



2016.
GODINA
LIX

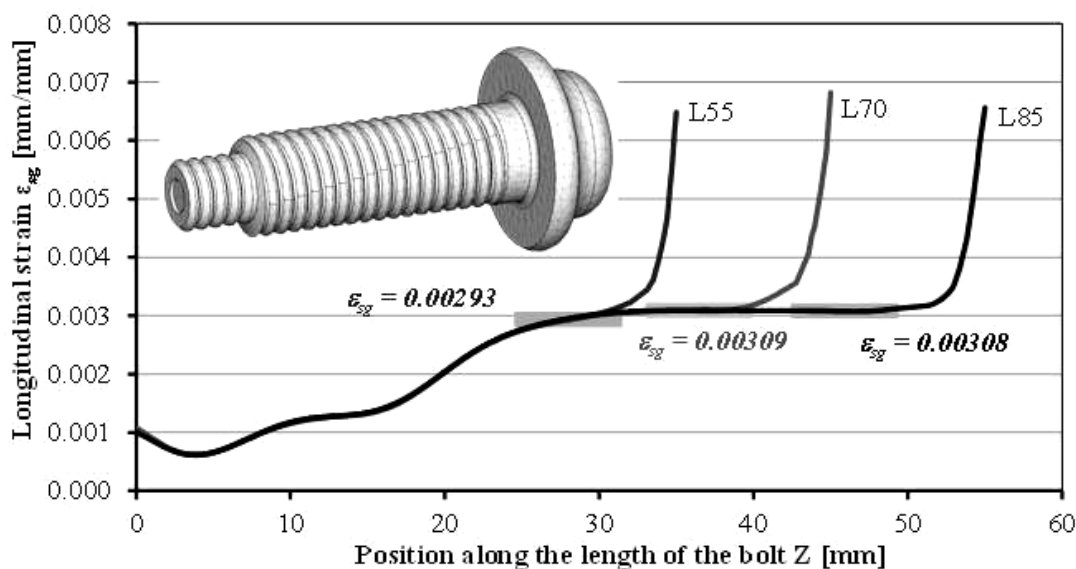


GRAĐEVINSKI MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

4

BUILDING MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJA U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH OF MATERIALS AND STRUCTURES



GRAĐEVINSKI MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

BUILDING MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJA U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

INTERNATIONAL EDITORIAL BOARD

Professor **Radomir Folić**, Editor in-Chief
Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, Serbia
Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Srbija
e-mail: folic@uns.ac.rs

Professor **Mirjana Malešev**, Deputy editor
Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad,
Serbia - Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom
Sadu, Srbija, e-mail: miram@uns.ac.rs

Dr **Ksenija Janković**
Institute for Testing Materials, Belgrade, Serbia
Institut za ispitivanje materijala, Beograd, Srbija

Dr **Jose Adam, ICITECH**
Department of Construction Engineering, Valencia,
Spain.

Professor **Radu Banchila**
Dep. of Civil Eng. „Politehnica“ University of
Timisoara, Romania

Professor **Dubravka Bjegović**
University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering,
Department of Materials, Zagreb, Croatia

Assoc. professor **Meri Cvetkovska**
Faculty of Civil Eng. University „St Kiril and Metodij“,
Skopje, Macedonia

Professor **Michael Forde**
University of Edinburgh, Dep. of Environmental Eng.
UK

Dr **Vladimir Gocevski**
Hydro-Quebec, Montreal, Canada

Lektori za srpski jezik: Dr **Miloš Zubac**, profesor

Aleksandra Borojev, profesor

Proofreader: Prof. **Jelisaveta Šafranj**, Ph D

Technical editor: **Stoja Todorovic**, e-mail: saska@imk.grf.bg.ac.rs

Acad. Professor **Yachko Ivanov**
Bulgarian Academy of Sciences, Sofia, Bulgaria

Dr. Habil. **Miklos M. Ivanyi**
UVATERV, Budapest, Hungary

Professor **Asterios Liolios**
Democritus University of Thrace, Faculty of Civil
Eng., Greece

Professor **Doncho Partov**
University of Construction and Architecture - VSU
"LJ.Karavelov" Sofia, Bulgaria

Predrag Popović
Wiss, Janney, Elstner Associates, Northbrook,
Illinois, USA.

Professor **Tom Schanz**
Ruhr University of Bochum, Germany

Professor **Valeriu Stoin**
Dep. of Civil Eng. „Poloitehnica“ University of
Timisoara, Romania

Acad. Professor **Miha Tomažević**, SNB and CEI,
Slovenian Academy of Sciences and Arts,

Professor **Mihailo Trifunac**, Civil Eng.
Department University of Southern California, Los
Angeles, USA

PUBLISHER

Society for Materials and Structures Testing of Serbia, 11000 Belgrade, Kneza Milosa 9
Telephone: 381 11/3242-589; e-mail: dimk@ptt.rs; veb sajt: www.dimk.rs

REVIEWERS: All papers were reviewed

KORICE: Podužne dilatacije HBT zavrtnja pri punoj sili prednaprezanja – $F_{p,C} = 170,7$ kN

COVER: Longitudinal strains of HBT bolt at the full pretension force - $F_{p,C} = 170.7$ kN

Financial supports: Ministry of Scientific and Technological Development of the Republic of Serbia

DRUŠTVO ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE MATERIJALA I KONSTRUKCIJA SRBIJE
SOCIETY FOR MATERIALS AND STRUCTURES TESTING OF SERBIA

GRAĐEVINSKI MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

BUILDING MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJA U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

SADRŽAJ

Nenad FRIC
Marko PAVLOVIĆ
Dragan BUĐEVAC
Zoran MIŠKOVIĆ
Zlatko MARKOVIĆ
Nina GLUHOVIĆ
EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA
KALIBRACIJA SILE PREDNAPREZANJA U
VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA
Originalni naučni rad..... 3

Nina GLUHOVIĆ
Milan SPREMIĆ
Zlatko MARKOVIĆ
Dragan BUĐEVAC
Nenad FRIC
VIBRACIJE SPREGNUTIH NOSAČA
MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA OD ČELIKA I
BETONA, IZAZVANIH AKTIVNOSTIMA LJUDI
Pregledni rad..... 17

Nedeljko STOJNIĆ
Duško KUZOVIĆ
PREDLOG SMANJENJA DOZVOLJENOG
SEIZMIČKOG OŠTEĆENJA NA NEPOKRETNIM
KULTURNIM DOBRIMA VISOKOGRADNJE
Prethodno saopštenje..... 31

Dragan MANOJLOVIĆ
Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ
ANALIZA I MODELIRANJE SPREGNUTIH SISTE-
MA DRVO-BETON: PRIMENA NA PRORAČUN
MOSTOVSKJE KONSTRUKCIJE PREMA EN
Pregledni rad..... 47

Uputstvo autorima 74

CIP - Katalogizacija u publikaciji
Narodna biblioteka Srbije, Beograd

620.1

GRAĐEVINSKI materijali i konstrukcije :
časopis za istraživanja u oblasti materijala
i konstrukcija = Building Materials and
Structures : journal for research of
materials and structures / editor-in-chief
Radomir Folić. - God. 54, br. 1 (2011)-
- Beograd (Kneza Miloša 9) : Društvo za
ispitivanje i istraživanje materijala i
konstrukcija Srbije, 2011- (Novi Beograd :
Hektor print). - 30 cm

