

Proračun vijadukta na djelovanje sila potresa prema Eurokodu 8/2

Mehmed Čaušević, Peter Fajfar, Matej Fischinger, Tatjana Isaković

Ključne riječi

Eurokod 8,
most, vijadukt,
norme,
modeliranje,
djelovanje potresa,
nelinearno ponašanje

Key words

Eurocode 8,
bridge, viaduct,
standards,
modeling,
earthquake action,
nonlinear behavior

Mots clés

Eurocode 8,
pont, viaduc,
normes,
modélisation,
action sismique,
comportement non-linéaire

Ключевые слова

Еврокод 8, мост,
виадук, нормы,
моделирование,
действие
землетрясения,
нелинейное поведение

Schlüsselworte:

Eurokode 8,
Brücke, Viadukt,
Normen,
Modellieren, seismischer
Einfluss,
unlineares Verhalten

M. Čaušević, P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Stručni rad

Proračun vijadukta na djelovanje sila potresa prema Eurokodu 8/2

Proračunan je vijadukt na djelovanje potresa prema Eurokodu (EC) 8/2. Odabran je primjer vijadukta koji uključuje većinu mogućnosti koje se mogu dogoditi u praksi: vitki, umjereno kruti i kruti stupovi, stupovi temeljeni na pilotima, vitki stupovi plitko temeljeni, strma i blago nagnuta kosina poprečnog presjeka prepreke koja se premošćuje. Modelirani su navedeni tipovi stupova, proračun seizmičkog opterećenja na stupove za uzdužni i poprečni pravac vijadukta te dimenzioniranje.

M. Čaušević, P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Professional paper

Analyzing influence of seismic forces on viaducts according to Eurocode 8/2

The behavior of viaducts subjected to seismic action is analyzed in accordance with Eurocode (EC) 8/2. An example of viaduct is selected in such a way that it covers most possibilities that can be encountered in practice: slender, moderately stiff and stiff piers, piers founded on piles, slender piers with shallow foundations, steep and moderately inclined cross-sectional slopes of the obstacle to be crossed by the structure. The mentioned pier types are modeled, which includes analysis of seismic load on piers for the longitudinal and transverse direction of the viaduct, and dimensioning.

M. Čaušević, P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Ouvrage professionnel

Analyse de l'action des forces sismiques sur les viaducs selon l'Eurocode 8/2

Un viaduc a été analysé pour déterminer l'action des forces sismiques selon l'Eurocode (EC) 8/2. Le viaduc choisi présente la plupart des caractéristiques que l'on peut rencontrer dans la pratique : piles sveltes, moyennement rigides à rigides, piles fondées sur pieux, piles sveltes à fondation superficielle, pente raide à légèrement inclinée de la section transversale de l'obstacle franchi. Tous ces types de piles ont été modélisés, avec un calcul du chargement sismique des piles dans le sens longitudinal et transversal du viaduc, et un dimensionnement a été effectué.

M. Чаушевич, П. Файфар, М. Фишингер, Т. Исаковић

Отраслевая работа

Расчёт виадуктов на действие сил землетрясений согласно Еврокоду 8/2

В работе анализирован виадук на действие землетрясения согласно Еврокоду (EC) 8/2. Выбран пример виадука, включающий большинство возможностей, которые могут появиться в практике: гибкие, умеренно жёсткие и жёсткие столбы, столбы, фундаментные на сваях, гибкие столбы, мелко фундаментные, крутой и мягко нагнутый откос поперечного профиля заграждения, через которое переходит виадук. Моделированы приведённые типы столбов, для расчёта сейсмической нагрузки на столбы в продольном и поперечном направлении виадука, а также установление размеров.

M. Čaušević, P. Fajfar, M. Fischinger, T. Isaković

Fachbericht

Berechnung des Viadukts auf den Einfluss der seismischen Kräfte nach Eurokode 8/2

Berechnet ist ein Viadukt auf den Einfluss des Erdbebens nach Eurokode (EC) 8/2. Gewählt ist das Beispiel eines Viadukts das den Grossteil der Möglichkeiten die in der Praxis aufreten können einschliesst: schlanke, mässig steife und steife Stützen, Stützen auf Pfählen fundiert, flach fundierte Stützen, steile und sanft geneigte Schräge des Querschnitts des Hindernisses das überbrückt wird. Modelliert sind die angeführten Stützentypen, die Berechnung der seismischen Belastung der Stützen für die Längs- und Querrichtung des Viadukts, sowie die Bemessung.

Autori: Prof. dr. sc. Mehmed Čaušević, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci, V. C. Emina 5, Rijeka, akademik prof. dr. sc. Peter Fajfar; prof. dr. sc. Matej Fischinger; doc. dr. sc. Tatjana Isaković, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani, Slovenija

1 Općenito

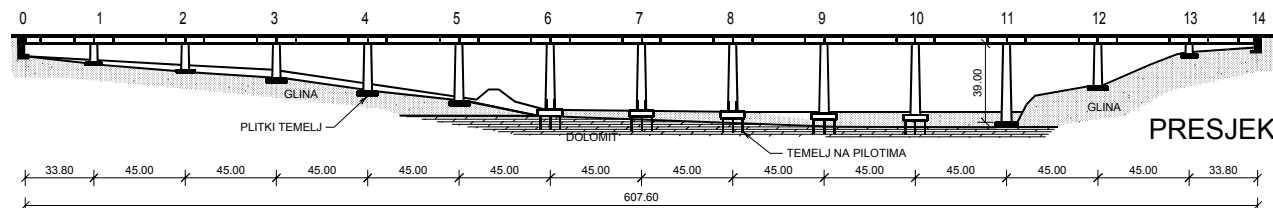
U Hrvatskoj, čije je skoro cijelo područje seizmički aktivno, do sada nisu postojali propisi za proračuna na potres inženjerskih konstrukcija (mostovi, vijadukti, itd.). Stoga je sretna okolnost pojava Eurokoda 8/2 (EC 8/2) i mogućnost njegove primjene.

Proračuna uporabom EC 8/2 dinamički je proračun prema linearnoj teoriji primjenom projektnog spektra, koji se dobije na način da se vrijednosti prosječnog elastičnog spektra odziva podijele s faktorom ponašanja q . Tako su potresna djelovanja q -puta manja od onih kada je odziv konstrukcije u elastičnom području. Time se uvodi povoljan utjecaj nelinearnog ponašanja duktilnih konstrukcija u potresu.

