

Primljen / Received: 7.3.2016.

Ispravljen / Corrected: 5.12.2016.

Prihvaćen / Accepted: 20.3.2017.

Dostupno online / Available online: 10.12.2017.

Ocjena sigurnosti kamenog lučnog željezničkog mosta eksperimentalnim i numeričkim analizama

Autori:



Doc.dr.sc. **Shervan Ataei**, dipl.ing.građ.
Iransko sveučilište za znanost i tehnologiju
Zavod za željeznice
Teheran, Iran
Ataei@iust.ac.ir



Mr.sc. **Amin Miri**, dipl.ing.građ.
Iransko sveučilište za znanost i tehnologiju
Zavod za željeznice
amin.miri.iust@gmail.com



Meysam Jahangiri, dipl.ing.građ.
Iransko sveučilište za znanost i tehnologiju
Zavod za željeznice
m_jahangiri@rail.iust.ac.ir

Stručni rad

Shervan Ataei, Amin Miri, Meysam Jahangiri

Ocjena sigurnosti kamenog lučnog željezničkog mosta eksperimentalnim i numeričkim analizama

U radu je opisan odziv mosta na unaprijed definirana opterećenja, a određen je pomoću deflektometara i akcelerometara koji su u tu svrhu postavljeni na konstrukciju. Rezultati ispitivanja pokazuju da su vrijednosti korijena srednje kvadratne akceleracije pozitivno usklađene s brzinom prolaska, iako su vertikalni progibi na sredini raspona uglavnom konstantni pri svim brzinama prolaska. Rezultati dobiveni mjerenjima na terenu korišteni su za verifikaciju prostornog modela mosta, koji je korišten za ocjenu ponašanja konstrukcije pri graničnom stanju uporabivosti.

Ključne riječi:

lučni zidani most, model konačnih elemenata, granično stanje uporabivosti, granično stanje nosivosti

Professional paper

Shervan Ataei, Amin Miri, Meysam Jahangiri

Assessing safety of a railway stone arch bridge by experimental and numerical analyses

Bridge response to predefined loading schemes is described and recorded by instrumenting the structure with deflectometers and accelerometers. Test results suggest that although vertical deflections of mid-spans are almost constant for all crossing speeds, the root mean square of acceleration values are positively correlated with the crossing speed. Field test results are then used to calibrate and verify the 3D finite element model of the bridge, and the latter is employed to assess behaviour of the structure at the serviceability limit state.

Key words:

masonry arch bridge, finite element model, serviceability limit state, ultimate limit state

Fachbericht

Shervan Ataei, Amin Miri, Meysam Jahangiri

Bewertung der Sicherheit der gemauerten Eisenbahn-Bogenbrücke durch experimentelle und numerische Analysen

In der Arbeit wird die Reaktion der Brücke auf vordefinierte Belastungen beschrieben. Diese Reaktion wurde anhand von Deflektometern und Beschleunigungssensoren gemessen. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die Werte der Wurzel der mittleren quadratischen Beschleunigung mit der Durchgangsschnelligkeit positiv übereinstimmen, obwohl die vertikalen Verschiebungen in der Mitte der Breitspanne bei allen Durchgangsgeschwindigkeiten vorwiegend konstant sind. Die Messergebnisse vor Ort wurden für die Verifizierung eines Brückenraummodells verwendet, das für die Beurteilung des Verhaltens der Konstruktion beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eingesetzt wurde.

Schlüsselwörter:

gemauerte Bogenbrücke, Methode der finiten Elemente, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Grenzzustand der Tragfähigkeit

1. Uvod

Masivni, kameni i zidani mostovi značajan su dio željezničke infrastrukture u mnogim zemljama. Prema podacima Međunarodne željezničke unije (franc. *Union Internationale des Chemins de fer* - UIC), otprilike šezdeset posto mostova koji pripadaju željezničkoj infrastrukturi članica UIC-a sastoji se od masivnih građevina [1]. Tijekom vremena u masivnim se mostovima javljaju brojni nedostaci koji variraju od propadanja materijala do širenja pukotina i ispadanja materijala. Iako se proces propadanja masivnih mostova odvija vrlo sporo, oštećenja mogu nastati relativno brzo ako se ne izvedu odgovarajući popravci. Sigurnost masivnih konstrukcija stoga je ključna za sigurno odvijanje prometa unutar željezničke mreže. Kako bi se omogućilo ispitivanje takvih građevina, izrađen je katalog oštećenja masivnih lučnih mostova te su razvijene mnoge metode nerazornog ispitivanja (engl. *non-destructive testing* - NDT), polurazornog ispitivanja (engl. *semi-destructive testing* - SDT) te vizualnih pregleda [2-6]. Ti postupci omogućuju određivanje raznih vrsta oštećenja te moguće uzroke i mehanizme propadanja.

Također treba spomenuti da se sve više javlja potreba za povećanjem propusnosti mreže, što se pokušava postići povećanjem osovinskih opterećenja ili brzine vlakova. Pritom se javlja bitna prepreka u smislu ograničene nosivosti građevina unutar mreže, a među takve se građevine ubrajaju i zidani mostovi. U tom smislu, za sigurno i ekonomično upravljanje željezničkom mrežom izuzetno je važno praćenje stanja i ocjenjivanje uporabivosti zidanih mostova. Složenost detalja i ponašanja masivne konstrukcije problemi su koji otežavaju ocjenjivanje takvih konstrukcija i posljednjih je godina predmetom velike rasprave.

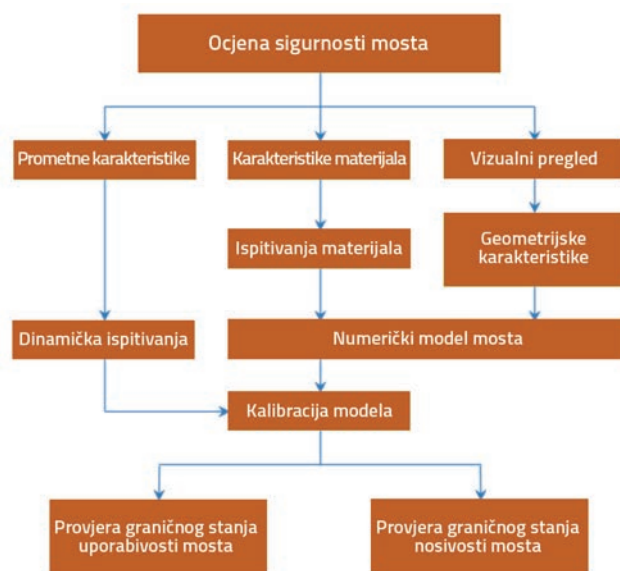
Do sada su predložene mnoge metode za ocjenu nosivosti masivnih mostova. Neke od njih su empirijske poput metode MEXE [7], zatim metode bazirane na projektiranoj granici popuštanja [8, 9], metoda vlaknastih grednih elemenata [10] te metode u kojima se koristi umanjeni model mosta [11, 12].

Nedavno je u nekoliko studija opisano uspješno ocjenjivanje nosivosti masivnih mostova na bazi dvodimenzionalnih i trodimenzionalnih modela konačnih elemenata [13-19]. Caligyan i dr. [17] obavili su statička i dinamička ispitivanja lučnog betonskog mosta, te su na osnovi dobivenih rezultata kalibrirali trodimenzionalni model mosta. Marefat i dr. [15] proveli su statička ispitivanja na masivnom željezničkom lučnom mostu kojim se više ne prometuje. U zaključku su naveli da taj most može izdržati opterećenja mnogo veća od radnog opterećenja, bez obzira na pojavu pukotina na konstrukciji mosta. Brencich i Sabia [18] proveli su dinamička ispitivanja na mostu s 18 raspona po 10 metara. Rezultate ispitivanja koristili su za određivanje oblika oscilacije i prirodnih frekvencija mosta, te su zaključili da se na više mjesta na mostu trebaju ugraditi uređaji kako bi se mogli odrediti oblici oscilacija pomoću dinamičkih ispitivanja.

