338,5	yes	0,089	0,01	4000
14	1317	2	1,56	7,62	84,1	215	no	0,142	0,004	29250
15	462	1	3,74	6,19	30,8	198,8	no	0,071	0,005	5665
16	761	1	2,87	6,93	39,9	284,8	no	0,192	0,005	7949
17	1063	1	0,45	6,69	6,5	282,3	yes	0,825	0,01	1991
18	1221	2	2,22	7,62	83,4	272,6	no	0,097	0,005	18000
19	959	1	1,12	6,69	14,7	267,5	no	0,356	0,01	2499
20	841	2	2,90	7,28	89,7	345,4	no	0,090	0,02	2000
21	721	1	1,39	6,54	18,2	192,1	no	0,358	0,005	8000
22	1317	1	2,46	7,62	84,1	215	yes	0,149	0,004	29250
23	778	2	1,15	6,93	24,8	215,5	no	0,279	0,005	7928
24	1119	2	0,73	6,9	0,3	312	no	0,694	0,01	4096
25	777	2	1,36	6,93	27,6	198,8	yes	0,215	0,005	7818
26	772	1	3,20	6,93	30,5	281,6	no	0,134	0,005	7990
27	5170	2	3,28	6,5	47	225,6	no	0,096	0,008	17018
28	790	2	3,65	6,93	87,9	259,9	yes	0,106	0,005	7989
29	3552	2	1,99	5,8	14	207	no	0,257	0,002	10739
30	1276	1	2,97	7,62	51,6	272,6	no	0,126	0,005	18000



Slika 79: Lokacije epicentrov potresov, magnitude in oddaljenosti epicentra od lokacije meritve izbranih akceleroگرامov za analizo mostu v prečni smeri

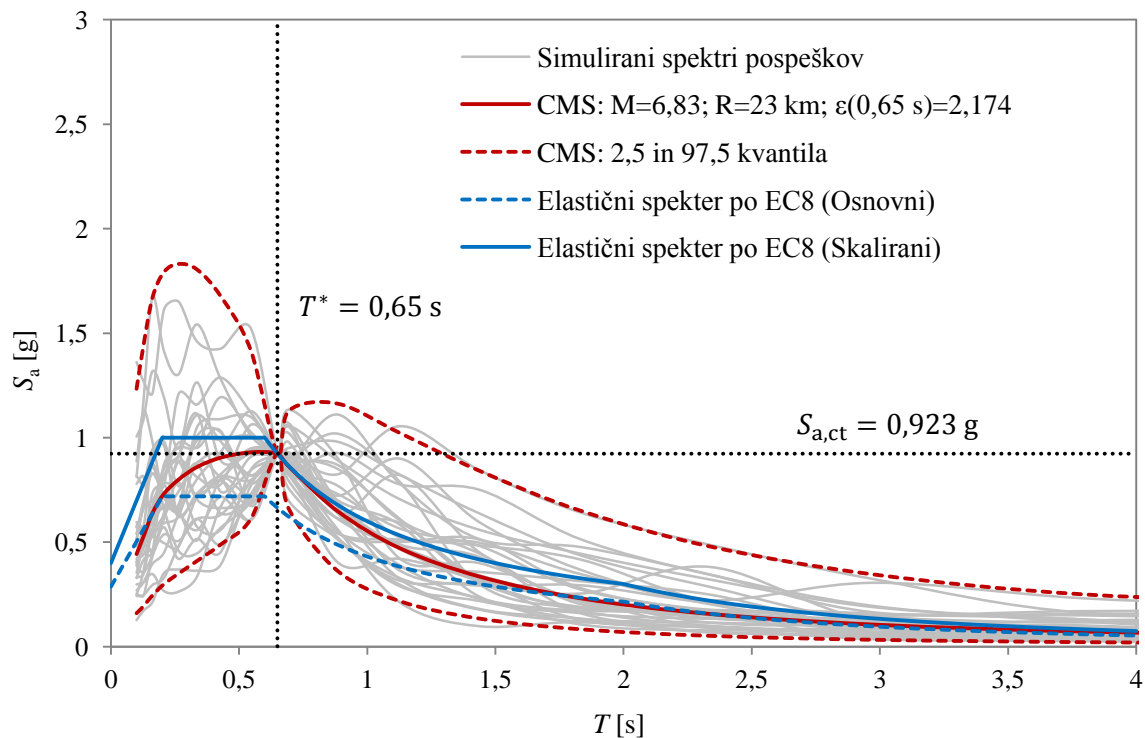
Figure 79: Earthquake epicentre locations, corresponding magnitudes and the distance of epicentre to the location of measurement of selected ground motions for seismic analysis of the bridge in the transverse direction



Slika 80: Spektri pospeškov simuliranih akcelerogramov (log. merilo) za prečno smer mostu (CGMapp)

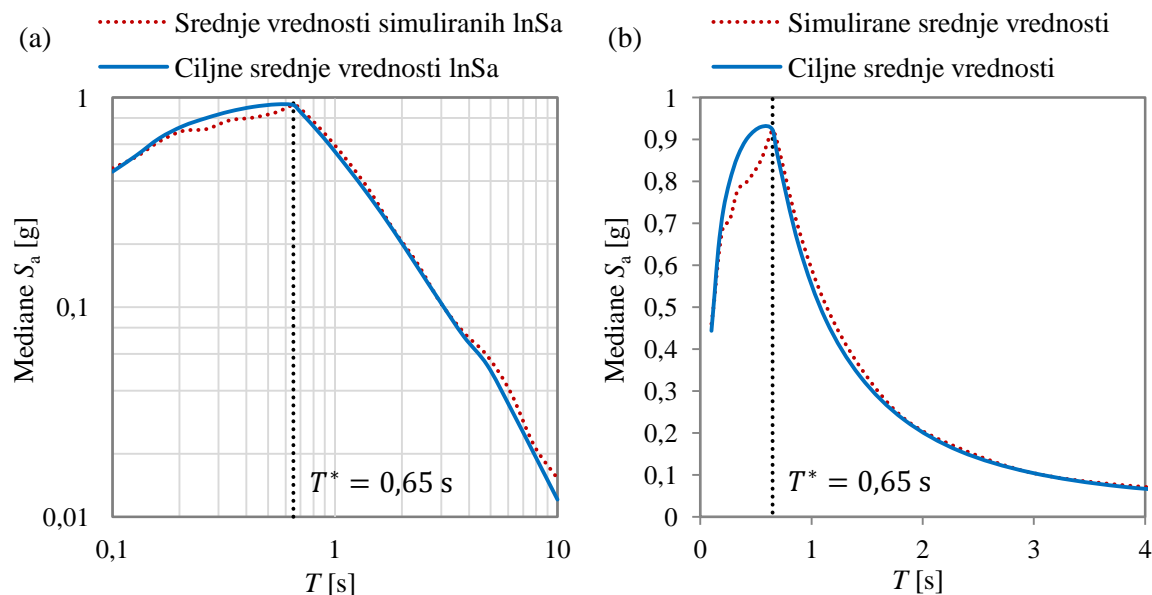
Figure 80: Response spectra of simulated ground motions (log. scale) for the transverse direction of the bridge (CGMapp)

V nadaljevanju prikazujemo ciljni pogojni spekter in simulirane spektre pospeškov. Dodali smo osnovni in skalirani osnovni elastični spekter (EC8) za boljšo primerjavo vrednosti in oblike spektra.



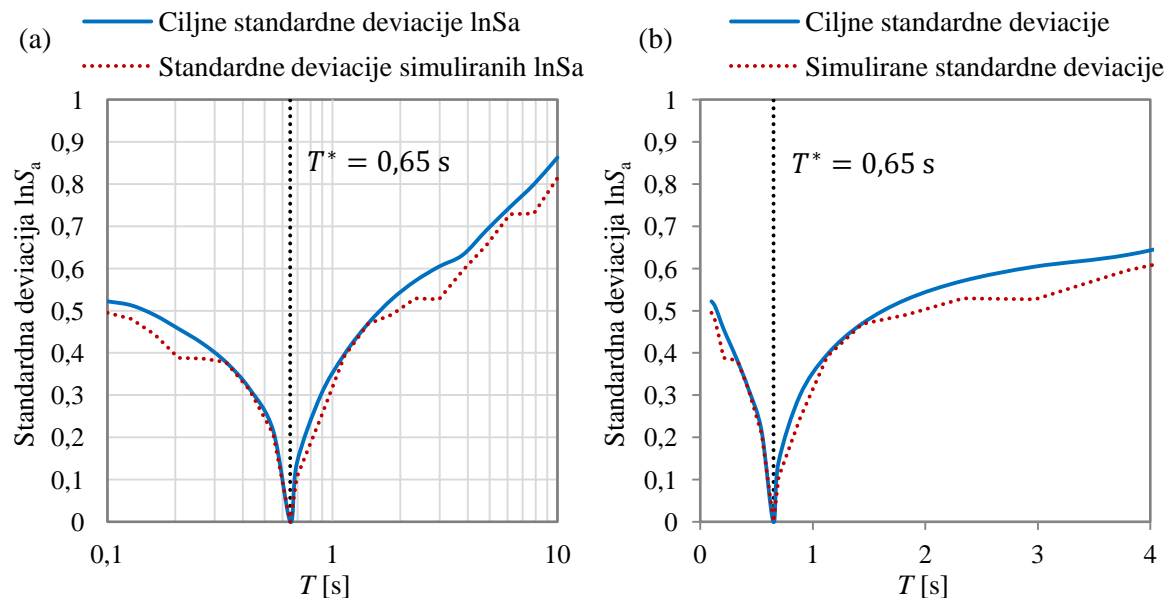
Slika 81: Ciljni pogojni spekter in simulirani spektri pospeškov za prečno smer mostu

Figure 81: The target conditional spectrum and simulated acceleration spectra for the transverse direction of the bridge



Slika 82: (a) Ciljne in simulirane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane vrednosti mediane spektra CS za prečno smer mostu

Figure 82: (a) Target and sample logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and sample median values of spectrum CS for the transverse direction of the bridge

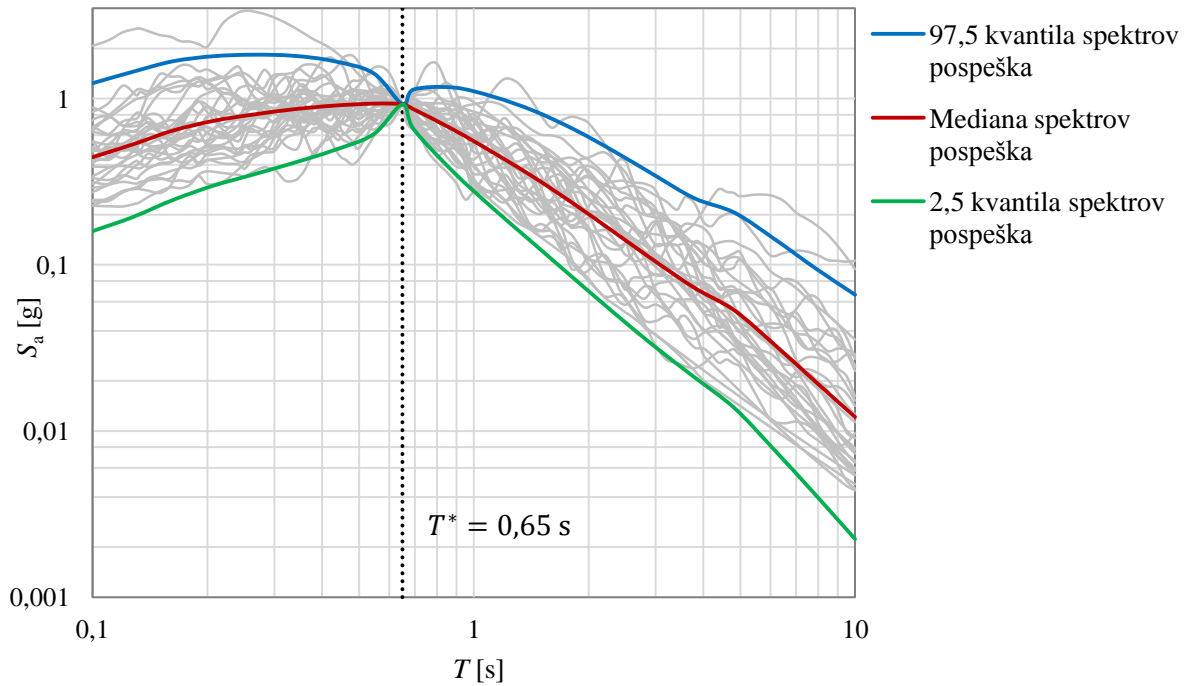


Slika 83: (a) Ciljne in simulirane logaritmične standardne deviacije  $\ln S_a$  (CGMapp) in (b) ciljne in simulirane standardne deviacije  $\ln S_a$  za prečno smer mostu

Figure 83: (a) Target and sample logarithmic standard deviations of  $\ln S_a$  (CGMapp) and (b) target and sample standard deviations of  $\ln S_a$  for the transverse direction of the bridge

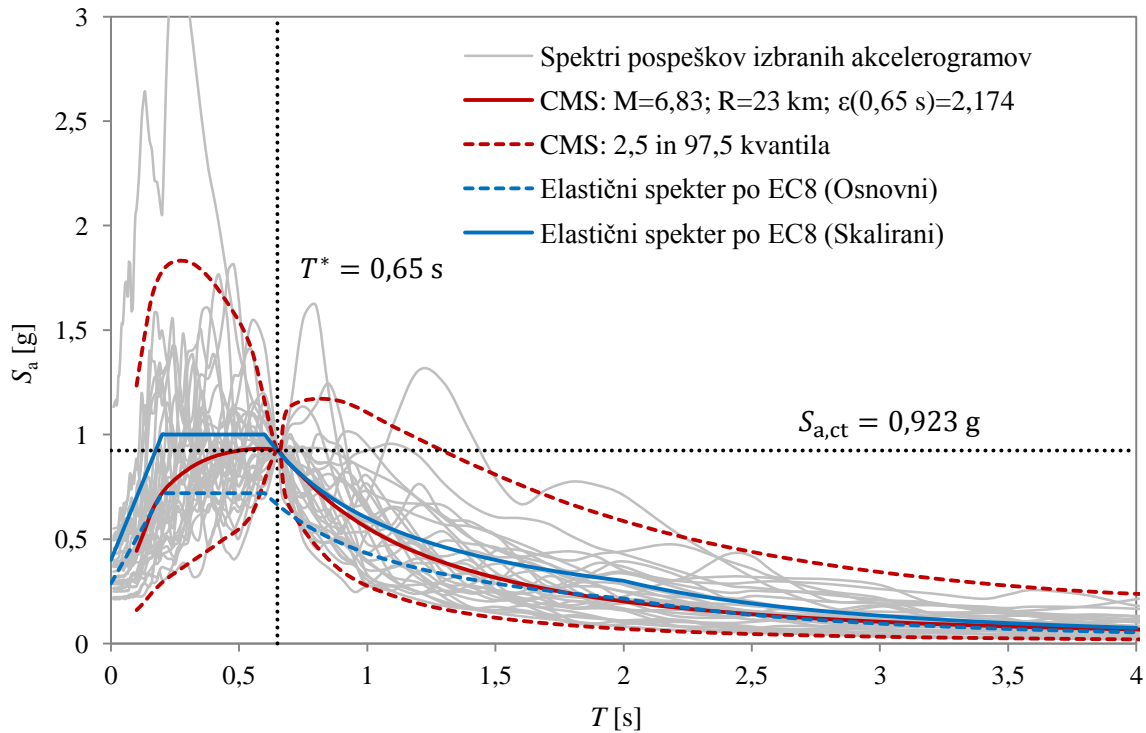
Po enakem postopku kot je bil opisan pri rezultatih za vzdolžno smer mostu je sedaj izveden izbor dejanskih akcelerogramov. V nadaljevanju prikazujemo ciljni pogojni spekter s spektri pospeškov izbranih akcelerogramov in nato ciljni pogojni spekter s spektri pospeškov izbranih akcelerogramov

pri nihajnih časih kjer je bila napaka minimalizirana. Za tem je prikazano tudi ujemanje srednjih vrednosti ter standardnih deviacij s ciljnimi vrednostmi.



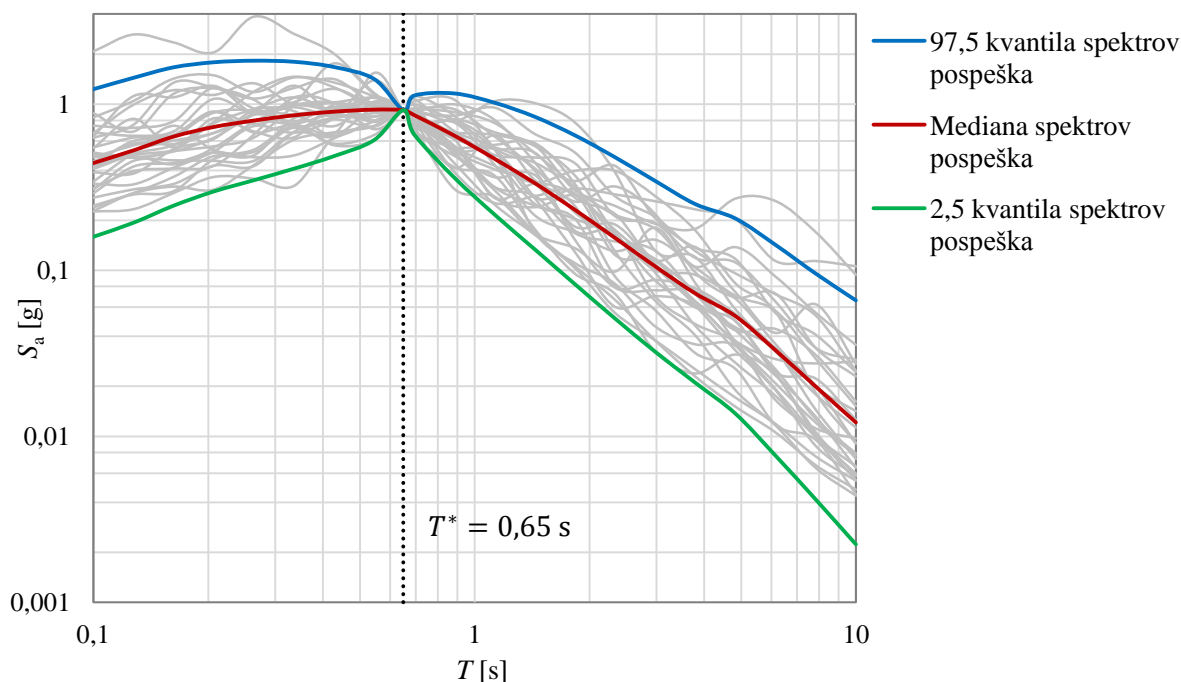
Slika 84: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov (log. merilo) za prečno smer mostu (CGMapp)

Figure 84: Response spectra of selected ground motions (log. scale) for the transverse direction of the bridge (CGMapp)



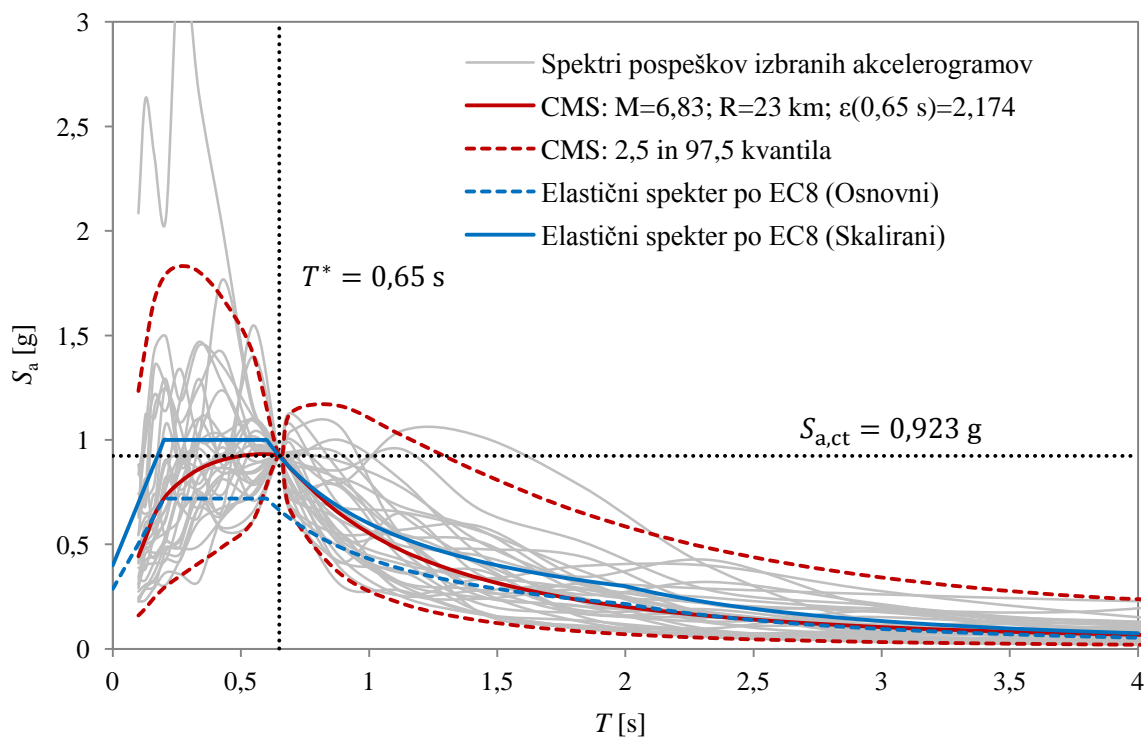
Slika 85: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov za prečno smer mostu

Figure 85: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra for the transverse direction of the bridge



