

Dugotrajne deformacije konzolno građenih grednih mostova

Radić, Jure; Šavor, Zlatko; Gukov, Igor

Source / Izvornik: **Građevinar, 2004, 56, 137 - 144**

Journal article, Published version

Rad u časopisu, Objavljena verzija rada (izdavačev PDF)

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:723451>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2024-10-21**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)



Dugotrajne deformacije konzolno građenih grednih mostova

Jure Radić, Zlatko Šavor, Igor Gukov

Ključne riječi

gredni mostovi,
konzolno građenje,
dugotrajne deformacije,
reologija betona,
analiza,
progibi

Key words

girder bridges,
cantilever construction,
long-term deformations,
rheology of concrete,
analysis,
deflections

Mots clés

ponts cantilever,
construction en cantilever,
déformations à long terme,
rhéologie de béton,
analyse,
déflexions

Ключевые слова

балочные мосты,
консольное
строительство,
постоянные
деформации, реология
бетона, анализ,
прогибы

Schlüsselworte

Balkenbrücken,
Freivorbau,
langdauernde
Verformungen,
Rheologie des Betons,
Analyse,
Durchbiegungen

J. Radić, Z. Šavor, I. Gukov

Izvorni znanstveni rad

Dugotrajne deformacije konzolno građenih grednih mostova

Jedan od središnjih problema konzolno građenih grednih armiranobetonskih mostova jesu dugotrajne deformacije. Činjenica je da je na većini tako sagrađenih mostova kroz proteklih pola stoljeća uočena velika razlika između proračunanih i kasnije izmjerenih progiba. Još nije potpuno utvrđeno što utječe na te progibe. Prikazana je analiza dostupnih podataka s niza mostova izvedenih diljem svijeta i mogući razlozi pojave velikih deformacija i njihovih neslaganja s projektiranim.

J. Radić, Z. Šavor, I. Gukov

Original scientific paper

Long-term deformations on cantilever girder bridges

Long term deformations are a crucial problem on reinforced-concrete cantilever girder bridges. In fact, a great difference has been revealed between the calculated and subsequently measured deflection values on most of such bridges built over the past fifty years. It is still not clearly understood what parameters trigger such deflections. The analysis of data from a number of bridges realized all over the world is given, and possible reasons for great deformations and poor correspondence with design values, are presented.

J. Radić, Z. Šavor, I. Gukov

Ouvrage scientifique original

Déformations à long terme sur ponts à poutres cantilever

Les déformations à long terme sont mises en relief comme problème central sur les ponts en béton armé à poutres cantilever. En effet, sur la plupart des ponts de ce type construits au cours du demi siècle dernier, une grande différence a été constatée entre les déflexions calculées et les déflexions mesurées au cours de l'utilisation. Les experts n'ont pas encore réussi à déterminer avec précision ce qui déclenche ces déflexions. L'analyse des données recueillies sur un grand nombre d'ouvrages réalisés dans le monde entier est présentée, et les raisons pour les grandes déformations et pour la correspondance inadéquate avec les valeurs projetées, sont fournies.

Ю. Радич, З. Шавор, И. Гурков

Оригинальная научная работа

Постоянные деформации консольно построенных балочных мостов

Одной из главных проблем консольно построенных железобетонных мостов являются постоянные деформации. Фактом является то, что на большинстве таким способом построенных мостов в течение протекшего столетия замечена большая разница между рассчитанных и позднее измеренных прогибов. Ещё полностью не установлено, что влияет на те прогибы. В работе представлен анализ доступных данных с ряда мостов, выстроенных в целом мире и возможные причины возникновения (появления) больших деформаций и их несогласования с проектированными.

J. Radić, Z. Šavor, I. Gukov

Wissenschaftlicher Originalbeitrag

Langdauernde Verformungen von im Freivorbau gebauten Balkenbrücken

Eines der bedeutendsten Probleme von im Freivorbau gebauten Stahlbetonbalkenbrücken sind lang dauernde Verformungen. Es ist eine Tatsache dass am Grossteil derartig gebauter Brücken im vergangenen halben Jahrhundert ein grosser Unterschied zwischen den berechneten und den später gemessenen Durchbiegungen bemerkt wurde. Es ist noch nicht ganz festgelegt was auf diese Durchbiegungen einwirkt. Dargestellt ist eine Analyse der verfügbaren Angaben von einer Reihe von in der Welt erbauten Brücken und der möglichen Ursachen dieser grossen Verformungen und deren Nichtübereinstimmen mit den berechneten Verformungen.

Autori: Prof. dr. sc. **Jure Radić**, dipl. ing. građ.; mr. sc. **Zlatko Šavor**, dipl. ing. građ.; mr. sc. **Igor Gukov**, dipl. ing. građ., Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zagreb, Kačićeva 26

1 Uvod

Tijekom proteklih nekoliko godina na Katedri za mostove Građevinskog fakulteta u Zagrebu izrađeno je nekoliko projekata grednih armiranobetonskih mostova koji su građeni slobodnim konzolnim postupkom. To su: Most Hasan Brkić u Mostaru, Most Kamačnik, prilazni vijadukt mosta preko Rijeke dubrovačke, Domovinski most preko Save u Zagrebu (natječaj) i Most Koranske mlinice.

Pri izradi projekata za te građevine, a u sklopu znanstvenih istraživanja koja je podržalo Ministarstvo znanosti i tehnologije, provedene su analize dugotrajnih deformacija kako bi se što ispravnije proračunala nadvišenja. To nas je usmjerilo i na analizu dostupnih podataka s različitim, sličnih i većih građevina izvedenih diljem svijeta. Na njima naime u većini slučajeva progibi mjereni tijekom uporabe nakon određenog vremena pokazuju znatna odstupanja od proračunskih. Ta nas je činjenica usmjerila na potrebu istraživanja uzroka tog stanja pa onda i drugačiji pristup od uobičajenog u našim projektima.