U UIC-ovim preporukama 778-3 [20] predlaže se postupak ocjenjivanja u tri faze. Postupak počinje s konzervativnim

pretpostavkama, a koristi se metoda MEXE. U drugoj se fazi predlaže primjena sofisticiranije analize i naprednog postupka idealizacije konstrukcije. U toj se fazi preporučuje i ispitivanje materijala. U istoj se fazi predlaže i primjena modela za pojednostavljenu dvodimenzionalnu analizu, pri čemu se primjenjuju metode elastičnog mehanizma ili ravnoteže. U zadnjoj se fazi razmatra precizan model mosta, što može uključivati i dinamičko ispitivanje mosta te preciznu analizu svojstava materijala. U toj se fazi koriste dvodimenzionalne i trodimenzionalne analize uz primjenu konačnih ili diskretnih modela.

U ovom se radu prikazuju rezultati praćenja stanja i dinamičkih ispitivanja provedenih za most Mianeh koji je jedan od najstarijih masivnih lučnih mostova unutar iranske željezničke mreže. Most je analiziran u skladu s postupkom u tri faze koji se predlaže u dokumentu UIC-778-3. Prostorni model konačnih elemenata izrađen je pomoću programa Abaqus, a kalibriranje je izvedeno u skladu s rezultatima ispitivanja. Zatim je pomoću numeričkog modela ocijenjeno ponašanje mosta za granično stanje uporabivosti. Za analizu ponašanja pri graničnom stanju nosivosti korištena su tri modela: jednostavan dvodimenzionalni model pomoću programa Abaqus, sofisticiraniji trodimenzionalni model također pomoću programa Abaqus, te dvodimenzionalni model pomoću programa Ring. Rezultati tih analiza prikazani su i međusobno uspoređeni. Metodologija primijenjena u istraživanju shematski je prikazana na slici 1.



Slika 1. Shematski prikaz metodologije primijenjene u istraživanju

2. Karakteristike mosta

Most Mianeh je lučni masivni most izgrađen prije više od sedamdeset godina na sjeverozapadnom dijelu iranske željezničke mreže (slika 2.a). Most se sastoji od četiri raspona po 25 m i od četiri manja raspona po 8 m. Ukupna duljina mosta

iznosi 176 m. Gornji ustroj sastoji se od tračnica tipa U33, čeličnih pragova i krutog pričvršćenja tračnica, a u donjem dijelu je kolosiječni zastor debljine 35 cm. Na mostu se nalazi jedan kolosijek, a dopušteno osovinsko opterećenje iznosi 200 kN. Maksimalna brzina prometovanja je 60 km/h. Rasponi i strelice lukova prikazani su na slici 2.b. Kako bi se ispitala svojstva kamenog zida, s raznih dijelova mosta uzeto je devet uzoraka koji su zatim ispitani u laboratoriju. Za kameni zid dobivena je prosječna tlačna čvrstoća od 46 Mpa [21]. Prema UIC-u 778-8, tlačna čvrstoća kamena određuje se kako slijedi:

$$f_b = Kf_m = 0,365 \cdot 46 = 16,79 \text{ MPa} \quad (1)$$

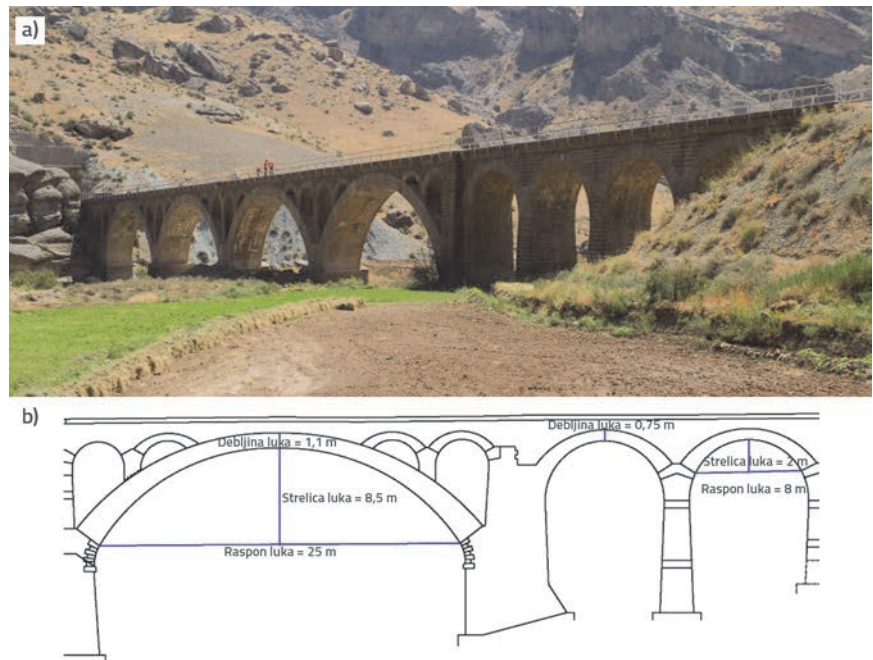
gdje je:

f_b - karakteristična čvrstoća kamena

K - faktor umanjenja (određuje se prema broju ispitivanja)

f_m - prosječna tlačna čvrstoća.

Kako je s mosta uzeto devet uzoraka, vrijednost K iznosi 0,365. Dakle, karakteristična tlačna čvrstoća mosta iznosi 16,79 MPa. Vizualni pregled konstrukcije obavljen je u okviru prethodne kontrole mosta. Most je već bio popravljan pa su zapunjena mjesta na kojima je došlo do ispadanja morta. Međutim, vizualnim je pregledom utvrđeno da je u međuvremenu i na drugim mjestima došlo do ispadanja morta, kao što to možemo vidjeti na slici 3. Na svim rasponskim konstrukcijama vidljivo je

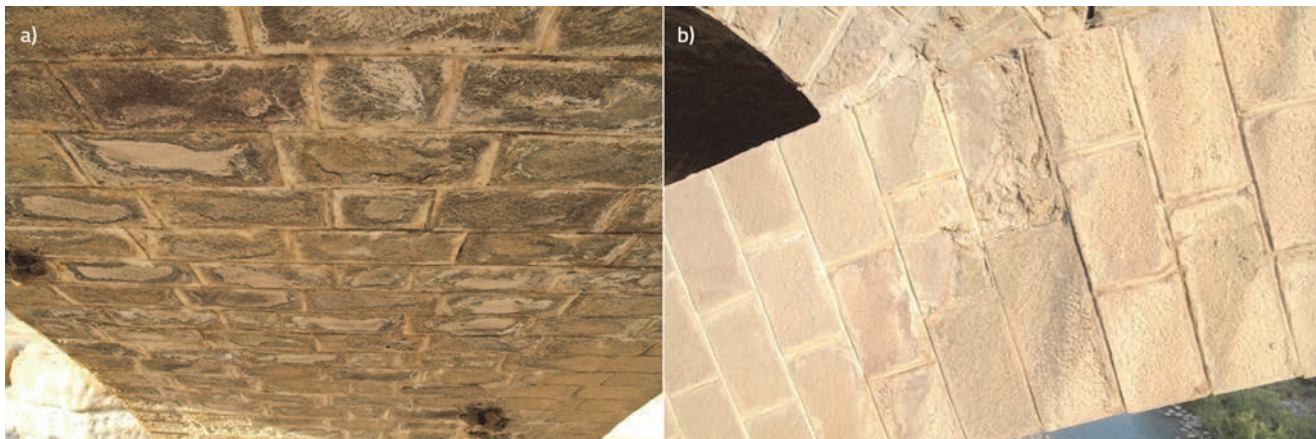


Slika 2. Most Mianeh: a) pogled na most, b) shematski prikaz mosta (strelica i raspon luka)

iscvjetavanje uslijed neodgovarajuće odvodnje procjedne vode (slika 4.a.). Odvajanje i dotrajavanje uslijed vremenskih utjecaja uočeno je na pojedinim dijelovima mosta (slika 4.b.). Iako su na mnogim segmentima mosta ispitane karakteristike materijala, to nužno ne znači da je utvrđeno pravo stanje. Naime, zbog spomenutih oštećenja, te uzimajući u obzir starost i stupanj propadanja mosta, karakteristike materijala bitno se razlikuju na raznim dijelovima mosta. Stoga bi dinamičko ispitivanje moglo omogućiti bolje razumijevanje sveukupnog odziva zidane konstrukcije mosta.