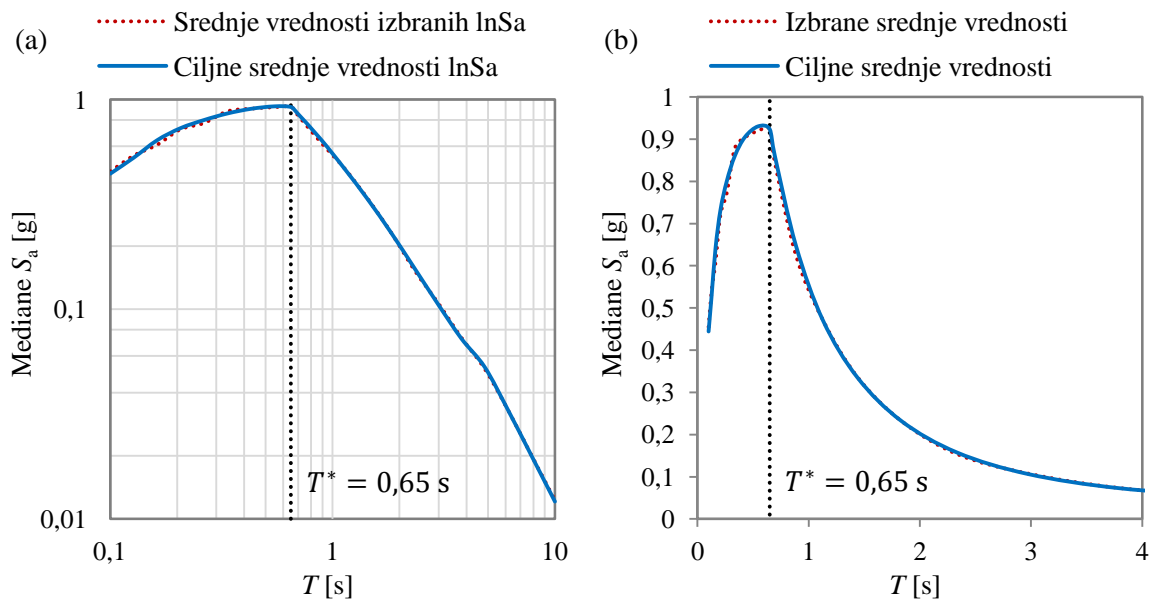
Slika 86: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (log. merilo) pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za prečno smer mostu (CGMapp)

Figure 86: Response spectra of selected ground motions (log. scale) at periods where error is minimized for the transverse direction of the bridge (CGMapp)



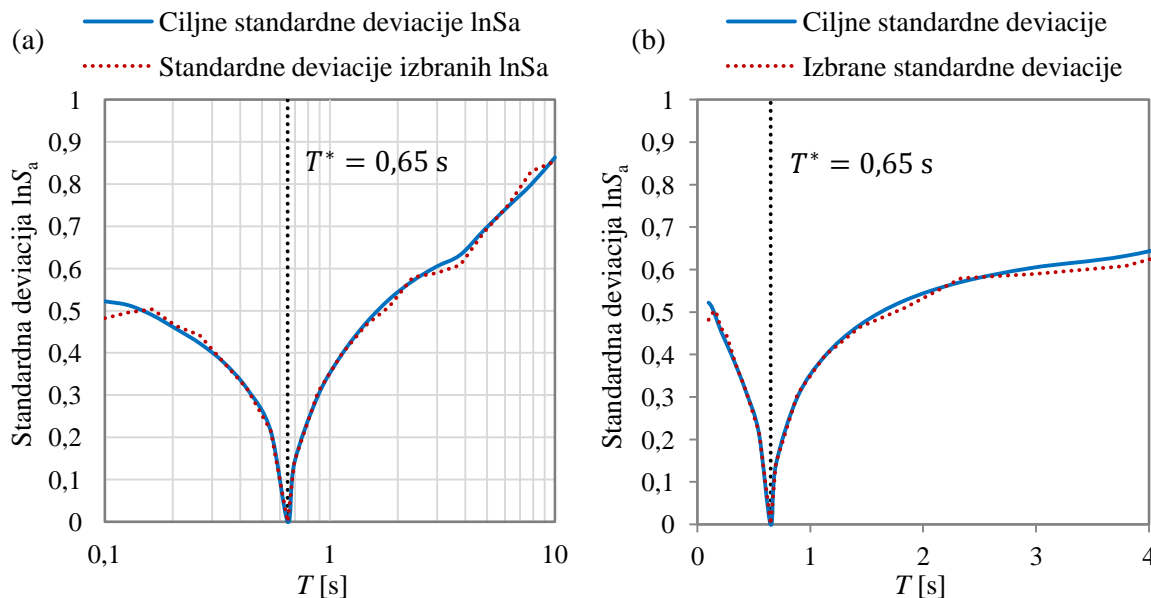
Slika 87: Ciljni pogojni spekter in izbrani spektri pospeškov pri nihajnih časih kjer je napaka minimizirana za prečno smer mostu

Figure 87: The target conditional spectrum and selected acceleration spectra at the periods where error is minimized for the transverse direction of the bridge



Slika 88: (a) Ciljne in izbrane logaritmične vrednosti mediane pospeškov spektra CS (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane vrednosti mediane spektra CS za prečno smer mostu

Figure 88: (a) Target and selected logarithmic median values of spectrum CS (CGMapp) and (b) target and selected median values of spectrum CS for the transverse direction of the bridge



Slika 89: (a) Ciljne in izbrane logaritmične standardne deviacije  $\ln S_a$  (CGMapp) in (b) ciljne in izbrane standardne deviacije  $\ln S_a$  za prečno smer mostu

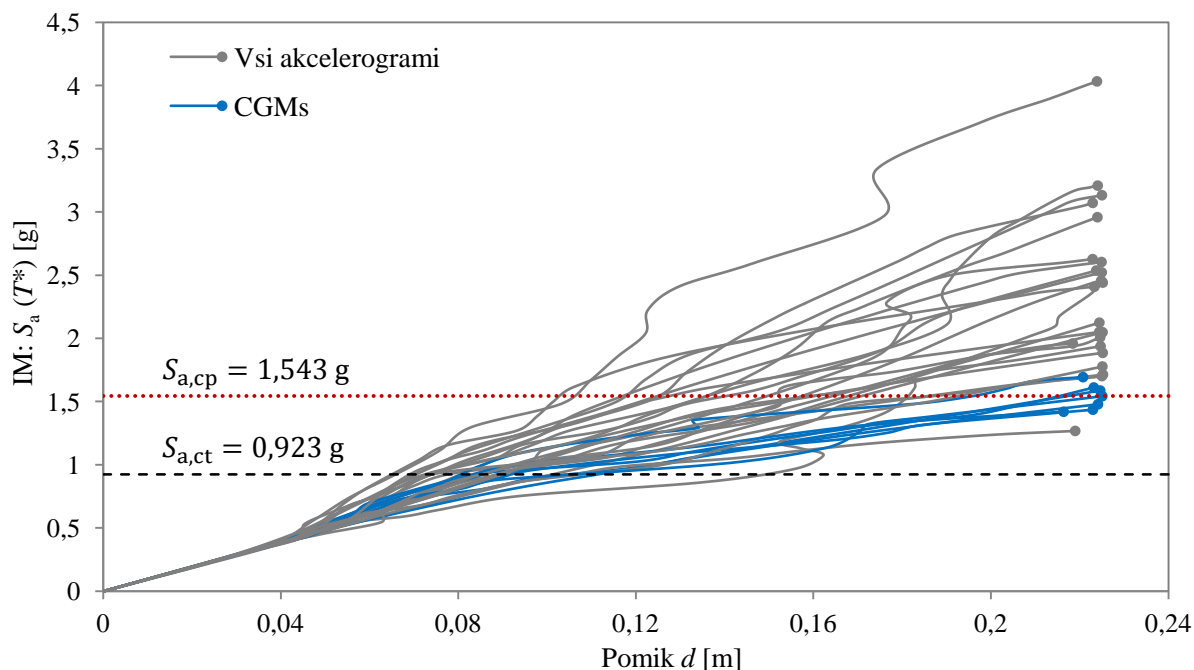
Figure 89: (a) Target and selected logarithmic standard deviations of  $\ln S_a$  (CGMapp) and (b) target and selected standard deviations of  $\ln S_a$  for the transverse axis of the bridge

Enako kot pri vzdolžni smeri smo tudi tu začetni in končni del časovnega zapisa akcelorogramov odrezali. Vsi izbrani akcelorogrami (s faktorjem in brez faktorja skaliranja) in spektri pospeškov (osnovni in skalirani) za prečno smer mostu so podani v Prilogi B oziroma Prilogi C. V nadaljevanju sledi izračun IDA krivulj s spletno aplikacijo CGMapp in programom OpenSees.



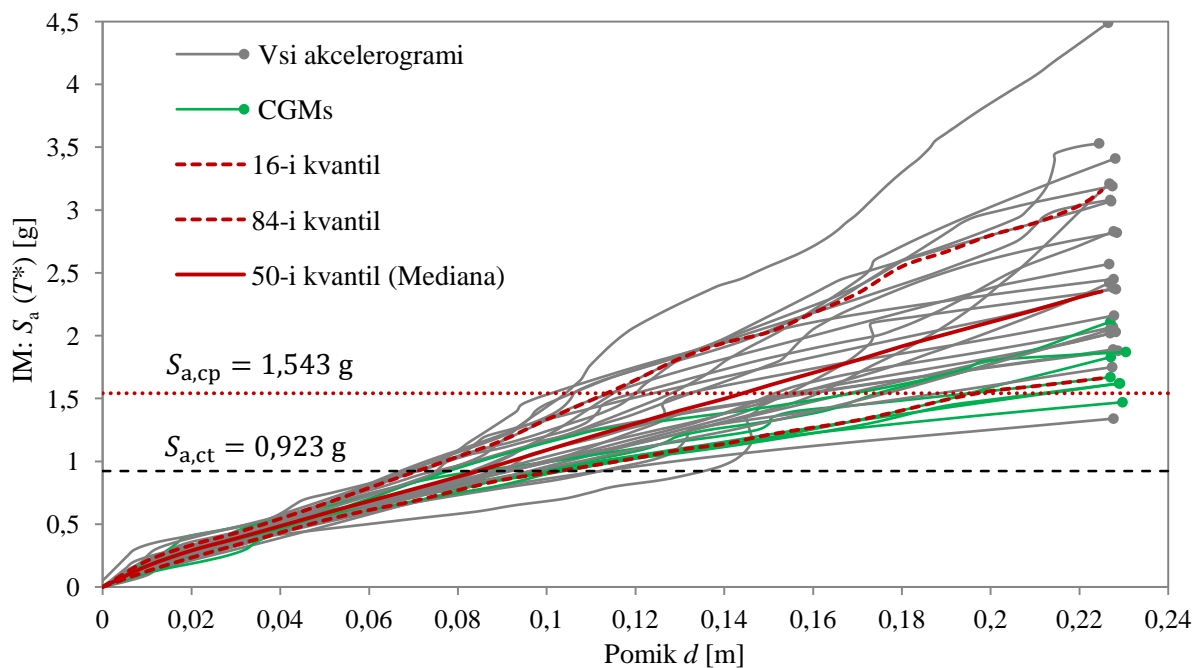
## 17.2 Izračun in primerjava IDA krivulj

Postopek izračuna IDA krivulj je bil v prečni smeri mostu enako kot pri vzdolžni smeri izveden s spletno aplikacijo CGMapp ter programom OpenSees. V nadaljevanju bomo prikazali izračunane IDA krivulje in primerjavo med njimi. Primerjava posameznih IDA krivulj med obema programoma je prikazana v Prilogi D (v prilogi so podane tudi vse rušne intenzitete in pripadajoč pomik).



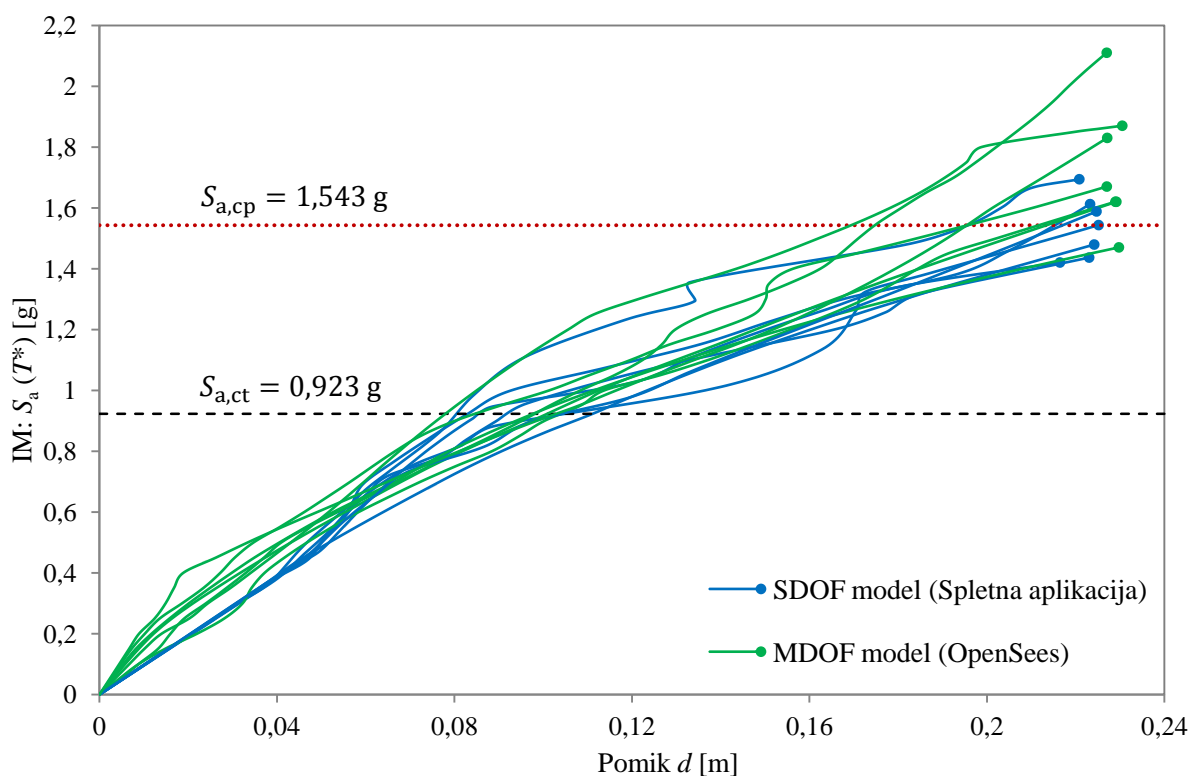
Slika 90: IDA krivulje izračunane s spletno aplikacijo CGMapp za prečno smer mostu

Figure 90: IDA curves calculated with a web application CGMapp for the transverse direction of the bridge



Slika 91: IDA krivulje izračunane s programom OpenSees za prečno smer mostu

Figure 91: IDA curves calculated with OpenSees for the transverse direction of the bridge



Slika 92: Primerjava IDA krivulj za CGMs za prečno smer mostu

Figure 92: Comparison of IDA curves for CGMs for the transverse direction of the bridge

Iz izračunanih IDA krivulj s programom OpenSees lahko opazimo, da enako kot v vzdolžni smeri tudi tukaj pride do raztrosa v začetnem "elastičnem" območju. Tudi v tem primeru je raztros posledica tega, da je potresna obtežba izbrana tako, da imajo vsi akceleroگرامi enak spektralni pospešek pri nihajnem času  $T^*$ , ki je določen glede na idealizacijo potisne ("pushover") krivulje. Raztros se tako pojavi pri potresnih zahtevah, ker ima obravnavana konstrukcija dejansko drugačen nihajni čas. To vpliva na začetno togost konstrukcije in tako pride do raztrosa pri vseh akceleroGRAMih.

Pri primerjavi vrednosti IDA krivulj iz obeh modelov smo ugotovili, da je ujemanje zadovoljivo. Medsebojno ujemanje krivulj je razvidno tudi iz podanih slik. Sedaj nas je zanimalo ali je obravnavan most v prečni smeri varen pred poružitvijo. S pomočjo metode 3R smo to ugotovili tako, da smo izračunali odziv konstrukcije za karakteristične akceleroGRAMe CGMs. Na podlagi izračuna odziva konstrukcije za CGMs smo nato preverili v koliko primerih je bilo doseženo mejno stanje, v obravnavanem primeru porušitev. V primeru, da porušitev opazimo pri manj kot polovici analiz lahko sklepamo, da je potresno tveganje za porušitev konstrukcije manjše od ciljnega potresnega tveganja. Za določitev varnosti konstrukcije nam tako pri uporabi metode 3R ni bilo potrebno izračunati krivulj IDA, ampak le izvesti sedem nelinearnih dinamičnih analiz. Pri izračunu odziva konstrukcije v prečni smeri za CGMs smo ugotovili, da mejno stanje (porušitev) ni bilo doseženo pri nobeni izmed analiz. V tem primeru lahko sklepamo, da je potresno tveganje za porušitev konstrukcije manjše od ciljnega

potresnega tveganja oziroma, da je konstrukcija v prečni smeri varna pred poružitvijo. V nadaljevanju smo varnost konstrukcije preverili tudi s pomočjo izračuna potresnega tveganja na osnovi pridobljenih rezultatov za rušne intenzitete krivulj IDA (za SDOF model s pomočjo spletne aplikacije CGMapp in za MDOF model s pomočjo programa OpenSees).

### 17.3 Izračun potresnega tveganja

Tudi pri izračunu potresnega tveganja v prečni smeri mostu smo s  $\bar{S}_{a,C,SDOF}$  in  $\sigma_{SDOF}$  označili nepristranski oceni za rušne intenzitete izračunane s spletno aplikacijo CGMapp ter s  $\bar{S}_{a,C,MDOF}$  in  $\sigma_{MDOF}$  nepristranski oceni za rušne intenzitete izračunane s programom OpenSees.

$$\begin{aligned} \bar{S}_{a,C,SDOF} &= 2,175 \text{ g} & \bar{S}_{a,C,MDOF} &= 2,373 \text{ g} \\ \sigma_{SDOF} &= 0,650 & \sigma_{MDOF} &= 0,724 \\ \sigma_{\ln C,SDOF} &= \sqrt{\ln\left(\frac{0,650^2}{2,175^2} + 1\right)} = 0,293 & \sigma_{\ln C,MDOF} &= \sqrt{\ln\left(\frac{0,724^2}{2,373^2} + 1\right)} = 0,298 \\ \tilde{S}_{a,C,SDOF} &= 2,175 \cdot e^{-0,5 \cdot 0,293^2} = 2,08 \text{ g} & \tilde{S}_{a,C,MDOF} &= 2,373 \cdot e^{-0,5 \cdot 0,298^2} = 2,27 \text{ g} \end{aligned}$$

Potresno tveganje izračunamo s pomočjo poenostavljene enačbe tveganja. Pri tem sta parametra  $k = 5,07$  in  $k_0 = 9,5 \cdot 10^{-6}$ . Parametra določata linearno aproksimacijo krivulje potresne nevarnosti v logaritmskih koordinatah. Ker se naklon krivulje potresne nevarnosti spreminja z intenziteto, se tudi parametra  $k$  in  $k_0$  spreminjata glede na območje intenzitet, ki nas zanima. To območje, ki je za nas pomembno, je v okolici mediane intenzitet, ki ustreza izbranemu mejnemu stanju (porušitev).

$$\begin{aligned} \lambda_{SDOF} &= 9,5 \cdot 10^{-6} \cdot (2,08)^{-5,07} \cdot e^{0,5 \cdot 5,07^2 \cdot 0,293^2} = 6,9 \cdot 10^{-7} < \lambda_t = 10^{-5} \\ \lambda_{MDOF} &= 9,5 \cdot 10^{-6} \cdot (2,27)^{-5,07} \cdot e^{0,5 \cdot 5,07^2 \cdot 0,298^2} = 4,7 \cdot 10^{-7} < \lambda_t = 10^{-5} \end{aligned}$$

Iz izračuna potresnega tveganja za rušne intenzitete iz spletne aplikacije CGMapp in programa OpenSees tako ugotovimo, da je potresno tveganje manjše od ciljnega potresnega tveganja. To pomeni, da je obravnavana konstrukcija varna pred poružitvijo pri potresnem delovanju v prečni smeri. S tem smo dokazali tako ustreznost metode 3R, s katero smo predhodno ugotovili, da je konstrukcija varna pred poružitvijo kot tudi, da je konstrukcija varna pred poružitvijo v obeh smereh.

## 18 ZAKLJUČEK

V sklopu I. dela magistrske naloge smo obravnavali premostitveno armiranobetonsko konstrukcijo, ki je potekala v vzdolžni smeri neprekinjeno preko štirih polj z različnimi statičnimi razponi (skupne dolžine 55,0 m). Prekladna konstrukcija je bila podprta s šestimi pravokotnimi stebri enakega prereza iz dolžine, ki so bili vpeti tako v temelj (Spodaj) kot v prekladno konstrukcijo (Zgoraj). Prerez prekladne konstrukcije se sestoji iz plošče, konzol na obeh straneh, ki sta spremenljive višine in dveh glavnih nosilnih reber spremenljive višine in širine. Konstrukcija obravnavana v I. delu magistrske naloge je na mestu opornikov podprta v prečni smeri. Konstrukcija se nahaja v Domžalah pri Ljubljani, zato smo v analizi upoštevali maksimalni projektni pospešek temeljnih tal  $a_g = 0,25$  g ter tip tal C. Odločili smo se, da konstrukcijo projektiramo tako, da ji zagotovimo duktilno obnašanje pri močni potresni obtežbi. Ker so vsi stebri enaki in dovolj dolgi smo za faktor obnašanja izbrali vrednost  $q = 3,5$ .