Tromesečno. - Je nastavak: Materijali i
konstrukcije = ISSN 0543-0798
ISSN 2217-8139 = Građevinski materijali i
konstrukcije
COBISS.SR-ID 188695820

CONTENTS

Nenad FRIC
Marko PAVLOVIC
Dragan BUDJEVAC
Zoran MISKOVIC
Zlatko MARKOVIC
Nina GLUHOVIC
CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION BY
STRAIN GAUGES VS. FEA
Original scientific paper..... 3

Nina GLUHOVIC
Milan SPREMIC
Zlatko MARKOVIC
Dragan BUDJEVAC
Nenad FRIC
VIBRATIONS OF COMPOSITE STEEL-
CONCRETE FLOORS INDUCED BY HUMAN
ACTIVITIES
Review paper..... 17

Nedeljko STOJNIC
Dusko KUZOVIC
PROPOSAL OF REDUCING PERMITTED SEISMIC
DAMAGES ON IMMOVABLE CULTURAL
PROPERTIES (BUILDING STRUCTURES)
Preliminary report..... 31

Dragan MANOJLOVIC
Tatjana KOCETOV MISULIC
ANALYSIS AND MODELING OF COMPOSITE
TIMBER-CONCRETE SYSTEMS: DESIGN OF
BRIDGE STRUCTURE ACCORDING EN
Review paper..... 47

Preview report 74



EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA KALIBRACIJA SILE PREDNAPREZANJA U VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA

CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION BY STRAIN GAUGES VS. FEA

Nenad FRIC, Marko PAVLOVIĆ
Dragan BUĐEVAC, Zoran MIŠKOVIĆ
Zlatko MARKOVIĆ, Nina GLUHOVIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD
ORIGINAL SCIENTIFIC PAPER
UDK: 621.883.17
doi:10.5937/grmk1604003F

1 UVOD

Prednapregnuti visokovredni zavrtnjevi imaju nezamenljivu ulogu u izgradnji čeličnih konstrukcija. Posebno su značajni u tarnim spojevima, gde se njihovom primenom znatno povećava nosivost dinamički opterećenih konstrukcija na zamor materijala. U smičućim spojevima, sila se prenosi smicanjem tela zavrtnja i pritiskom po omotaču rupe. Kod tarnih spojeva, smičuća sila se prihvata i prenosi putem trenja koje se realizuje na kontaktu elemenata u spoju. Nosivost ovakvog spoja zavisi od koeficijenta trenja u tarnim površima i od intenziteta sile prednaprezanja u zavrtnjevima. Pouzdano određivanje sile prednaprezanja u visokovrednom zavrtnju predstavlja osnov eksperimentalnih istraživanja spojeva s visokovrednim zavrtnjevima, ali i zavrtnjeva samih. Takođe, u slučaju dinamički opterećenih konstrukcija (kao što su, na primer, mostovi i antenski stubovi), veoma je važno primenjivati metode za ugradnju visokovrednih zavrtnjeva, koje će garantovati vrednost unete sile prednaprezanja, ali čak i tada potrebno je

1 INTRODUCTION

High strength bolts are irreplaceable when it comes to steel structures. They are of special importance in friction connections, meaning that a load-bearing capacity in dynamically loaded structures is significantly increased in terms of fatigue endurance when such connections are applied. In regular shear connections shear force is transferred by bolt shearing and pressure applied to the hole surface. Instead, in a friction connection, a shear force is transferred by friction between the adjoining plates. Load-bearing capacity of this connection depends on a friction coefficient at the friction surfaces as well as on the pretension force. Deciding the accurate pretension force in high strength bolts is a chief ground of experimental research from the standpoint of those connections that come into contact with high strength bolts as well as from the standpoint of the bolts themselves. Moreover, when considering dynamically loaded structures such as bridges, antenna towers etc., it is very important to implement those methods which

Doc. dr Nenad Fric, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, fric@imk.grf.bg.ac.rs
Doc. dr Marko Pavlović, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, marko@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. dr Dragan Buđevac, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, budjoni@imk.grf.bg.ac.rs
V. prof. dr Zoran Mišković, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. dr Zlatko Marković, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
M.sc. Nina Gluhović, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, nina@imk.grf.bg.ac.rs

Assis. Prof. Nenad Fric, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, fric@imk.grf.bg.ac.rs
Assis. Prof. Marko Pavlovic, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, marko@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. Dragan Budjevac, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, budjoni@imk.grf.bg.ac.rs
Assoc. Prof. Zoran Miskovic, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. Zlatko Markovic, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
Teaching assistant Nina Gluhovic, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, nina@imk.grf.bg.ac.rs

izvršiti kontrolu intenziteta unete sile prednaprezanja u određenom broju zavrtnjeva.

Sila u zavrtnju može se meriti na nekoliko načina [5]: pomoću ultrazvučnih uređaja, mernih ćelija s mernim trakama ili piezoelektričnim, kao i mernim trakama koje mogu biti zalepljene na telo zavrtnja ili ugrađene u telo zavrtnja. Najsavremenija metoda svakako je pomoću piezoelektričnih mernih ćelija. Međutim, nije ih racionalno primenjivati u slučaju velikog broja zavrtnjeva (s obzirom na njihovu cenu), pa su u tom slučaju mernе trake ugrađene u telo zavrtnja i dalje nezamenjive. Svetski proizvođači merne opreme razvili su merne trake [14] i adheziono sredstvo [15] baš za ovu namenu i time značajno olakšali njihovu primenu.

Postojeća istraživanja u kojima se sila prednaprezanja u visokovrednim zavrtnjevima meri pomoću mernih traka zalepljenih na telo zavrtnja [16] ili ugrađenih u njega, mogu se podeliti na: istraživanja u kojima nije vršena kalibracija zavrtnjeva [17], istraživanja u kojima se na malom broju zavrtnjeva sila dodatno kontroliše pomoću mernih ćelija [11] i istraživanja u kojima je izvršena kalibracija svakog zavrtnja ponaosob [10], [9]. Eksperimentalnim istraživanjem [8] na 126 zavrtnjeva, pokazano je da je jedino ispravno i prihvatljivo vršiti kalibraciju svakog zavrtnja, s obzirom na velike razlike u krutosti zavrtnjeva različite dužine, kao i u krutosti delova zavrtnja, što dovodi do odstupanja merenih od nominalnih dilatacija zavrtnja. Stoga, proizvođači mernih traka insistiraju da se one ugrađuju u deo tela zavrtnja bez navoja, deo s konstantnom površinom poprečnog preseka, čime se umnogome sužava mogućnost njihove primene (nije ih preporučeno koristiti za zavrtnjeve koji imaju navoj celom dužinom tela). U ovom radu će biti prikazani postupak i rezultati eksperimentalne i numeričke (primenom metode konačnih elemenata) kalibracije zavrtnjeva. Dobijeni rezultati će se porediti s nominalnim vrednostima, a numerički modeli će se iskoristiti za proveru opravdanosti primene mernih traka i kod zavrtnjeva koji imaju navoj celom dužinom tela.