Slika 3. Most Mianeh: a) pogled na popravljene segmente, b) pogled na dijelove u kojima je došlo do ispadanja morta



Slika 4. a) odvajanje kamena i iscvjetavanje, b) trošenje kamena

3. Opis terenskih ispitivanja

Terenska su ispitivanja provedena da bi se odredio odziv mosta Mianeh na prolazak testnog vlaka. U okviru pokusa praćene su vrijednosti vertikalnog progiba i vibracije na 25-metarskim rasponskim konstrukcijama. Kako je most Mianeh vrijedan dio graditeljskog nasljeđa, svi su senzori postavljeni na plastične okvire koji su nakon toga zalijepljeni na površinu mosta, slika 5.a. Nakon ispitivanja senzori su skinuti s mosta.

Progib luka treba se mjeriti primjenom parametara frekvencije i točnosti u iznosu od 20 Hz, tj. 100 µm. Kako bi se mogao mjeriti progib na svakom mjestu duž lukova mosta u skladu s normom, određena je referentna točka u kojoj je postavljen deflektometar te je izmjeren progib u odnosu na fiksnu točku. Za tu je namjenu korišten deflektometar poznat pod nazivom "konzolni pretvornik progiba" (engl. *deflected cantilever displacement transducer*, DCDT). Konzolni progib u odnosu na čvrstu točku određen je mjerenjem vlaka na konzoli. Pretvornikom DCDT može se utvrditi pomak od 25 mm uz točnost od 10 µm. Kako bi se omogućilo korištenje pretvornika DCDT, teški se uteg pričvrsti na kabel ispod luka mosta, i služi kao referentna točka pretvornika. Slika 5. prikazuje instalirani DCDT.

Da bi se odredila točna brzina i lokacija testnog vlaka na mostu, na tračnicu je postavljen niz LVDT senzora i tenzometara, kako je to prikazano na slikama 6. i 7. Osim toga, vibracije mosta uslijed prolaska testnog vlaka bilježene su pomoću sedam piezootpornih akcelerometara kapaciteta 2g. Na most Maneh je postavljeno ukupno 15 senzora, kao što se to vidi na slici 8. Tijekom ispitivanja podaci su bilježeni dinamikom od 2 kHz.

Testni vlak formiran je od tri lokomotive sa šest osovina, te od pet teretnih vagona s četiri osovine. U toku ispitivanja korištene su četiri različite formacije vlakova: puni vlak sastojao se od tri lokomotive i pet teretnih vagona (TF1), tri lokomotive (TF2), dvije lokomotive (TF3), te od jedne lokomotive (TF4). Osovinski razmaci i opterećenja shematski su prikazani na slici 9. Dinamička ispitivanja ponavljana su za svaku formaciju s brzinama od 5 do 75 km/h. Obavljeno je ukupno 36 dinamičkih ispitivanja.



Slika 5. a) senzor DCDT postavljen na sredini raspona, b) kabel DCDT učvršćen na čelični prag postavljen ispod raspona



Slika 6. Senzor LVDT postavljen na prag

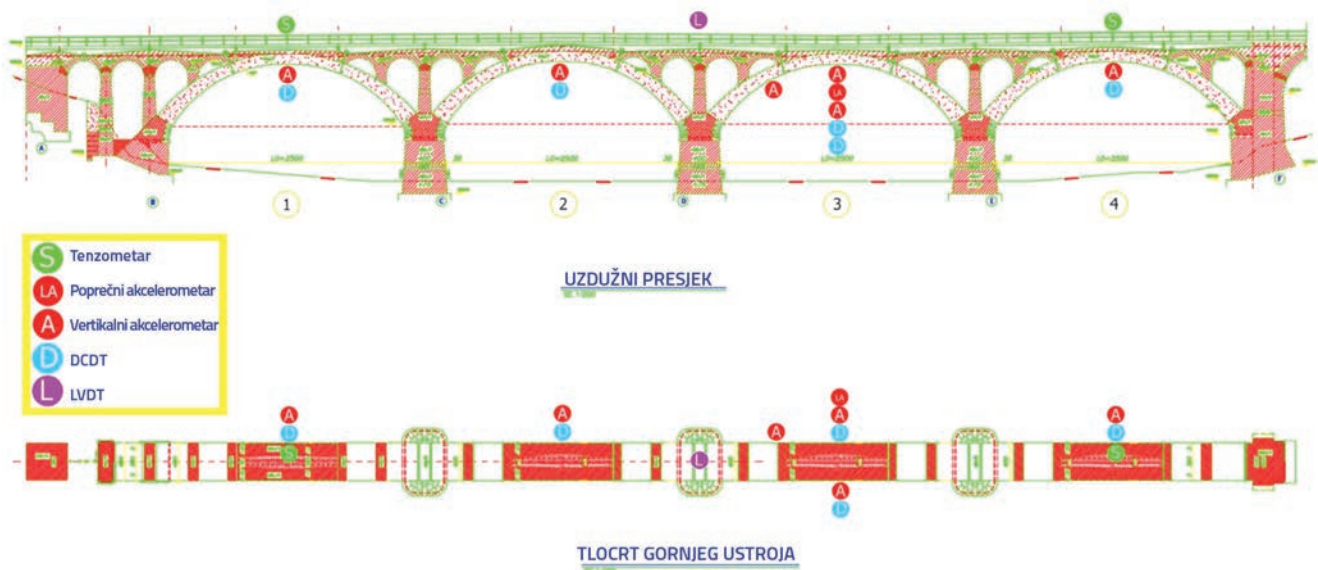


Slika 7. Tenzometar postavljen na nožicu tračnice radi određivanja točne brzine i lokacije osovina testnog vlaka

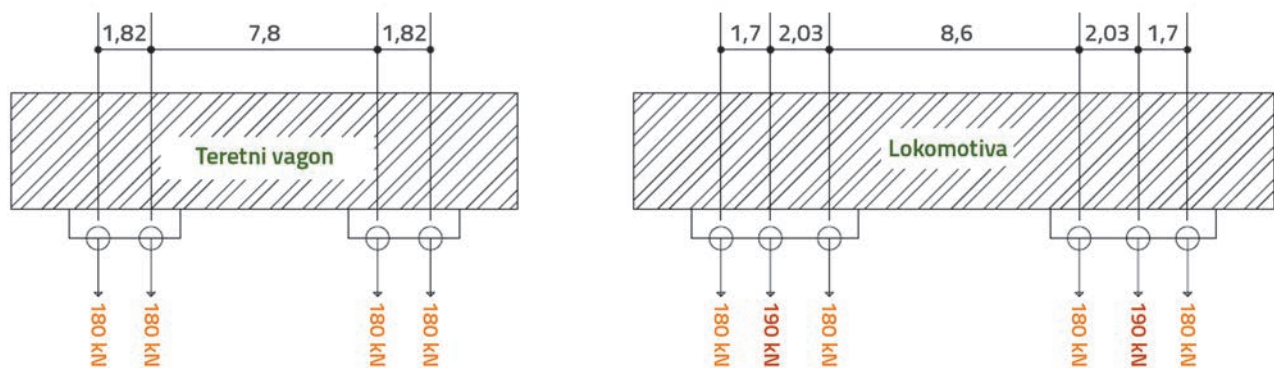
4. Rezultati terenskih ispitivanja

Proračunsko ocjenjivanje pretpostavlja da su - uz geometriju, temelje i opterećenja - poznata (ili da se mogu procijeniti) bitna svojstva materijala i njihovo stanje, te da se prijenos opterećenja može realno opisati pomoću matematičkih izraza [20]. U stvarnosti se, međutim, vrlo teško mogu odrediti točna svojstva za sav materijal koji se koristi u masivnim mostovima. Ponekad svojstva konstrukcije takvih mostova nisu jednoznačna. U takvim su slučajevima terenska ispitivanja koristan način za određivanje cjelokupnog ponašanja mosta i to zbog korištenja unaprijed definiranih planova opterećenja.