Konstrukcijo smo analizirali s programom SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2009). Določili smo dva računska modela. Pri prvem smo za modeliranje vseh konstrukcijskih elementov uporabili linijske elemente, medtem ko smo v drugem modelu prekladno konstrukcijo modelirali s pomočjo lupinastih elementov. Ker je pri modeliranju konstrukcije ključnega pomena, da z modelom zajamemo bistvene značilnosti nosilne konstrukcije in s tem čim bolj natančno opišemo dejansko obnašanje konstrukcije, nas je zanimalo ali naredimo napako, če za končni računski model uporabimo poenostavljen model, sestavljen izključno iz linijskih elementov. Pri primerjavi rezultatov smo ugotovili, da je razlika med nihajnimi časi in pripadajočimi sodelujočimi masami med obema računskima modeloma zanemarljiva. Razlika med nihajnima časoma v vzdolžni smeri je tako znašala le 5 % in razlika v prečni smeri 16 %. V prečni smeri je bila razlika nekoliko večja zaradi drugačnega modeliranja prekladne konstrukcije (razlika med vztrajnostnimi momenti). Kljub temu smo ocenili, da je bil prostorski linijski model za nadaljnje izračune zadosti natančen in smo pri dimenzioniranju in konstruiranju elementov uporabili rezultate, ki smo jih določili s tem modelom.

S programom DIAS-P (UL FGG, IKPIR, 1999) smo določili upogibno (vzdolžno) armaturo za tipični zunanji in notranji steber. V nadaljevanju smo s pomočjo metode načrtovanja nosilnosti določili prečne sile, s katerimi smo izračunali potrebno prečno armaturo. Prečno armaturo smo določili posebej v smeri šibkejše osi (vzdolžna smer mostu) in v smeri močnejše osi (prečna smer mostu). Prečna armatura je bila v vseh stebrih enaka, in sicer: a) v smeri šibkejše osi 6-strižna stremena  $\Phi 12/25$  cm in b) v smeri močnejše osi stebra 4-strižna stremena  $\Phi 12/25$  cm. Pri vpetju v temelj in prekladno konstrukcijo (področje spodnjega in zgornjega plastičnega členka) smo določili prečno armaturo, ki zagotavlja zadostno objetje betonskega jedra in preprečuje uklon vzdolžnih armaturnih palic. V

šibkejši osi stebra so potrebna 6-strižna stremena  $\Phi 12/15$  cm in v močnejši osi stebra 4-strižna stremena  $\Phi 12/15$  cm.

V nadaljevanju smo ocenili pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv. Pomike smo izračunali tako za vzdolžno kot prečno smer mostu na podlagi ocene ukrivljenosti na meji tečenja iz standarda Evrokod 8/2 (Dodatek C, Metoda 2) in ukrivljenosti na meji tečenja, ki smo jo povzeli iz osmega poglavja. Za vzdolžno smer mostu smo na prvi način izračunali pomik 11 cm in na drugi način pomik 9,3 cm. Za prečno smer mostu smo na prvi način izračunali pomik 2,14 cm in na drugi način pomik 2,07 cm. Vidimo lahko, da je pomik v prečni smeri bolj primerljiv kot pomik v vzdolžni smeri mostu. Po zaključeni analizi in dimenzioniranju konstrukcije smo njen potresni odziv ocenili tudi z nelinearno potisno (angl. »pushover«) analizo, in sicer v vsaki smeri konstrukcije posebej (v vzdolžni in prečni smeri mostu). Uporabili smo programa OpenSees (OpenSees, 2015) in SAP2000. S tem smo lahko preverili ujemanje izračuna in primerjali končne rezultate analize. Ker je bila razlika med obema programoma v obeh smereh zanemarljiva, smo ugotovili, da bi nelinearno analizo lahko opravili le v enem izmed uporabljenih programov in dobili praktično enak končni rezultat.

V vzdolžni smeri smo ocenili, da znaša pričakovani pomik konstrukcije 10,5 cm. S pomočjo tega pomika smo ocenili obremenitve v stebrih. Iz obremenitev v stebrih in pripadajočih rotacij smo ugotovili, da so le te malo večje od obremenitev in rotacij na meji tečenja. To pomeni, da se nahajamo ravno na meji plastifikacije in, da se bo v tem primeru armatura le omejeno plastificirala. Poenostavljeno nelinearno analizo smo naredili tudi v prečni smeri mostu. Konstrukcijo smo analizirali na tri načine, in sicer tako, da smo most obremenili s tremi različnimi razporedi inercialnih sil (enakomeren, paraboličen in proporcionalen 1. nihajni obliki). Pri enakomerni porazdelitvi je nihajni čas SDOF sistema znašal  $T^* = 0,340$  s in končni ciljni pomik 2,1 cm, pri porazdelitvi sil proporcionalni 1. nihajni obliki je nihajni čas SDOF sistema znašal  $T^* = 0,314$  s in končni ciljni pomik 2,2 cm in pri parabolični porazdelitvi je nihajni čas SDOF sistema znašal  $T^* = 0,315$  s in končni ciljni pomik 2,2 cm. V vseh treh primerih smo se nahajali v območju kratkih nihajnih časov. Ko smo ciljne pomike uporabili za obremenitev konstrukcije v sklopu ponovne nelinearne potisne analize, smo ugotovili, da so obremenitve tako v zunanjih kot notranjih stebrih in pripadajoče rotacije, veliko manjše od obremenitev in rotacij na meji tečenja. Tako se armatura pri pričakovanem pomiku ne bi plastificirala in je odziv konstrukcije pretežno elastičen.

V primeru, da si ogledamo Slike 40, 42 in 44 lahko vidimo, da je celotna prečna sila pri vpetju  $F$  zelo velika. To je posledica zelo velike togosti prekladne konstrukcije v prečni smeri. Na tem mestu lahko poudarimo, da bi bilo potrebno narediti izračun in dimenzionirati opornike na začetku in koncu mostu ter s tem preveriti ali dejansko lahko prenesejo tako velike obremenitve. To je v obravnavanem primeru presegalo okvire magistrske naloge. Zaradi tega smo se odločili, da bomo v nadaljevanju

preverili tudi odziv konstrukcije v primeru, ko se potresna obtežba v prečni smeri prenaša izključno na stebre.

V sklopu II. dela magistrske naloge smo obravnavali premostitveno armiranobetonsko konstrukcijo, ki je bila analizirana in projektirana z enako tipsko zasnovo kot konstrukcija v I. delu. Ena izmed ugotovitev I. dela je bila, da bo odziv konstrukcije tudi pri močni potresni obtežbi pretežno elastičen (ob predpostavki zadostne nosilnosti opornikov konstrukcije in podpor v prečni smeri). Da bi ocenili odziv konstrukcije v primeru, ko v prečni smeri ni možno zagotoviti zadostne nosilnosti podpor nad opornikoma, smo naredili tudi analizo mostu za primer, ko teh podpor ni. Tako se celotna potresna obtežba prenese le na stebre. Zaradi spremembe v zasnovi lahko pričakujemo, da se bodo obremenitve na stebre močno povečale. S tem se bodo povečale tudi notranje statične količine v stebrih, pomiki in rotacije stebrov. Poudariti je potrebno, da z odstranitvijo podpor na mestu opornikov posredno vplivamo na varnost konstrukcije pred poružitvijo. Zaradi tega smo v sklopu II. dela varnost konstrukcije preverili z nelinearnimi statičnimi in nelinearnim dinamičnimi analizami.

Dimenzije prekladne in podporne konstrukcije, uporabljeni materiali, krovna plast betona in vplivi na konstrukcijo (lastna in stalna obtežba, potresna obtežba) so ostali enaki kot v I. delu. Modeliranje in analizo konstrukcije smo za spremenjeno zasnovo izvedli s pomočjo dveh prostorskih računskih modelov v programu SAP2000. Prvi prostorski računski model je sestavljen izključno iz linijskih elementov. Drugi prostorski računski model vsebuje tako linijske elemente kot lupinaste elemente (prekladna konstrukcija). Na osnovi primerjave rezultatov analize smo se odločili, kateri model bomo uporabili za nadaljnje analize in dimenzioniranje. Ugotovili smo, da lahko uporabljamo enostavnejši model. Primerjali smo tudi odziv konstrukcije v primeru, da je v prečni smeri podprta nad opornikoma in v primeru, ko tam podpor ni. Prva nihajna oblika (translacijska v vzdolžni smeri) je ostala enaka. To je bilo pričakovano, ker z odstranitvijo podpor v prečni smeri, na delovanje konstrukcije v vzdolžni smeri nismo vplivali. V primerjavi s prvotno zasnovo, kjer je bila druga nihajna oblika translacijska v prečni smeri mostu, je pri spremenjeni zasnovi ta postala torzijska. Prav tako se je skoraj za dvakrat podaljšal nihajni čas. Tretja nihajna oblika je v obeh primerih translacijska v prečni smeri mostu, vendar je nihajni čas pri spremenjeni zasnovi veliko daljši (približno trikrat).

Pri dimenzioniranju stebrov smo ugotovili, da lahko ostane armatura enaka kljub spremenjeni zasnovi konstrukcije tako v zunanjih kot notranjih stebrih. To velja tako za upogibno (vzdolžno) armaturo kot prečno armaturo v vseh treh območjih (območje spodnjega in zgornjega plastičnega členka ter srednje območje). V nadaljevanju smo izračunali pomike v vzdolžni in prečni smeri mostu. Pomiki v vzdolžni smeri konstrukcije se pričakovano niso spremenili. Spremenjena zasnova je vplivala predvsem na velikost pomikov v prečni smeri mostu. Na podlagi približne ocene ukrivljenosti na meji tečenja, je pri spremenjeni zasnovi pomik znašal 6,6 cm, medtem ko je bil pri prvotni zasnovi pomik enak 2,14 cm.

Pri bolj natančni oceni ukrivljenosti na meji tečenja (iz nelinearne analize), je bil pomik pri spremenjeni zasnovi enak 6,0 cm, medtem ko je bil pri prvotni zasnovi pomik enak 2,07 cm. S primerjavo razlik tako lahko ocenimo, da je pomik pri spremenjeni zasnovi v prečni smeri mostu približno trikrat večji.

Nelinearno potisno analizo vzdolžne in prečne smeri mostu, smo naredili v programu OpenSees in programu SAP2000. S tem smo preverili ujemanje izračuna in primerjali končne rezultate analize. V vzdolžni smeri mostu smo ugotovili, da odstranitev podpor v prečni smeri nad oporniki, pričakovano ne vpliva na končne rezultate analize. Iz obremenitev v stebrih in pripadajočih rotacij izračunanih pri pričakovanem pomiku, smo ugotovili, da se konstrukcija nahaja na meji tečenja. V prečni smeri mostu smo nelinearno potisno analizo izvedli na podlagi enakomerne in parabolične porazdelitve inercialnih sil. Iz obremenitev v stebrih (upogibnih momentov), smo ugotovili, da se je konstrukcija nahajala ravno na meji tečenja. Plastični členki so se zaradi enakih lastnosti stebrov pojavili istočasno le pri vpetju v temelj (Spodaj). Enaka ugotovitev je sledila tudi iz pripadajočih rotacij, ki so bile pri vpetju v temelj (za vse stebre), večje od rotacij na meji tečenja. Iz obremenitev in rotacij smo s tem ugotovili, da se bo armatura pri pričakovanem pomiku le omejeno plastificirala.

V sklopu II. dela magistrske naloge je bilo izvedeno tudi projektiranje na ciljno potresno tveganje. S tem smo s pomočjo vnaprej izbranega ciljnega potresnega tveganja preverili, ali je zahteva po neporušitvi konstrukcije izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti. Varnost konstrukcije smo preverili z metodo 3R (Dolšek in Brozovič, 2015), ki omogoča odločitev o varnosti konstrukcije v smislu verjetnosti porušitve že na osnovi sedmih skrbno izbranih akceleroگرامov. Za primerjavo smo varnost konstrukcije določili še z bolj točno analizo potresnega tveganja, pri čemer so bili mejni pospeški in pripadajoča standardna deviacija določeni na osnovi inkrementalne dinamične analize IDA (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Sedem karakterističnih akceleroگرامov za vzdolžno smer in sedem karakterističnih akceleroگرامov za prečno smer mostu, je bilo izračunanih s pomočjo spletne aplikacije CGMapp (Šebenik Ž. in soavtorji, 2015). Akceleroگرامi so predstavljali potresno obtežbo za dinamično analizo, ki smo jo izvedli v programu OpenSees. Ker se je porušitev zgodila za manj kot 50 % karakterističnih akceleroگرامov v obeh smereh mostu lahko sklepamo, da je most varen pred porušitvijo, saj je verjetnost porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve ( $\lambda_t = 10^{-5}$ ).

Vmesni rezultat spletne aplikacije CGMapp predstavlja skupina 30 akceleroگرامov, ki so skladni s potresno nevarnostjo lokacije mostu. Celotno skupino akceleroگرامov smo uporabili za bolj točno analizo potresnega tveganja, ki smo jo izvedli za dva nivoja natančnosti. Za nižji nivo natančnosti smo uporabili IDA krivulje, ki so bile izračunane s spletno aplikacijo CGMapp na podlagi vnaprej določenih lastnosti modela z eno prostostno stopnjo (SDOF sistem). Aplikacija izračuna krivuljo za vsakega izmed izbranih akceleroگرامov (30 krivulj). Pri tem so nas predvsem zanimala rušne

intenzitete posameznega akceleroograma in njihov odnos glede na karakteristično vrednost rušne intenzitete  $S_{a,ct}$ . Za višji nivo natančnosti smo IDA krivulje izračunali za celoten model konstrukcije (MDOF sistem), pri čemer smo uporabili program OpenSees. Iz primerjav IDA krivulj za oba nivoja natančnosti (za SDOF in MDOF sistem) smo ugotovili, da so med seboj primerljive. To je bilo pričakovano, saj gre v obravnavanem primeru za simetričen most z enakimi lastnostmi vseh stebrov. Varnost konstrukcije smo preverili z izračunom potresnega tveganja na osnovi pridobljenih rezultatov rušnih intenzitet IDA krivulj za oba nivoja natančnosti. Potresno tveganje je bilo v obeh smereh mostu manjše od ciljnega potresnega tveganja. Ugotovili smo, da je karakteristična vrednost  $S_{a,C}$  bistveno manjša od  $S_{a,ct}$ , kar pomeni, da lahko na podlagi tega in ocenjene verjetnosti porušitve sklepamo, da je obravnavana konstrukcija v obeh smereh varna pred poružitvijo. S tem smo potrdili tudi zadostno natančnost predhodno uporabljene metode 3R.

Za nadaljnje raziskovanje v smislu validacije metode 3R bi bilo smiselno izbrati drugačno zasnovo premostitvene konstrukcije (npr. most, ki se lahko zaradi dinamičnih vplivov poruši v več različnih oblikah). Zanimivo bi bilo tudi raziskati, kako se lahko iterativno spreminja zasnova obravnavane konstrukcije pod pogojem, da je še zagotovljena njena zadostna varnost. Odziv konstrukcije bi lahko spreminjali npr. s številom stebrov, velikostjo prečnega prereza stebrov ali s količino stremenske armature, ki vpliva na duktilnost elementov. Pri projektiranju na ciljno potresno tveganje smo se v sklopu magistrske naloge omejili le na mejno stanje pri poružitvi konstrukcije. Pri nadaljnjih raziskavah bi lahko uporabili tudi drug tip mejnega stanja kot npr. mejno stanje uporabnosti (sprejemljivo tveganje bi lahko predstavljale pričakovane izgube ali stroški povezani s prenovo konstrukcije).



## **VIRI**

Autodesk, Inc. 2015. AutoCAD: programski paket za računalniško podprto konstruiranje. California.

Baker, J.W., Cornell, C.A. 2006. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake engineering and structural dynamics* 35, 9: 1077–1095.

Baker, J.W. 2011. Conditional mean spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. *Journal of structural engineering* 137, 3: 322–331.

Brozovič, M. 2013. Izbira akceleroگرامov za projektiranje stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Brozovič): str. 9-50.

Brozovič, M., Dolšek, M. 2013. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 43, 1: 77-96.

Brozovič, M., Dolšek, M. 2014. Selection of few ground motions for decision-making associated with no-collapse requirement. V: *Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August 25-29, 2014*: p. 1-10.

Computers and Structures, Inc. 2009. SAP2000: računalniški program za analizo in dimenzioniranje konstrukcijskih sistemov po metodi končnih elementov. Berkeley, CSI.

Dolšek, M. 2008. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 38,6: 805-825.

Dolšek, M., Brozovič, M. 2016. Seismic response analysis using characteristic ground motion records for risk-based decision-making (3R method). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45, 3: 401-420.

EZ-FRISK Software for Earthquake Ground Motion Estimation, Version 7.62, 2012. Risk Engineering, Inc., Louisville, Colorado, USA.

Fajfar, P. 1984. *Dinamika gradbenih konstrukcij*. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 181 str.

Fajfar, P., Fischinger, M. 1987. Non-linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering* 1: 31-43.

Fajfar, P., Fischinger, M. 1989. N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. V: Proceedings of the 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Kyoto, 1988, Maruzen, Tokyo, Vol. V: p. 111-116.

Fajfar, P., Gašperšič, P., Drobnič, D. 1997. A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures. V: Seismic design methodologies for the next generation of codes, P. Fajfar in H. Krawinkler, (ur.). Balkema, Rotterdam: p. 183-194.

Fajfar, P. 2000. Nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 16, 3: 573-592.

Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R. 2014. Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih. Gradb. vestn. 63, 5: 111-118.

Fischinger, M., Isaković, T., Marolt, V., Sočan, S. 1990. DIAS: računalniški program za dimenzioniranje in analizo armiranobetonskih elementov. Ljubljana, UL FGG.

Jayaram, N., Lin, T., Baker, J.W. 2011. A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. Earthquake Spectra 27, 3: 797-815.

Kappos, A., Saiidii, S., Aydmoglu, N., Isaković, T. 2012. Seismic Design and Assessment of Bridges (Inelastic Methods of Analysis and Case Studies). Dordrecht, Heidelberg, London, New York, Springer: 221 f.

Karta potresne nevarnosti. 2001. Ljubljana, ARSO.

[http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html)

(Pridobljeno 15. 4. 2015.)

Lazar Sinković, N. 2015. Projektiranje armiranobetonskih okvirnih stavb na osnovi potresnega tveganja in poenostavljenih nelinearnih modelov. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Lazar Sinković): str. 1-2,47-55.

Lin, T. 2012. Advancement of hazard-consistent ground motion selection methodology. Doktorska disertacija. Stanford University, Department of Civil and Environmental Engineering (samozaložba T. Lin): 255 f.

Mathematica, Version 9.0, 2010. Champaign, Illinois, Wolfram Research, Inc.

Matlab, Version 7.9.0, 2010. Natick, Massachusetts, The MathWorks, Inc.

OpenSeesWiki. 2006. Berkeley. [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main\\_Page](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page) (Pridobljeno 10. 9. 2015.)

PEER. 2007. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Univ. of California, Berkeley, CA. (dostopno na: <http://opensees.berkeley.edu/>).

Possnig, L. 2012. Projektiranje nosilne konstrukcije poslovnega objekta v Kranju. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba L. Possnig): str. 3-8.

PGD - Objekt NADVOZ 4-11 (Cesta do reaktorja). 1996. Projekt nizke zgradbe d.o.o., Ljubljana. Št. pr.: 14-123.

Sabetta, F., Pugliese, A. 1996. Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. Bulletin of the Seismological Society of America 86, 2: 337-352.

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1992-1-1/A101:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-2:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 2. del: Betonski mostovi – Projektiranje in pravila za konstruiranje.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1/A101:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-2:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 2.del: Mostovi.

SIST EN 1998-2/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 2.del: Mostovi – Nacionalni dodatek.

Snoj, J. 2014. Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snoj): str. 1-2.

Šebenik Ž., Klinc R., Dolenc M., Brozovič M., Dolšek M. 2015. CGMapp: spletna aplikacija za določitev karakterističnih akcelerogramov CGMs. Ljubljana, UL FGG, IKPIR. (dostopno na: <http://cgm.smartengineering.si/>).

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 3: 491-514.