2 EKSPERIMENTALNA KALIBRACIJA SILE PREDNAPREZANJA U VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA

Za potrebe merenja sile prednaprezanja u visokovrednim zavrtnjevima, ugrađene su merne trake u telo 126 zavrtnjeva [6], od toga – 63 HV [1] i 63 HBT [7] (slika 2a i slika 2b). Ugradnja mernih traka sprovedena je u svemu prema preporukama proizvođača, što je detaljno prikazano u [5].

Pomoću specijalno dizajniranog alata i kicalice „Schenck Trebel“ kapaciteta 400 kN, izvršena je eksperimentalna kalibracija zavrtnjeva tako što je svaki zavrtnj izložen dejstvu tri ciklusa *opterećenje–rasterećenje* (slika 1a). U toku kalibracije, zavrtnjevi su izloženi maksimalnoj sili od 170 kN, što odgovara proračunskoj vrednosti sile prednaprezanja za ove zavrtnjeve [2], [4]. Takođe, nakon prvog ciklusa opterećenja zavrtnja do maksimalne vrednosti sile, ona

refer to installation of high strength bolts that will guarantee a value of introduced pretension force, but even then it is necessary to check the intensity of introduced pretension force in some specific number of bolts.

The bolt force can be experimentally obtained in several ways [5]: by means of ultrasound devices, measuring instruments with strain gauges or by a piezoelectric sensor, as well as with strain gauges that can either be glued to the shank or fitted inside the shank. The latest trend is most certainly application of piezoelectric sensors. On the other hand, they are not recommended for use when it comes to large number of bolts (considering their price), all of which leads to a conclusion that strain gauges that are fitted into the shank are still irreplaceable. World renowned manufacturers of strain measurement devices have improved strain gauges [14] as well as adhesive agents [15] for this purpose only, and therefore their use has been facilitated.

The existing research in which pretension force in high strength bolts is measured either by strain gauges glued to the bolt shank [16] or by strain gauges fitted inside the shank can be divided into those explorations in which no bolt calibration has ever been carried out [17], into explorations in which a force is additionally controlled by strain gauges in a few bolts [11] and explorations in which calibration of every bolt has been performed separately [10], [9]. Experimental research [8] performed on 126 bolts showed that the only thing that was right and acceptable was to calibrate each bolt separately given a big difference in rigidity of bolts that are of various lengths and rigidities in some parts of the bolt, all of which leads to a deviation from measured strains in the bolt compared to nominal ones. For this reason, manufacturers of strain gauges insist that gauges are fitted inside the bolt shank without the thread, i.e., into the part of the bolt with a constant cross section. This requirement significantly narrows down the possibility of their application, i.e. they are not recommended for bolts that are threaded along their entire length. This paper will show both the procedure and results obtained from the experimental calibration and FEA bolt calibration. Obtained results will be compared with the nominal values, whereas FEA models will be employed so as to check whether strain gauges may also be used in bolts that are threaded along their entire length.

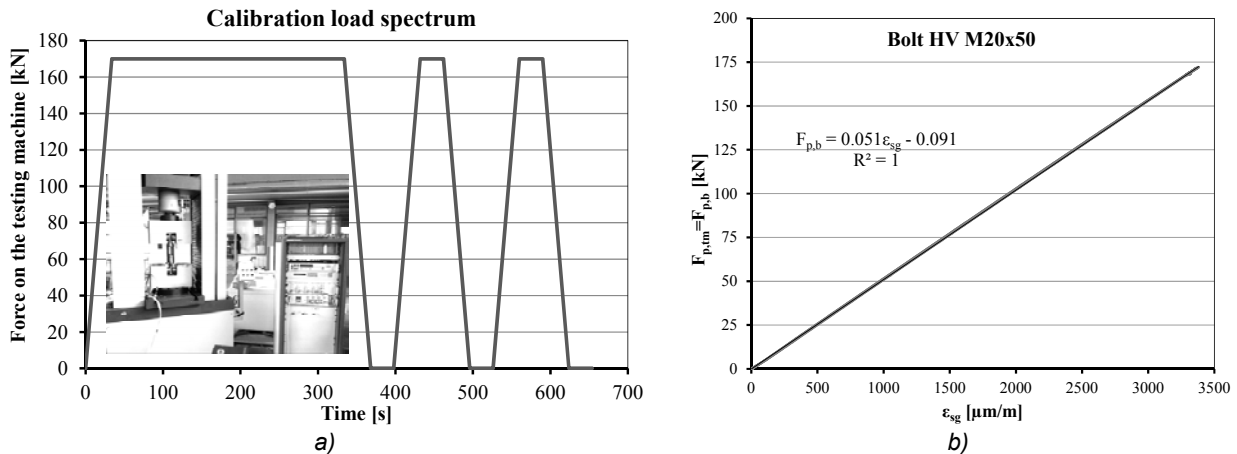
2 EXPERIMENTAL CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION

In order to measure the pretension force, strain gauges were placed inside the shank of 126 bolts [6], out of which 63 were HV [1] and 63 HBT [7], Figure 2a and Figure 2b. Strain gauges were inserted in full compliance with manufacturers requirements, as shown in details in [5].

Experimental calibration of bolts was performed by means of specially designed tools and “Schenck Trebel” 400 kN testing machine, meaning that every bolt was exposed to a three-load cycle see Figure 1a. During the calibration process, bolts were exposed to a maximum force of 170 kN, which meets the design value of the pretension force [2], [4]. In addition, after the first load cycle has been completed and maximum force value

se zadržava konstantnom 300 sekundi, nakon čega se nastavlja s postupkom kalibracije.

attained, the same force will remain constant for 300 seconds after which calibration process will follow.



Slika 1. a) Spektar opterećenja i kidalica; b) Primer kalibracione krive
Fig. 1. a) Load spectrum and testing machine, b) Example of calibration curve

Eksperimentalnom kalibracijom visokovrednih zavrtnjeva, dobijena je linearna veza dilatacije merne trake u telu zavrtnja i sile izmerene na kidalici, koja je dobijena primenom metode najmanjih kvadrata na dobijene rezultate (Slika 1b). Nakon zamene zavrtnjeva kod kojih je uočeno histerezijsno ponašanje u toku kalibracije [5], rezultat eksperimentalne kalibracije svakog zavrtnja ponaosob može se prikazati jednačinom:

Experimental calibration of the high strength bolts showed a linear correlation between the longitudinal strains in the bolt shank and the measured force. Therefore, the calibration curves are obtained by the *least square method* (Fig. 1b) for each bolt, as shown in the equation below. Some bolts have been replaced in which hysteresis behaviour was observed [5].

$$F_{p,tm} = F_{p,b} = a \cdot \varepsilon_{sg} + b \quad (1)$$

gde su:

- F_{tm} – sila izmerena na kidalici;
- F_{pb} – aksijalna sila u telu zavrtnja;
- ε_{sg} – dilatacija merne trake ugrađene u telo zavrtnja;
- a, b – koeficijenti kalibracione krive.

Takođe, svaka kalibraciona kriva ocenjena je koeficijentom korelacije R^2 . Prosečna vrednost i koeficijent varijacije koeficijenta korelacije za HV i HBT zavrtnjeve iznose: $R^2_{HV}=0.99993$ ($V_{HV}=0,01\%$), odnosno $R^2_{HBT}=0.99992$ ($V_{HBT}=0,02\%$).

where:

- F_{tm} – is a force measured on a testing machine,
- F_{pb} – is an axial force in the shank,
- ε_{sg} – is the strain in gauge fitted inside the shank,
- a, b – are coefficients of a calibration curve.