Slika 10. prikazuje odziv mosta u obliku vertikalnog progiba na sredini trećeg raspona na sjevernoj i južnoj strani mosta. Kako rasponska konstrukcija mosta nije izvedena s nadvišenjem, karakteristične vrijednosti senzora DCDT gotovo su identične na obje strane mosta. Maksimalni zabilježeni progib na svim rasponima pri prolasku testnog vlaka TF1 prikazan je na slici 11. za razne brzine vlakova. Prema slici 11., najviši progib zabilježen je na trećem rasponu. Na tom je rasponu vrijednost

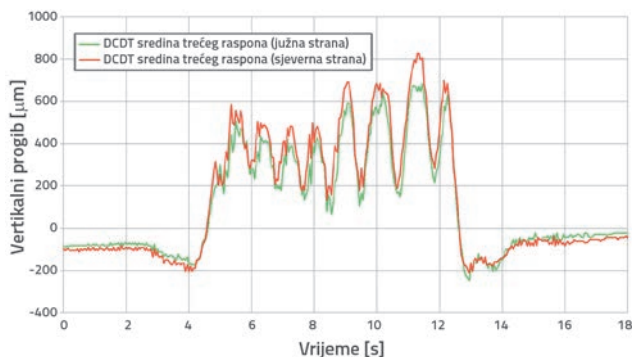


Slika 8. Postav ispitivanja i označavanje raspona na mostu Mianeh

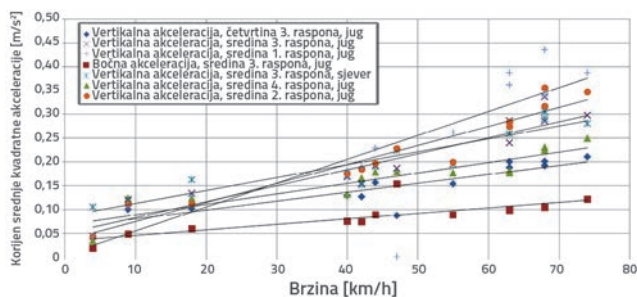


Slika 9. Shematski prikaz osovina tračničkih vozila korištenih u ispitivanju

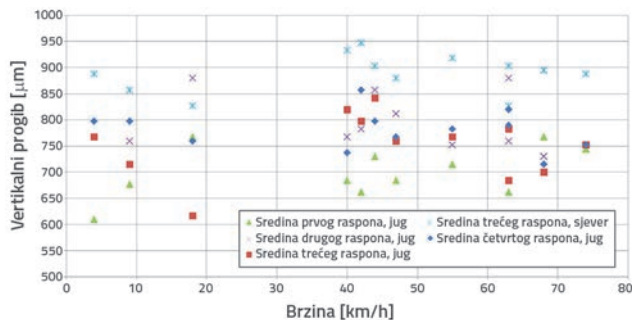
progiba u prosjeku za dvadeset posto veća u odnosu na ostale raspone. Korijen srednje kvadratne akceleracije (vrijednost RMS) izračunan je radi usporedbe razina vibracije na raznim mjestima duž mosta, kako je to prikazano na slici 12. Iz te se slike može zaključiti da pozitivan odnos postoji između korijena srednje kvadratne akceleracije svih raspona i brzine testnog vlaka. Korijen srednje kvadratne vertikalne akceleracije zabilježen u sredini trećeg raspona prikazan je za razne planove opterećenja na slici 13. Korijen srednje kvadratne akceleracije za plan opterećenja TF1 nešto je viši od ostalih planova opterećenja, dok se kod TF4 bilježi najniža razina korijena srednje kvadratne akceleracije.



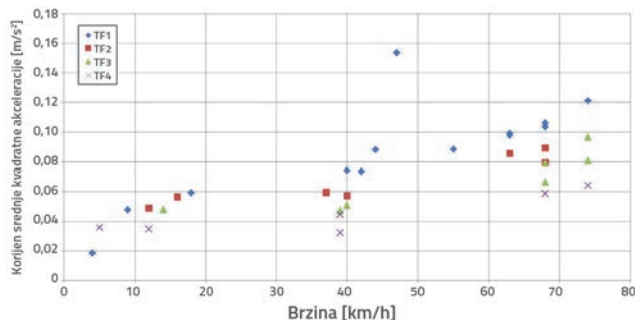
Slika 10. Vertikalni progib u sredini trećeg raspona na sjevernoj i južnoj strani pri prolasku TF1 brzinom od 63 km/h



Slika 11. Maksimalni zabilježeni vertikalni progib na svim rasponima pri prolasku testnog vlaka TF1 za razne brzine prolaska



Slika 12. Korijen srednje kvadratne akceleracije na svim rasponima mosta Mianeh pri prolasku testnog vlaka TF1 za razne brzine prolaska



Slika 13. Korijen srednje kvadratne akceleracije u sredini trećeg raspona mosta Mianeh za razne planove opterećenja [m/s²]

5. Numerički model mosta Mianeh

U programu Abaqus izrađen je prostorni model koristeći konačne elemente za most Mianeh kako bi se odredila mogućnost povećanja dopuštenog osovinskog opterećenja te ocijenilo stanje sigurnosti na tom mostu (slika 14.). Model je razvijen pomoću heksagonalnih elemenata pri čemu je korišteno ukupno 84800 elemenata. U obzir su uzeta sva geometrijska i konstrukcijska svojstva mosta, uključujući i reške i materijale za ispunu. Veze između stupova i temelja modelirane su kao fiksni spojevi. Kako bi se odredila materijalna svojstva modela, određen je početni ekvivalentni modul elastičnosti, a pritom su korištene jednadžbe zadane u dokumentu UIC 778-3 [20]. Za žiđe od klesanog kamena i cementni mort može se primijeniti izraz (2):

$$E = 5000 + 300 f_b \tag{2}$$

gdje je:

E - ekvivalentni modul elastičnosti žiđa.

Karakteristična tlačna čvrstoća kamena, određena u poglavlju 2, iznosi 16,79 MPa. Stoga je za zid određen početni modul elastičnosti od 10,04 GPa.

Prostorni model mosta kalibriran je kako bi se na minimum svele razlike između analitičkih i eksperimentalnih rezultata i u tom su smislu promijenjeni neki parametri za modeliranje, kao što su svojstva materijala i rubni uvjeti. Modul elastičnosti korišten je kao kalibracijski parametar za svaki raspon, a promijenjen je kako bi se numerički model prilagodio odzivu mosta Mianeh u pogledu vertikalnog progiba i prirodnih frekvencija zabilježenih tijekom terenskih ispitivanja (slika 15.). Kalibrirani modul elastičnosti zida određen je na način prikazan u tablici 1. Na bazi kalibriranog modula elastičnosti također se za svaki raspon može odrediti i tlačna čvrstoća zida. Za to se koristi jednadžba iz Europske norme [21]:

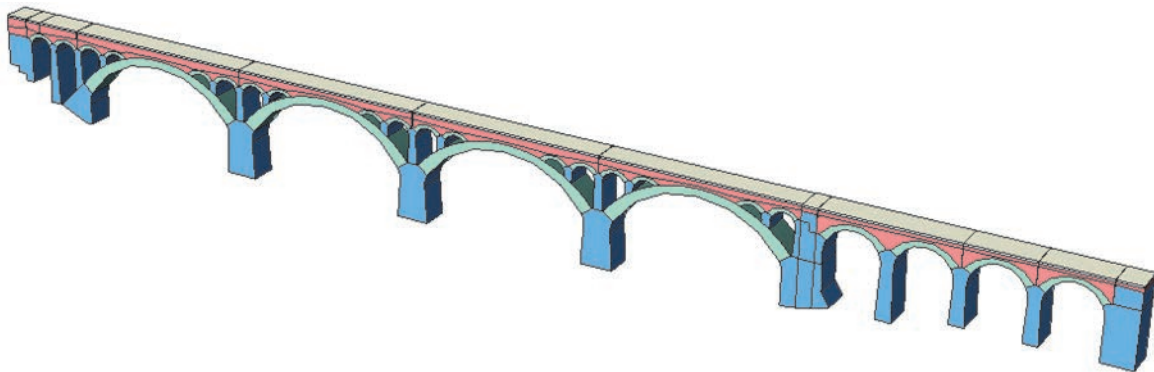
$$f_k = \frac{E}{K_E} \tag{3}$$

Tablica 1. Početni i kalibrirani modul elastičnosti i tlačna čvrstoća modeliranog materijala