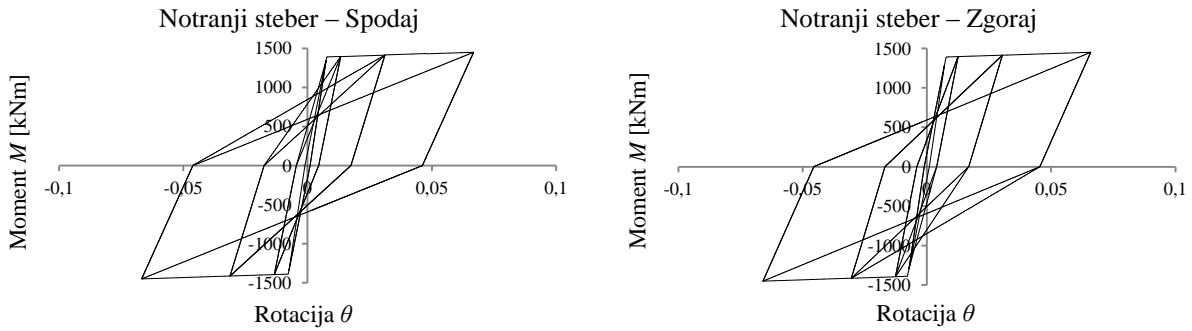
## SEZNAM PRILOG

- PRILOGA A: Prikaz lokalnega obnašanja (odnos moment  $M$  in rotacija  $\theta$ ) na podlagi cikličnega obremenjevanja za konstrukcijo, ki je vpeta na mestu opornikov in konstrukcijo, ki ni vpeta na mestu opornikov za vse stebre (pri vpetju v temelj (Spodaj) in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj))
- PRILOGA B: Izbrani akceleroگرامi (s faktorjem in brez faktorja skaliranja) in označene meje za omejitev časovnega zapisa za vzdolžno in prečno smer mostu
- PRILOGA C: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov (osnovni in skalirani) za vzdolžno in prečno smer mostu
- PRILOGA D: Izračunane IDA krivulje s spletno aplikacijo CGMapp in programom OpenSees za vse izbrane akceleroگرامe v vzdolžni in prečni smeri mostu

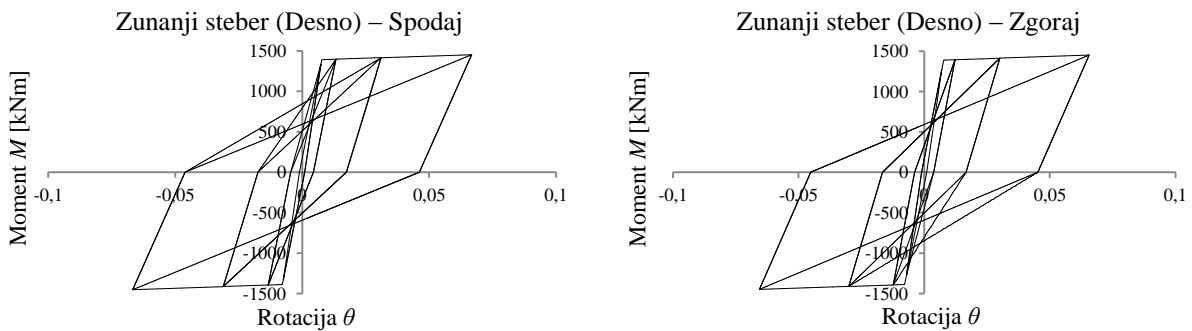
»Ta stran je namenoma prazna.«

## **PRILOGA A**

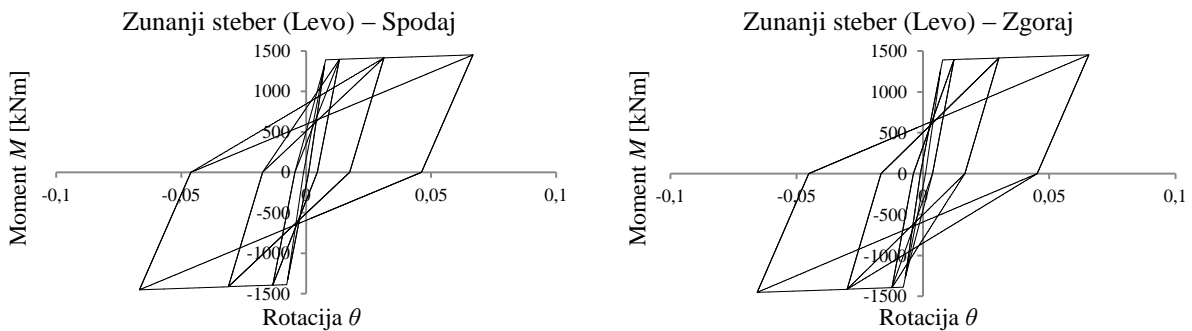
**Prikaz lokalnega obnašanja (odnos moment  $M$  in rotacija  $\theta$ ) na podlagi cikličnega obremenjevanja za konstrukcijo, ki je vpeta na mestu opornikov in konstrukcijo, ki ni vpeta na mestu opornikov za vse stebre (pri vpetju v temelj (Spodaj) in pri vpetju v prekladno konstrukcijo (Zgoraj))**



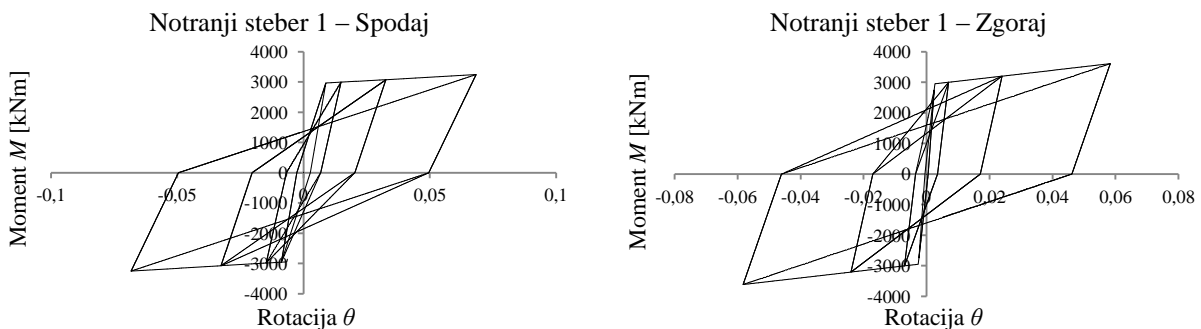
Slika A-1: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel za vzdolžno smer mostu (brez vpetja in z vpetjem na mestu opornikov)



Slika A-2: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel (Desno) za vzdolžno smer mostu (brez vpetja in z vpetjem na mestu opornikov)

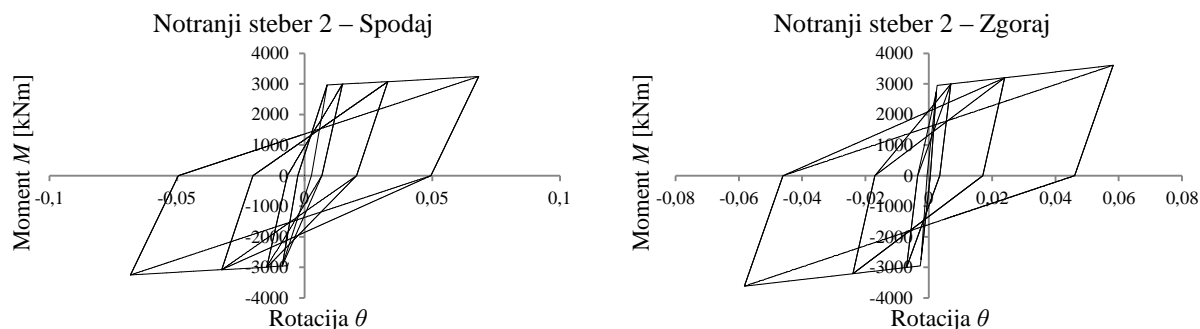


Slika A-3: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel (Levo) za vzdolžno smer mostu (brez vpetja in z vpetjem na mestu opornikov)

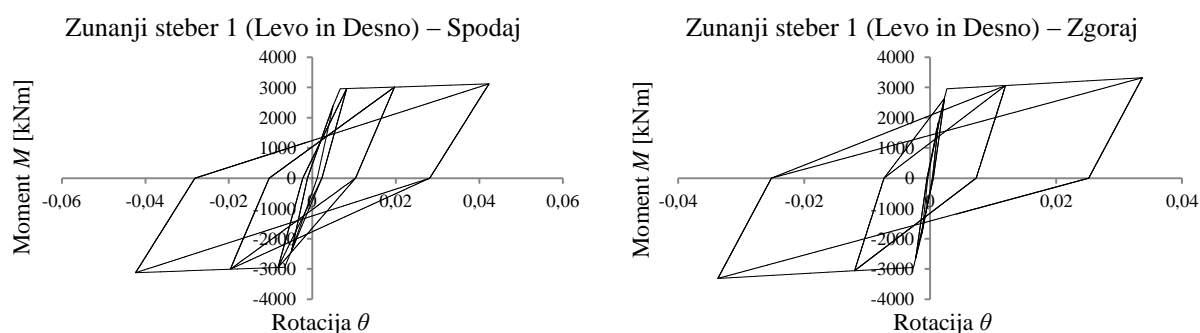


Slika A-4: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 1 za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)

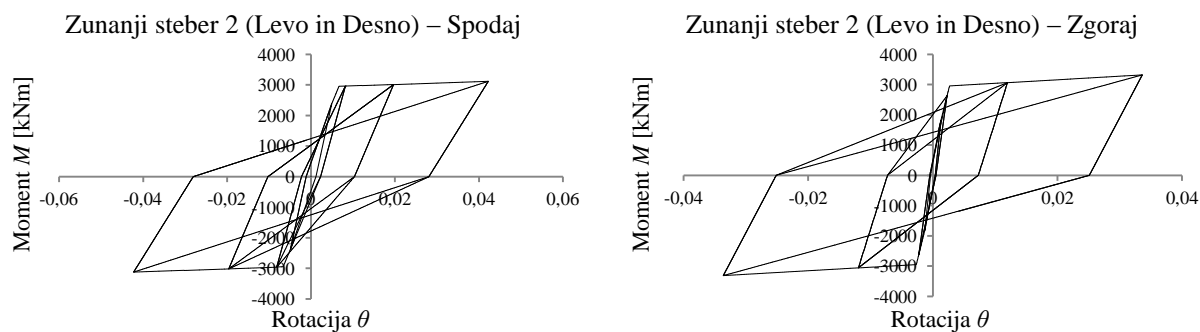




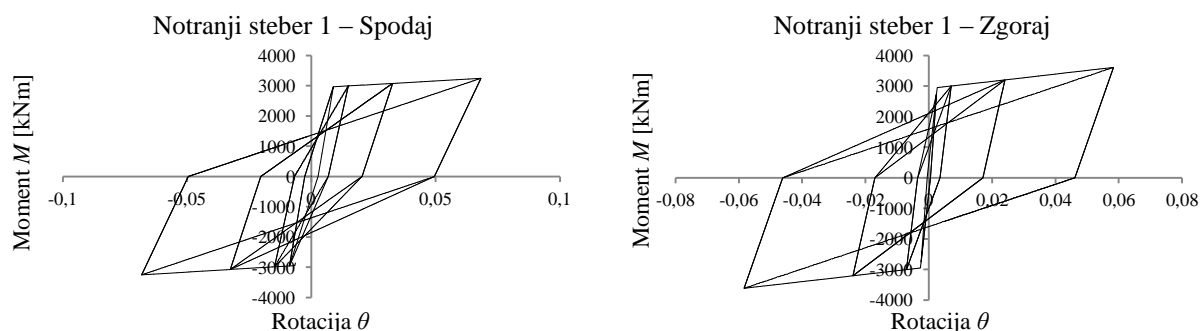
Slika A-5: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 2 za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



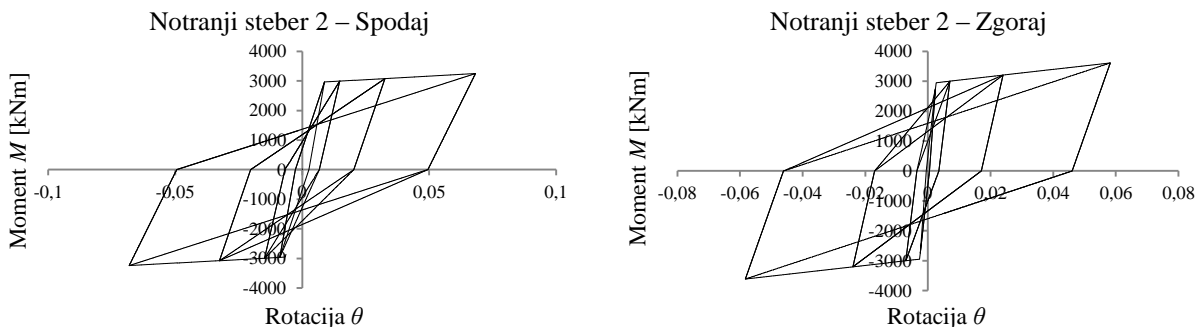
Slika A-6: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 1 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



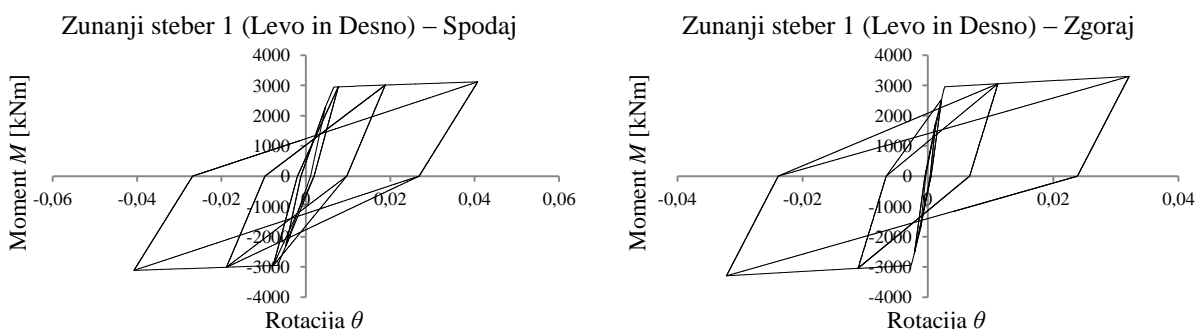
Slika A-7: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 2 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



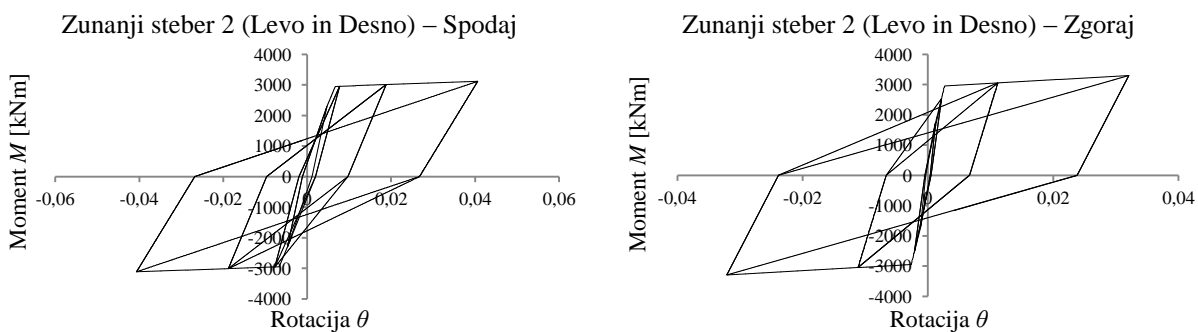
Slika A-8: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 1 za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



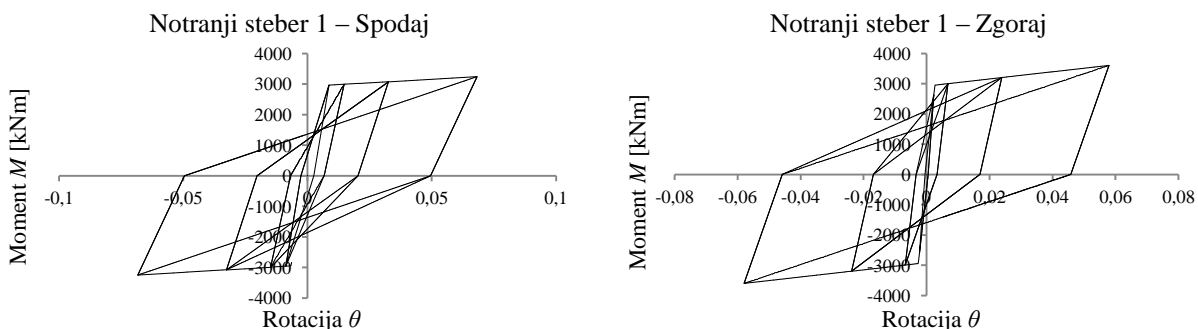
Slika A-9: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 2 za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



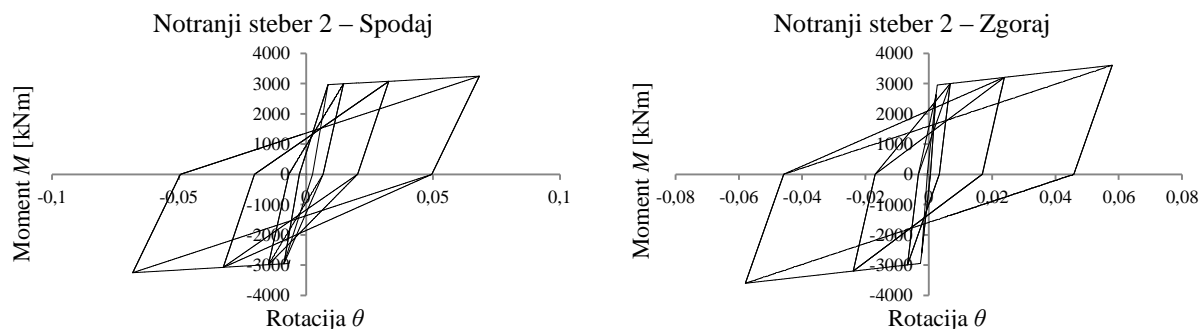
Slika A-10: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 1 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



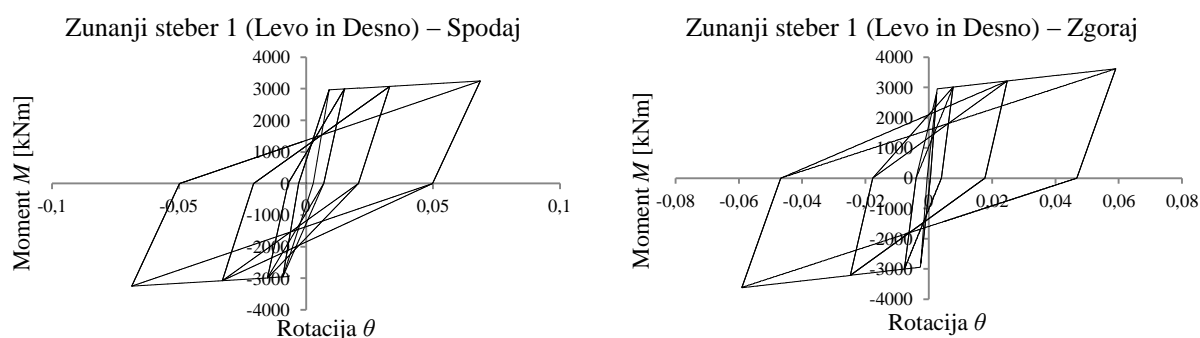
Slika A-11: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 2 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (z vpetjem na mestu opornikov)



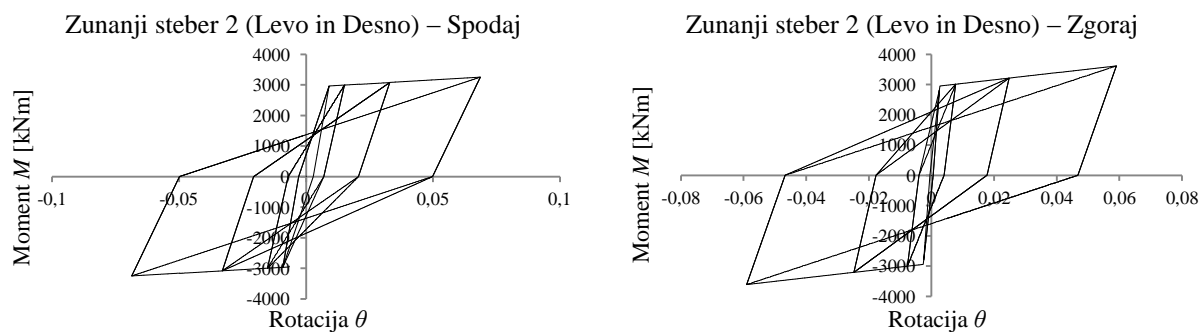
Slika A-12: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 1 za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



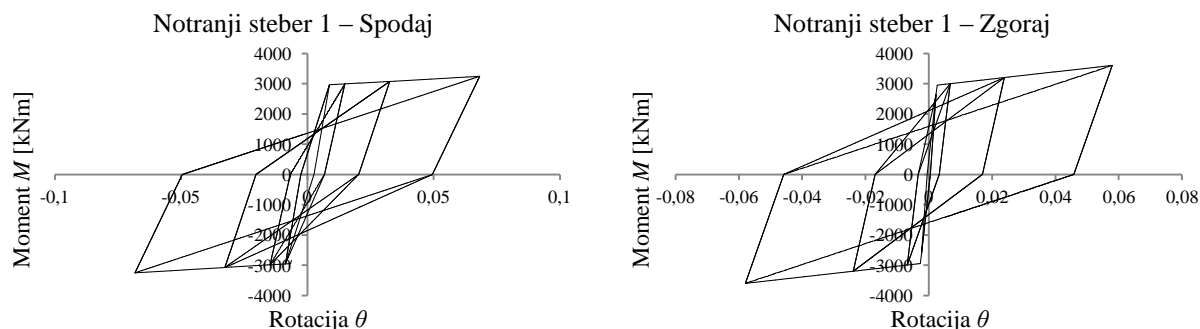
Slika A-13: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 2 za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



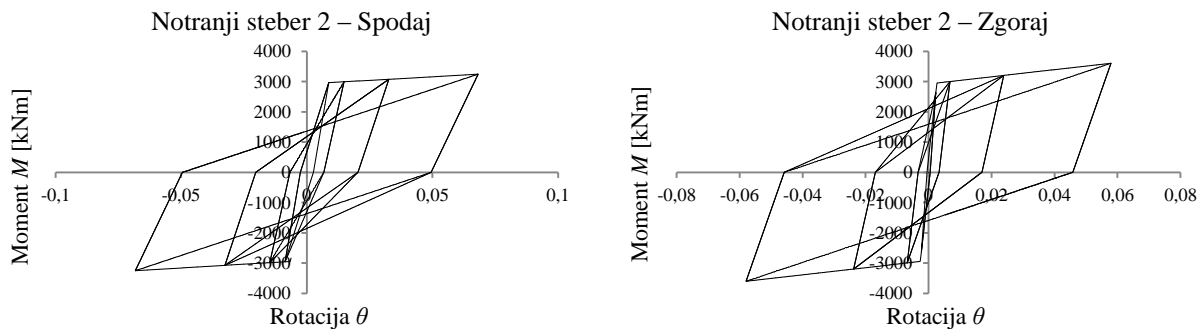
Slika A-14: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 1 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