2 Podaci o dugotrajnim deformacijama nekih mostova

Analizirana je skupina od 17 mostova iz Češke, Švicarske, Švedske, Norveške, Nizozemske i SAD-a za koje su nam bili dostupni podaci o mjenjenim dugotrajnim deformacijama kroz trideset do pedeset godina njihova postojanja.

Tablica 1. Mostovi izvedeni konzolnim postupkom za čije su progibe analizirani podaci

| Most | Raspon | Godina | Zemlja |
|---------------|--------|--------|------------|
| Zvikov-Vltava | 84 | 1963 | Češka |
| Zvikov-Otava | 84 | 1962 | Češka |
| Stenungsund | 94 | - | Švedska |
| Wessem | 100 | 1966 | Nizozemska |
| Zelivka | 102 | 1968 | Češka |
| Dečín | 104 | 1985 | Češka |
| Tunsta | 107 | 1955 | Švedska |
| Kallosund | 107 | 1958 | Švedska |
| Maastricht | 112 | 1968 | Nizozemska |
| Empel | 120 | 1971 | Nizozemska |
| Grubbenvorst | 121 | 1971 | Nizozemska |
| Heteren | 121 | 1972 | Nizozemska |
| La Lutrive | 131 | 1973 | Švicarska |
| Alno | 134 | 1964 | Švedska |
| Ravenstein | 140 | 1975 | Nizozemska |
| Nordsund | 142 | 1971 | Norveška |
| Parrots Ferry | 195 | 1978 | USA |

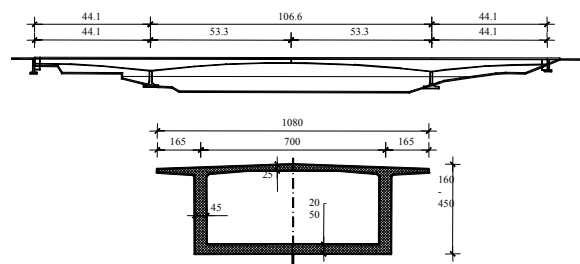
Za sve je primijenjen isti algoritam ocjene, a numeričke analize provedene su programom Sofistik.

Oblik dijagrama vrijeme-progib kod svih je analiziranih mostova vrlo sličan. Stoga se može zaključiti da povećanje progiba bitno ne ovisi o lokalnim uvjetima, kao što su posebna vrsta agregata, tip cementa ili lokalni klimatski uvjeti. Neki su od tih mostova bili podvrgnuti oštroj sjevernoj klimi, drugi umjerenim obalnim uvjetima, a treći promjenjivim uvjetima srednjoeuropske klime, a dugoročne deformacije su ipak vrlo slične. Proračuni konstrukcije obavljali su se u različitim zemljama, pa iako su se rabile novije metode proračuna progiba, njihove su vrijednosti, a posebice njihovi gradijenti, podcijenjeni.

Iz opsežne provedene analize nabrojanih 17 mostova ovdje izdvajamo podatke za tri među njima, i to različite starosti kako bismo ilustrirali dobivene podatke.

2.1 Most Tunsta

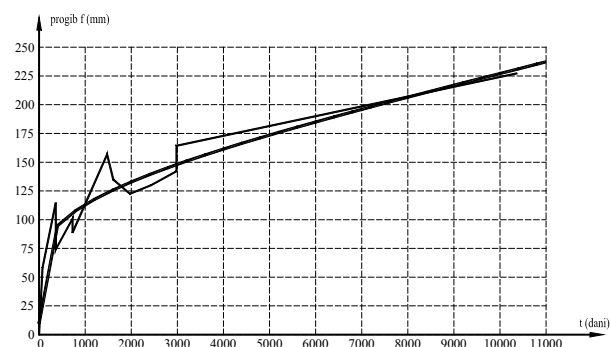
Most Tunsta glavnog raspona 106,6 m sa zglobom u sredini izveden je 1955. u Švedskoj i najstariji je od analiziranih.



Slika 1. Uzdužni i poprečni presjek mosta Tunsta

Statičke karakteristike poprečnih presjeka:

- presjek nad ležajem: $I_z = 31,7\text{m}^4$, $A_c = 10,1\text{m}^2$, $y_t = 2,3\text{m}$
- presjek u polju: $I_z = 3,3\text{m}^4$, $A_c = 5,9\text{m}^2$, $y_t = 0,8\text{m}$



Slika 2. Progib mosta Tunsta

Interpolacija izmjerenih vrijednosti promjene progiba u vremenu napravljena je Weibullovim modelom:

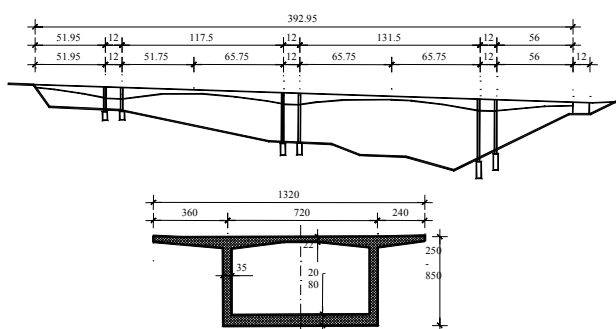
$$f = a - b \cdot e^{-ct^d} \quad (1)$$

gdje je: t - vrijeme u danima, a f - progib u mm. Koeficijenti jednadžbe (1): $a = 898.73556$; $b = 946.87963$; $c = 0.038486741$; $d = 0.23092211$.