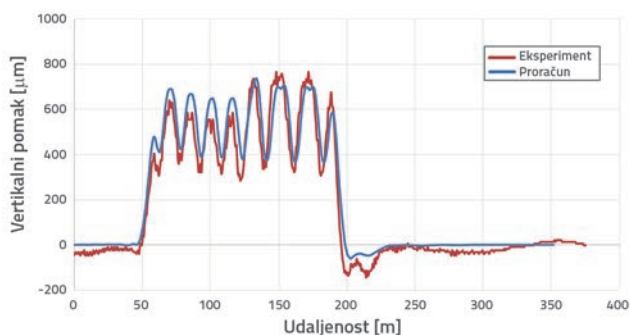
Raspon	Početni moduli elastičnosti [GPa]	Početna tlačna čvrstoća [MPa]	Kalibrirani moduli elastičnosti [GPa]	Kalibrirana tlačna čvrstoća [MPa]
1.	10,04	10,04	7,30	7,30
2.	10,04	10,04	6,90	6,90
3.	10,04	10,04	6,70	6,70
4.	10,04	10,04	7,20	7,20
Ostali rasponi	10,04	10,04	7,20	7,20

Tablica 2. Prirodne frekvencije mosta Mianeh izvedene iz numeričkog modela i terenskih ispitivanja [Hz]

Modalni oblik	Prvi	Drugi	Treći	Četvrti	Peti	Šesti	Sedmi
Terensko ispitivanje [Hz]	2,73	3,51	3,97	4,81	6,77	7,1	7,74
	Bočno	Bočno	Vertikalno	Bočno	Vertikalno	Bočno	Bočno
Proračun [Hz]	2,99	3,23	3,65	3,99	5,37	5,44	6,32
	Bočno	Bočno	Bočno	Bočno	Vertikalno	Bočno	Bočno



Slika 14. Prostorni model mosta Mianeh izrađen u Abaqus-u



Slika 15. Kalibracija numeričkog modela za most Mianeh, bazirano na rezultatima ispitivanja (vertikalni progib na sredini četvrtog raspona nakon prolaska dviju lokomotiva i 5 vagona brzinom od 50 km/h)

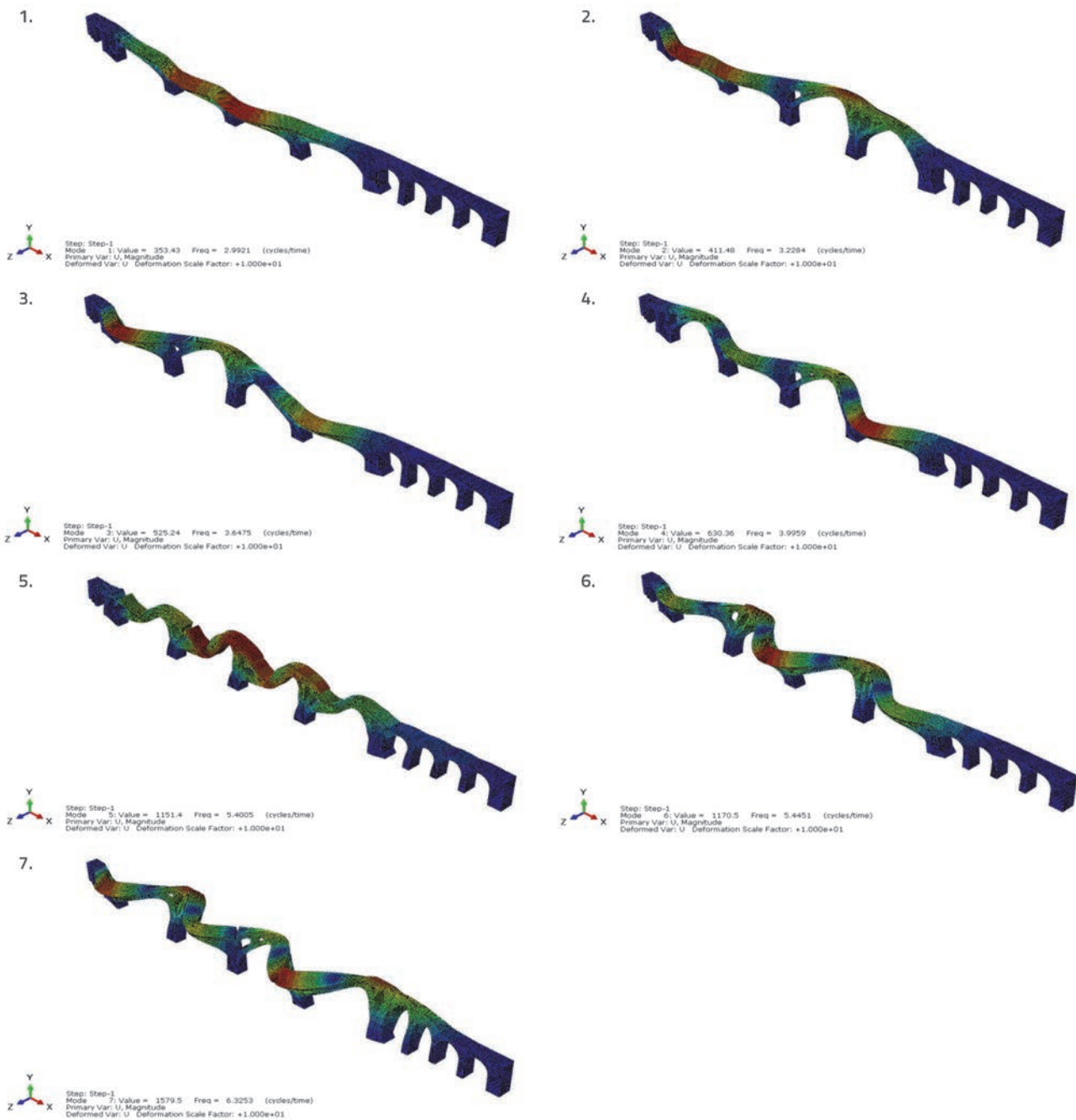
Odgovarajući rezultati prikazani su u tablici 1. Određeno je da vrijednost K_e iznosi 1000.

Prirodne frekvencije i modalni oblici mosta, prikazani u tablici 2. i na slici 16., izračunani su pomoću kalibriranog numeričkog

modela. Segmenti slobodne vibracije za akceleracije, također prikazani u tablici 2., uzimaju se u obzir pri proračunu prirodnih frekvencija rezultata terenskih istraživanja. Prema dokumentu UIC 778-3, razlika između izmjerenih i izračunanih frekvencija prvog i drugog oblika može iznositi 15 % tj. 25 %. Prema tablici 2., razlika između izmjerenih i izračunanih prirodnih frekvencija za prvi i drugi oblik iznosi manje od 10 %.