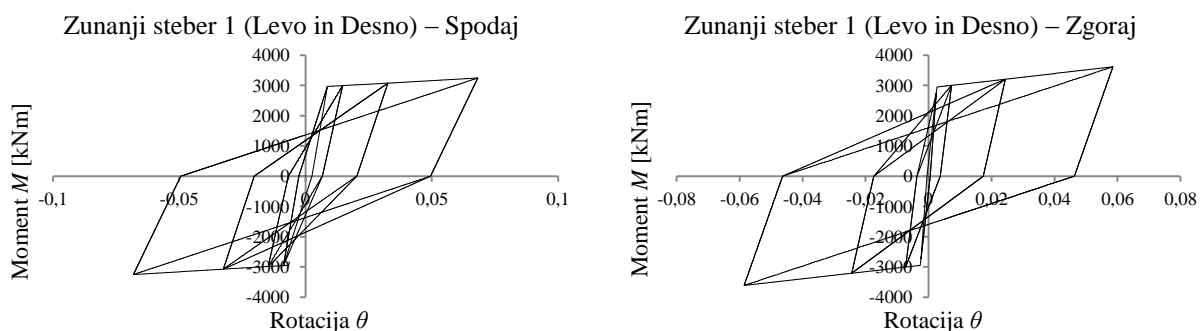
Slika A-15: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji stebel 2 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za enakomerno porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



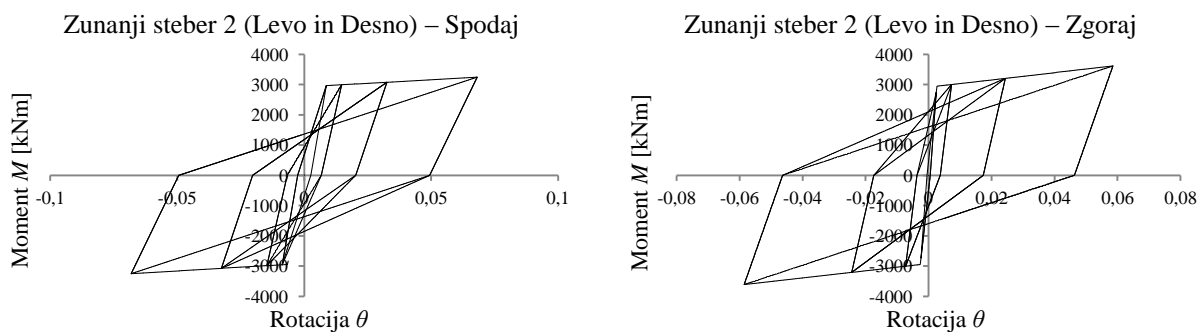
Slika A-16: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji stebel 1 za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



Slika A-17: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za notranji steber 2 za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



Slika A-18: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji steber 1 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)



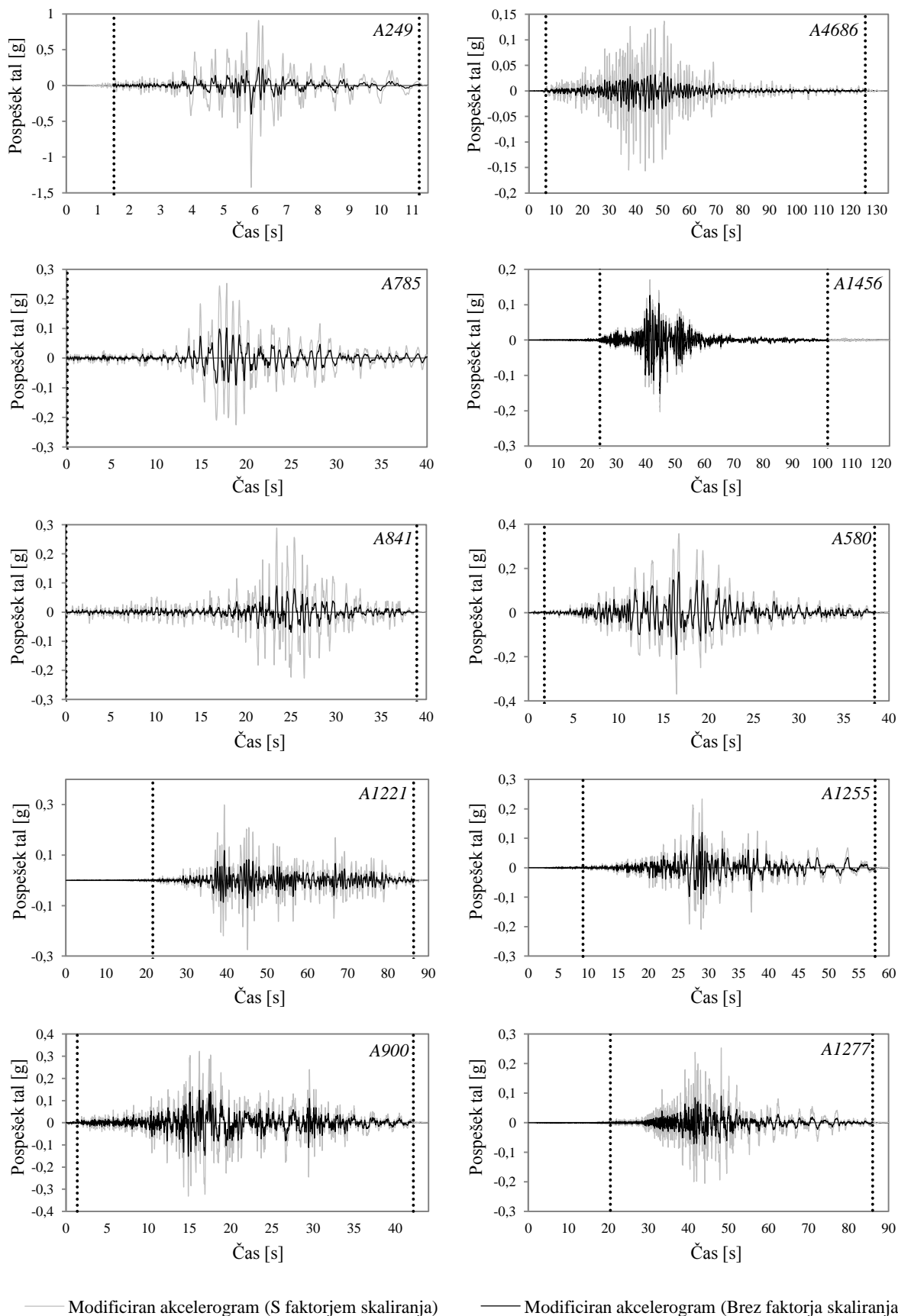
Slika A-19: Odnos moment  $M$  – rotacija  $\theta$  za zunanji steber 2 (Levo in Desno) za prečno smer mostu za parabolično porazdelitev inercialnih sil (brez vpetja na mestu opornikov)

## **PRILOGA B**

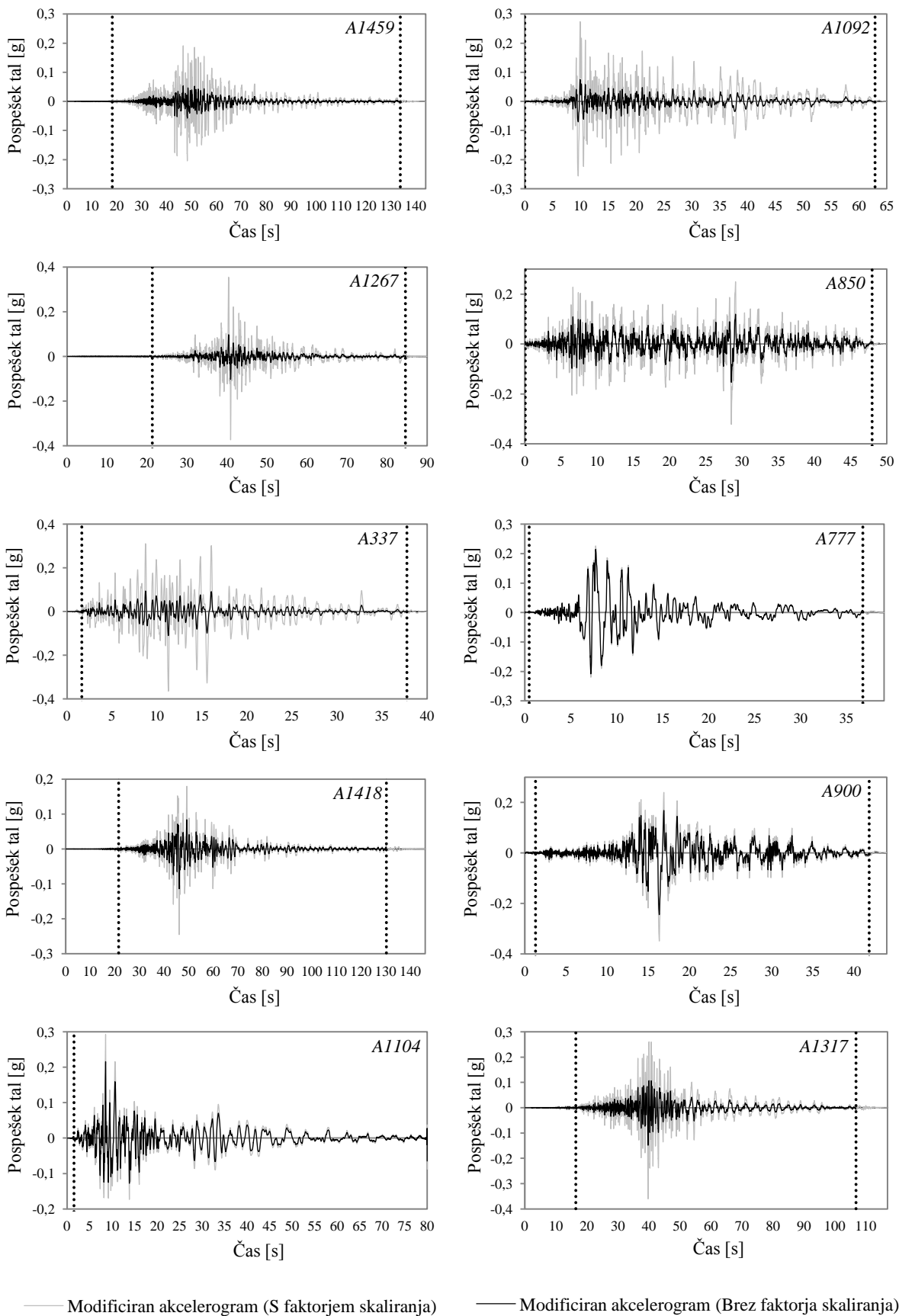
**Izbrani akcelerogrami (s faktorjem in brez faktorja skaliranja) in označene meje za omejitev časovnega zapisa za vzdolžno in prečno smer mostu**

Preglednica B-1: Skupina izbranih akceleroogramov za vzdolžno smer mostu

#	RSN	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	CGMs	$M$	$R$ [km]	$v_{s,30}$ [m/s]	$f_s$	$t$ [s]
1	249	Mammoth Lakes-06	1980	Fish & Game	2	no	5,94	/	338,5	3,57	11,5
2	4686	Duzce	1999	Hastane	1	no	7,1	132	250,5	3,90	40,0
3	785	Loma Prieta	1989	Olema	2	no	6,93	117,1	338,5	2,48	40,0
4	1456	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP095	2	no	7,62	109	215	1,35	40,0
5	841	Landers	1992	Baron Fire St.	2	no	7,28	89,7	345,4	3,20	22,3
6	580	Taiwan Smart1(45)	1986	Smart1 O06	2	no	7,3	/	274,5	1,94	39,1
7	1221	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY065	1	no	7,62	83,4	272,6	2,54	40,0
8	1255	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA	1	no	7,62	55,6	272,6	1,94	40,0
9	900	Landers	1992	Yermo Fire St.	2	yes	7,28	23,6	353,6	2,19	50,0
10	1277	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA028	2	no	7,62	53,8	272,6	2,79	44,0
11	1459	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP100	2	no	7,62	100,1	215	3,57	44,0
12	1092	Northridge-01	1994	Ventura	2	no	6,69	58	271,4	3,64	65,0
13	1267	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA016	1	no	7,62	52,2	272,6	3,66	80,0
14	850	Landers	1992	Desert Hot Spri.	2	no	7,28	21,8	345,4	2,09	42,0
15	337	Coalinga-01	1983	Parkfield	1	no	6,36	29,3	338,5	3,32	90,0
16	777	Loma Prieta	1989	Hollis. City Hall	2	no	6,93	27,6	198,8	1,05	60,0
17	1418	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP014	2	yes	7,62	103,5	215	2,15	90,0
18	900	Landers	1992	Yermo Fire St.	1	yes	7,28	23,6	353,6	1,42	90,0
19	1104	Kobe, Japan	1995	Fukushima	2	no	6,9	17,9	256	1,36	90,0
20	1317	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA013	1	no	7,62	84,1	215	2,42	136,0
21	1429	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP041	1	yes	7,62	110,9	272,6	3,33	117,0
22	1536	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU110	2	yes	7,62	11,6	212,7	1,26	146,0
23	2715	Chi-Chi, Taiwan-04	1999	CHY047	1	no	6,2	38,6	272,6	3,15	89,0
24	316	Westmorland	1981	Parac. Test Site	2	no	5,9	16,7	348,7	2,01	123,0
25	4253	Turkey	1998	Adana Ceyhan	2	no	6,3	45	263,8	2,12	144,0
26	723	Superstition Hills-02	1987	Parac. Test Site	2	no	6,54	1	348,7	1,45	90,0
27	1114	Kobe, Japan	1995	Port Island (0m)	2	no	6,9	3,3	198	0,86	90,0
28	1295	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA049	2	yes	7,62	50,8	272,6	3,03	93,0
29	1312	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA006	2	no	7,62	85,1	279,4	3,75	29,2
30	2114	Denali, Alaska	2002	TAPS Pump St.	1	yes	7,9	2,7	329,4	0,72	134,4