Na osnovi ekstrapolacije funkcije (1) predviđa se progib nakon 100 godina $f = 286$ mm, a vrijednost računskoga dugotrajnog progiba jest 284 mm, što ovaj most, u odnosu prema ostalima čini izuzetkom u točnosti rezultata proračuna.

2.2 Most La Lutrive

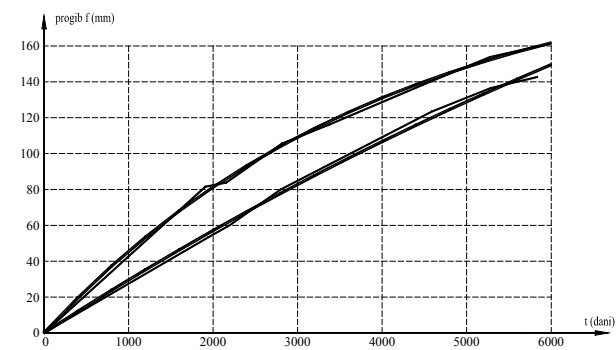
Most glavnog raspona 131,5 m sa zglobom u sredini izgrađen je 1985. u Švicarskoj.



Slika 3. Uzdužni i poprečni presjek mosta La Lutrive

Statičke karakteristike poprečnih presjeka:

- presjek nad ležajem: $I_z = 189,8 \text{ m}^4$, $A_c = 16,7 \text{ m}^2$, $y_t = 4,9 \text{ m}$
- presjek u polju: $I_z = 6,8 \text{ m}^4$, $A_c = 7,4 \text{ m}^2$, $y_t = 1,0 \text{ m}$



Slika 4. Progib mosta La Lutrive (raspon 2. i 3.)

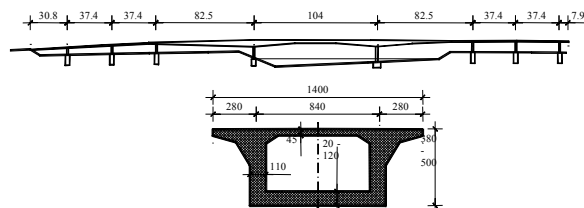
Raspon 3. - koeficijenti jednadžbe (1): $a = 281.64264$; $b = 281.29862$; $c = 4.8128354e-05$; $d = 1.1101378$

Raspon 2. - koeficijenti jednadžbe (1): $a = 188.27173$; $b = 186.84232$; $c = 0.00010370496$; $d = 1.1282586$.

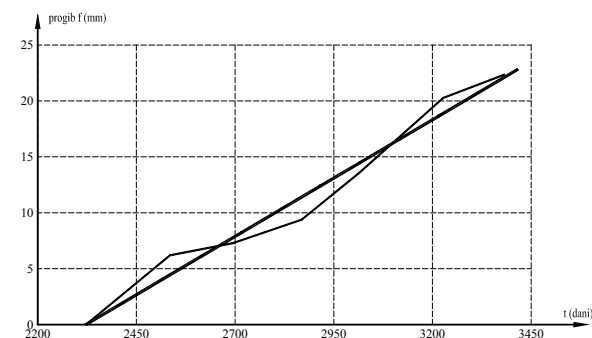
Na osnovi ekstrapolacije funkcije (1) predviđa se progib nakon 100 godina $f = 188$ mm, dok je proračunski dugotrajni progib 112 mm, što je prekoračenje računskih vrijednosti za 68%.

2.3 Most Dečín

Najmlađi između promatranih je most Dečín u Češkoj, kontinuiranoga rasponskog sklopa sa središnjim otvorom 104 m. Sagrađen je 1985.



Slika 5. Uzdužni i poprečni presjek mosta Dečín

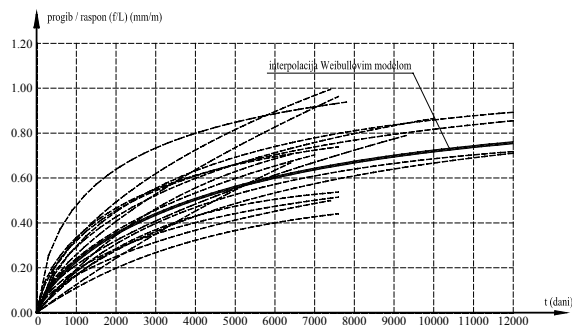


Slika 6. Progib mosta Dečín

Ne postoje kompletni podaci o mjerenju progiba ovog mosta, već samo u intervalu od 3 godine.

2.4 Sumarni prikaz

Na istovjetan način analizirali smo i sve ostale mostove iz tablice 1. Sumarni prikaz progiba u odnosu na raspon prikazan je na slici 7., gdje se uočava prilična raspršenost rezultata, ali i očita činjenica da su izmjereni progibi nakon jednog ili više desetljeća eksploatacije bez iznimke znatno veći od proračunskih, odnosno da su proračunska i izvedena nadvišenja bila nedostatna.



Slika 7. Sumarni prikaz progiba svih analiziranih mostova

Interpolacijom ovih vrijednosti Weibullovim modelom, koji je i ovdje najbolje aproksimirao podatke može se napisati izraz za vrijednost progiba f u funkciji vremena:

$$f(t) = L \left(a - b \cdot e^{-ct^d} \right) \quad (2)$$

U izrazu (2) za progib f (mm) potrebno je upisati raspon mosta L (m), gdje su koeficijenti: $a = 0.90166921$; $b = 0.91082115$; $c = 0.0020696265$; $d = 0.72294974$.