6. Ocjena naprezanja za granično stanje uporabivosti

Prema normi BD 91/04 [23], dopuštena tlačna naprezanja tijekom provedbe programa opterećivanja D"1,2L ne smiju biti veća od $0,4 f_k$ za granično stanje uporabivosti. U normi BD91/04 također je zadano da ekscentričnost središta tlačnog opterećenja u prstenu luka (koji je označen slovom "e") ne smije biti veća od $0,25h$, gdje je "h" ukupna debljina luka. Prometna opterećenja usvojena u analizi baziraju se na tipičnim vlakovima koji prometuju u ovom području (uključujući TF1 i TF2) te na modelu opterećenja predloženom u EN 1991-2 [24] (LM71) s



Slika 16. Prvih sedam modalnih oblika mosta Mianeh dobivenih proračunom

osovinskim opterećenjem od 250 kN, kao što je to prikazano na slici 17. Prema EN 1991-2, dinamički se faktor određuje kako slijedi:

$$\Phi_z = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \tag{4}$$

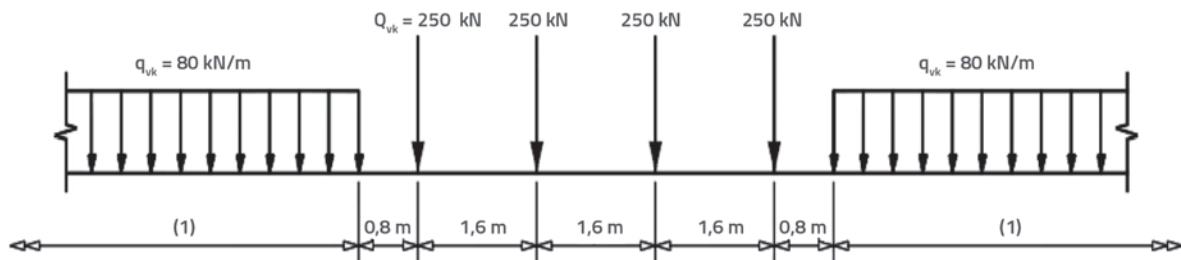
gdje je:

Φ_z - dinamički faktor za kolosijek sa standardnim održavanjem
 L_ϕ - polovica dužine raspona.

Dinamički faktori za raspone od 25 m i 8 m iznose 1,38 i 1,93. Na most Mianeh nanosena su naprezanja LM71, TF1 i TF2 u sredini i u četvrtinama prvih pet raspona, kako je prikazano u tablici 3. Uz ta naprezanja navedene su i dopuštene vrijednosti. Pozitivne vrijednosti odgovaraju vlačnom naprezanju, dok negativne vrijednosti označavaju tlačno naprezanje. Kao što se moglo i očekivati, vrijednosti naprezanja i ekscentričnosti tlačne jezgre više su kod LM71 u usporedbi s vrijednostima za TF1 i TF2. Iz tablice 3. vidimo da se sva tlačna naprezanja nalaze unutar dopuštenih granica, dok je ekscentričnost

Tablica 3. Vrijednosti naprezanja i ekscentričnosti centra kompresije u raznim točkama na mostu Mianeh pri nanošenju opterećenja TF1, TF2 i LM71 (vrijednosti označene crvenom bojom više su od dopuštenih vrijednosti)

Raspon	Položaj		S [MPa]				h [mm]	e [mm]			e/h		
			Dopušten (0,4fk)	Naprezanje				TF1	TF2	LM71	TF1	TF2	LM71
				TF1	TF2	LM71							
1. raspon	Sredina raspona	Top Fiber	-2,92	-0,89	-0,90	-1,35	1100	213,78	206,11	288,30	0,19	0,19	0,26
		Bot. Fiber	-2,92	0,07	0,05	0,30							
	Četvrtina raspona	Top Fiber	-2,92	-0,47	-0,47	-0,80	1350	72,65	72,57	48,12	0,05	0,05	0,04
		Bot. Fiber	-2,92	-0,91	-0,91	-1,24							
2. raspon	Sredina raspona	Top Fiber	-2,76	-0,95	-0,97	-1,47	1100	254,32	250,12	351,19	0,23	0,23	0,32
		Bot. Fiber	-2,76	0,15	0,15	0,46							
	Četvrtina raspona	Top Fiber	-2,76	-0,54	-0,54	-0,90	1350	50,77	50,96	36,37	0,04	0,04	0,03
		Bot. Fiber	-2,76	-0,86	-0,86	-1,25							
3. raspon	Sredina raspona	Top Fiber	-2,68	-0,93	-0,93	-1,32	1100	216,57	215,84	302,80	0,20	0,20	0,28
		Bot. Fiber	-2,68	0,08	0,08	0,32							
	Četvrtina raspona	Top Fiber	-2,68	-0,54	-0,55	-0,85	1350	53,27	53,89	39,32	0,04	0,04	0,03
		Bot. Fiber	-2,68	-0,88	-0,89	-1,21							
4. raspon	Sredina raspona	Top Fiber	-2,88	-0,91	-0,92	-1,39	1100	285,49	284,37	365,12	0,26	0,26	0,33
		Bot. Fiber	-2,88	0,20	0,20	0,46							
	Četvrtina raspona	Top Fiber	-2,88	-0,51	-0,52	-0,86	1350	60,72	59,46	42,34	0,04	0,04	0,03
		Bot. Fiber	-2,88	-0,89	-0,89	-1,26							
5. raspon	Sredina raspona	Top Fiber	-2,88	-0,36	-0,36	-0,26	750	419,08	446,97	788,74	0,56	0,60	1,05
		Bot. Fiber	-2,88	0,19	0,20	0,36							
	Četvrtina raspona	Top Fiber	-2,88	-0,22	-0,23	-0,20	800	5,87	7,11	35,34	0,01	0,01	0,04
		Bot. Fiber	-2,88	-0,25	-0,25	-0,34							



Slika 17. Predloženi program opterećenja prema EN 1991-2:2003, s osovinskim opterećenjem od 250 kN (Load Model 71 - LM71)

tlačne jezgre problematična u svim rasponima osim prvoga. Treba napomenuti da je ekscentričnost tlačne jezgre u središnjim dijelovima raspona veća od dopuštenih granica, te da je značajno veća kod 8-metarskih raspona u odnosu na 25-metarske raspone.

7. Ocjena ponašanja mosta pri graničnom stanju nosivosti

Granično stanje nosivosti (GSN) iskazuje se kao faktor opterećenja, a taj faktor predstavlja odnos između opterećenja pri slomu i korisnog opterećenja. Prema UIC-u 778-3 (drugo izdanje), metoda MEXE se treba koristiti za ocjenjivanje graničnog stanja nosivosti lučnih masivnih mostova jer je mehanizam s četiri zgloba najvjerojatniji način sloma lukova s jednim prstenom [25]. S druge strane, za to ocjenjivanje predlaže se u normi BD91-04 jednadžba:

$$P \leq 0,4 b f_k (h - 2e) \quad (5)$$

pri čemu je "p" tlačna sila u prstenu luka zbog djelovanja graničnog proračunskog opterećenja, "b" je širina razmatranog prstena luka, a ostali parametri jednaki su prije navedenima. Ocjena ponašanja mosta pri graničnom stanju nosivosti obavlja se u skladu s obje norme kako bi se omogućila usporedba rezultata.

Metoda MEXE ne može se koristiti na mostu Mianeh jer su vrijednosti geometrijskih karakteristika na oba raspona (8 m i 28 m) više od graničnih vrijednosti dopuštenih prema metodi MEXE. Prema toj metodi, dužina raspona ne smije biti veća od 20 m (pa stoga nije pogodna za 25-metarske raspone). Isto tako, nije dana ni vrijednost za 8-metarske raspone, ako se razmatra debljina luka kod 8-metarskih raspona. U tom pogledu, jednostavan dvodimenzionalni model, koji je uglavnom razvijen prema rezultatima ispitivanja materijala na mostu, smatra se reprezentativnim za drugi stupanj analize prema UIC-u 778-3. Sofisticirani trodimenzionalni model, kalibriran i provjeren prema rezultatima ispitivanja koji su iskazani u poglavlju 5., smatra se reprezentativnim za analizu trećeg stupnja. Osim toga, dvodimenzionalni model



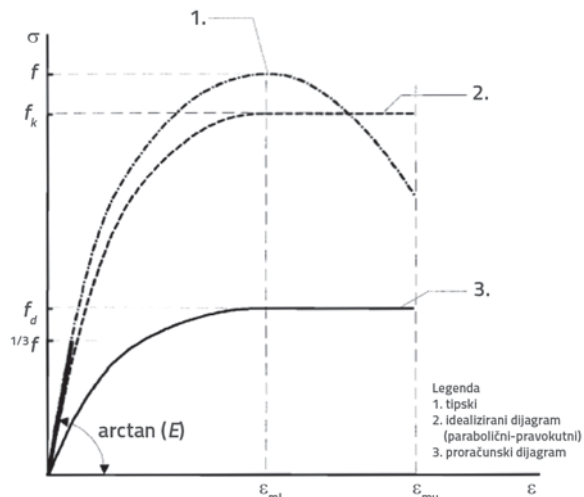
Slika 18. Jednostavni dvodimenzionalni model mosta Mianeh

mosta razvijen je u programu Ring, koji omogućuje proračun graničnog stanja nosivosti lučnih masivnih mostova. Prema UIC-u 778-3, parcijalni faktori sigurnosti za stalno opterećenje, korisno opterećenje i karakteristike materijala iznose redom 1,35, 1,45 i 2,25. U normi BD 91/04 navodi se parcijalni faktor sigurnost od 1,65 za korisno opterećenje, te 1,35 za stalno opterećenje.