Furthermore, each and every calibration curve is assessed by R^2 correlation coefficient. Mean values and variation coefficients of the correlation coefficient, for both HV and HBT are $R^2_{HV}=0.99993$ ($V_{HV}=0,01\%$) and $R^2_{HBT}=0.99992$ ($V_{HBT}=0,02\%$), respectively.

2.1 Nominalna vrednost dilatacije zavrtnja

Pri punoj sili prednaprezanja, očekivana nominalna dilatacija u zavrtnju može se odrediti kao odnos nanete vrednosti sile ($F_{p,C}$) i aksijalne krutosti tela zavrtnja:

$$\varepsilon_{nom} = \frac{F_{p,C}}{E_z \cdot A_z} \quad (2)$$

gde su:

- $F_{p,C}$ – sila prednaprezanja u zavrtnju;
- E_z – modul elastičnosti materijala zavrtnja;
- A_z – površina poprečnog preseka zavrtnja.

Pri određivanju nominalne površine poprečnog preseka, za zavrtnjeve tipa HV korišćen je nazivni prečnik zavrtnja ($d = 20$ mm), dok je za zavrtnjeve tipa HBT korišćen izmereni spoljašnji prečnik navoja

2.1 Nominal value of bolt strain

The expected nominal strain in the bolt can be obtained as a relation between the applied full pretension force $F_{p,C}$ and the axial stiffness of the bolt shank cross section:

where:

- $F_{p,C}$ – is the pretension force in the bolt,
- E_z – is the elastic modulus of a bolt material and
- A_z – is the bolt gross cross section area.

As to HV bolts, a bolt nominal diameter ($d = 20$ mm) was used when deciding the nominal cross section area, whereas a measured external thread diameter ($d = 19,6$ mm) was used for HBT bolts. Such decided

($d = 19,6 \text{ mm}$). Za ovako određene nominalne vrednosti dilatacija zavrtnjeva utvrđeno je da se - u određenim slučajevima - značajno razlikuju (od 5% do 19%) od dilatacija dobijenih eksperimentalnim putem (tabela 1). Kako bi se objasnile ove razlike i otklonile dileme oko valjanosti postavke eksperimentalnog istraživanja, izvršena je numerička analiza postupka kalibracije zavrtnjeva.

3 ANALIZA PRENAPREGNUTIH ZAVRTNJEVA PRIMENOM METODE KONAČNIH ELEMENATA

Za oba tipa zavrtnjeva (HV i HBT) i za njihove različite dužine, eksperimentalnim putem dobijene su različite vrednosti relativnih odnosa merenih i nominalnih dilatacija u zavrtnjevima. Pretpostavlja se da je uzrok za to različit položaj mernih traka u odnosu na deo zavrtnja na kom se nalazi navoj, kao i odnos dužine dela zavrtnja s navojem i bez navoja. Za potrebe analize ovog fenomena, korišćeni su numerički modeli čija geometrija i granični uslovi odgovaraju postavci eksperimentalne kalibracije zavrtnjeva. Numerička analiza sprovedena je primenom široko rasprostranjenog softverskog paketa za proračun primenom metode konačnih elemenata ABAQUS [3].

3.1 Prikaz geometrije primenjenog modela

U okviru primenjenih modela, definisani su delovi: zavrtnj (HV i HBT), HV podloška, lepak za mernu traku i alat za unošenje sile prednaprezanja. Svi delovi u okviru modela definisani su svojom tačnom geometrijom (slika 1 i slika 2), kako bi uticaj geometrije na mestu navoja i u zoni glave, kao i međusobne interakcije ovih delova, bile uzete u obzir. Na taj način, moguće je vršiti i dalje analize prednaprezanja zavrtnjeva, kao i njihovog ponašanja u različitim tipovima spojeva, kao na primer u [12] i [13]. Specifičan oblik i odgovarajuća dubina navoja za zavrtnjeve tipa HBT adekvatno su reprodukovani u modelima na bazi MKE (slika 1b), a na osnovu izmerenih dimenzija. Svi zavrtnjevi modelirani su s rupama u kojima su bili smešteni lepak i merna traka u toku eksperimentalnog ispitivanja. Dubine rupa u numeričkim modelima odgovaraju srednje izmerenim dužinama rupa za različite dužine zavrtnjeva u okviru eksperimentalnih ispitivanja.

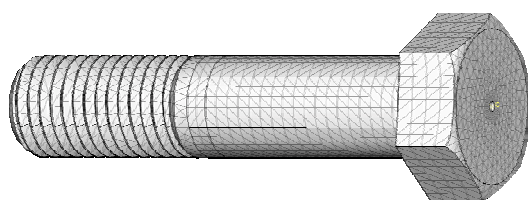
nominal values of bolt strains have shown that in some specific cases they differ significantly (from 5% to 19%) from those strains obtained experimentally, see Table 1. In order to explain such differences and exclude dilemmas when it comes to adequacy of experimental research, FEA analysis was conducted with regard to bolt calibration process.

3 FEA OF BOLT IN PRETENSION

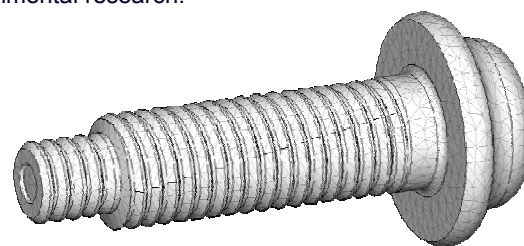
Different values of relative relations when considering measured and nominal strains in the bolts were obtained through the experiment for both types of bolts (HV and HBT) as well as for their different lengths. It is assumed that it is due to different position of strain gauges compared to the threaded part of the bolt, as well as ratio of lengths of the threaded and unthreaded part of the bolt. Numerical models, whose geometry and boundary conditions meet the experimental calibration of bolts, was performed in order to analyze this phenomenon. Numerical analysis was conducted by use of a wide-spread finite element software package ABAQUS [3].

3.1 Geometry of FE models

In the finite element (FE) models, the following parts were defined: bolt (HV and HBT), HV washer, strain gauge glue and the special tool which is designed to apply the force in the bolt. All parts within the model are defined by their accurate geometry (Fig. 2 and Fig. 3) so that the influence that comes from the geometry at the tread and at the head, as well as from mutual interactions between the parts would be taken into account. Thus, it is possible to carry out further bolt pretension analyses as well as analyses of bolts in various connection types, such as [12] and [13]. Specific shape and adequate bolt thread depth of HBT type was reproduced in an adequate fashion in FE models (Fig. 2b), all of which was done according to the measured dimensions. All bolts incorporated holes into which both glue and a strain gauge were placed in the course of an experimental research. A hole depth in numerical models corresponded well to average measured hole dimensions for various types of bolts over the course of experimental research.