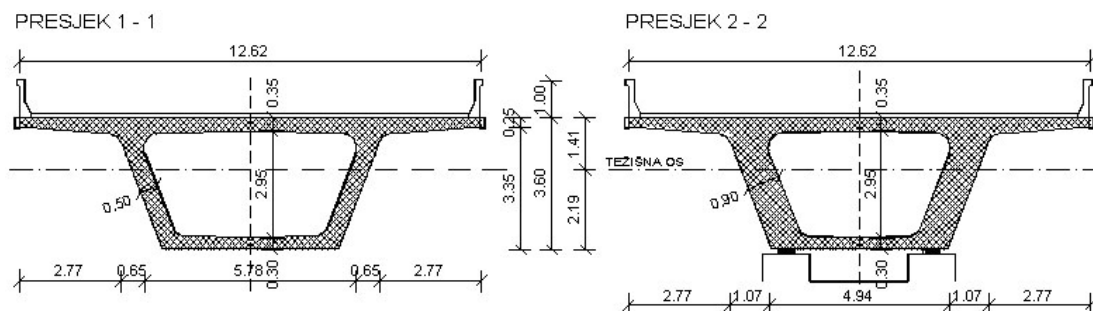
Ponašanje vijadukta može biti duktilno ili ograničeno duktilno (u stvari elastično). U područjima umjerene do jake seizmičnosti, preporučljivo je, radi ekonomskih i sigurnosnih razloga, projektirati vijadukt ili most za duktilno ponašanje. Duktilno se ponašanje postiže stvaranjem plastičnih zglobova od savijanja, koji djeluju kao glavni elementi histereznog trošenja energije. Faktori ponašanja kod duktilnog ponašanja u granicama su od 1,5 do 3,5, a za ograničeno duktilno ponašanje $q \leq 1,5$.

Faktori ponašanja odražavaju duktilnost konstrukcije, tj. sposobnost stupova da bez sloma preuzmu potresna djelovanja u poslije elastičnom području.

U pripremi je nova verzija EC 8, koja će imati status norme. U toj konačnoj verziji doći će do nekih promjena, ali će filozofija projektiranja vijadukata u seizmičkim područjima ostati ista kao u prednorme.



Slika 1. Uzdužni presjek vijadukta Reber na autocesti Ljubljana-Zagreb



Slika 2. Poprečni presjeci kolničke konstrukcije u polju i nad ležajima

Za prikaz upotrebe EC 8/2 uzet je za primjer vijadukt Reber izgrađenog na autocesti Ljubljana – Zagreb. Analiza je napravljena primjenom jednostavnih programa za ravninske okvire, a konstrukcija vijadukta može se modelirati i primjenom 3D modela.

2 Opis konstrukcije

Vijadukt iz ovog primjera je kontinuirani nosač sa 14 polja. Prvo i zadnje polje su raspona 33,8 m, a rasponi ostalih polja su po 45 m (slika 1.). Rasponska konstrukcija oslanja se na dva krajnja upornjaka i na trinaest stupova od kojih je temeljeno na pilotima. Potresno se opterećenje u poprečnom smjeru prenosi preko svih trinaest stupova i oba upornjaka, a ukupno potresno opterećenje u uzdužnom smjeru prenosi se samo preko tri stupa u sredini vijadukta (6, 7 i 8).

2.1 Rasponska konstrukcija

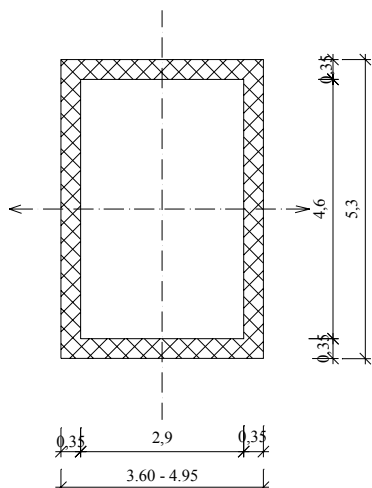
Presjeci kolničke konstrukcije prikazani su na slici 2. Karakteristike presjeka jesu:

- u polju
 $A = 9,37 \text{ m}^2$, $A_s = 6,64 \text{ m}^2$, $I_z = 91,2 \text{ m}^4$
- na ležajima
 $A = 12,2 \text{ m}^2$, $A_s = 6,55 \text{ m}^2$, $I_z = 107,3 \text{ m}^4$

A je površina presjeka, A_s je posmični presjek u poprečnom smjeru, I_z je moment inercije za opterećenje u poprečnom smjeru. Pri određivanju posmičnog presjeka A_s uzeti su u obzir samo horizontalni pojasi sandučastog presjeka. Iznad svakog stupa i oba upornjaka nalaze se poprečni nosači (ojačanja) širine 2 m (iznad stupova) te 1,8 m (iznad upornjaka). Kvaliteta betona je C35/45.

2.2 Stupovi

Stupovi su sandučastog presjeka s debljinom stijenke 35 cm (slika 3.), a na gornjih 5,5 m su ojačani. Debljina stijenke ojačanih dijelova u uzdužnom smjeru vijadukta jest 1,3 m na dužini 1,35 m od vrha stupa, a u daljnjih 4,15 m linearno se smanjuje na 35 cm. Stupovi su izrađeni od betona marke C29/35.



Slika 3. Poprečni presjek stupova

Tablica 1. Geometrijske karakteristike poprečnih presjeka stupova na mjestu uklještenja u temelj

Geomet. veličine	Stupovi									
	1	2	3	4	5	6-8	9-10	11	12	13
A [m ²]	5,81	5,89	6,03	6,15	6,36	7,47	6,45	6,59	6,13	7,40
A_s [m ²]	3,71	3,71	3,71	3,71	3,71	4,51	3,71	3,71	3,71	3,71
I_x [m ⁴]	21,57	21,87	22,90	23,67	24,92	27,70	25,48	26,38	23,50	28,77
I_y [m ⁴]	12,02	12,57	14,58	16,19	19,01	25,46	20,36	22,65	15,83	11,96

Stupovi u osima 6, 7 i 8, koji prenose ukupno potresno opterećenje u uzdužnom smjeru, ojačani presjeci su i u donjem dijelu, na dužini od 5 m. Debljina stijenke u poprečnom smjeru povećana je i na mjestu uklještenja iznosi 45 cm i postupno se smanjuje do 35 cm. Širina stupa u poprečnom smjeru za sve je stupove jednaka i iznosi 5,3 m. Mijenja se samo širina stupova u smjeru paralelno s osi vijadukta. Na vrhu je širina svih stupova 3,4 m, a dalje se stup širi po visini, i to u nagibu 1:50.

3 Proračun konstrukcije

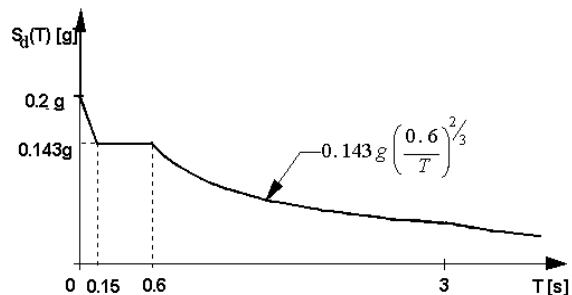
3.1 Opterećenja

Vrijednosti uzdužnih sila od vlastite težine stupova i od pripadajućeg dijela vlastite težine kolničke konstrukcije prikazane su u tablici 6. Prometno opterećenje je izostavljeno, u skladu s članom 4.1.2 EC 8/2, prema kojemu je faktor $\psi_{21} = 0$ za mostove s normalnim intenzitetom prometa.