3 Analiza uzroka deformacija

Cilj analize izvedenih mostova bio je uočiti odgovara li njihovo ponašanje računskim pretpostavkama i odgovara li promjena u vremenu njihovoj starosti. Većina dugotrajnih mjerenja pokazuje da su stvarni progibi veći od projektiranih, ali to još ne mora značiti da je građevina oštećena ili da nije sigurna. Tek bi detaljnije analize trebale pokazati postaju li progibi opasni i zahtijevaju li sanaciju s obzirom na granično stanje nosivosti. Drugi problem jest uporabljivost takvih građevina, posebno kod mostova sa zglibom u rasponu gdje može doći do loma nivelete.

Na temelju mjerenja progiba i analize njihova vremenskog ponašanja, mogući razlozi pogrešnih proračunskih vrijednosti mogu se podijeliti u 4 grupe:

- svojstva materijala,
- obilježja poprečnog presjeka,
- konstrukcijski utjecaji,
- utjecaj opterećenja.

3.1 Svojstva materijala

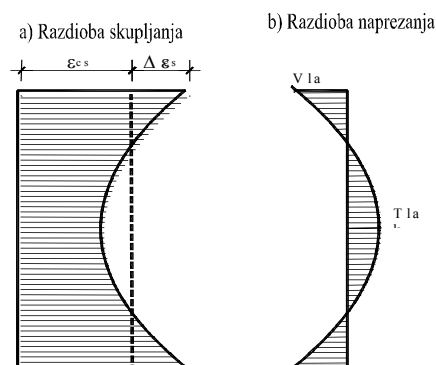
Beton se deformira bez obzira na to je li pod opterećenjem ili nije. Detaljno obuhvaćanje svih komponenata deformacije prilično je složen problem koji se još istražuje. A u proračunima se obično primjenjuju pojednostavljeni odnosi između deformacije i napona, ili točnije između sile (momenta savijanja) i pomaka (rotacije), što rezultira ograničenom preciznošću numeričkih proračuna. Najozbiljniji je problem nedovoljna spoznaja o podacima materijala (modul elastičnosti betona, vremenske promjene puzanja i skupljanja betona i relaksacije čelika, vlačna čvrstoća betona i sl.). Kvaliteta izračunanih rezultata može se poboljšati ako se iskoriste rana mjerenja na gradilištu, npr. progibi dijela konzole mosta izgrađene na licu mjesta (dok je građevina još uvijek statički određena) ili deformacije izmjerene na uzorcima spremljenim u istom okruženju kao i most.

Vrijednosti koeficijenata puzanja i skupljanja betona i njihove vremenske promjene čak niti u najnovijim propisima još nisu dostatno obrađene. Propisi su bazirani na starim testovima i približno dobro odgovaraju za betone niže i srednje klase, dok kod betona viših čvrstoća koji se primjenjuju za takve građevine, a čija se receptura posljednjih godina promijenila naročito zbog primje-

na plastifikatora i aditiva, utjecaj količine cementa i vodocementni faktor trebali bi biti uvršteni u izraze za njihovo dobivanje.

Osim objektivnih razloga mijenjanja projekta, drugi razlozi mogu biti uzrokovani pogreškama u izvedbi, nedovoljnom njegom betona ili nepravilnim opterećenjem građevine. Takvi fenomeni mogu značajno utjecati na razvoj deformacija.

Pri modeliranju betonskih mostova, ponašanje betona je u standardnim analizama krajnje pojednostavljeno. Beton se smatra izotropnim linearnim materijalom. Stvarna je izvedba betonskih elemenata potpuno drugačija. Skupljanje betona jest rezultat njegova sušenja koje napreduje od površine do sredine elementa. Na početku se površina suši brže od sredine pa je skupljanje veće nego u unutrašnjosti. Različite deformacije slojeva poprečnog presjeka rezultiraju razvojem naprezanja.



Slika 8. Razdioba deformacije skupljanja i naprezanja od skupljanja po visini presjeka bez armature

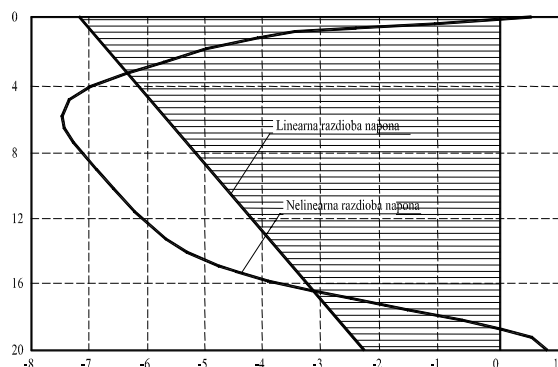
Nelinearna deformacija označena na slici 8. sa $\Delta \varepsilon_{cs}$ izaziva dodatna naprezanja po visini presjeka koja je potrebno uzeti u obzir pri proračunu utjecaja puzanja betona. Ova su naprezanja uzrokovana nejednolikim skupljanjem međusobno u ravnoteži. U početnom stadiju skupljanja brže sušenje površinskih slojeva uzrokuje vlačna naprezanja na površini i tlačna u unutrašnjosti elementa. Kasnije je skupljanje unutrašnjosti brže od površinskih slojeva koji su već suhi, te se naprezanja u starijim elementima opet mijenjaju, unutrašnjost je izložena vlačnim naprezanjima, dok su površinski slojevi izloženi tlačnim naprezanjima, uz uvjet da nema vanjskog opterećenja.