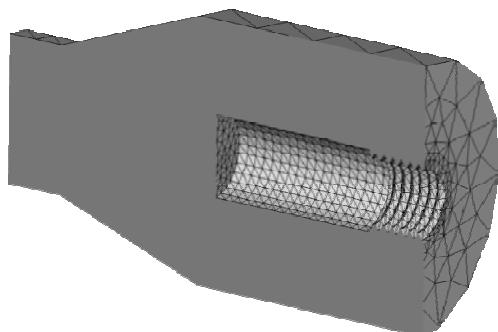
a) standardni prednapregnuti zavrtnjevi tipa HV
a) standard pretension bolts of HV type



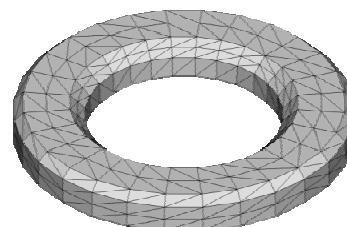
b) zavrtnjevi tipa Huck BobTail (HBT)
b) bolts of Huck BobTail type (HBT)

Slika 2. Geometrija zavrtnjeva u modelima na bazi MKE
Fig. 2. Bolt geometry in FE models

Za sve delove u modelima korišćeni su prostorni desetočvorni tetraedarski konačni elementi drugog reda, s kvadratnim interpolacionim funkcijama (C3D10M). Pored toga što ovi konačni elementi pružaju mogućnost automatskog formiranja mreže na komplikovanim geometrijskim oblicima kakvi su ovde analizirani (slika 2 i slika 3), oni su i iz celokupne biblioteke softverskog paketa ABAQUS preporučeni za primenjeni tip analize [3].



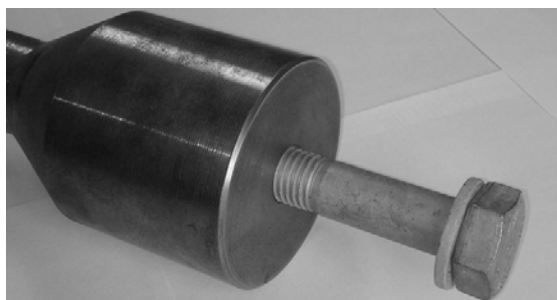
a) Alat za unošenje sile prednapreznja
a) Load application tool



b) Podloška za zavrtnjeve tipa HV
b) Washer for HV bolts

Slika 3. Geometrija ostalih delova u modelima
Fig. 3. Geometry of other parts in models

Ova numerička analiza predstavlja direktno poređenje sa eksperimentalnim ispitivanjima kalibracije zavrtnjeva, zbog čega je za potrebe ovih analiza modeliran i alat za unošenje sile prednapreznja (slika 4). U ovom modelu opterećenje je naneto identično kao i u eksperimentu, pomeranjem alata u pravcu podužne ose zavrtnja. Prilikom unošenja sile kontrolisanim deformacijama, drugi deo alata, koji ovde nije modeliran, držao je na mestu podlošku koja se nalazi ispod glave zavrtnja. U modelu na bazi MKE, ovaj granični uslov idealizovan je tako što je donja površina podloške (slika 4) imala sprečene deformacije u pravcu podužne ose zavrtnja.

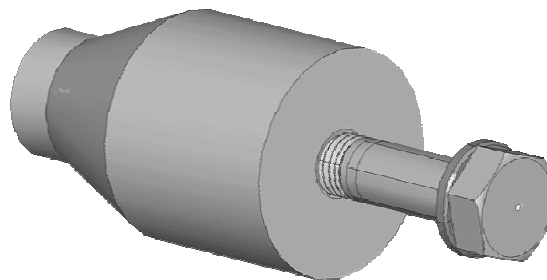


Slika 4. Model za direktno poređenje eksperimentalne i numeričke kalibracije zavrtnjeva tipa HV
Fig. 4. Model for direct comparison between experimental and numeric calibration of HV bolts

Spoj između lepka i rupe unutar zavrtnja definisan je direktnim kinematskim vezama između susednih čvorova delova modela koji predstavljaju zavrtnj i lepak (*Tie Constraint*). Za sve ostale kontaktne parove (parove površina) u modelima, definisan je opšti kontaktni kriterijum (*General Contact*) s mogućnošću odvajanja („*Hard*“ *contact* – *Normal Behaviour*) i koeficijentom trenja od 0,14 („*Penalty*“ *formulation* – *Tangential Behaviour*). Softverski paket, za primenjeni tip analize, automatski detektuje sve kontaktne parove u modelu i za te parove primenjuje zadati kriterijum.

For all parts in the FE models, second-order ten-node tetrahedral elements (C3D10M) were used to form the mesh. Apart from the fact that these finite elements allow automatic formation of the mesh on more complicated and complex geometric forms such as those that have been analyzed here (Fig. 2 and Fig. 3), they are recommended for the applied type of analysis [3].

This numerical analysis represents a direct comparison with experimental research of bolt calibration process, and therefore the tool for pretension force introduction has been modelled for this purpose (Fig. 4). As far as this model is concerned, the load is applied in exactly the same way as in the experiment, i.e., by the displacement control of the loading tool shown in Fig. 3a, i.e. displacement in the direction of a longitudinal bolt axis. When introducing the force by controlled deformations, the second part of the tool, which was not modelled here, supports the washer positioned below the bolt head. This boundary condition was idealized in the FE model by restraining the longitudinal displacements of lower washer surface (Fig. 4).



Connection between the glue and the hole inside the bolt shank is defined by direct kinematic coupling of the adjacent nodes of the model representing the bolt and the glue (*Tie Constraint*). As for all other contact pairs in models (surface pairs) one general contact interaction has been defined (*General Contact*) allowing separation in normal direction („*Hard*“ *contact* – *Normal Behaviour*), as well as a friction coefficient of 0,14 („*Penalty*“ *formulation* – *Tangential Behaviour*). The solver automatically detects all contact pairs in the model and applies beforehand set criterion for such pairs.

3.2 Modeli materijala

Numerička analiza u okviru ovog istraživanja sprovedena je za potrebe analize rezultata koje se uglavnom nalaze u elastičnoj oblasti. Zbog toga je za delove podloške i alata za unošenje sile prednaprezanja usvojen jednostavan, elastičan, model ponašanja materijala. Usvojena je vrednost modula elastičnosti od $E = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ i Poasonov koeficijent $\nu = 0,3$. Za zavrtnjeve je usvojen idealan elasto-plastičan model, bez ojačanja s granicom razvlačenja od $f_y = 1000 \text{ MPa}$, u skladu s rezultatima sprovedenih eksperimentalnih ispitivanja [8]. Razlog za definisanje plastičnog ponašanja zavrtnjeva je moguća lokalna plastifikacija u zoni navoja, čak i pri elastičnom ponašanju ostalih delova zavrtnjeva na nivou naprezanja, koji odgovara punoj sili prednaprezanja. Lepak za ugradnju mernih traka opisan je prostim linearno-elastičnim modelom ponašanja, s modulom elastičnosti $E = 3,5 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$, prema preporuci proizvođača.