U tablici 2. navedene su mase gornjih polovica stupova koje se zbrajaju s masama kolničke konstrukcije.

Tablica 2. Mase gornjih polovica stupova [t]

Stup	1	2	3	4	5	6-8	9-10	11	12	13
Masa	99	130	163	212	249	284	297	329	192	64



Slika 4. Projektni spektar odziva

Vijadukt se nalazi na području na kojem se očekuje potres VIII. stupnja seizmičnosti prema ljestvici MSK-64 za povratni period od 500 godina. Ovome odgovara projektno ubrzanje tla [8] $a_g = 0,2 \text{ g} \cong 2 \text{ m/s}^2$. Tlo je uvršteno u kategoriju B. Takvim uvjetima odgovara projektni spektar na slici 4. Konstrukcija je projektirana kao duk

tilna, a kako kod većine stupova vijadukta prevladava ponašanje na savijanje, za faktor ponašanja uzeta je vrijednost $q = 3,5$.

3.2 Proračun konstrukcije u uzdužnom smjeru

Za proračun u uzdužnom smjeru pretpostavlja se potpuno kruta kolnička konstrukcija i usvaja se model s jednim stupnjem slobode.

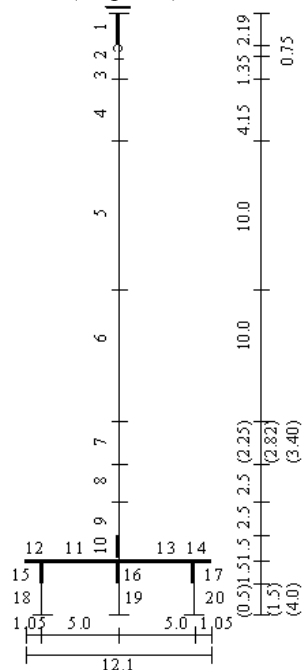
Mase

Masa koja se uzima u obzir u proračunu je ukupna masa rasponske konstrukcije (tablica 6.): $M_{rk} = 19890 \text{ kNs}^2/\text{m}$, i mase gornjih polovica stupova 6, 7 i 8 (tablica 2.): $M_{st. 6, 7, 8} = 3 \cdot 284 = 850 \text{ kNs}^2/\text{m}$ pa je ukupna masa $M = 19890 + 850 = 20740 \text{ kNs}^2/\text{m}$.

Krutosti

Krutost čitave konstrukcije u uzdužnom smjeru proračunana je kao suma krutosti triju stupova, 6, 7 i 8, gdje se

za svaki stup uzima model prema slici 5. Stupovi su temeljeni na pilotima (10 pilota).



Slika 5. Model stupova 6, 7 i 8

Za svaki stup zasebno izračunana je fleksibilnost. U modelu stupova 6, 7 i 8 na slici 5. element 1 predstavlja krutu vezu između ležajeva i težišta poprečnog presjeka kolničke konstrukcije (krutost ovog elementa usvojena je kao deseterostruka krutost stupa a njegova je visina 2,19 m (slika 2.), element 2 su dvije betonske podupore visine 0,75 m (slika 2.) na kojima se nalaze ležajevi, a zglobno je povezan s elementom 1., dok se elementima 3 - 9 modeliraju pojedini odsječci stupa. Između stupa i temelja umetnut je kruti element 10, čija je krutost također usvojena kao deseterostruka krutost stupa na tom mjestu. Kruti su elementi 15-17 postavljeni i između glave temelja i pilota a njihove su krutosti deseterostruke krutosti pilota. Elementi 18 i 20 kojima su modelirani piloti predstavljaju po četiri pilota, dok element 19 predstavlja dva pilota. Piloti su modelirani kao kruto upeti u dolo-mitnu stijenu.

Krutosti stupova jednake su recipročnim vrijednostima njihovih fleksibilnosti:

$$k_6 = 44000 \text{ kN/m}; k_7 = 41650 \text{ kN/m}; k_8 = 38650 \text{ kN/m}$$

Stup 6 ima 35,4% ukupne krutosti svih triju stupova, stup 7 ima 33,5%, a stup 8 ima 31,1% te krutosti.

Krutost čitave konstrukcije u uzdužnom smjeru jest $k_k = 124300 \text{ kN/m}$

Osnovni period vibracija i potresna sila

Osnovni period vibracija ima vrijednost:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_k}} = 2\pi \sqrt{\frac{20740}{124300}} = 2,56 \text{ s} \quad (1)$$

Budući da je $T > 0,6 \text{ s}$, spektralno se ubrzanje dobije prema jednadžbi iz projektnog spektra (slika 4.):

$$S_d(T) = 0,532 \text{ m/s}^2, \quad (2)$$

te potresna sila za čitavu konstrukciju u uzdužnom smjeru ima vrijednost:

$$F = M \cdot S_d(T) = 20740 \cdot 0,532 = 11040 \text{ kN} \quad (3)$$

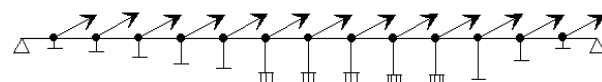
Unutarnje sile u stupovima

Ukupna potresna sila raspodijeljena je na pojedine stupove s obzirom na njihove krutosti. Sila koja pripada pojedinom stupu jednaka je poprečnoj sili stupa i iznosi 3910, 3700 i 3440 kN za stupove 6, 7 i 8.

Vrijednosti momenata savijanja na mjestu upetosti stupova u temelje dane su u tablici 6.

3.3 Proračun konstrukcije u poprečnom smjeru

U poprečnom smjeru potresno se djelovanje prenosi preko dva krajnja upornjaka i preko svih trinaest stupova. Za proračun je upotrijebljen model prema slici 6., usvajanjem 13 koncentriranih masa, tj. stupnjeva slobode (pomaci u poprečnom smjeru). Ovaj se model može promatrati kao kontinuirani nosač, nepomično oslonjen na krajevima, dok su svi unutarnji oslonci elastični.



Slika 6. Model konstrukcije za analizu u poprečnom smjeru

Proračun masa

Za srednje stupove usvaja se da jednom stupu pripada masa jednog polja rasponske konstrukcije koja iznosi: $M_{rk} = 1473 \text{ kNs}^2/\text{m}$

Masa koja pripada svakom krajnjem stupu nešto je manja i iznosi: $M_{rk} = 1438 \text{ kNs}^2/\text{m}$

Tablica 3. Koncentrirane mase na vrhu stupova

Stup	M_{rk}	$M_s/2$	M
1	1438	99	1537
2	1473	130	1603
3	1473	163	1636
4	1473	212	1685
5	1473	249	1722
6	1473	284	1757
7	1473	284	1757
8	1473	284	1757
9	1473	297	1770
10	1473	297	1770
11	1473	329	1802
12	1473	192	1665
13	1438	64	1502
		$\Sigma M =$	21963

Ovim masama pridodaju se još i mase gornjih polovica stupova iz tablice 2. U tablici 3. prikazane su vrijednosti ukupnih koncentriranih masa za svaki stup.