Ako je element izložen temperaturnim promjenama, u presjeku se razvijaju dodatna naprezanja. Nerijetko ovi vlačni naponi razvijeni na površini premašuju vlačnu čvrstoću betona. Ti dijelovi onda imaju pukotine i mikropukotine, te zbog njih dolazi do preraspodjele naprezanja tako da su ravnoteža i kompatibilnost sačuvani, ali ne postoji linearna veza između napona i deformacije. Nejednoliko sušenje elementa također utječe na njegovu

čvrstoću. Naprezanja prouzročena vanjskim opterećenjem i naprezanja uzrokovana skupljanjem djeluju uzajamno i mogu zbog raspucavanja izazvati smanjenje krutosti poprečnog presjeka koje potom direktno utječe na deformacije.

Radi ilustracije učinka nejednolikog dijagrama napona i deformacije betonskog elementa, prikazan je primjer betonske ploče debljine 20 cm.

Ploča stara 3 dana bila je izložena sušenju u okruženju u kojem je relativna vlaga zraka 60%. Pretpostavilo se da je temperatura konstantna i da će se površina betona uzdužno osušiti tijekom prvog od 7 dana kada će njegova relativna vlaga postati konstantna i jednaka onoj iz okoline. Ploča se progresivno suši od površine do sredine. Kod starosti betona od 28 dana ploča je bila opterećena normalnom silom i momentom savijanja. Dijagram naprezanja prikazan je na slici 9.



Slika 9. Razdioba naprezanja na ploči debljine 20 cm opterećenoj ekscentričnim tlakom, $t = 28$ dana

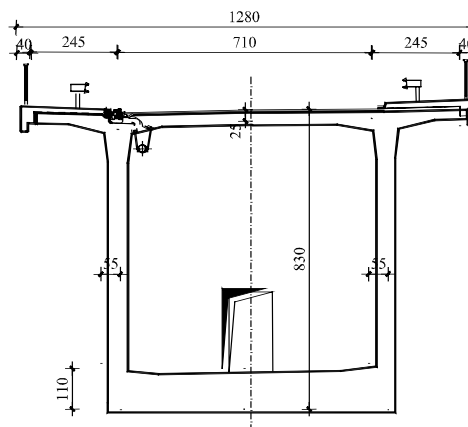
Šrafirana površina prikazuje raspodjelu naprezanja dobivenog na osnovi standardnog proračuna u kojem je pretpostavljena linearnost. Krivulja je bliža stvarnosti i uzima u obzir proces sušenja ploče. Tlačni se naponi uglavnom pojavljuju u sredini ploče, a dio blizu donje površine je pod vlakom, iako prema linearnoj analizi postoje tlačni naponi koji premašuju 2 MPa.

Takvi su efekti sušenja, skupljanja i puzanja naglašeniji kod svježeg nego kod starog betona. To bi moglo pridonijeti objašnjenju zašto su preveliki progibi, i posebno njihov dugoročni rast, obično uočeni kod mostova izgrađenih monolitnim postupkom, a ne kod onih sastavljenih od starijih predgotovljenih dijelova, iako su njihovi statički sustavi vrlo slični.

3.2 Obilježja poprečnog presjeka

Nosači sandučastog presjeka često se rabe za gredne mostove. Gornja pojasnica je tanka, njezinu debljinu određuje veličina razmaka hrptova i obično ne prelazi 25 – 30 cm. S druge strane, donja pojasnica presjeka različitih je debljina. U presjeku nad stupom može biti deblja od 1 m

te se može u rasponu mosta bitno smanjiti. Kod oslonaca hrptovi su bitno deblji od gornjeg pojasa. Tanki se dijelovi skupljaju više od debelih što uzrokuje rotaciju poprečnog presjeka.



Slika 10. Poprečni presjek s različitim debljinama stijenki

Bolji odabir u modeliranju bili bi pločasti konačni elementi. Oni bi riješili problem različitih debljina stijenki poprečnog presjeka i ispravno pokazali raspodjele naprezanja a time i progiba. Unatoč velikom razvoju takvih konačnih elemenata, oni još uvijek nisu praktično razrađeni za modeliranje ovakvih građevina.

Drugi važan faktor koji utječe na rotaciju presjeka jest utjecaj armature i kabela za prednapinjanje. Iako postotak armature nije velik i težište armature ne odstupa od težišta betonskog dijela presjeka u prednapetim betonskim mostovima, kabeli za prednapinjanje uglavnom su uvijek nejednoliko raspoređeni. Nad srednjim stupovima broj kabela je velik zbog velikih negativnih momenata savijanja. Težište kabela udaljeno je od težišta betonskog dijela poprečnog presjeka. Ovaj je utjecaj potrebno uzeti u obzir u statičkom proračunu jer poradi skupljanja dolazi do rotacije poprečnog presjeka. Ti su utjecaji bili često zanemareni u statičkim proračunima.

3.3 Konstrukcijski utjecaji

Jedan je od najvažnijih faktora zasigurno stupanj prednapinjanja (ograničeno, djelomično ili potpuno), koji značajno utječe na kratkotrajno i dugotrajno ponašanje mosta.

Nedavno se pokazalo [5] da stupanj prednapinjanja direktno utječe na variranje raznih parametara materijala, kao što su vlačna čvrstoća, modul elastičnosti i koeficijenti puzanja betona. U nekoliko slučajeva pri manjem stupnju prednapinjanja, uočeni progibi bili su veći od predviđenih. Stoga se predlaže potpuno prednapinjanje i za mostove monolitno izvedene, uz dodatni uvjet da najveća naprezanja (posebno iznad srednjih oslonaca) za realne kombinacije opterećenja budu veća od 2 MPa tlačne sile.

ka te da se gradiva ne opterećuju do granica njihovih dopustivih vrijednosti.