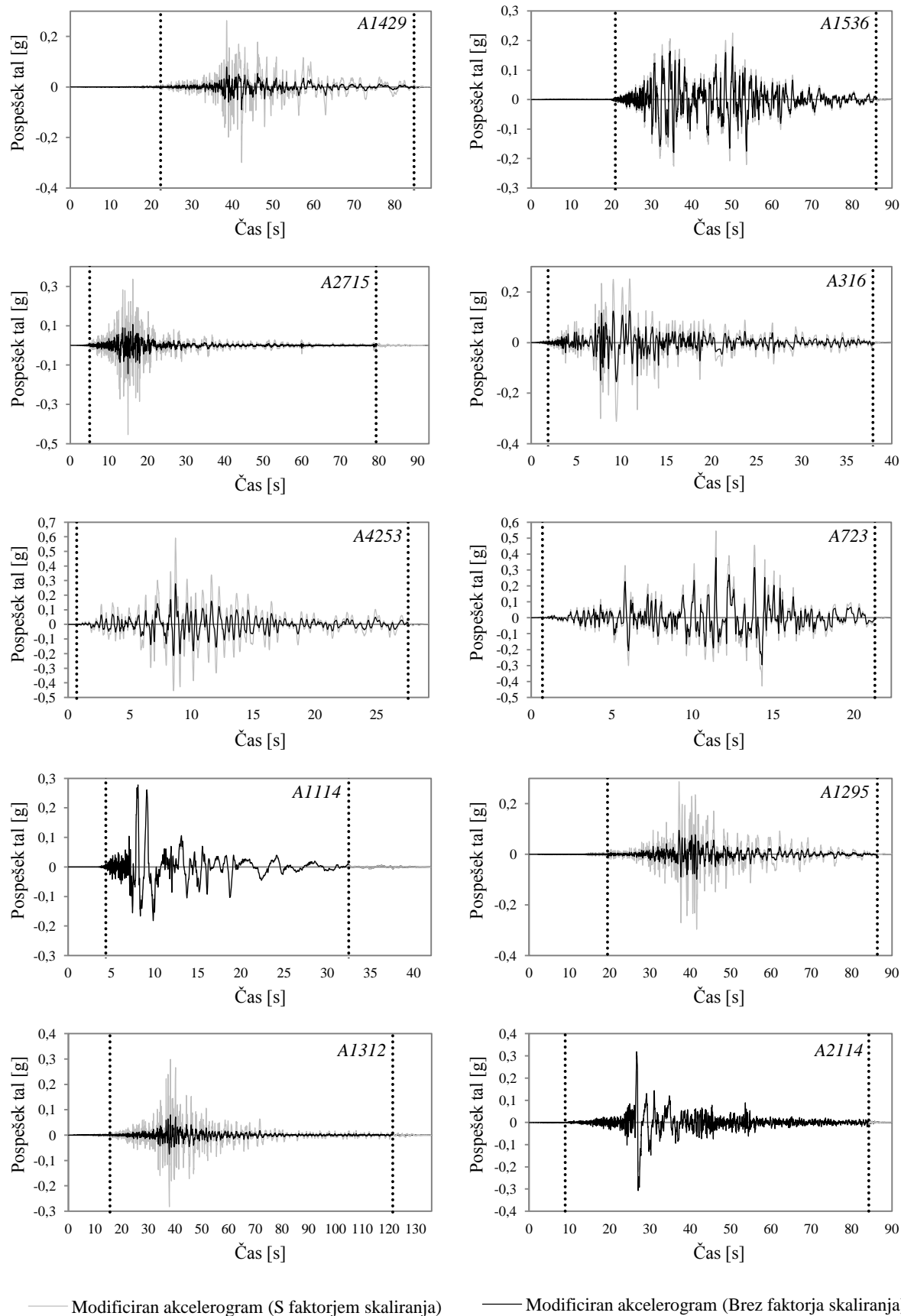


Slika B-1: Izbrani akceleroگرامi od 1 do 10 za vzdolžno smer mostu



Slika B-2: Izbrani akceleroگرامi od 11 do 20 za vzdolžno smer mostu

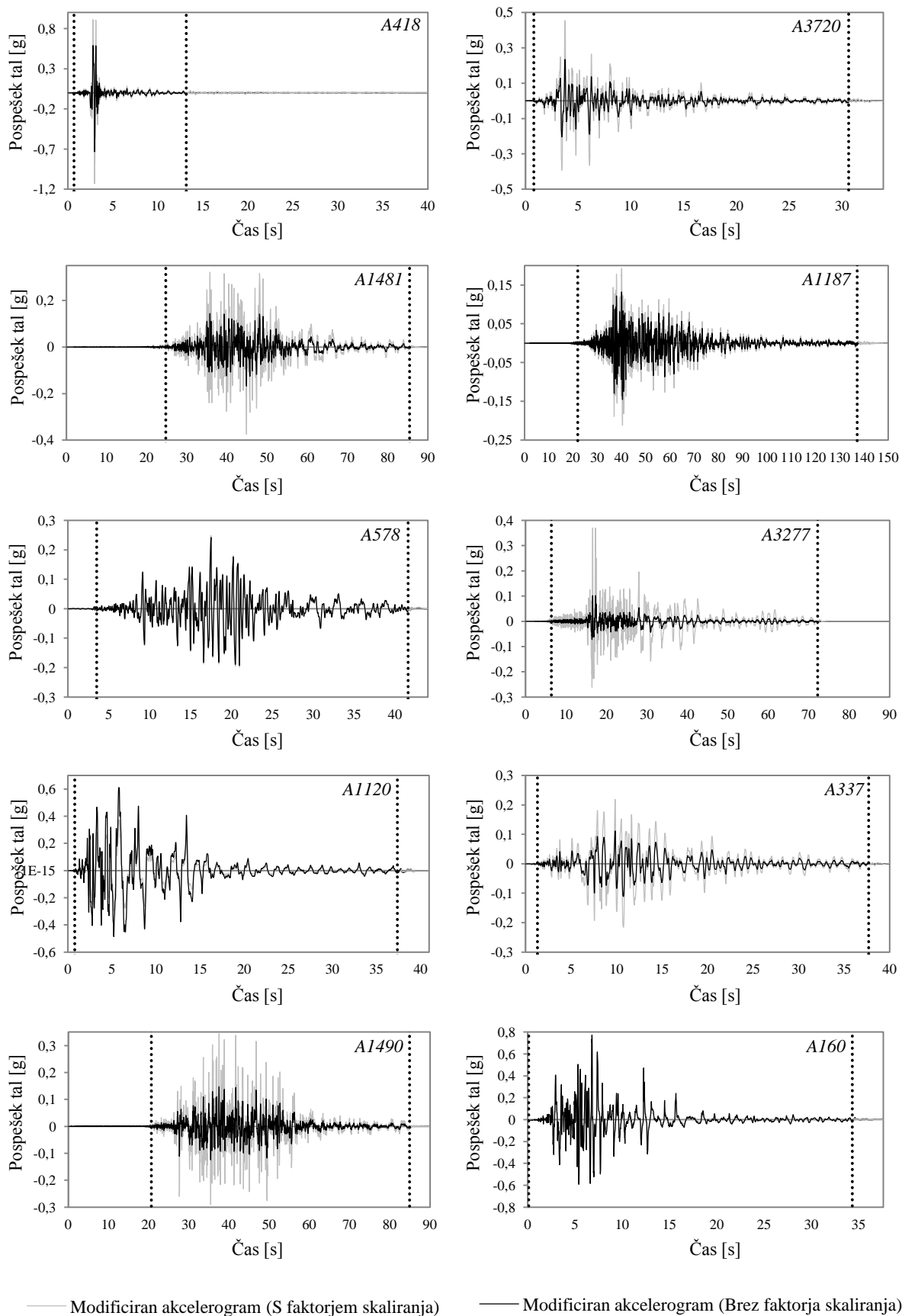




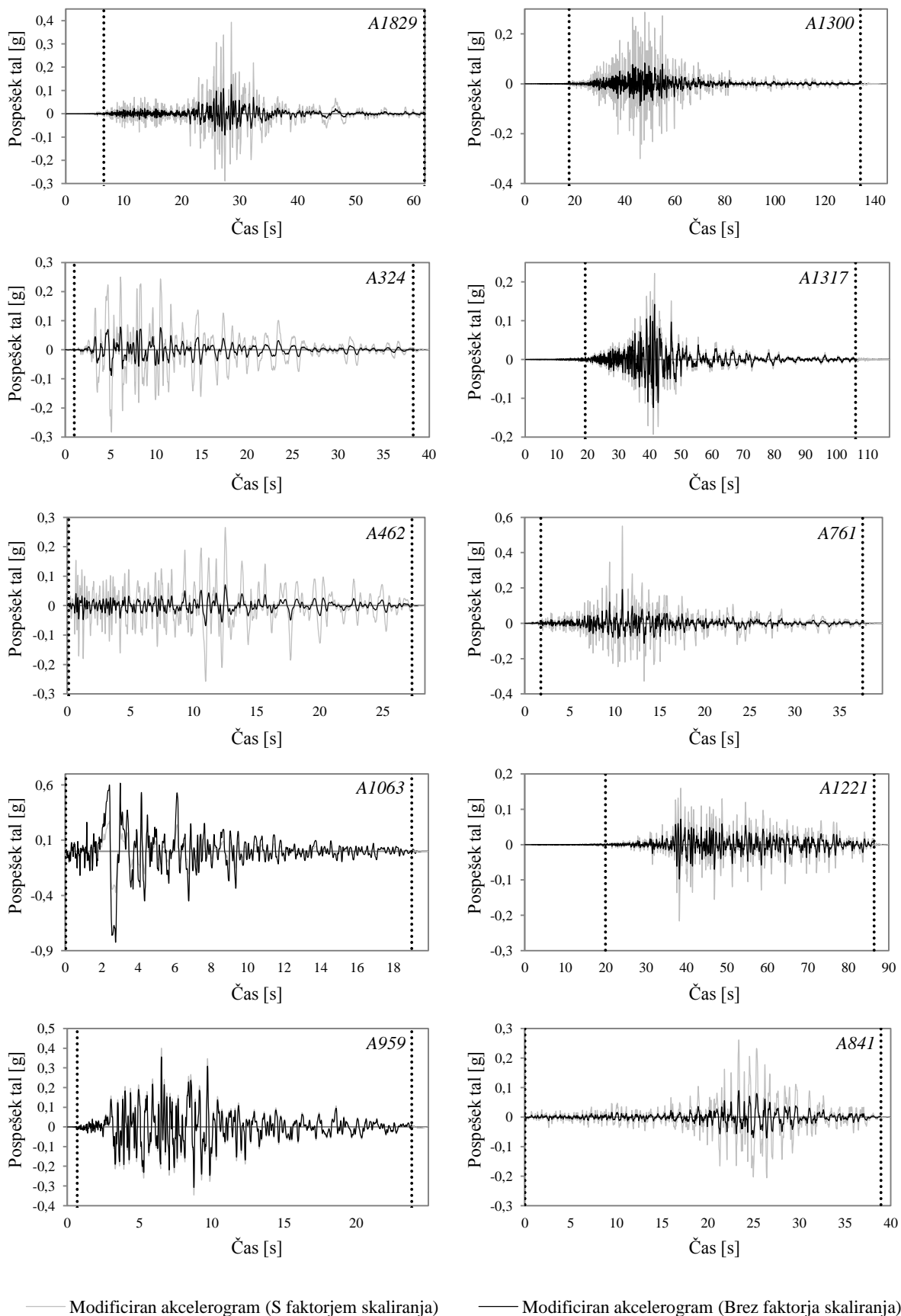
Slika B-3: Izbrani akceleroگرامi od 21 do 30 za vzdolžno smer mostu

Preglednica B-2: Skupina izbranih akceleroogramov za prečno smer mostu

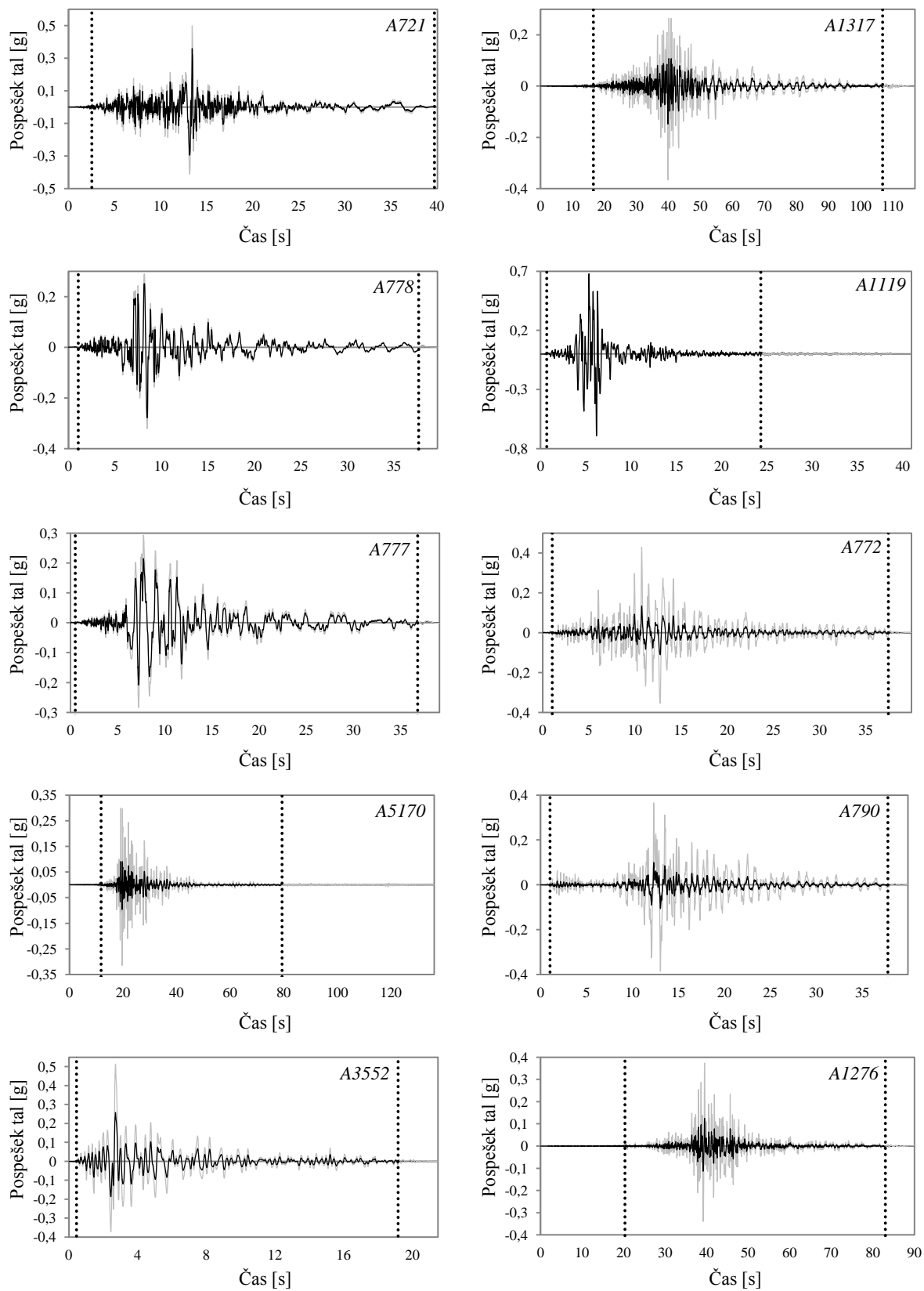
#	RSN	Ime potresa	Leto	Postaja	Smer	CGMs	M	R [km]	$v_{s,30}$ [m/s]	$f_s$	t [s]
1	418	Coalinga-07	1983	Coalinga-14th	2	no	5,21	/	338,5	1,55	40,0
2	3720	Alkion	1981	Korinthos-OTE	1	no	6,6	10	234	1,94	33,9
3	1481	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU038	2	yes	7,62	25,4	272,6	2,23	90,0
4	1187	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY015	2	no	7,62	38,1	228,7	1,46	150,0
5	578	Taiwan Smart1(45)	1986	Smart1 O02	2	no	7,3	/	274,5	1,03	44,0
6	3277	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY039	2	no	6,3	62,3	201,2	3,61	75,0
7	1120	Kobe, Japan	1995	Takatori	1	no	6,9	1,5	256	0,61	41,0
8	337	Coalinga-01	1983	Parkfield	2	no	6,36	29,3	338,5	1,95	40,0
9	1490	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU050	1	no	7,62	9,5	272,6	2,35	90,0
10	160	Imperial Valley-06	1979	Bonds Corner	2	no	6,53	2,7	223	0,64	37,6
11	1829	Hector Mine	1999	San Bernardino	2	no	7,13	105	271,4	3,13	61,9
12	1300	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA055	1	yes	7,62	47,5	272,6	3,43	145,0
13	324	Coalinga-01	1983	Parkfield	2	yes	6,36	43,7	338,5	3,19	40,0
14	1317	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA013	2	no	7,62	84,1	215	1,56	117,0
15	462	Morgan Hill	1984	Holli. City Hall	1	no	6,19	30,8	198,8	3,74	28,3
16	761	Loma Prieta	1989	Fremont	1	no	6,93	39,9	284,8	2,87	39,7
17	1063	Northridge-01	1994	Rinaldi Recei.	1	yes	6,69	6,5	282,3	0,45	19,9
18	1221	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY065	2	no	7,62	83,4	272,6	2,22	90,0
19	959	Northridge-01	1994	Canoga Park	1	no	6,69	14,7	267,5	1,12	25,0
20	841	Landers	1992	Boron Fire St.	2	no	7,28	89,7	345,4	2,90	40,0
21	721	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp.	1	no	6,54	18,2	192,1	1,39	40,0
22	1317	Chi-Chi, Taiwan	1999	ILA013	1	yes	7,62	84,1	215	2,46	117,0
23	778	Loma Prieta	1989	Hollister Diff.	2	no	6,93	24,8	215,5	1,15	39,6
24	1119	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	2	no	6,9	0,3	312	0,73	41,0
25	777	Loma Prieta	1989	Holli. City Hall	2	yes	6,93	27,6	198,8	1,36	39,1
26	772	Loma Prieta	1989	Halls Valley	1	no	6,93	30,5	281,6	3,20	40,0
27	5170	Ishakli	2002	Aflon Merkez	2	no	6,5	47	225,6	3,28	136,1
28	790	Loma Prieta	1989	Rich. City Hall	2	yes	6,93	87,9	259,9	3,65	39,9
29	3552	Ionian	1973	Lefkada-OTE	2	no	5,8	14	207	1,99	21,5
30	1276	Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA027	1	no	7,62	51,6	272,6	2,97	90,0



Slika B-4: Izbrani akceleroگرامi od 1 do 11 za prečno smer mostu



Slika B-5: Izbrani akceleroگرامi od 11 do 20 za prečno smer mostu



— Modificiran akceleroگرام (S faktorjem skaliranja)

— Modificiran akceleroگرام (Brez faktorja skaliranja)

Slika B-6: Izbrani akceleroگرامi od 21 do 30 za prečno smer mostu

»Ta stran je namenoma prazna.«

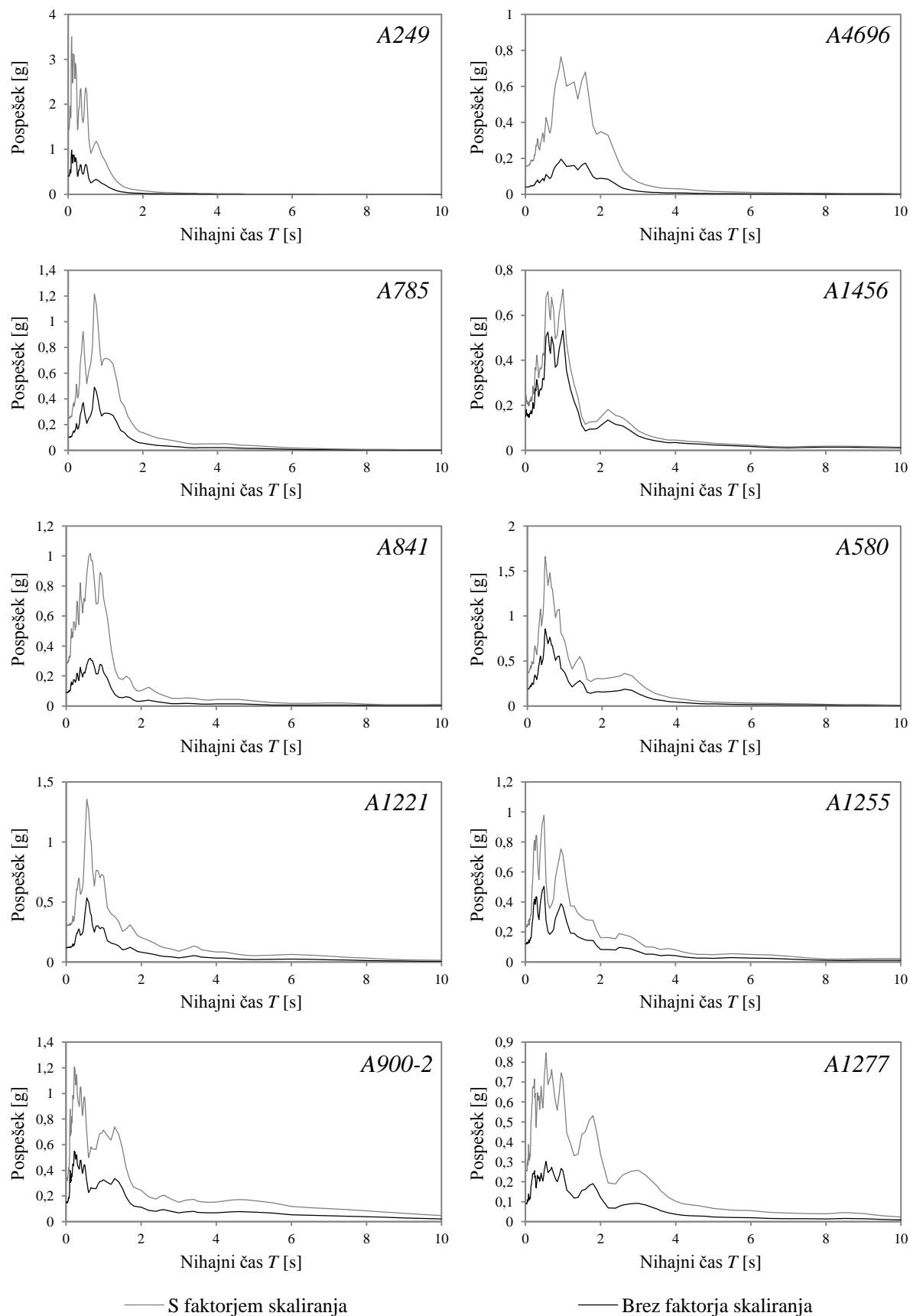
## **PRILOGA C**

**Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov (osnovni in skalirani) za vzdolžno in prečno smer  
mostu**

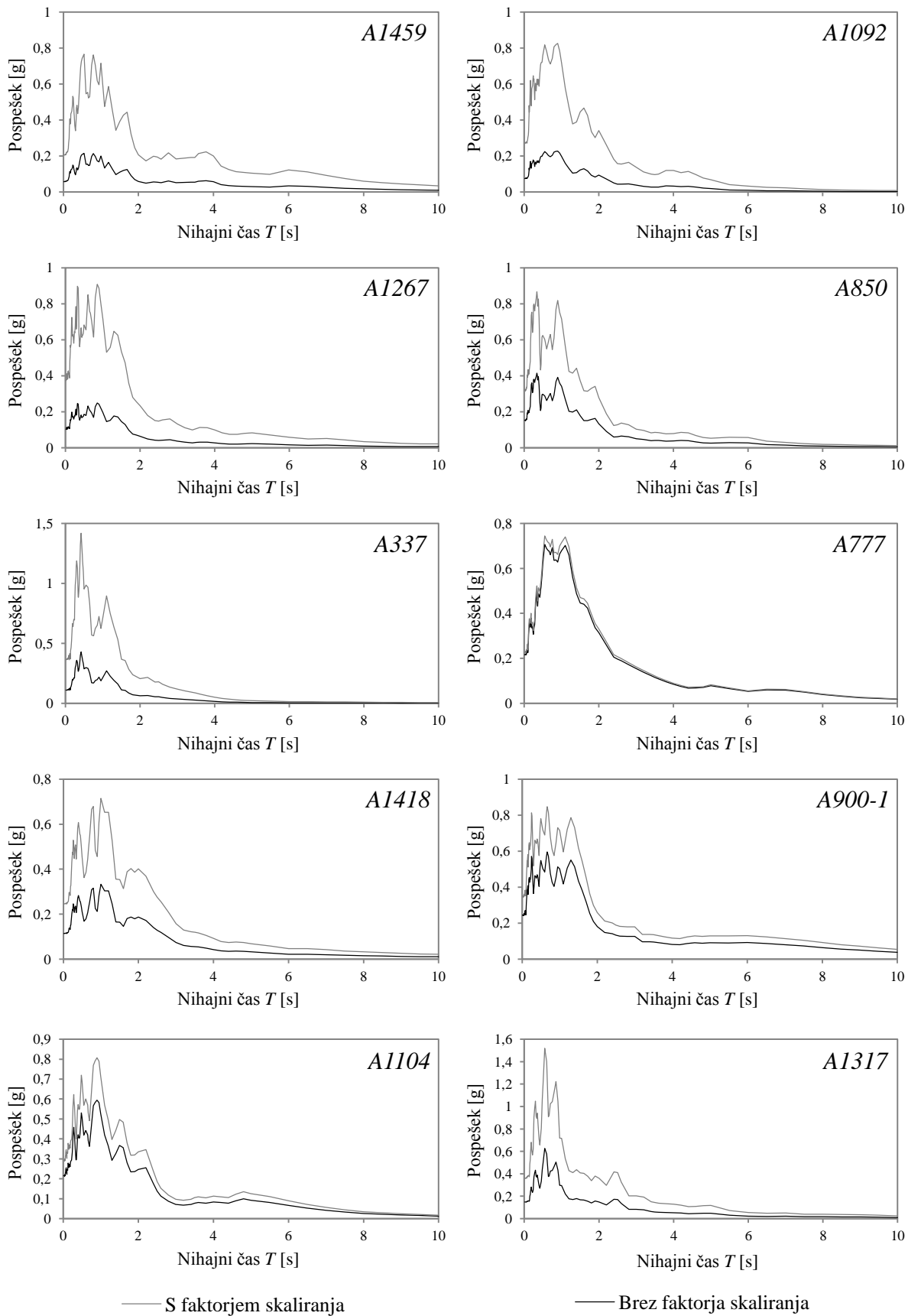
Preglednica C-1: Spektri pospeškov izbranih akcelorogramov za vzdolžno in prečno smer mostu

#	Vzdolžna smer					Prečna smer				
	RSN	Ime potresa	Smer	CGMs	$f_s$	RSN	Ime potresa	Smer	CGMs	$f_s$
1	249	Mammoth Lakes-06	2	no	3,57	418	Coalinga-07	2	no	1,55
2	4686	Duzce	1	no	3,90	3720	Alkion	1	no	1,94
3	785	Loma Prieta	2	no	2,48	1481	Chi-Chi, Taiwan	2	yes	2,23
4	1456	Chi-Chi, Taiwan	2	no	1,35	1187	Chi-Chi, Taiwan	2	no	1,46
5	841	Landers	2	no	3,20	578	Taiwan Smart1(45)	2	no	1,03
6	580	Taiwan Smart1(45)	2	no	1,94	3277	Chi-Chi, Taiwan	2	no	3,61
7	1221	Chi-Chi, Taiwan	1	no	2,54	1120	Kobe, Japan	1	no	0,61
8	1255	Chi-Chi, Taiwan	1	no	1,94	337	Coalinga-01	2	no	1,95
9	900	Landers	2	yes	2,19	1490	Chi-Chi, Taiwan	1	no	2,35
10	1277	Chi-Chi, Taiwan	2	no	2,79	160	Imperial Valley-06	2	no	0,64
11	1459	Chi-Chi, Taiwan	2	no	3,57	1829	Hector Mine	2	no	3,13
12	1092	Northridge-01	2	no	3,64	1300	Chi-Chi, Taiwan	1	yes	3,43
13	1267	Chi-Chi, Taiwan	1	no	3,66	324	Coalinga-01	2	yes	3,19
14	850	Landers	2	no	2,09	1317	Chi-Chi, Taiwan	2	no	1,56
15	337	Coalinga-01	1	no	3,32	462	Morgan Hill	1	no	3,74
16	777	Loma Prieta	2	no	1,05	761	Loma Prieta	1	no	2,87
17	1418	Chi-Chi, Taiwan	2	yes	2,15	1063	Northridge-01	1	yes	0,45
18	900	Landers	1	yes	1,42	1221	Chi-Chi, Taiwan	2	no	2,22
19	1104	Kobe, Japan	2	no	1,36	959	Northridge-01	1	no	1,12
20	1317	Chi-Chi, Taiwan	1	no	2,42	841	Landers	2	no	2,90
21	1429	Chi-Chi, Taiwan	1	yes	3,33	721	Superstition Hills-02	1	no	1,39
22	1536	Chi-Chi, Taiwan	2	yes	1,26	1317	Chi-Chi, Taiwan	1	yes	2,46
23	2715	Chi-Chi, Taiwan-04	1	no	3,15	778	Loma Prieta	2	no	1,15
24	316	Westmorland	2	no	2,01	1119	Kobe, Japan	2	no	0,73
25	4253	Turkey	2	no	2,12	777	Loma Prieta	2	yes	1,36
26	723	Superstition Hills-02	2	no	1,45	772	Loma Prieta	1	no	3,20
27	1114	Kobe, Japan	2	no	0,86	5170	Ishakli	2	no	3,28
28	1295	Chi-Chi, Taiwan	2	yes	3,03	790	Loma Prieta	2	yes	3,65
29	1312	Chi-Chi, Taiwan	2	no	3,75	3552	Ionian	2	no	1,99
30	2114	Denali, Alaska	1	yes	0,72	1276	Chi-Chi, Taiwan	1	no	2,97