Jednostavan dvodimenzionalni model prikazan na slici 18. razvijen je u programu Abaqus na bazi rezultata ispitivanja materijala. Tim se modelom pojednostavljuje razrada detalja kao što su reške i ispuna na mostu. Pri izradi modela korišteni su elementi s četiri čvora. S druge strane, kalibrirani trodimenzionalni model konačnih elemenata, koji je razvijen i kalibriran u skladu s rezultatima ispitivanja, odnosi se na sve konstruktivne detalje mosta, a za njegovo uspješno korištenje potrebne su točne karakteristike materijala. Nelinearno modeliranje materijala provodi se i u trodimenzionalnom modelu, što omogućuje nelinearno ocjenjivanje modela i pojavu plastičnih zglobova u modelu. Model plastičnosti za oštećenje kamena koristi se kao konstitutivni model kamenog materijala mosta. Slika 19. prikazuje dijagram naprezanja, deformacija kamenog materijala [22]. UIC 778-3 također preporučuje primjenu programa Ring za određivanje graničnog kapaciteta nosivosti masivnih lučnih mostova. U programu Ring je integrirana metoda analize graničnog stanja krutih blokova, gdje se lukovi s jednim i više prstenova modeliraju kao ravninske konstrukcije, a lukovi kao sklopovi krutih blokova. Primjenom tog načina modeliranja može se odrediti opterećenje pri slomu isto kao i mehanizam sloma. Očito je da se za svaku moguću lokaciju vozila u pokretu treba definirati specifični faktor opterećenja. Stoga se LM71 primjenjuje u četvrtini i polovici svakog raspona, te se određuje opterećenje i mehanizam sloma. Vrijednosti mehanizma sloma izračunane pomoću Abaqusa i Ringa za obje dužine raspona (25 m i 8 m) prikazane su na slici 20. Odgovarajući faktori opterećenja iz slike 20. prikazani su u tablici 4. Treba napomenuti

da je u tablici 4. prikazana najniža vrijednost faktora opterećenja određena pomoću dvodimenzionalnih i trodimenzionalnih modela jer nas zanima baš minimalna vrijednosti svih mogućih faktora opterećenja. Rezultati dobiveni ocjenjivanjem graničnog stanja nosivosti mosta prema BD 91/04 prikazani su u tablici 5. U istoj tablici "P" je osna sila, a "P_n" osni kapacitet presjeka. U najgorem je scenariju razlika između rezultata prema dvije norme manja od 17 %.





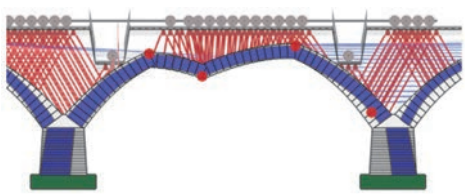
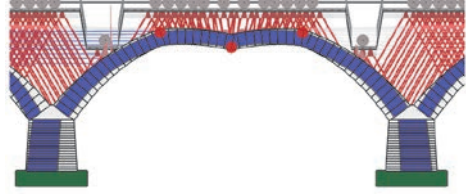




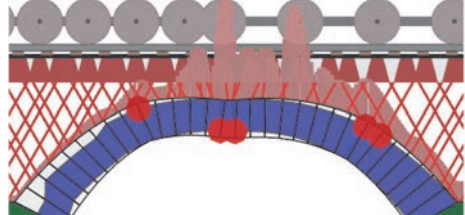
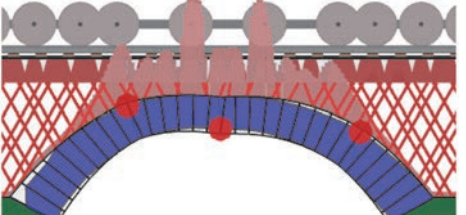
Kako je prostorni model najdetaljniji, on se može koristiti za usporedbu s ostalim modelima, tj. za određivanje u kolikoj mjeru su vrijednosti tih modela podcijenjene ili precijenjene. U tablici 6. prikazane su vrijednosti podcjenjivanja/precjenjivanja za dvodimenzionalne modele i metodu BD91/4 u usporedbi s trodimenzionalnim modelom. Na temelju tih rezultata može se zaključiti da pozitivni ili negativni otkloni dvodimenzionalnih modela rastu usporedo s dužinom raspona. Međutim, dvodimenzionalni su modeli poprilično pouzdani za analizu jednostavnih mostova bez sekundarnih lukova.



Slika 19. Dijagram naprezanja-deformacija za kameni materijal [22]

Tablica 4. Granični kapacitet nosivosti za raspone od 25 m i 8 m za LM71, izračunano pomoću dvodimenzionalnih i trodimenzionalnih modela

Dužina raspona [m]	Vrsta modela	Četvrtina raspona	Sredina raspona
25	3D (Abaqus)	2,00	2,10
	2D (Abaqus – jednostavan model)	2,30	2,50
	2D (Ring)	1,57	2,30
8	3D (Abaqus)	3,90	4,50
	2D (Abaqus – jednostavan model)	4,30	4,80
	2D (Ring)	4,48	4,49

Raspon [m]	Vrsta modela	Četvrtina raspona	Sredina raspona
25	3D (Abaqus)		
	2D (Abaqus)		
	2D (Ring)		
	3D (Abaqus)		
	2D (Abaqus)		
	2D (Ring)		

Slika 20. Mehanizmi sloma za 25 i 8 metarske raspone izračunani pomoću dvodimenzionalnih i trodimenzionalnih modela

Tablica 5. Granični kapacitet nosivosti za raspone od 25 m i 8 m za LM71, izračunano pomoću metode BD91/04 ("M" - moment, "P" - osna sila)

Raspon		M - moment [Nm] P - osna sila [N]	h [mm]	e [mm]	P [kN]	Pn [kN]	Faktori opterećenja
25 m	Sredina raspona	M = 460000	1100	438,10	105,00	257,83	2,46
		P = 1050000					
	Četvrtina raspona	M = 698000	1350	549,61	127,00	288,91	
		P = 1270000					
8 m	Sredina raspona	M = 120000	750	305,34	39,30	160,49	4,08
		P = 393000					
	Četvrtina raspona	M = 207500	800	262,66	79,00	316,44	
		P = 790000					

Tablica 6. Usporedba graničnog stanja nosivosti dvodimenzionalnih modela i detaljnog trodimenzionalnog modela

Dužina raspona [m]	Vrsta modela	Četvrtina raspona	Sredina raspona
25	3D (Abaqus)	1,00	1,00
	2D (Abaqus – jednostavan model)	1,15	1,19
	2D (Ring)	0,79	1,09
	BD 91/04	1,13	1,17
8	3D (Abaqus)	1,00	1,00
	2D (Abaqus – jednostavan model)	1,10	1,07
	2D (Ring)	1,15	1,00
	BD 91/04	0,91	1,03

8. Zaključak

Sigurnost starog lučnog masivnog željezničkog mosta, koji se neprekidno koristi već više od sedamdeset godina, ocijenjena je vizualnim pregledom i dinamičkim ispitivanjem. Analizirana je i mogućnost povećanja dopuštenog osovinskog opterećenja na mostu. Vizualnim pregledom mosta otkriveni su nedostaci kao što su gubitak morta, trošenje i odvajanje kamena te iscvjetavanja na raznim dijelovima mosta. S obzirom na starost mosta i stanje materijala, obavljena su dinamička ispitivanja na mostu da bi se stekao bolji uvid u globalni odziv materijala. Dinamička su ispitivanja obavljena nanošenjem najviših dopuštenih opterećenja pomoću tri lokomotive opterećenja 120 t, te pet teretnih vagona opterećenja 80 t. Odziv mosta u smislu progiba i vibracije nakon nanošenja opterećenja zabilježen je pomoću petnaest deflektometara i akcelerometara. Trodimenzionalni model konačnih elemenata razvijen je i kalibriran na temelju rezultata dinamičkih ispitivanja obavljenih izravno na mostu.