Krutosti stupova

Krutosti su izračunane za svaki stup posebno. Proračunski modeli stupova temeljenih na pilotima (slike 7.a i 7.b) različitu su od onih za plitko temeljene stupove (slika 7.c). Za stupove temeljene na pilotima uzeta su u obzir dva različita modela. Jedan model predstavlja "prosječni" stup grupe stupova 6-8 (slika 7.a), a drugi "prosjek" stupova 9 i 10. upotrijebljen za oba stupa (slika 7.b).

Tablica 4. Krutosti stupova

Stup	k_s [kN/m]
1	302650
2	249663
3	154779
4	77831
5	50809
6-8	51600
9-10	41100
11	27020
12	100217
13	628707

U modelu stupova 6-8, element 1 predstavlja betonsku podlogu na kojoj se nalaze ležajevi, elementima 2 - 8 modeliraju se pojedini odsječci stupa, element 9 predstavlja krutu vezu između stupova i temelja (deseterostruke vrijednosti krutosti stupova), elementi 16 - 19 predstavljaju krute veze između glave temelja i pilota (deseterostruke vrijednosti krutosti pilota),

elementima 20 i 23 modeliraju se tri pilota dok se elementima 21 i 22 modeliraju dva pilota. Slično je i za model stupova 9 i 10.

Pri proračunu krutosti stupova k_s deformabilnost temeljnog tla uzimala se u obzir s pomoću opruga, a krutosti tih opruga izračunane su prema podacima iz literature [11].

Postupak proračuna

Za poprečni smjer upotrebljava se modalna analiza [6, 8] i moraju se uzeti u obzir viši oblici vibracija. Proračunano je devet vlastitih vrijednosti vibracija primjenom programa EAVEK. Prema članu 4.2.1.2 EC 8/2 potrebno je uzeti u obzir onoliko vlastitih oblika vibracija kojih suma efektivnih masa prelazi 90% ukupne mase konstrukcije.

Efektivna masa m_i^* za i -ti oblik vibracija [8] određena je jednadžbom:

$$m_i^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^n \Phi_{ij} m_j \right)^2}{\sum_{j=1}^n \Phi_{ij}^2 m_j} \quad (4)$$

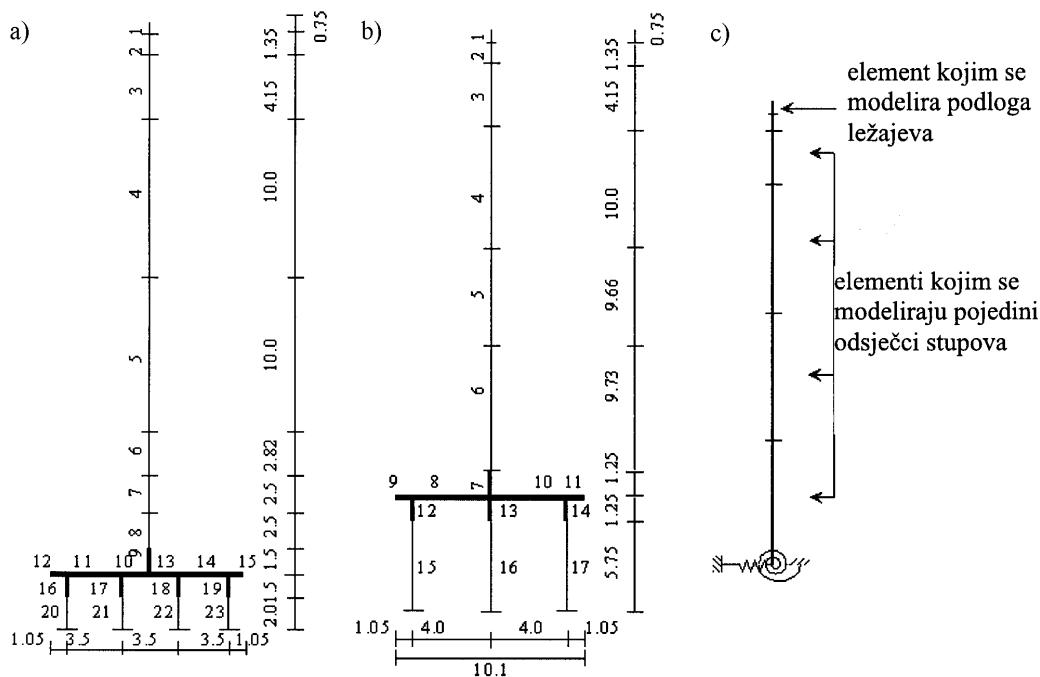
gdje :

i označava vlastiti oblik vibracija

m_j predstavlja mase

Φ_{ij} vrijednost i -tog vlastitog oblika na mjestu mase j .

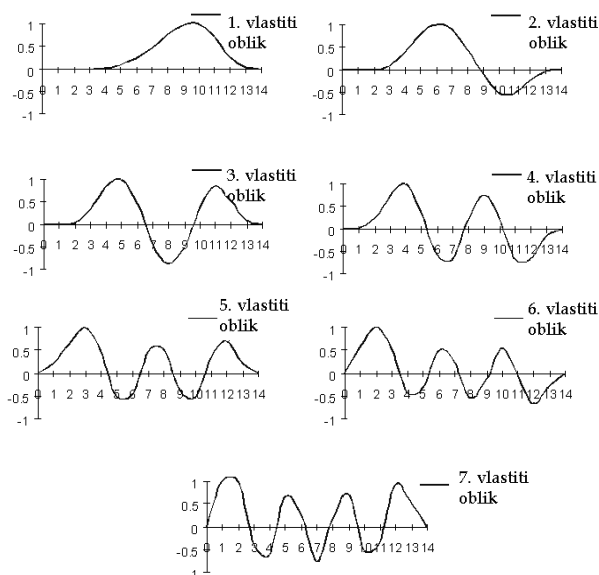
Uvjet člana 4.2.1.2 u EC 8/2 u ovom je slučaju ispunjen ako se uzme u obzir najmanje 7 vlastitih oblika vibracija, a koji su prikazani na slici 8., jer je: $20897 > 0,9 \cdot 21963$



Slika 7. Model za proračun krutosti stupova 6-8 (a), model za proračun krutosti stupova 9-10 (b), model za proračun krutosti plitko temeljenih stupova (c)

Tablica 5. Vlastiti periodi i efektivne mase

Vlastiti periodi i mase	Vlastiti oblici								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Vlastiti periodi T (s)	1,23	1,09	0,89	0,70	0,56	0,47	0,40	0,34	0,29
Efektivne mase m_i	10627	2363	2714	189	3052	427	1525	4	499
Zbroj masa	10627	12990	15704	15893	18945	19372	20897	20901	21399
$\sum m_i^*/$ ukupna masa	0,48	0,59	0,72	0,72	0,86	0,88	0,95	0,95	0,97



Slika 8. Vlastiti oblici vibracija

U slučaju ovdje razmatrane konstrukcije izražen je utjecaj viših oblika na vrijednosti ukupnih pomaka mosta u poprečnom pravcu, što je detaljno prikazano u [10].