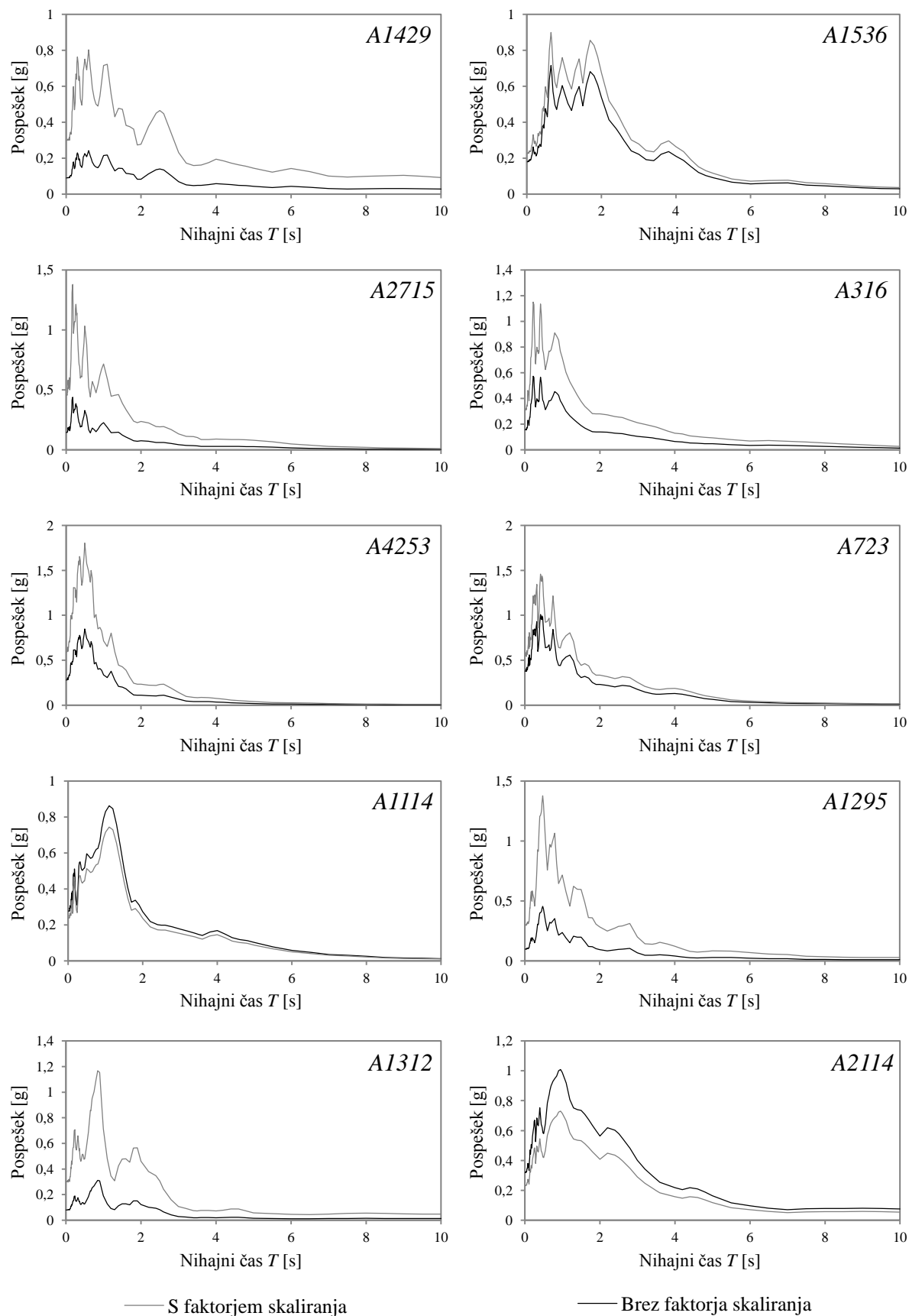




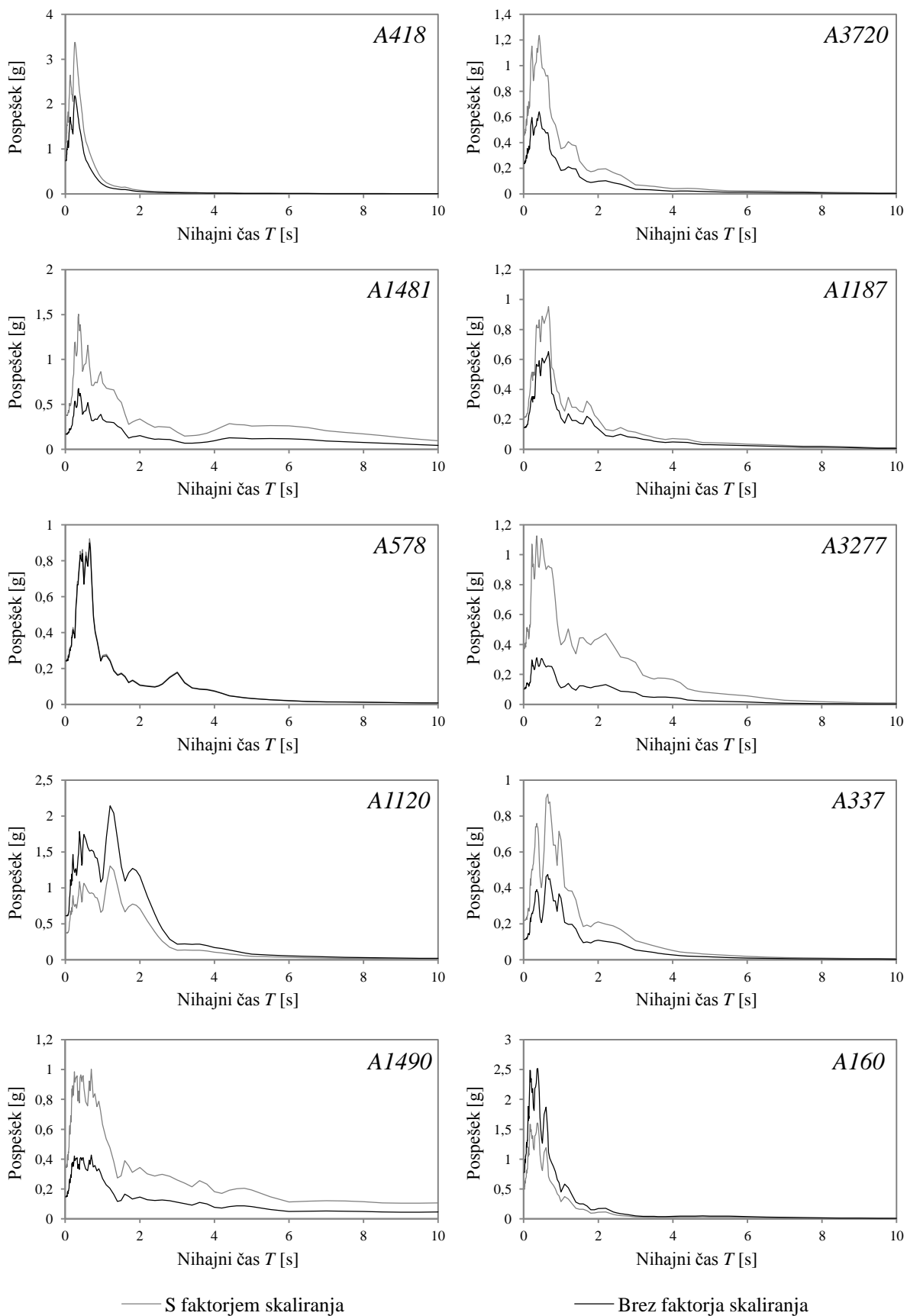
Slika C-1: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov od 1 do 10 za vzdolžno smer mostu



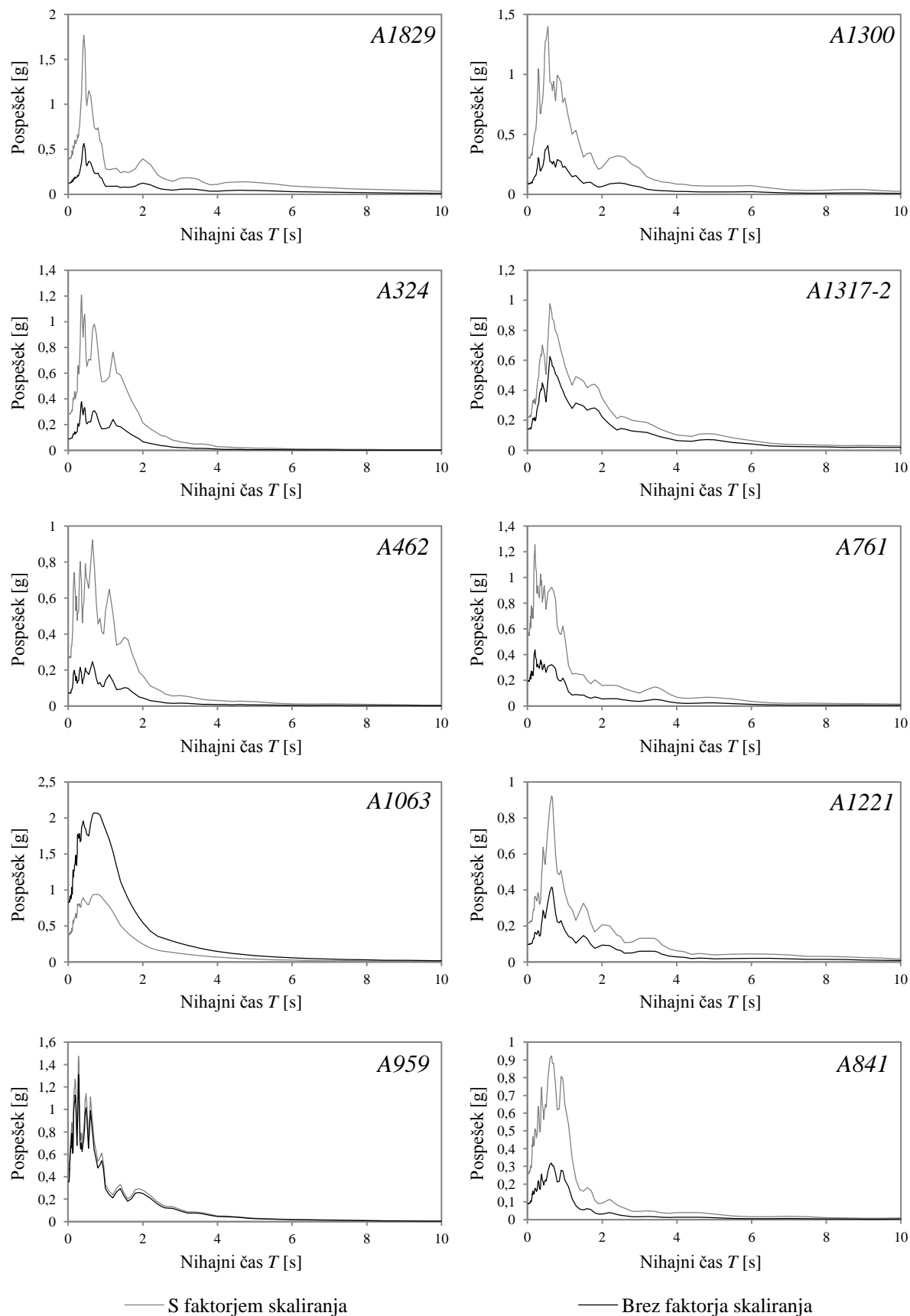
Slika C-2: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov od 11 do 20 za vzdolžno smer mostu



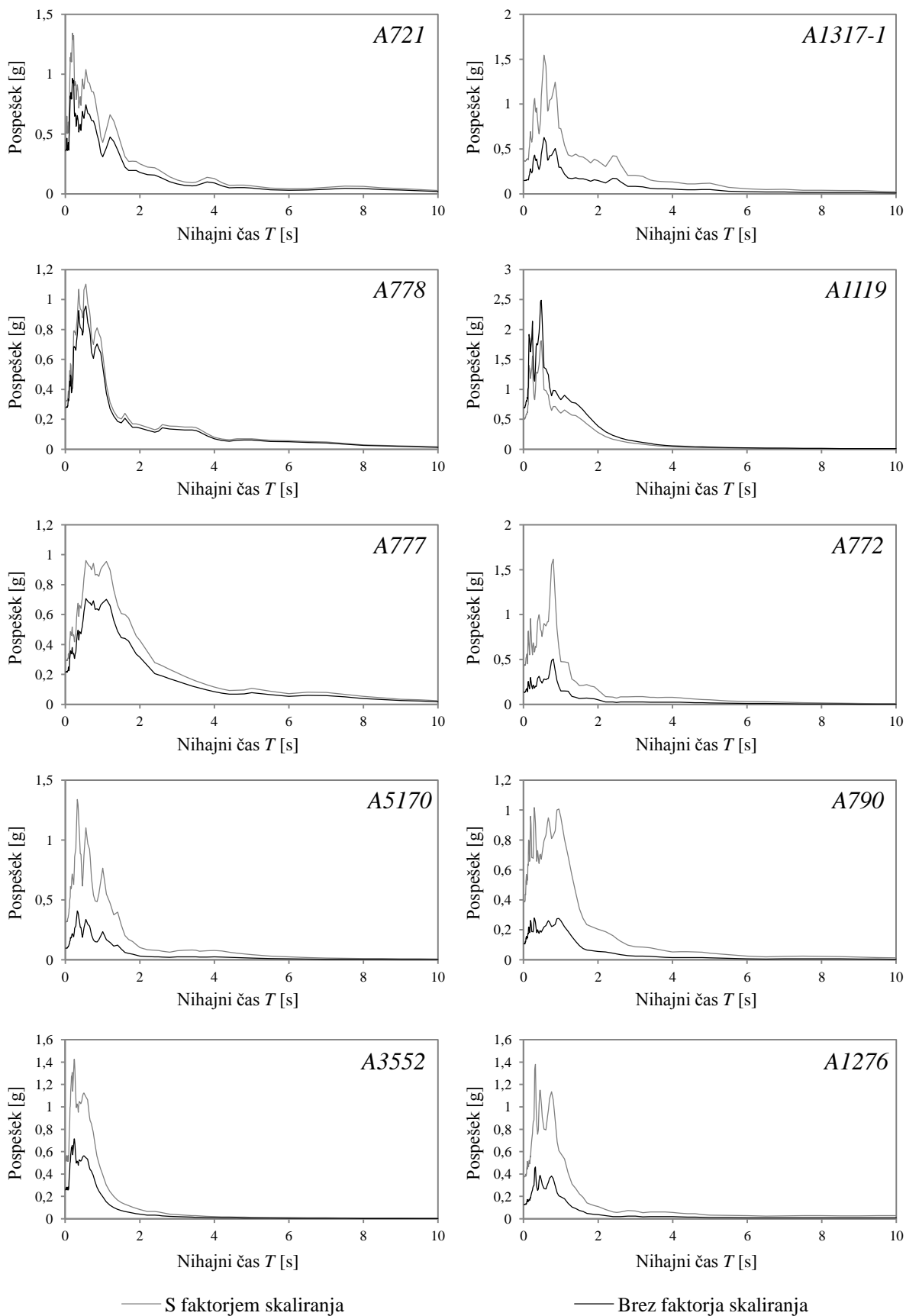
Slika C-3: Spektri pospeškov izbranih akceleroگرامov od 21 do 30 za vzdolžno smer mostu



Slika C-4: Spektri pospeškov izbranih akcelerogramov od 1 do 10 za prečno smer mostu



Slika C-5: Spektri pospeškov izbranih akceleroogramov od 11 do 20 za prečno smer mostu



Slika C-6: Spektri pospeškov izbranih akceleroogramov od 21 do 30 za prečno smer mostu

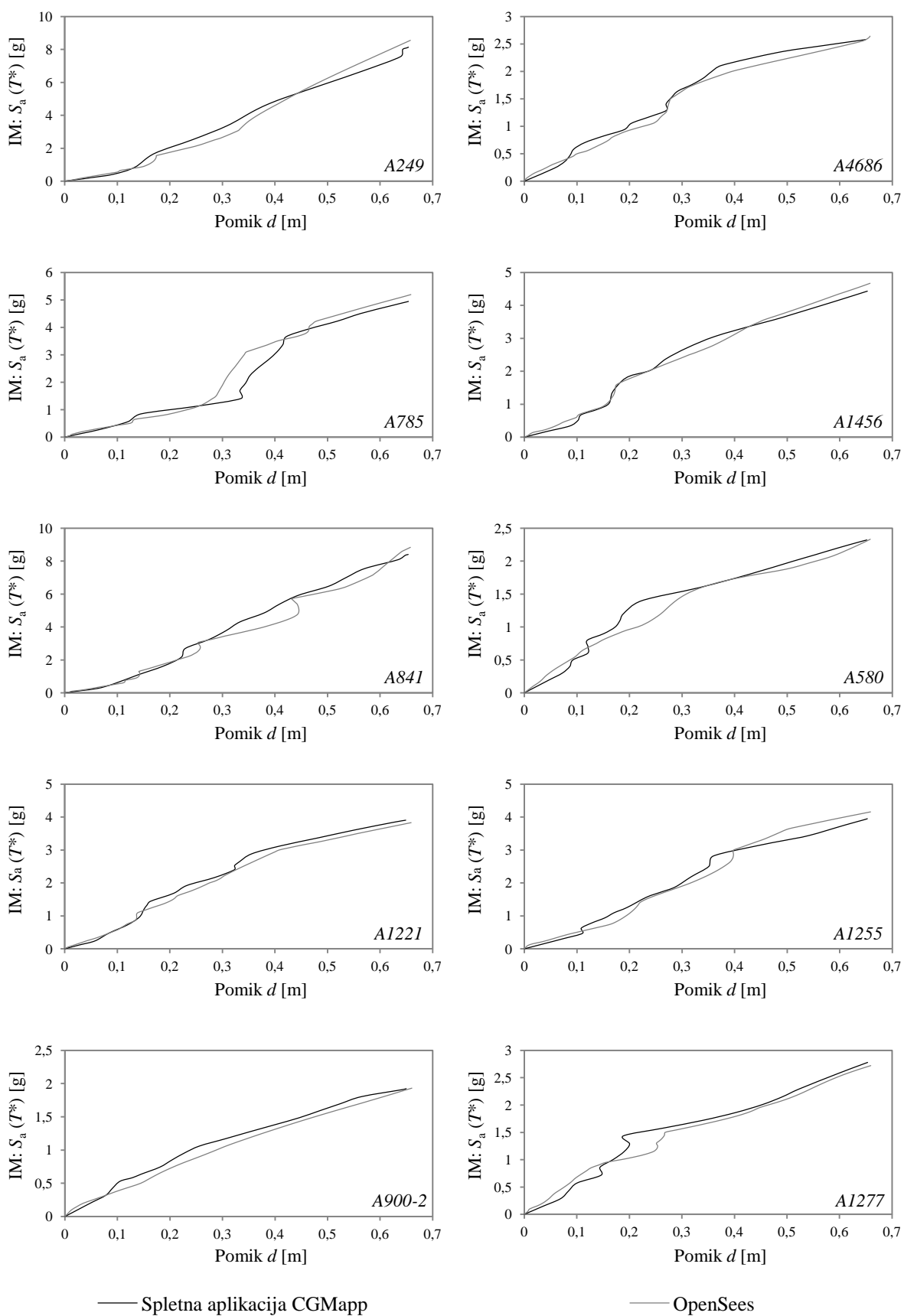
## **PRILOGA D**

**Izračunane IDA krivulje s spletno aplikacijo CGMapp in programom OpenSees za vse izbrane  
akcelerograme v vzdolžni in prečni smeri mostu**