Neovisno o odabranom stupnju prednapinjanja i položaju u konstrukciji sve dijelove poprečnog presjeka koji imaju naprezanja manja od 2 MPa potrebno je armirati s minimalnim koeficijentom armiranja od $\rho_{\min} = 0,8\%$, ostale dijelove koji su u većem tlaku sa $\rho_{\min} = 0,3\%$, a mjesta spajanja pojedinih elemenata presjeka (npr. ploča - hrbat) jačom armaturom.

Jedan od važnih faktora koji utječe na uspješno predviđanje progiba jest pravilno modeliranje oslonaca. Može se pretpostaviti da su konačni oslonci čvrsti ili se njihova krutost može uzeti prema geomehaničkom elaboratu. Međutim modeliranje eventualnih privremenih oslonaca u najboljem je slučaju upitno. Oni se često temelje samo na površini i njihova je krutost redovito nepoznata. Postoje slučajevi kad je zbog većih progiba privremenih oslonaca došlo do štete na rasponskom sklopu i na uređajima za montažu. Posljedica toga jest dodatna preraspodjela unutarnjih sila tijekom izvedbe, a ako nisu premašeni dopušteni naponi, može biti razlogom drugačijeg razvoja dugotrajnih deformacija, te stoga postaje i razlogom neslaganja izmjerenih i računskih vrijednosti.

Konstruktivne sustave sa zglobovima u rasponu potrebno je izbjegavati zbog dva glavna razloga vezana za progib. Prvo, njegovo povećanje može biti posljedica dinamičkog opterećenja udarima vozila u prijelaznu napravu, a drugo, jer takvi mostovi imaju 80% veći progib od kontinuiranih uz iste pretpostavke.

3.4 Utjecaj opterećenja

Zbog prometnog opterećenja mostovi su izloženi i cikličkim učincima. Dinamički učinci prelaska kamiona preko prijelazne naprave ili bilo koje druge prepreke na površini kolnika uzrokuju snažne vibracije mosta što može dovesti do oštećenja zamorom i povećanja deformacija.

4 Momenti savijanja u grednim mostovima građenim konzolnim postupkom

Pri problemu određivanja preraspodjele unutarnjih sila od puzanja betona u literaturi se navode dva jednostavna izraza. Rješenje prema Trostu [15]:

$$M(t) = M_0 + (M_k - M_0) \frac{\bar{\varphi}}{(1 + \chi \cdot \bar{\varphi})}, \quad (3)$$

i rješenje prema Dischingerovoj diferencijalnoj jednačini [15]:

$$M(t) = M_0 + (M_k - M_0) \cdot (1 - e^{-\bar{\varphi}}) \quad (4)$$

gdje je:

M_0 - moment - suma faza građenja

M_k - moment - na konačnom sustavu

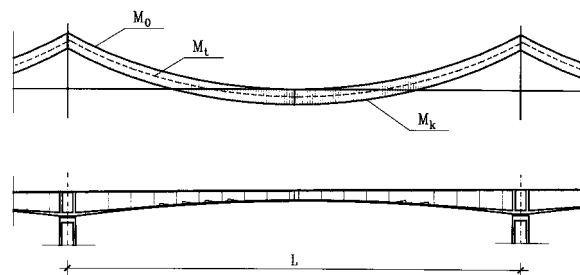
Jednadžbe (3) i (4) možemo napisati:

$$M(t) = M_0 + (M_k - M_0) \cdot \alpha_M \quad (5)$$

Koeficijent $\bar{\varphi}$ određuje se kao aritmetička sredina puzanja svih "n" segmenata:

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i}{n} \quad (6)$$

Obadva su izraza (3) i (4) približno točna i mogu se upotrijebiti npr. za izvedbu grede polje po polje, međutim kod konzolne izvedbe mosta ovi izrazi ne daju točne rezultate u usporedbi sa složenim numeričkim proračunom. Šrafirani dio na slici 11. prikazuje granična područja položaja momentnog dijagrama.



Slika 11. Granična područja momentnog dijagrama pri konzolnoj izvedbi

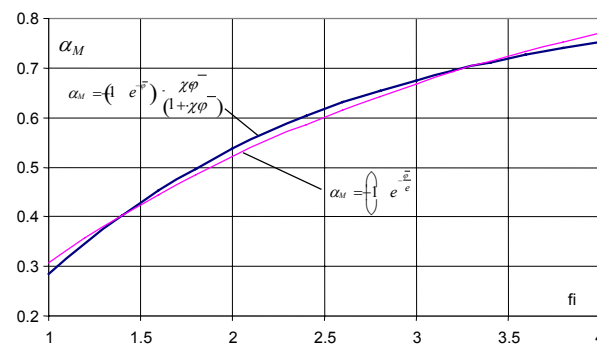
Za izvedbu konzolnim postupkom predlažu se dva izraza za koeficijent α_M prema [6]:

$$\alpha_M = (1 - e^{-\bar{\varphi}}) \cdot \frac{\chi \cdot \bar{\varphi}}{(1 + \chi \cdot \bar{\varphi})} \quad \text{ili} \quad (9)$$

sličan izraz jednostavnije napisan prema [4]:

$$\alpha_M = \left(1 - e^{-\frac{\bar{\varphi}}{e}}\right) \quad (10)$$

Grafički je prikaz ovih jednadžbi na slici 12.