4 Dimenzioniranje stupova

Proračunska opterećenja stupova proizašla iz prethodno navedenih analiza za uzdužni i poprečni smjer navedena su u tablici 6.

Tablica 6. Proračunska opterećenja stupova

Stup	h [m]	N_{Ed} [kN]		$M_{Ed,z}$ [kNm]		$M_{Ed,y}$ [kNm]	
		vrh	upeto	vrh	upeto	vrh	upeto
1	9,3	14180	15900			3270	13600
2	13,0	14520	16800			5070	27400
3	17,4	14520	17400			4580	31700
4	23,8	14520	18400			3480	31700
5	28,7	14520	19200			3370	36300
6	32,8	14520	19900	2930	131000	3900	47300
7	33,3	14520	20000	2780	126000	4600	56700
8	33,9	14520	20100	2580	119000	5720	71600
9	34,6	14520	20100			5190	66200
10	35,2	14520	20200			5090	66000
11	39,0	14520	20900			2540	36200
12	21,3	14520	18000			4320	35600
13	5,5	14180	15300			4850	13900

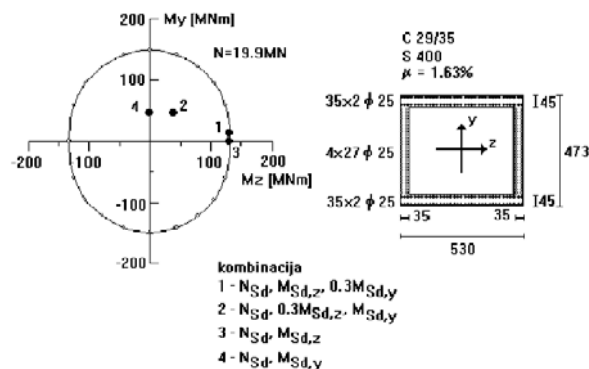
4.1 Savijanje

Armatura za savijanje u području potencijalnih plastičnih zglobova

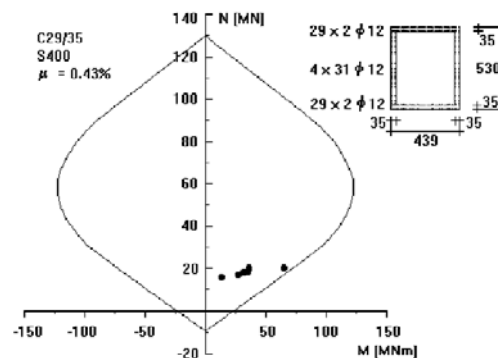
Srednji stupovi 6, 7 i 8 preuzimaju potresnu silu u uzdužnom i poprečnom smjeru. Potrebno ih je dimenzionirati na dvoosno savijanje s uzdužnom silom (slika 9.) u skladu s kombinacijama opterećenja prema členu 4.2.1.4(2) EC 8/2:

- za uzdužni smjer vijadukta "x":
 $A_{Ex} + 0,30 A_{Ey} + 0,30 A_{Ez}$
- za poprečni smjer vijadukt "y":
 $0,30 A_{Ex} + A_{Ey} + 0,30 A_{Ez}$ (5)
- za vertikalni smjer vijadukta "z":
 $0,30 A_{Ex} + 0,30 A_{Ey} + A_{Ez}$

U ovom je primjeru vertikalna komponenta A_{Ez} zanemarena sukladno členu 4.1.7.(1) EC 8/2. Izračunata potrebna armatura za stupove 6, 7 i 8 je $65 \text{ cm}^2/\text{m}$, $60 \text{ cm}^2/\text{m}$ i $56 \text{ cm}^2/\text{m}$.



Slika 9. Interakcijski dijagram za dvoosno savijanje u presjeku stupa 6 na mjestu uklještenja



Slika 10. Interakcijski dijagram za stupove na koje se prenosi samo potresna sila u poprečnom smjeru

Ostali stupovi, na koje se prenosi samo potresna sila u poprečnom smjeru, računaju se na jednoosno savijanje, slika 10. U svim presjecima zadovoljava minimalna propisana armatura, koja u ovom primjeru iznosi 0,4% (15 cm²/m), određeno prema členu 5.4.7.2 EC 2/1 za zidove. Presjeci razmatranih stupova relativno su veliki, a stjenke tanke, pa se može zaključiti da će se stupovi ponašati slično zidovima

Nosivosti na savijanje presjeka pri upetosti u temelje prema kapacitetu nosivosti

Proračunske nosivosti na savijanje presjeka na mjestu upetosti u temelje određene su na osnovi odabrane armature, stvarnih izmjera poprečnog presjeka i proračunanih uzdužnih sila N_{Ed} , (tablica 7.).

Tablica 7. Proračunske nosivosti stupova na savijanje

Stup	N_{Ed} [kN]	$M_{Rd,z}$ [kNm]	$M_{Rd,y}$ [kNm]
1	15900	-	61700
2	16800	-	64400
3	17400	-	66300
4	18400	-	69600
5	19200	-	72100
6	19900	131000	150600
7	20000	126000	143200
8	20100	119000	137200
9	20100	-	75200
10	20200	-	75400
11	20900	-	77600
12	18000	-	68200
13	15300	-	64900

Momenti povećane nosivosti stupova na mjestu uklještenja određuju se prema členu 5.3 EC 8/2:

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} \quad (6)$$

gdje je γ_0 faktor povećane nosivosti presjeka.

Vrijednosti M_0 navedene su u tablici 8. U svim stupovima analiziranog vijadukta faktor povećane nosivosti ima vrijednost.

$$\gamma_0 = 0,7 + 0,2 q = 1,4$$

Za većinu je stupova računaska nosivost na savijanje u poprečnom smjeru puno veća od potrebne. U stupovima 1, 6, 7 i 13 računaska je nosivost približno jednaka vrijednosti qM_{sd} , gdje je q faktor ponašanja koji iznosi 3,5. To znači da će vjerojatno ponašanje tih stupova i u slučaju jakog potresa biti elastično i da će opterećenja biti manja od maksimalne nosivosti. Zbog toga su za stupove 1,6,7 i 13 u poprečnom smjeru u tablici 8. dane vrijednosti $3,5 M_{sd}$ kao gornje granice opterećenja.