3.3 Tip analize

U ovako definisanim modelima postoji veliki broj kontaktnih interakcija, s obzirom na to što su zavrtnjevi i ostali elementi definisani sa svojom tačnom geometrijom u zoni navoja. Takođe, primenjen je elasto-plastičan model materijala, što sve zajedno predstavlja problem pri rešavanju numeričkog modela konvencionalnim *implicitnim* metodama zbog poteškoća s konvergencijom rezultata. Ovakve probleme je dosta uspešno moguće rešiti kvazistatičkom analizom primenom dinamičkih *eksplicitnih* solvera. Ovakav pristup je primenjen i za rešavanje ovde prikazanih numeričkih modela u okviru softverskog paketa „Abaqus“ (*Abaqus/Explicit*). U dinamičkoj eksplicitnoj analizi nije potrebno vršiti inverziju matrice krutosti, pa zbog toga i nema problema s konvergencijom rezultata. S druge strane, pošto se vrši numerička integracija diferencijalne jednačine kretanja, veoma je važno usvojiti dovoljno mali vremenski interval integracije kako bi rezultati bili ispravni. Potrebni vremenski interval integracije softver izdružuje automatski, u zavisnosti od veličine najmanjeg elementa u okviru mreže i brzine prostiranja smičućih talasa kroz taj element (karakteristika materijala). Dinamički proračun u realnom vremenu eksperimenata zbog toga bi trajao jako dugo, čak i po nekoliko dana primenom današnjih konvencionalnih računara. Pošto je u okviru ovog istraživanja od interesa statičko ponašanje uzoraka, u kvazistatičkoj analizi može se izvršiti ili skraćivanje vremena ili uvećanje masa, kako bi vreme potrebno za proračun bilo skraćeno. U okviru analiza prikazanih u ovom istraživanju, primenjena je tehnika prostorno neuniformnog i kroz vreme promenljivog uvećanja masa konačnih elemenata (*variable non-uniform mass scaling*). Ovaj proces softverski paket „Abaqus“ obavlja automatski za zadati željeni vremenski interval integracije. U modelima koji su ovde prikazani korišćen je interval vremenske integracije od $\Delta t = 0,0005 \text{ s}$, a vreme nanošenja opterećenja iznosilo je 10 s.

3.2 Material models

Numerical analysis within the research was conducted for the purpose of results analyses usually found in the elastic area. Therefore, a simple elastic model of a material behaviour with elastic modulus of $E = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$ and Poisson's ratio $\nu = 0,3$, was adopted for the washer and load application tool. As for bolts, idealized elastic-plastic model with $f_y = 1000 \text{ MPa}$ yield strength and no strain hardening was used in line with the results obtained throughout experimental research [8]. The reason to model the plastic behaviour of the bolts is a possible local plastic behaviour at the thread, even when other parts of the bolt show elastic behaviour at the tension level which meets the full pretension force. Glue used for placement of strain gauges is described by simple linear-elastic model with elastic modulus $E = 3,5 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$, as recommended by a manufacturer.

3/3 Type of the analysis

Such defined models encompass a large number of contact interactions as both the bolts and other elements are defined by their accurate geometry at the thread zone. Also, materially nonlinear behaviour of the model with plastic material behaviour altogether poses a problem when trying to solve a numeric model with a conventional „*implicit*“ methods due to difficulties that may arise out of convergence of the results. These issues can be resolved successfully by a quasi-static analysis and by application of dynamic '*explicit*' solvers. Such approach was also applied to solve already shown numerical models within "Abaqus" (*Abaqus/Explicit*) software package. Inversion of the stiffness matrix does not need to be performed in the dynamic explicit analysis; therefore there are no issues with convergence results. On the other hand, since numeric integration of differential equation of the dynamic system is performed, it is very important to adopt sufficiently small time step of integration so that the results would prove valid. The integration time step is something that software determines automatically depending on a size of the smallest element within the mesh and velocity of shear waves through the element (material property). Therefore, dynamic analysis in the real time of experiment would last very long, i.e., for several days when applying conventional computers. Since sample static behaviour is exceptionally significant in this research, it is important to emphasize that time can either be shortened or mass increased in the quasi-static analysis so that the time needed for the calculation would be shortened. Analyses shown in the research apply a technique of spatially non-uniform and time variable increase of a mass in finite elements (*variable non-uniform mass scaling*), which is done automatically by the solver. Models shown here use time integration interval of $\Delta t = 0,0005\text{s}$, whereas load application time in the model lasted for 10 s.

3.4 Poređenje rezultata eksperimentalnog istraživanja i numeričke analize

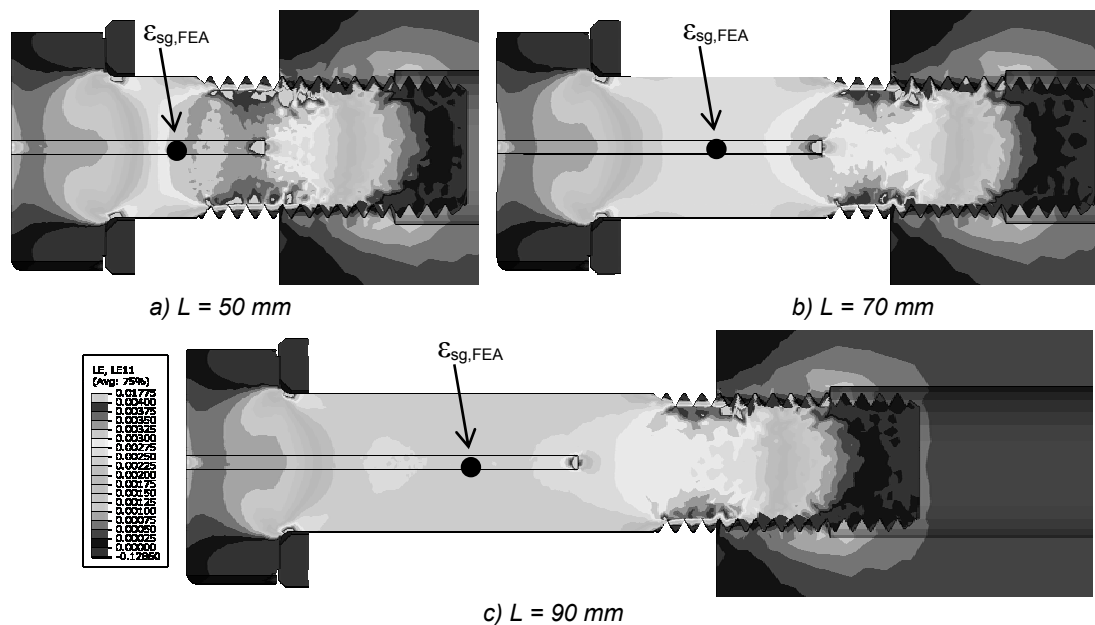
Prikazano je poređenje rezultata numeričke analize i eksperimenata, na bazi stvarnih dilatacija i nominalnih dilatacija na mestu merne trake u zavrtnjevima. Ovaj deo praktično predstavlja potvrdu verodostojnosti rezultata numeričke analize i detaljnije prikazuje podužnu raspodelu dilatacija u zavrtnjevima.

Prikazi podužnih dilatacija zatezanja, u podužnom preseku kroz zavrtnj tipa HV i HBT, dati su na osnovu rezultata numeričke analize, za različite dužine zavrtnjeva na slici 5 i slici 6 respektivno. Podužne dilatacije predstavljene su bojama spektra u granicama od 0,0 do 0,004 mm/mm, i prikazane su pri istom nivou napreznja koji odgovara sili prednapreznja $F_{p,C} = 171,5$ kN, radi lakšeg poređenja.