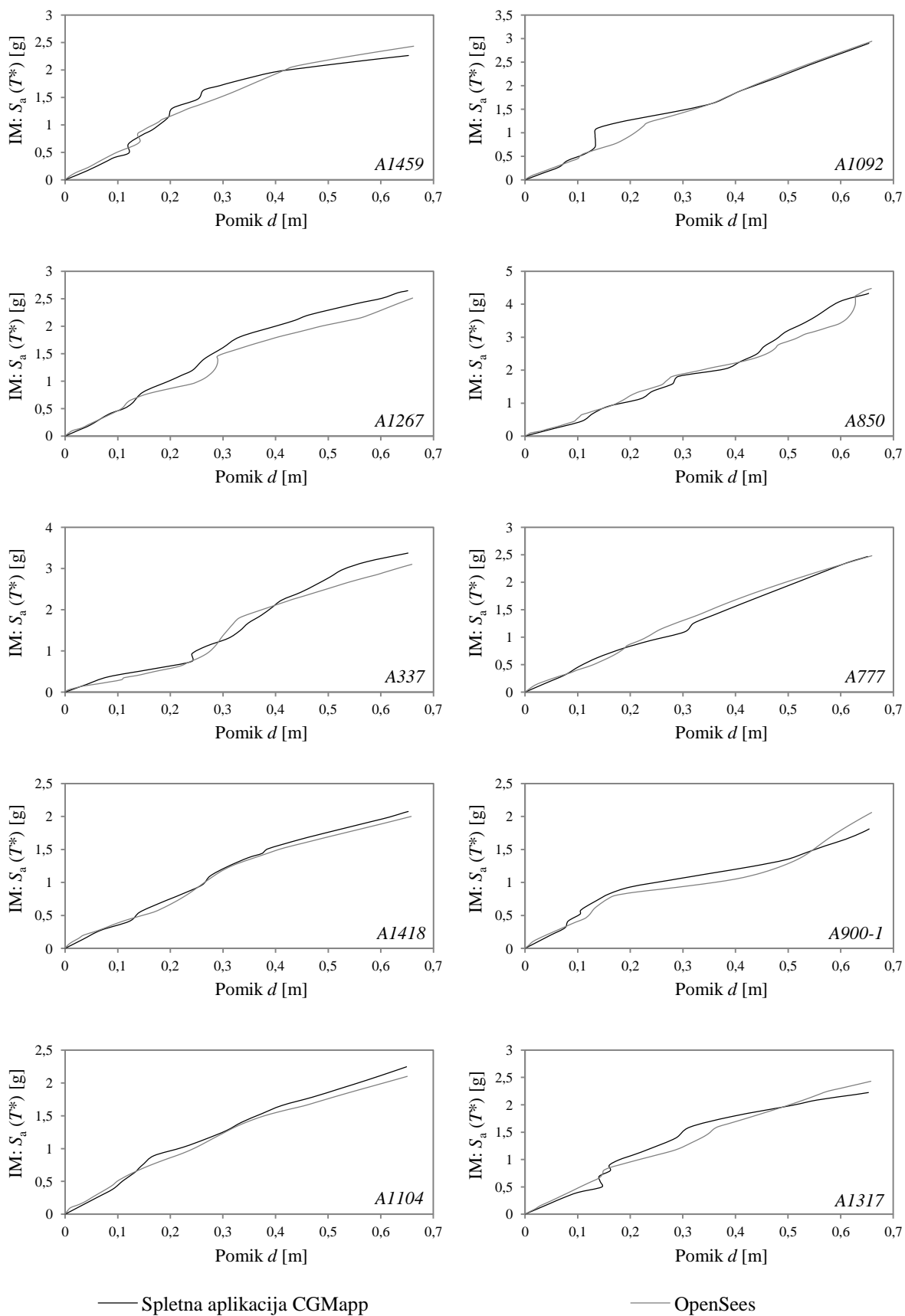
Preglednica D-1: Porušitve konstrukcije na podlagi izračuna IDA krivulj za vse akcelerograme v obeh smereh mostu

#	RSN	Vzdolžna smer				Prečna smer				
		Spl. apl. CGMapp		OpenSees		RSN	Spl. apl. CGMapp		OpenSees	
		Max $d$ [m]	IM: $S_a(T^*)$ [g]	Max $d$ [m]	IM: $S_a(T^*)$ [g]		Max $d$ [m]	IM: $S_a(T^*)$ [g]	Max $d$ [m]	IM: $S_a(T^*)$ [g]
1	249	0,654	8,14	0,658	8,55	418	0,225	2,05	0,228	2,03
2	4686	0,649	2,58	0,658	2,64	3720	0,225	2,52	0,228	2,38
3	785	0,654	4,94	0,659	5,19	1481	0,221	1,69	0,230	1,87
4	1456	0,652	4,43	0,658	4,67	1187	0,223	3,07	0,227	3,07
5	841	0,654	8,41	0,658	8,83	578	0,224	4,03	0,226	4,49
6	580	0,652	2,32	0,658	2,33	3277	0,225	1,78	0,227	2,05
7	1221	0,649	3,91	0,659	3,83	1120	0,219	1,27	0,228	1,34
8	1255	0,653	3,95	0,658	4,16	337	0,224	2,54	0,228	3,53
9	900	0,650	1,93	0,660	1,93	1490	0,225	2,01	0,228	2,16
10	1277	0,654	2,78	0,659	2,72	160	0,225	3,13	0,227	3,19
11	1459	0,653	2,26	0,662	2,43	1829	0,224	3,21	0,228	2,83
12	1092	0,653	2,90	0,659	2,94	1300	0,223	1,61	0,227	2,11
13	1267	0,651	2,65	0,660	2,51	324	0,225	1,59	0,227	1,83
14	850	0,653	4,33	0,658	4,48	1317	0,223	2,63	0,228	2,82
15	337	0,652	3,37	0,659	3,10	462	0,225	2,60	0,227	3,08
16	777	0,651	2,47	0,659	2,48	761	0,225	2,44	0,227	3,21
17	1418	0,652	2,07	0,658	2,00	1063	0,224	1,48	0,230	1,47
18	900	0,654	1,81	0,659	2,06	1221	0,224	2,96	0,228	3,41
19	1104	0,649	2,24	0,650	2,10	959	0,223	2,41	0,228	2,45
20	1317	0,653	2,22	0,657	2,43	841	0,218	1,96	0,228	2,07
21	1429	0,653	1,80	0,661	1,97	721	0,225	1,89	0,229	1,88
22	1536	0,640	1,86	0,663	1,81	1317	0,225	1,54	0,229	1,62
23	2715	0,652	2,74	0,658	3,12	778	0,225	2,46	0,228	2,37
24	316	0,651	2,52	0,659	2,51	1119	0,225	1,70	0,228	1,89
25	4253	0,653	2,69	0,658	2,66	777	0,216	1,42	0,229	1,62
26	723	0,652	1,61	0,662	1,67	772	0,225	1,94	0,227	2,02
27	1114	0,650	2,70	0,660	2,67	5170	0,224	2,05	0,227	2,57
28	1295	0,649	1,99	0,658	1,93	790	0,223	1,44	0,227	1,67
29	1312	0,648	2,24	0,658	2,09	3552	0,224	2,13	0,227	2,42
30	2114	0,645	1,68	0,662	1,43	1276	0,225	1,71	0,227	1,75

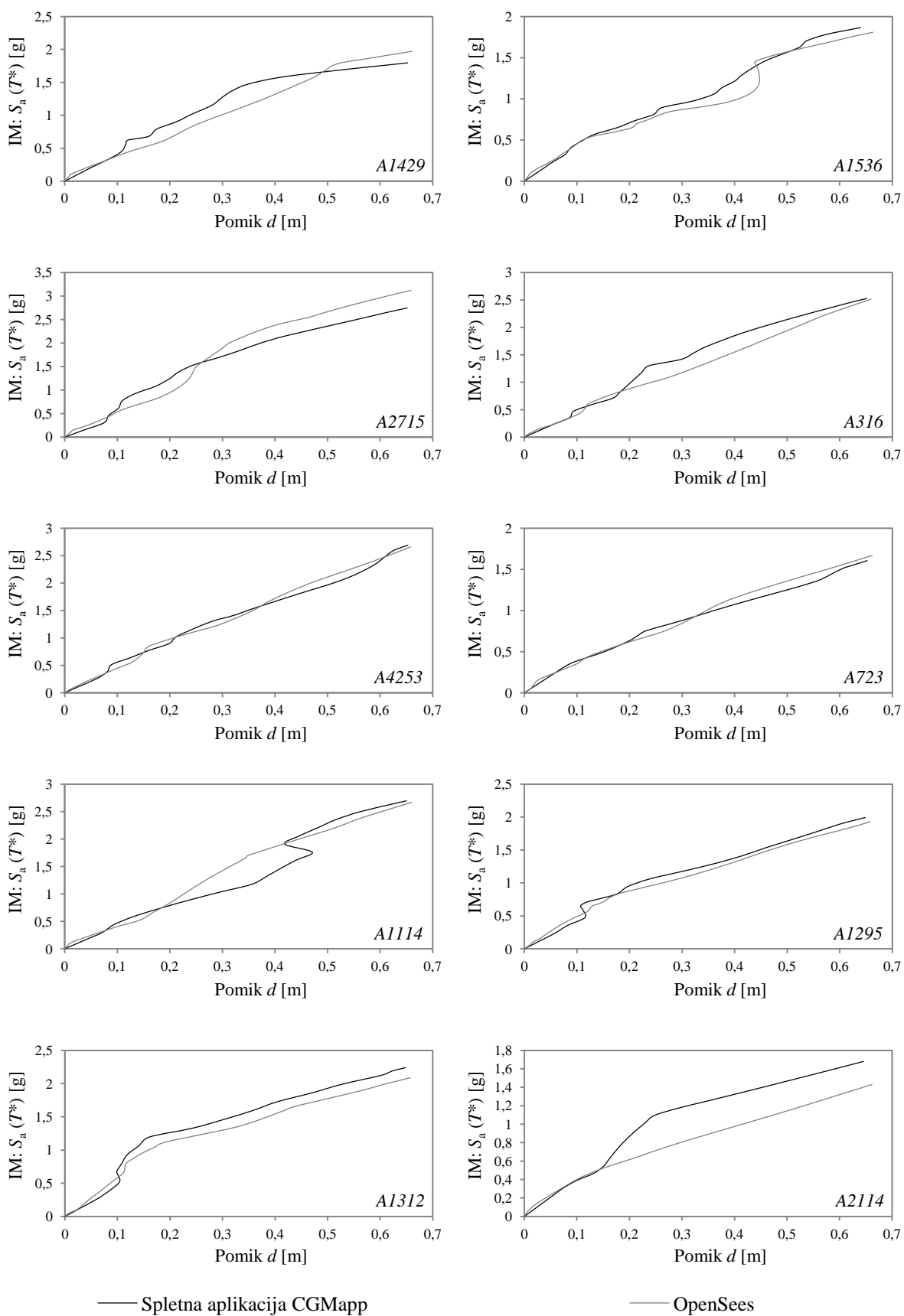




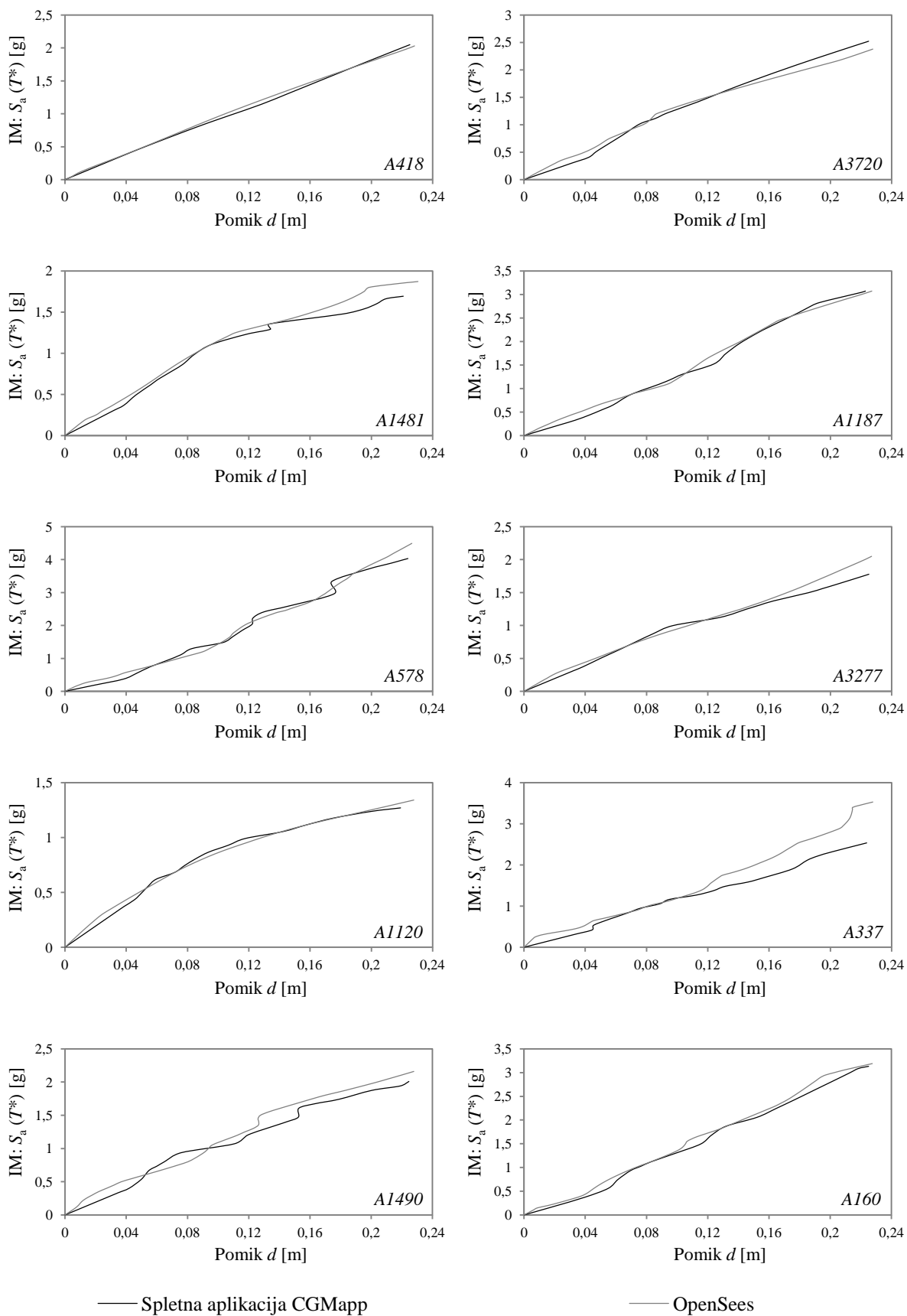
Slika D-1: IDA krivulje za izbrane akceleroگرامe od 1 do 10 za vzdolžno smer mostu



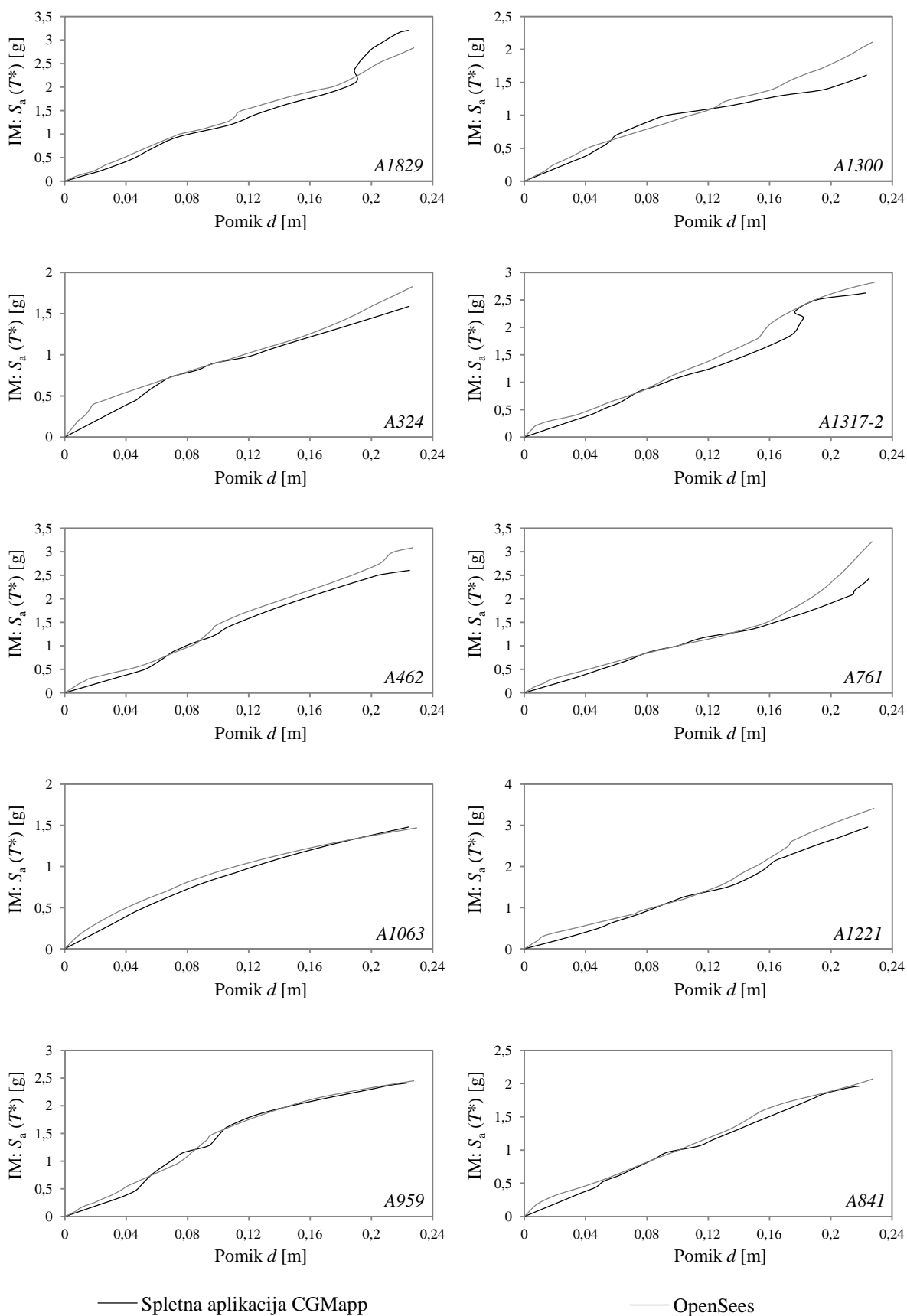
Slika D-2: IDA krivulje za izbrane akcelerograme od 11 do 20 za vzdolžno smer mostu



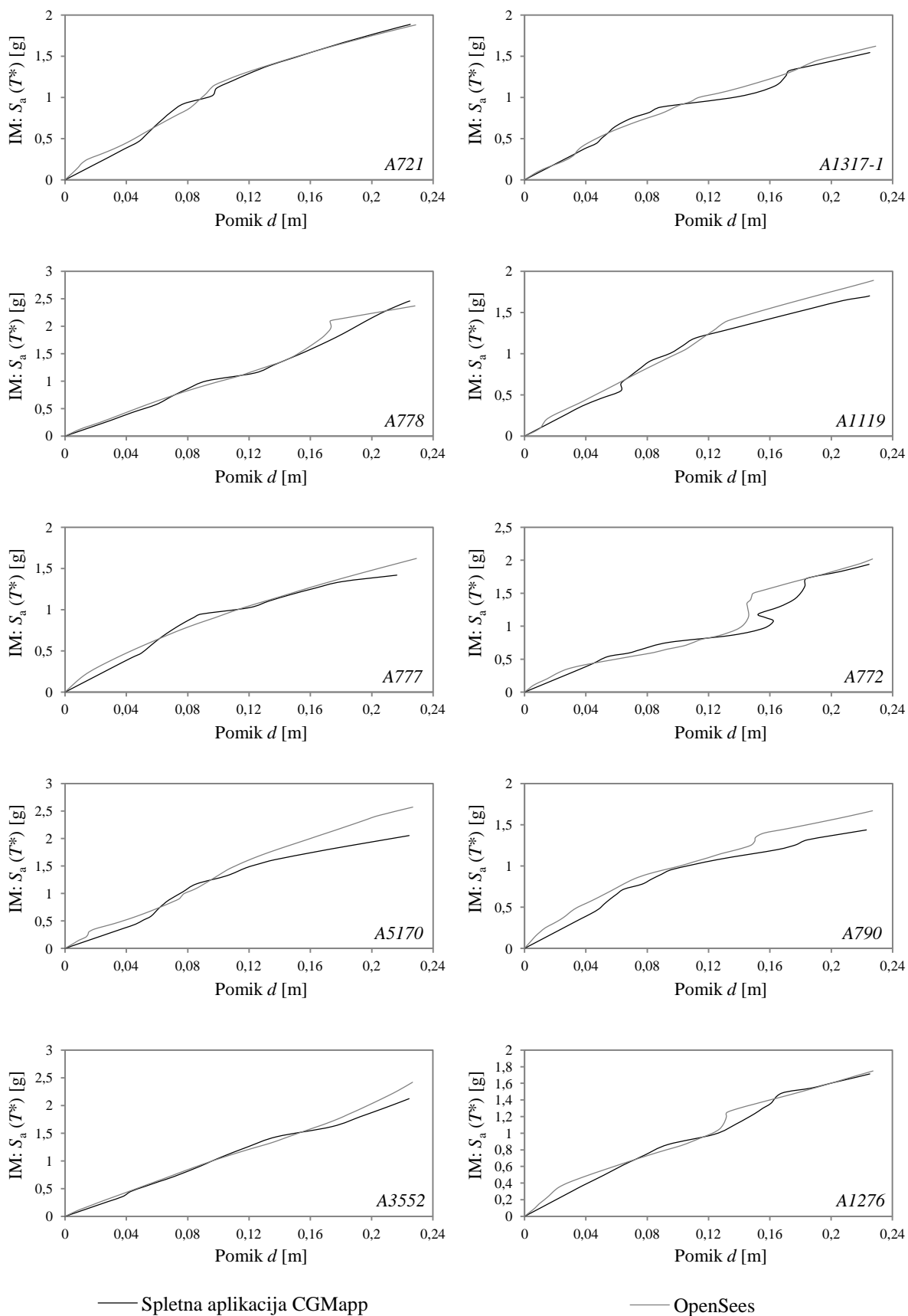
Slika D-3: IDA krivulje za izbrane akcelerograme od 21 do 30 za vzdolžno smer mostu



Slika D-4: IDA krivulje za izbrane akceleroگرامe od 1 do 10 za prečno smer mostu



Slika D-5: IDA krivulje za izbrane akcelerograme od 11 do 20 za prečno smer mostu



Slika D-6: IDA krivulje za izbrane akcelerograme od 21 do 30 za prečno smer mostu