Tablica 8. Momenti povećane nosivosti presjeka stupova na mjestu uklještenja

Stup	$M_{0,z}$ [kNm]	$M_{0,y}$ [kNm]
1	-	47600
2	-	91600
3	-	92800
4	-	97400
5	-	100900
6	183400	165600
7	176400	198500
8	166600	192100
9	-	105300
10	-	105600
11	-	108600
12	-	95500
13	-	48700

Tablica 9. Dužine plastičnih zglobova u stupovima

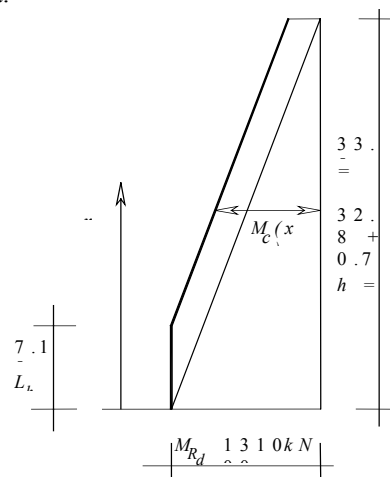
Stup	L_h [m]
1	3,80
2	3,90
3	4,10
4	5,35
5	6,35
6	7,15
7	7,25
8	7,40
9	7,50
10	7,65
11	8,40
12	4,85
13	3,65

Dužine plastičnih zglobova

Postupak za određivanje dužina plastičnih zglobova je propisan u članovima 5.3(4), slika 5.1., i 6.2.1.4 EC 8/2. Taj postupak je prilagođen obostrano uklještenim stupovima i u ovdje razmatranom primjeru, u kojemu su stupovi konzolni, daje nerealno velike dužine plastičnih zglobova. Zato je u stupovima razmatranog vijadukta umjesto računске za dužinu plastičnih zglobova usvojena propisana minimalna dužina prema členu 6.2.1.4 EC 8/2 (tablica 9.).

Armatura za savijanje izvan područja plastičnih zglobova

Za sve stupove na koje se prenosi potresna sila samo u poprečnom smjeru (a to su stupovi 1-5 i 9-13), zadovoljava minimalna armatura i izvan područja plastičnih zglobova.



L_h dužina plastičnog zgloba
 h visina nulte točke momentnog dijagrama

Slika 11. Dijagram momenata savijanja prema kapacitetu nosivosti za stup

Armatura za savijanje izvan područja plastičnih zglobova u stupovima 6, 7 i 8 određuje se na osnovi proračunskih uzdužnih sila i "kapacitivnih" proračunskih momenata (to su najveći mogući momenti koji se mogu pojaviti u stupu: "the capacity design moments $M_C(x)$ " (slika 11.)). Momenti $M_C(x)$ dobiju se na temelju računske nosivosti na savijanje na mjestu uklještenja stupa M_{Rd} . Postupak kojim se određuju momenti $M_C(x)$ propisan je u članovima 5.6.3.2 i 5.3.(4) EC 8/2. Taj postupak je za razmatrani vijadukt promijenjen i prilagođen konzolnim stupovima promjenljivog poprečnog presjeka, slika 11., pri čemu za presjeke stupa izvan područja plastičnog zgloba mora biti ispunjen uvjet:

$$M_C(x) \leq M_{Rd}(x) \quad (7)$$

4.2 Poprečna armatura u području plastičnih zglobova

Nosivost na poprečnu silu u području plastičnih zglobova - provjera nosivosti betonske tlačne dijagonale

Poprečne sile prema kapacitetu nosivosti u stupovima 6, 7 i 8 određene su izrazom:

$$V_C = \frac{M_0}{h} \quad (8)$$

gdje je:

- V_C poprečna sila prema kapacitetu nosivosti
 M_0 moment povećane nosivosti u području plastičnih zglobova
 h visina nulte točke momentnog dijagrama.

Nosivost betonske tlačne dijagonale određuje se prema izrazu iz člana 5.6.3.4., EC 8/2 :

$$V_{Rde} = 0,275 \nu f_{ck} b_w d_c \geq V_C \quad (9)$$

gdje je:

- $\nu = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5$
 f_{ck} karakteristična cilindrična tlačna čvrstoća betona,
 b_w, d_c širina rebra i statička visina presjeka obuhvaćenog poprečnom armaturom

U tablici 10. dana je nosivost betonske tlačne dijagonale V_{Rde} u području plastičnih zglobova stupova 6, 7 i 8 u uzdužnom smjeru i odgovarajuće vrijednosti poprečnih sila V_C prema kapacitetu nosivosti.

Tablica 10. Nosivost betonske tlačne dijagonale

Stup	V_{Rde} [kN]	V_C [kN]
6	11850	5480
7	11900	5180
8	11960	4810

Provjera nosivosti poprečne armature u području plastičnih zglobova

Potrebna poprečna armatura za preuzimanje poprečne sile (tablica 11.) određuje se prema izrazu (4.23) EC 2/1 i članu 5.6.3.4(2) EC 8/2:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{wd}}{0,9 d f_{ywd}} \quad (10)$$

gdje je:

- A_{sw} površina poprečne armature za preuzimanje poprečne sile
 s razmak poprečne armature po visini stupa
 V_{wd} poprečna sila koja se preuzima poprečnom armaturom
 d statička visina presjeka
 f_{ywd} granica popuštanja poprečne armature.

Tablica 11. Potrebna poprečna armatura

Stup	A_{sw} [cm ² /cm]	Odabrana armatura
1	0,081	φ10/20 cm
2	0,125	φ10/10 cm
3	0,113	φ10/10 cm
4	0,086	φ10/15 cm
5	0,083	φ10/15 cm
6 uzdužno	0,206	φ14/15 cm
6 poprečno	0,096	φ10/15 cm
7 uzdužno	0,194	φ14/15 cm
7 poprečno	0,114	φ12/15 cm
8 uzdužno	0,179	φ14/15 cm
8 poprečno	0,141	φ12/15 cm
9	0,087	φ10/15 cm
10	0,086	φ10/15 cm
11	0,079	φ10/20 cm
12	0,107	φ10/15 cm
13	0,120	φ10/10 cm

Provjeru posmičnog klizanja nije potrebno provoditi jer su u svim stupovima uzdužne sile veće od maksimalnih poprečnih sila (član 5.6.3.4 EC 8/2).

4.3. Nosivost na poprečnu silu izvan područja plastičnih zglobova

Provjera nosivosti betonske tlačne dijagonale izvan područja plastičnih zglobova također nije potrebno provoditi jer je poprečna sila po čitavom stupu konstantna, a propis predviđa da je nosivost betonske tlačne dijagonale izvan područja plastičnih zglobova veća od nosivosti unutar područja (Eurokod 8/2, član 5.6.3.3).