Slika 12. Promjena koeficijenta α_M za konzolnu izvedbu grede

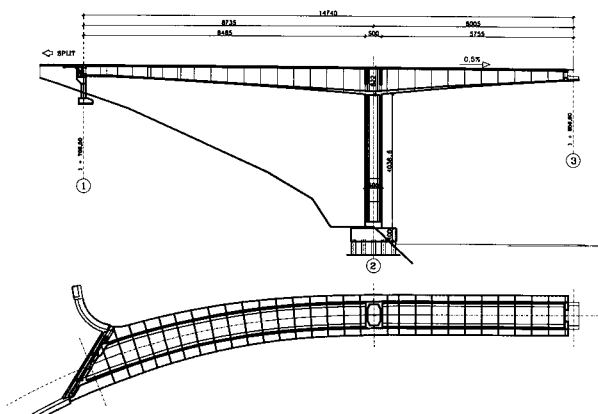
Za koeficijent starenja χ dovoljno je točno odabrati vrijednost $\chi = 0,82$ ako se koeficijent puzanja nalazi u granicama između 1,5 i 3.

5 Praktične primjene rezultata istraživanja

Na temelju zaključaka prethodno opisanih istraživanja prilikom projektiranja u uvodu nabrojanih mostova i uz primjenu izvornih računalnih programa, proveli smo detaljnije analize koje obuhvaćaju znatno više parametara nego što je do sada bilo uobičajeno. Evo sažetih ilustracija triju između njih:

5.1 Prilazni vijadukt mosta preko Rijeke dubrovačke

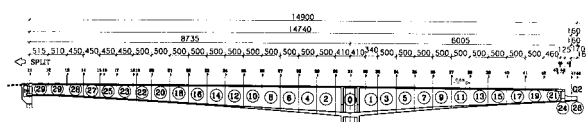
Most preko Rijeke dubrovačke sastoji se od dviju tehnološki potpuno različitih konstrukcija. Na zapadnoj strani nalazi se 147,4 m dugačak prednapeti betonski most sandučastoga poprečnog presjeka, a na istočnoj obali 324,7 m dugačak glavni ovješeni most spregnutoga poprečnog presjeka. Mostovi su u osi 3. međusobno zglobovno povezani (slika 13.). Rasponi su mosta 87,35 + 304,05 + 80,7 = 472,10 m [13].



Slika 13. Uzdužni presjek i tlocrt prednapetog betonskog mosta

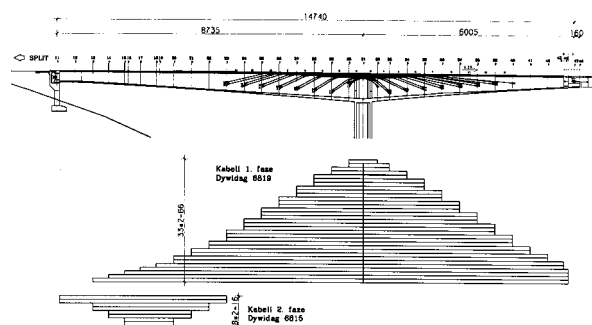
Prednapeti zapadni prilazni dio mosta raspona 87,35 m konzolno je produljen u veliki otvor 60,05 m. Visina sandučastoga poprečnog presjeka promjenjiva je od najmanje 3,20 m na upornjaku i 3,0 m na kraju konzole do najviše 8,22 m na mjestu gdje je sklop upet u stup.

Greda prilaznog vijadukta izvedena je konzolnom gradnjom obostrano od stupa u segmentima duljine 5,0m. Posljednja dva segmenta na spoju s upornjakom izvedena su na skeli. Pri izradi greda je privremeno pridržana na dva mjesta pomoćnim stupovima. Tijekom građenja mijenjano se statički sustav konstrukcije pa je svako novo opterećenje djelovalo na drugom sustavu. Pri proračunu reoloških koeficijenata betona za vrijeme izvedbe pretpostavljeno je vrijeme izrade pojedinog odsječka od 10 dana.



Slika 14. Faze izvedbe grede prilaznog vijadukta

Prednapinjanje rasponskog sklopa u uzdužnom smjeru izvedeno je u dvije faze. Prvu fazu prednapinjanja (za vrijeme izrade rasponskog sklopa) činilo je prednapinjanje kabelima smještenim u gornju ploču sanduka i hrptove.



Slika 15. Raspored kabela prve i druge faze.

Nakon betoniranja pojedinog segmenta prednapeta su po najmanje dva kabela koji završavaju na kraju segmenta. Nakon postavljanja rasponske konstrukcije u konačni položaj, obavljeno je naknadno prednapinjanje kabelima smještenim u donju ploču sanduka.

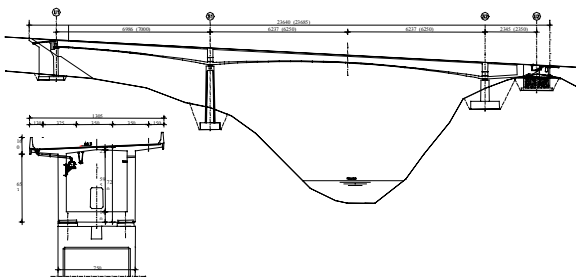
Posebno su izračunane faze građenja, uzimajući u obzir sva stanja koja se pritom javljaju te stanje uporabe gotovoga nosivog sklopa mosta. Projektom i proračunom predviđena su sljedeća gradiva: beton MB 50 (B 45), rebrasta armatura RA 500/550, zaštitni sloj betona 5 cm, kabela za prednapinjanje Dywidag 6815 i 6819 kvalitete 1570/1770. Utjecaj skupljanja i puzanja elemenata rasponske konstrukcije proračunan je vodeći računa o različitoj starosti pojedinih segmenata rasponskog sklopa. Ukupni proračunani progib na mjestu spoja konstrukcija (u osi 3.) jest 187 mm, od čega je 117 mm dugotrajni progib od puzanja i skupljanja betona, a 70 mm kratkotrajni progib od suma faza građenja.