3.4 FEA vs. experimental results

The results obtained in numerical analyses and during the experiment were presented based on actual and nominal strains at a place where strain gauges sit in the bolts. This chapter represents a confirmation in terms of credibility of numerical analysis results and in more detail represents longitudinal distribution of strains in the bolts.

The review of longitudinal tension strains in longitudinal section through the bolt of HV and HBT type is enclosed based on the results obtained in the numerical analysis for various bolt lengths as shown in Figure 5 and Figure 6, respectively. Longitudinal strains are presented in colour spectrum from 0,0 to 0,004 mm/mm, and as such they are shown at the same tension level which meets the pretension force $F_{p,C} = 171,5$ kN for easier comparison.



Slika 5. Raspodela podužnih dilatacija u zavrtnjevima tipa HV, pri punoj sili prednapreznja $F_{p,C} = 171,5$ kN
Fig. 5. Distribution of longitudinal strains in HV bolts at a full pretension force $F_{p,C} = 171,5$ kN

U numeričkoj analizi, položaj i dubina rupe za merne trake koje su ispunjene lepkom u potpunosti odgovara položaju ovih rupe u eksperimentima. Preporuka proizvođača mernih traka jeste da se ona nalazi u sredini debljine steznog paketa. Takođe, preporučeno je i da se sredina merne trake nalazi na približno 8-10 mm od dna rupe [14]. Sve ovo uzrokovalo je to da se u tri razmatrana slučaja merna traka nalazila u tri različite zone u odnosu na položaj navoja na zavrtnju. Ova činjenica umnogome utiče na vrednost dilatacije na mestu merne trake, u tri različita slučaja, pri istoj vrednosti sile, što potvrđuju i eksperimentalni rezultati (videti tabelu 1). Naime, dilatacija na mestu navoja je veća od dilatacije na mestu tela zavrtnja, zbog redukovane površine poprečnog preseka. Analogno tome, dilatacije na mestu glave su znatno manje od dilatacija na mestu tela zavrtnja. Konačno, koncentracija dilatacija na dnu rupe je veoma izražena, što se može uočiti u rezultatima za sve tri razmatrane dužine HV

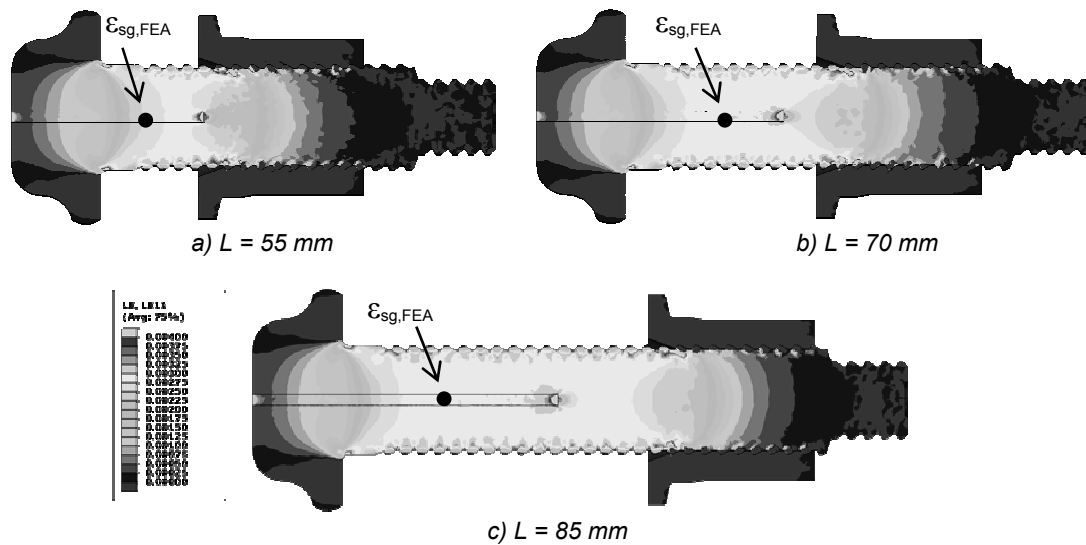
Both, the position and depth of holes intended for strain gauges filled with glue, modelled in numerical analysis completely meet the position of these holes found in the experiment. Manufacturers of strain gauges recommend position of the strain gauge in the middle of the clamping package. Moreover, it is recommended that the middle of the strain gauge is located at approximately 8-10 mm from the hole bottom [14]. All this leads to a conclusion that in all three cases a strain gauge was placed at three different zones compared to the position of a thread on the bolt. This fact influences strain value to some great extent at a place in which a strain gauge stands, i.e., it influences the value in three different cases exposed to exactly the same force value which has been proved and can be seen in experimental results, see Table 1. The strain at the thread is larger than the strain at the shank due to the reduced cross section surface. At the same time, strains at the bolt head are significantly smaller compared to the strains

zavrtnjeva (slika 5).

Za zavrtnjeve tipa HBT karakteristično je to što imaju navoj skoro čitavom dužinom. Zbog toga je nivo dilatacija u zoni paketa, pri skoro identičnoj sili prednaprezanja, veći nego u slučaju zavrtnjeva tipa HV, gde je prisutno puno telo zavrtnja (slika 5 i slika 6). S druge strane, zavrtnjevi tipa HBT imaju znatno veći prečnik na mestu navoja: $d_3 = 18,2$ mm prema $d_3 = 16,1$ mm za HBT i HV, respektivno. Zbog toga je koncentracija dilatacija, a samim tim i napona, znatno manja u poređenju s klasičnim zavrtnjevima za prednaprezanje tipa HV. Ova činjenica svakako ukazuje na poboljšanu otpornost na zamor zavrtnjeva tipa HBT.

occurring at the bolt shank. And finally, concentration of the strains at the bottom of the hole is quite accentuated and obvious, which can be seen in the results of all three analyzed HV bolt lengths (Fig. 5).

A thread stretching across almost the entire length of the bolt is typical for bolts of HBT type. Therefore, the strain level at the package zone exposed to almost identical pretension force is bigger than in the case of HV bolts with a full bolt shank (Figure 5 and Figure 6). On the other hand, bolts of HBT type have a significantly bigger diameter at a thread: $d_3 = 18,2$ mm to $d_3 = 16,1$ mm for HBT and HV, respectively. Thus, the concentration of strains as well as tension concentration is considerably less, when compared to classic HV high strength bolts. This fact certainly proves the enhanced resistance to HBT bolt fatigue.



Slika 6. Rapodela podužnih dilatacija u zavrtnjevima tipa HBT, pri punoj sili prednaprezanja $F_{p,c}=170,7$ kN
Fig. 6. Distribution of longitudinal strains in bolts of HBT type at full pretension force $F=170,7$ kN

U svim slučajevima - za oba tipa zavrtnjeva i za sve tri dužine, u eksperimentima koji odgovaraju kalibraciji zavrtnjeva - uočene su uvećane dilatacije koje su očitane s mernih traka u odnosu na očekivane nominalne dilatacije za datu vrednost sile. Uvećane dilatacije na mestu merne trake mogu biti posledica tri fenomena: 1. redukovano poprečnog preseka zavrtnja zbog postojanja rupe za mernu traku; 2. lokalne koncentracije dilatacija u zoni dna rupe; 3. uvećanih dilatacija u zoni navoja.