• Provjera nosivosti poprečne armature

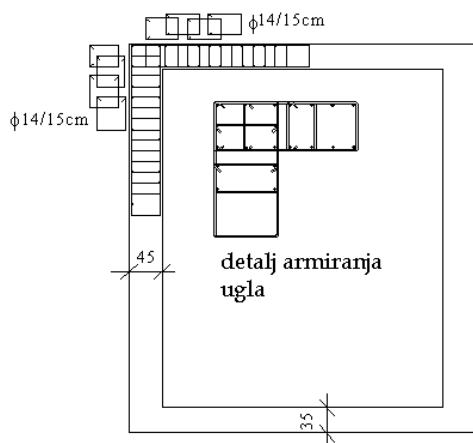
Za proračun potrebne poprečne armature izvan područja plastičnih zglobova u stupovima 6, 7 i 8, za uzdužni

smjer, kritični je presjek od vrha udaljen 5,5 m, pa su od te visine pa do vrha stupa stijenke presjeka ojačane. Potrebna poprečna armatura (A_{sw}/s) navedena je u tablici 12., gdje su još navedene i vrijednosti poprečnih sila prema kapacitetu nosivosti (V_C), vrijednosti poprečnih sila koje preuzima beton (V_{cde}) i vrijednosti koje preuzimaju dvosječne vilice (V_{wd}), (slika 12.).

Tablica 12. Potrebna poprečna armatura za preuzimanje poprečne sile izvan područja plastičnih zglobova u stupovima 6, 7 i 8 u uzdužnom smjeru

Stup	V_C [kN]	V_{cde} [kN]	V_{wd} [kN]	A_{sw}/s [cm ² /cm]	Odabrana armatura
6	2740	970	1770	0.164	φ14/15cm
7	2590	970	1620	0.150	φ14/20cm
8	2400	970	1430	0.133	φ14/20cm

U svim ostalim stupovima u poprečnom smjeru zadovoljava minimalna poprečna armatura (zatvorene vilice φ 10/20 cm).



Slika 12. Detalj armiranja ugla u stupovima 6, 7 i 8.

4.4 Potrebna armatura za obavljanje u području plastičnih zglobova

Armatura za obavljanje pravokutnih presjeka u ovome je primjeru određena prema izrazu:

$$\omega_{wd,r} \geq 1,3(0,15 + 0,1\mu_c) \frac{A_c}{A_{cc}} (\mu_k - 0,08) \geq \omega_{w,min} \quad (11)$$

$\omega_{w,min} = 0,10$ minimalni volumenski koeficijent armiranja za pravokutne presjeke pri duktilnom ponašanju

$\mu_c = 12$ minimalna vrijednost duktilnosti za zakrivljenost pri duktilnom ponašanju

A_c bruto površina betonskog presjeka

A_{cc} ovičena površina presjeka betona (jezgre)

η_k normirana uzdužna sila.

U međuvremenu je prijedlog norme promijenjen te se po novoj verziji EC 8/2 (članak 6.2.1.3) armatura za obavljanje presjeka računa prema izrazu:

$$\omega_{wd,r} \geq 1,74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0,009\mu_c - 0,17)(\eta_k - 0,07) \geq \omega_{w,min} \quad (12)$$

gdje su: $\omega_{w,min} = 0,12$; $\mu_c = 0,13$.

Mehanički koeficijent armiranja određuje se izrazom:

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{sb f_{cd}} \geq \omega_{wd,r} \quad (13)$$

gdje je

ρ_w koeficijent armiranja poprečne armature

A_{sw} ukupna površina stremenova

b izmjera betonske jezgre okomito na smjer promatranog obavljanja

s razmak stremenova

f_{yd} računski vrijednost granice popuštanja poprečne armature

f_{cd} računski vrijednost cilindrične tlačne čvrstoće betona.

4.5 Kontrola izvijanja uzdužne tlačne armature

Provjera je izvršena prema EC 8/2 članak 6.2.2:

$$A_t = \frac{\sum A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \cdot s = \frac{2 \cdot 491 \cdot 347,8}{1,6 \cdot 347,8} \cdot 0,15 = 92 \text{ mm}^2 < 113 \text{ mm}^2$$

(φ12 mm) – zadovoljava (14)

gdje je

A_t površina presjeka jednog kraka stremena [mm²]

$\sum A_s$ ukupna površina uzdužne armature koju poprečna armatura osigurava na izvijanje [mm²]

f_{yt} vrijednost granice popuštanja poprečne armature

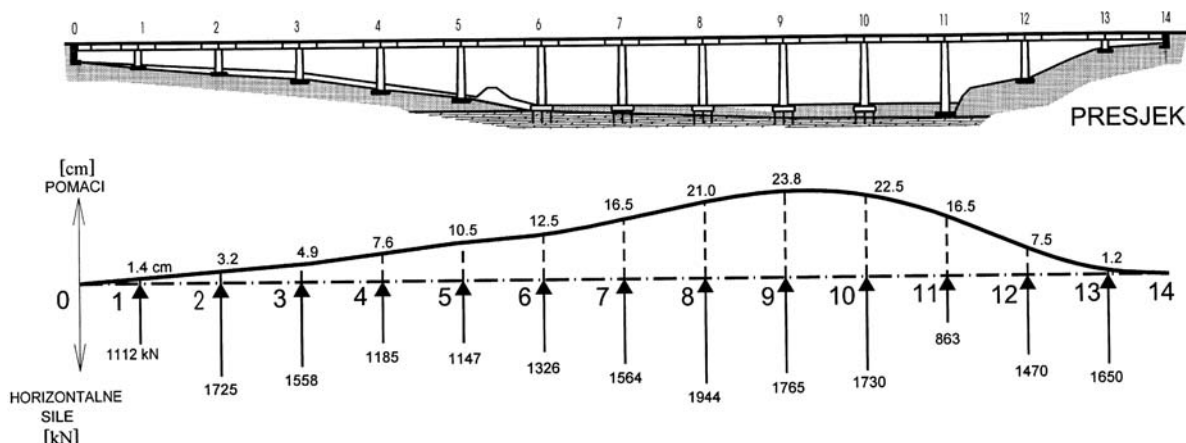
f_{ys} vrijednost granice popuštanja uzdužne armature

s razmak između stremenova [m].

5 Proračun pomaka konstrukcije

Pomaci konstrukcije određeni su na način da su ponovljeni proračuni za uzdužni i poprečni smjer, ali ovaj put s reduciranim vrijednostima krutosti presjeka. Vrijednosti krutosti poprečnih presjeka moraju se reducirati zbog pojave raspucavanja i degradacije krutosti betonskih presjeka pri potresnom djelovanju. Proračun reduciranih karakteristika ja dan u dodatku C EC 8/2.

Proračunski pomaci pri potresu odrede se u većini slučajeva na način pretpostavljenom linearnom ponašanju d_{Ee} pomnoži faktorom da se pomak raspucale konstrukcije pri ponašanju konstrukcije ($q = 3,5$), u skladu s članom 2.3.6.1 EC 8/2.



Slika 13. Horizontalni pomaci i horizontalne poprečne sile zbog djelovanja potresa

Proračunski potresni pomak u uzdužnom smjeru je:

$$d_E = d_{Ee} \cdot q = 11,54 \cdot 3,5 = 40,4 \text{ cm}$$

Proračunski potresni pomaci u poprečnom smjeru za sve stupove prikazani su na slici 13.