5.2 Most Kamačnik

Most Kamačnik nalazi se u Gorskom kotaru preko kanjona Kamačnik na dionici autoceste Rijeka - Zagreb. Greda je promjenjive visine od 7,20 m nad osloncem do 3,20m u polju, s rasponima 70 + 125 + 23,5. Niveleta mosta je pravac u uzdužnom nagibu od 5,2%.

U programu nadvišenja mosta, niveleta se korigira i izvodi prema nadvišenim točkama koje imaju oblik krivulje. Eventualne pogreške u proračunu nadvišenja bit će manje vidljive ako je oblik nivelete krivulja, a nivelete

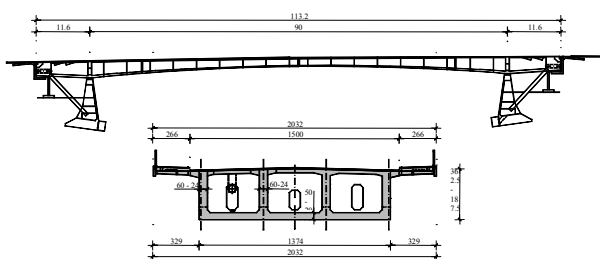
oblika pravca trebalo bi izbjegavati posebno na mostovima većih raspona.



Slika 16. Uzdužni i poprečni presjek mosta Kamačnik

5.3 Most Hasan Brkić u Mostaru

Pošto je most srušen u ratu 1991., napravljen je projekt obnove istovjetan prvobitnoj konstrukciji sukladno zah



Slika 17. Uzdužni i poprečni presjek mosta Hasan Brkić u Mostaru

tjevu investitora. Most je izveden konzolnom tehnologijom s duljinama odsječaka od 5m. Glavni raspon od 90 m izveden je od 8 segmenata duljine 5m i veznim duljine

4m. Visina grede nad ležajem jest 3,625 m, što je vrlo velika vitkost ($90/3,625 = 24,8$) za tu tehnologiju izvedbe i bila je najveći problem u statičkom proračunu.

Računski je progib u sredini raspona od puzanja i skupljanja betona 97mm, a kratkotrajni 39 mm.

6 Zaključak

Izmjerene deformacije mostova daju važne informacije o njegovu stanju. Iako nije lako odrediti kriterij kapaciteta nosivosti na temelju izmjerenih vrijednosti, spoznaja o njima važna je za moguće rekonstrukcije, sanacije i održavanje. Mostove većih raspona potrebno je nadzirati ne samo tijekom izgradnje nego i tijekom uporabe. Troškovi nadzora su zanemarivi u usporedbi s ukupnim troškovima izgradnje građevine. Plan tih nadziranja trebao bi biti sastavni dio izvedbenog projekta.

Istraživanje uzroka i što točnijeg obuhvaćanja deformacija konzolno građenih grednih armiranobetonskih mostova predmet je mnogih analiza diljem svijeta. Prikazana istraživanja provedena na Katedri za mostove Građevinskog fakulteta dio su tih općih napora. Ona su primijenjena i pri projektiranju i izvedbi nekoliko takvih mostova u Hrvatskoj i u BiH. Nadamo se da će dugotrajne deformacije, a one će se moći izmjeriti kroz nekoliko desetljeća, biti bliske proračunanim. To nije bio slučaj na većini do sada sagrađenih takvih građevina diljem svijeta. Stoga smo i pristupili ovim potpunijim analizama pa očekujemo da će i rezultati biti u okviru proračunanih.

LITERATURA

- [1] CEB Manual, *Cracking and deformations*, London, 1985.
- [2] CEB, Bulletin d' information no. 235, *Serviceability models*, Stuttgart, April 1997.
- [3] CEB-FIP, *Model Code*, London, 1993.
- [4] Gukov I., Deformacije grednih mostova građenih konzolnim postupkom, Magistarski rad, Zagreb, 2003.
- [5] Hassan, M., Burdet and Favre, R., "Analysis and Evaluation of Bridge Behaviour under Static Load Testing Leading to Better Design and Judgement Criteria". Fourth Bridge Engineering Conference, San Fransisco, USA, 1995.
- [6] Kwak H.G, Son J.K., Determination of design moments in bridges constructed by balanced cantilever method, *Engineering Structures* 24, 2002, pp. 639-648.
- [7] Mathivat, J.; *The cantilever construction of prestressed concrete bridges*, John Wiley and sons, 1979.
- [8] Muller, J.M., *Precast segmental construction*, Symposium FIP'92, Budapest, May 11-14, 1992, str. 599-628.
- [9] Pennells, E. *Concrete bridge designers manual*, London, 1978.
- [10] Rusch, H., Jungwirth D., *Stahlbeton-Spannbeton, Band 2*, Werner-Verlag, Dusseldorf, 1976.
- [11] Ryall, M.J.; Parke, G.A.R. and Harding, J.E., *Manual of bridge engineering*, London, 2000.
- [12] Schlaich, J. & Scheef, H.; *Concrete Box-Girder Bridges*, IABSE, 1982.
- [13] Šavor Z., I.Gukov, V.Prpić ; *Prednapeti prilazni dio mosta preko Rijeke dubrovačke*; Zbornik radova "V. Opći sabor HGK", Brijunski otoci 2001. Str. 121-126.
- [14] Tomičić, I.: *Betonske konstrukcije*, DHGK, Zagreb 1996.
- [15] Trost, H. & Wolff, H.J., "Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Beanspruchungen in abschnittsweise hergestellten Spannbetontragwerken", *Der Bauingenieur*, 1970/5, pp. 155-169., 1970.
- [16] Wai-Fah Chen, Lian Duan, *Bridge engineering handbook*, NewYork, 2000.
- [17] Weidemann, H.; *Brucknbau*, Dusseldorf, 1982.