Dinamičke analize obavljene su na numeričkom modelu mosta. Kritična naprezanja izračunana su za prvih pet raspona mosta, nakon čega je provedena usporedba s dopuštenim vrijednostima prema BD91-04, za program opterećenja LM71

koji se predlaže u UIC-u 776-1 i za programe opterećenja TF1 i TF2. Kao što se moglo i očekivati, naprezanja i ekscentričnost u tlačnoj jezgri nakon opterećenja LM71 viši su nego u slučaju opterećenja TF1 i TF2. Ti rezultati pokazuju da tlačna naprezanja nisu upitna niti u jednom rasponu pri povećanom osovinskom opterećenju od 250 kN, dok je ekscentričnost tlačne jezgre u sredini raspona veća od dopuštenog praga u svim rasponima osim prvoga. Ekscentričnost tlačne jezgre mnogo je kritičnija kod 8-metarskih raspona, ako se usporede s 25-metarskim, jer je zabilježena vrijednost za pet puta veća od dopuštene granične vrijednosti. Može se zaključiti da most u sadašnjem stanju ne može izdržati povećano osovinsko opterećenje od 250 kN, te da se u tom smislu trebaju poduzeti odgovarajući radovi ojačanja.

Granično stanje nosivosti mosta određeno je pomoću složenog trodimenzionalnog modela. Ti su rezultati zatim uspoređeni s rezultatima dobivenima pomoću dvodimenzionalnih modela razvijenih pomoću programa Abaqus i Ring, i prema metodi predloženoj u BD 91/04. U dvodimenzionalnom modelu prikazanom u Abaqusu rezultati ispitivanja materijala iskazani su s pojednostavljenim geometrijskim karakteristikama toplinskih slojeva i zastora. S obzirom na to da je trodimenzionalni model točniji od ostalih, on može poslužiti za određivanje pogreške

(podcijenjenih i precijenjenih vrijednosti) dvodimenzionalnih modela i metode BD 91/04 u odnosu na trodimenzionalni model. Za raspon od osam metara, dvodimenzionalni modeli Abaqus i Ring precjenjuju nosivost mosta za 10 % tj. 15 %. Metodom BD 91/04 nosivost se podcjenjuje za 8 %. Za raspon od 25 m, dvodimenzionalni model Abaqus precjenjuje nosivost za 15 %, dok dvodimenzionalni model Ring podcjenjuje nosivost za 21 %. U slučaju metode BD 91/04, nosivost je precijenjena za 13 %. Kako trodimenzionalno modeliranje dosta dugo traje, te uzimajući u obzir činjenicu da nosivost kod oba dvodimenzionalna

modela nije precijenjena/podcijenjena za više od 21 %, primjena dvodimenzionalnih modela može se preporučiti za ocjenu nosivosti masivnih lučnih mostova.

Zahvale

Autori izražavaju svoju zahvalnost za financijsku podršku Irske organizacije za željeznički promet koja je dodijeljena u sklopu potpore br. 94-15388 te za podršku Ureda za industrijsku suradnju Irskog sveučilišta za znanost i tehnologiju.

LITERATURA

- [1] UIC: UIC masonry arch bridges, Assessment, reliability and maintenance of masonry arch bridges, State of the Art Study, 2004.
- [2] Caro, J., Catalan, R.O.: Catalogue of damages for masonry arch bridges, UIC, 2008.
- [3] McCann, D., Forde, M.C.: Review of NDT Methods in the Assessment of Concrete and Masonry Structures, NDT&E International, 34 (2001), pp. 71-84, [https://doi.org/10.1016/S0963-8695\(00\)00032-3](https://doi.org/10.1016/S0963-8695(00)00032-3)
- [4] Savor, Z., Novak, M.: Procedures for reliability assessment of existing bridges, GRADEVINAR, 67 (2015) 6, pp. 557-572.
- [5] Kusar, M., Selih, J.: Analysis of bridge condition on State Network in Slovenia, GRADEVINAR, 66 (2014) 9, pp. 811-822.
- [6] Tenzera, D., Puz, G., Radic, J.: Visual inspection in evaluation of bridge condition, GRADEVINAR, 64 (2012) 9, pp. 717-726.
- [7] Department of transport, Design Manual for Roads and Bridges, The Assessment of highway bridges and structures, London, UK, 3 (1997) 4.
- [8] Havey, W.: Application of the Mechanism Analysis to Masonry Arches", ASCE Journal of Structural Engineering, 66 (1988) 5, pp. 77-84.
- [9] Clemente, P., Occhiuzzi, A., Railthel, A.: Limit behavior of stone arch bridges, ASCE Journal of Structural Engineering, 121 (1995) 7, pp. 1045-50.
- [10] Felice, G.: Assessment of the load-carrying capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements, Journal of Engineering Structures, 31 (2009), pp. 1634-1647, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.022>
- [11] Prentice, D.J., Ponniah, D.: Testing of Multi-Span Model of Masonry Arch Bridges", In: Proceeding Centenary Year Bridge Conference, Cardiff (UK), Elsevier Science, pp 169-174, 1994.
- [12] Cancelliere, I., Imbimbo, M., Sacco E.: Experimental tests and numerical modelling of reinforced masonry arches, Journal of Engineering structures, 32 (2010), pp. 776-792.
- [13] Ataei, S., Tajalli, M., Miri, A.: Assessment of load carrying capacity and fatigue life expectancy of a monumental masonry arch bridge by field load testing: A case study of Veresk, Journal of Structural Engineering and Mechanics, 59 (2016), pp. 703-718, <https://doi.org/10.12989/sem.2016.59.4.703>
- [14] Chandra, J.M., Ramaswamy, A., Manohar, C.S.: Safety Assessment of a Masonry Arch Bridge: Filed Testing and Simulations, ASCE Journal of Bridge Engineering, 18 (2013), pp. 162-171, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000338](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000338)
- [15] Marefat, M., Ghahremani, E., Ataei, S.: Load Test of a Plain Concrete Arch Railway Bridge of 20-m Span, Journal of Construction and Building Materials, 18 (2004), pp. 661-667, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.025>
- [16] Oliveira, D., Lourenco, P., Lemos, C.: Geometric Issues and Ultimate Load Capacity of Masonry Arch Bridges from the Northwest Iberian Peninsula, Journal of Engineering Structures, 32 (2010), pp. 3955-3965, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.09.006>
- [17] Caglayan, B.O., Ozakgul, K., Tezer, O.: Assessment of a Concrete Arch Bridge Using Static and Dynamic Load Test, Journal of Structural Engineering and Mechanics, 41 (2012) 1, pp. 83-94.
- [18] Brencich, A., Sabia, D.: Experimental identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro Bridge, Journal of Construction and Building Material, 22 (2007), pp. 2087-2099, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.031>
- [19] Radnic, J., Harapin, A., Smilovic, M., Grgic, N., Glibic, M.: Static and dynamic analysis of the old stone bridge in Mostar, GRADEVINAR, 64 (2012) 8, pp. 655- 665.
- [20] UIC, UIC 778-3, 2nd Edition, Recommendations for the Inspection, Assessment and Maintenance of Masonry Arch Bridges, 2011.
- [21] Material tests report of Mianeh Railway Bridge, Nasran Group, 2007.
- [22] EN 1996-1-1: Design of Masonry Structures, 2005.
- [23] Code BD 91/04: Design Manual for Roads and Bridges, Unreinforced masonry arch bridges
- [24] EN 1991-2: Actions on structures -Traffic loads on bridges, 2003.
- [25] Audenaert, A., Peremans, H., Reniers, G.: An Analytical Model to Determine the Ultimate Load on Masonry Arch Bridges, Journal of Engineering Mathematics, 59 (2007), pp. 323-336, <https://doi.org/10.1007/s10665-006-9129-z>