Ovdje treba spomenuti da se prema članu 2.3.6.3 EC 8/2 dobivene proračunske vrijednosti potresnih pomaka d_E moraju kombinirati s pomacima od stalnih i kvazistalnih djelovanja d_G koja se mjere tijekom dugog razdoblja (kada se uzima u obzir skupljanje i tečenje betona), te s pomacima zbog utjecaja temperature d_{Ts} :

$$d_{Ed} = d_E + d_G \pm d_{Ts} \quad (15)$$

U izrazu (15) je $d_{Ts} = 0,4 d_T$, što znači da se pomaci zbog potresa kombiniraju s 0,4 vrijednosti pomaka od najnepovoljnijega temperaturnog utjecaja d_T .

Na slici 13. prikazani su pomaci u poprečnom smjeru i poprečne sile koje proizlaze iz elastične analize. Znači da to nisu sile koje se upotrebljavaju za dimenzioniranje prema "capacity design". U obzir je uzeta kombinacija svih relevantnih tonova vibracija.

Iz slike 13. uočava se relativno mali udio prijenosa poprečnog seizmičkog djelovanja koji je ostvaren preko stupa br. 11. To je zbog povećane vitkosti toga stupa u odnosu na stupove 6-10, jer je plitko temeljen.

S druge se strane kod kratkih stupova na lijevoj strani vijadukta uočavaju velika opterećenja koja uglavnom proizlaze iz viših tonova vibracija.

6 Zaključci

Dimenzioniranje stupova provedeno je na osnovi djelovanja koja su proizašla iz seizmičke analize konstrukcije. Seizmička analiza provedena je za VIII. stupanj seizmičnosti prema ljestvici MSK-64 za povratni period od 500 godina ($a_g = 0,2 \text{ g}$). Pretpostavlja se da je građevina od prosječne važnosti. Pri djelovanju sila potresa konstrukcija se ponaša duktilno ($q = 3,5$).

Proračunske unutarnje sile za potresnu proračunsku situaciju izvedene su na osnovi ove kombinacije djelovanja:

$$G_k \text{ "+" } \gamma_1 A_{Ed} \text{ "+" } \psi_{21} Q_k \quad (16)$$

gdje je:

G_k stalno opterećenje sa svojim karakterističnim vrijednostima

γ_1 faktor važnosti građevine

A_{Ed} proračunsko potresno djelovanje

ψ_{21} koeficijent kombinacije za "nazovi stalne" vrijednosti promjenljivog opterećenja

Q_k karakteristična vrijednost prometnog djelovanja, "+" označava "u kombinaciji sa".

Valja uočiti da posljednji izraz ne sadrži globalne koeficijente sigurnosti γ .

Budući da EC 8/2, točka 4.1.2.(4), za mostove s normalnim prometom predviđa $\psi_{21} = 0,0$, vrijednosti prometnog opterećenja (Q_k) nisu uzete u obzir.

Prema članu 4.2.1 EC 8/2 proračunsko potresno djelovanje A_{Ed} određeno je prema najnepovoljnijoj kombinaciji komponenata potresnog djelovanja (5).

Takve su najnepovoljnije kombinacije u skladu s kombinacijama reznih sila uzetim u dijelu 4.1. za proračun količine armature.

Nosivost poprečnih presjeka na savijanje iskorištena je u stupovima 6, 7 i 8 na mjestima na kojima su oni ukliješteni u temelje, i to za djelovanja u uzdužnom smjeru. To znači da se na tim mjestima, pri pojavi projektnog potresa, očekuje stvaranje plastičnih zglobova zbog savijanja. Plastični zglobovi djeluju kao glavni elementi trošenja energije i osiguravaju duktilno ponašanje konstrukcije pri djelovanju sila potresa.

Potrebne količine poprečne armature i armature za savijanje izvan područja plastičnih zglobova određene su na osnovi proračuna prema kapacitetu nosivosti.

Kako bi se osigurala potrebna razina duktilnosti, u područjima plastičnih zglobova mora se predvidjeti armatura za obavijanje koja osigurava duktilno ponašanje betonske tlačne jezgre.

Potrebno je spriječiti i izvijanje uzdužne tlačne armature dovoljnom količinom poprečne armature.

Kod analiziranog vijadukta nosivosti poprečnih presjeka na savijanje, za djelovanja u poprečnom smjeru, nisu iskorištene, tj. u tim se presjecima ne stvaraju plastični

zglobovi, te u njima zadovoljavaju minimalne potrebne količine armature za savijanje.

Pri proračunu građevina u Hrvatskoj EC 8/2 potrebno je upotrebljavati u skladu s Državnim dokumentom za primjenu (DDP).

Predlaže se da se sve brojčane vrijednosti koeficijenata, faktora i varijabli koje se u Eurokodu 8/2 nalaze u uglatim zgradama (znači između znakova [i]) utvrđuju kao vrijednosti koje se primjenjuju u Republici Hrvatskoj.

ZAHVALA

Istraživanje je obavljeno uz potporu Ministarstva znanosti i tehnologije Republike Hrvatske u sklopu znanstvenoistraživačkog projekta Građevinske konstrukcije u seizmičkim područjima Hrvatske na čemu se zahvaljujemo.

LITERATURA

- [1] Eurocode 1 - *Basis of design and actions on structures, Part 3: Traffic load on bridges*, CEN – European Committee for Standardization, 1995.
- [2] Eurocode 2 - *Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, ENV 1992-1-1:1992.
- [3] Eurocode 3 – *Design of steel structures, Part 1-1: General rules And rules for buildings*, European Committee for Standardization, ENV 1993-1-1:1992.
- [4] Eurocode 8 – *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures*, European Committee for Standardization, ENV 1998-1-1, Brussels, 1994.
- [5] Eurocode 8 - *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1- 3:General rules – Specific rules for various materials and elements*, European Committee for Standardization, ENV 1998-1-3, Brussels, 1995.
- [6] Eurocode 8 – *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization, ENV 1998-2, Brussels, 1994.
- [7] Eurocode 8 – *Design provisions for earthquake resistance of bridges – Part 5: General rules – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, European Committee for Standardization, ENV 1998-5, Brussels, 1994.
- [8] Čaušević, M., *Potresno inženjerstvo*, Školska knjiga, Zagreb, 2001.
- [9] Fajfar, P., Fishinger, M., Isaković, T., *Priručnik za uporabu predstandarda ENV 1998-2*, Univerza v Ljubljani, FGK, IKPIR, Ljubljana 1995.
- [10] Fishinger, M., Fajfar, P., Isaković, T., *Experience in the Application of Eurocode 8 to Seismic Design of RC Bridges*, EUROPEAN SEISMIC DESIGN PRACTICE, Proc.5th SECED Conference on European seismic design, A.S.Elnashai,editor, Balkema, 1995, pp.109-116.
- [11] Nonveiller, E., *Mehanika tla i temeljenje građevina*, Školska knjiga, Zagreb, 1981.