Odnos nominalne dilatacije (ϵ_{nom}) i stvarne dilatacije na mestu merne trake ($\epsilon_{sg,EXP}$, $\epsilon_{sg,FEA}$), pri punoj sili prednaprezanja, određen je na osnovu rezultata eksperimenata α_{EXP} i na osnovu numeričke analize α_{MKE} (tabela 1):

In all cases, increased strains were detected for both types of bolts and all three lengths in those experiments which meet the bolt calibration process, and such increased strains were read from strain gauges compared to expected nominal strains for the given force value. The increased strains at a place in which a strain gauge sits can be the consequence of three phenomena: 1. reduced cross section in a bolt as there is a hole for a strain gauge insertion, 2. local concentration of strains at the hole bottom and 3. increased strains at the thread.

Relation between the nominal (ϵ_{nom}) and actual strain at a place where a strain gauge sits ($\epsilon_{sg,EXP}$, $\epsilon_{sg,FEA}$), at a full pretension force, is decided based on the results obtained from the experiment α_{EXP} and numerical analysis α_{MKE} (Table 1):

$$\alpha_{EXP} = \frac{\epsilon_{nom}}{\epsilon_{sg,EXP}} \quad (3)$$

$$\alpha_{FEA} = \frac{\varepsilon_{nom}}{\varepsilon_{sg,FEA}} \quad (4)$$

Baza merenja merne trake jeste 6 mm, pa je dilatacija u numeričkoj analizi $\varepsilon_{sg,FEA}$, koja odgovara osrednjenim eksperimentalno određenim vrednostima $\varepsilon_{sg,EXP}$, određena kao osrednjena vrednost na dužini od 6 mm (slika 7 i slika 8 - osenčene zone).

A base at which a strain gauge carries out its measurement is 6 mm; therefore, the strain in the numerical analysis is $\varepsilon_{sg,FEA}$, which meets the average values decided in the experiment $\varepsilon_{sg,EXP}$, and it is decided as an average value of 6 mm in length (Fig. 7 and Fig. 8 - shaded zones).

Tabela 1. Odnos nominalnih i stvarnih dilatacija na mestu merne trake
Table 1. Relations between nominal and actual strains at a place where strain gauges are fitted

Zavrtnaj Bolt		$F_{p,C}$ [kN]	Nominalna dilatacija Nominal strain ε_{nom} [mm/mm]	MKE dilatacija FEA strain $\varepsilon_{sg,FEA}$ [mm/mm]	Eksperim. dilatacija Experimen. strain $\varepsilon_{sg,EXP}$ [mm/mm]	Koeficijent varijacije Coefficient of variation $V_{X,EXP}$ [%]	α_{FEA}	α_{EXP}	$\alpha_{FEA} / \alpha_{EXP}$
Tip Type	Dužina Length [mm]								
HV	50	171,5	0,00258	0,00322	0,00327	4,81	0,81	0,81	1,01
HV	70	171,5	0,00258	0,00281	0,00294	5,31	0,92	0,89	1,04
HV	90	171,5	0,00258	0,00263	0,00278	4,16	0,98	0,95	1,05
HBT	55	170,7	0,00268	0,00293	0,00307	4,02	0,92	0,87	1,05
HBT	70	170,7	0,00268	0,00309	0,00315	4,44	0,87	0,86	1,02
HBT	85	170,7	0,00268	0,00308	0,00317	3,75	0,87	0,84	1,03

Razlika u rezultatima eksperimentalno i numerički određenog faktora α jeste od 1 % do 5 % (tabela 1), pa se može zaključiti da numerička analiza dosta verno oslikava stvarno ponašanje oba tipa zavrtnjeva ispitanih u okviru ovog istraživanja. Razlike u rezultatima numeričke analize i eksperimenata mogu poticati od nominalno usvojene vrednosti modula elastičnosti u numeričkoj analizi ($E_{FEA} = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$) i stvarne vrednosti koja eksperimentalno nije utvrđena, ali najčešće iznosi $205 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$.

A difference in the results of experimentally and numerically determined coefficient α varies from 1 % to 5 % (Table 1), therefore it can be concluded that the numerical analysis depicts the actual behaviour of two bolt types tested in the research. Differences in the results that are shown in the numerical analysis and in the experiments can arise out of difference between nominally adopted value of elasticity modulus shown in the numerical analysis ($E_{FEA} = 210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$) and actual value undetermined in the experiment, but which very often amounts $205 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$.

4 ANALIZA REZULTATA NUMERIČKE ANALIZE

Da bi se uočene razlike u vrednostima dilatacija na mestu merne trake lakše objasnile, na osnovu rezultata numeričke analize, prikazane su podužne dilatacije po dužini zavrtnja u osi, tj. duž lepka u rupi (slika 7 i slika 8). Ovakvi dijagrami prikazani su za oba tipa zavrtnjeva, za tri različite dužine, pri vrednostima sila koje odgovaraju silama prednaprežanja: $F_{p,C} = 171,5 \text{ kN}$ [2] i $F_{p,C} = 170,7 \text{ kN}$ [4], za zavrtnjeve tipa HV i HBT, respektivno. Odmah se može uočiti da su dilatacije u zoni glave i u početnom delu koji odgovara telu zavrtnja identične za različite dužine zavrtnjeva, što na još jedan način potvrđuje tačnost primenjenog načina vršenja numeričke analize.

U skoro svim slučajevima, uočljiv je svojevrsan „plato dilatacija” koji odgovara središnjoj zoni zavrtnja s konstantnim poprečnim presekom: telo zavrtnja u slučaju tipa HV i slobodan navoj u slučaju tipa HBT. Svakako da je očitavanje vrednosti dilatacije u eksperimentima najpouzdanije ukoliko se merna traka nalazi u zoni ovog „platoa”. U slučajevima koji su ovde analizirani, položaji

4 DISCUSION OF THE FEA RESULTS

Longitudinal strains across bolt length at an axis were shown, i.e., across the glue found in the hole (Fig. 7 and Fig. 8) in order to explain the observed differences in strain values at a place in which a strain gauge is placed, i.e., differences that emerged in the results of numerical analysis. Such diagrams are shown for both types of bolts and for all three different lengths at those force values that meet pretension force: $F_{p,C} = 171,5 \text{ kN}$ [2] and $F_{p,C} = 170,7 \text{ kN}$ [4], for bolts of HV and HBT type, respectively. It can be observed instantly that those strains that are located at the bolt head zone and at the start of a bolt that meets the bolt shank are identical for various bolt lengths which once again proves the accuracy of an implemented method by which numerical analysis was carried out.

Almost all cases show a so-called “strain plateau” which converge the part located in the middle of the bolt with a constant cross section: bolt shank in the case of HV type and a free thread in the case of HBT type. Most certainly, strain value reading throughout the

mernih traka (slika 7 i slika 8) poklapaju se sa zonom „platoa dilatacija“. Dakle, preporuka proizvođača mernih traka da se njihova sredina nalazi na 8-10 mm od dna rupe jeste ispravna [14].

Analizirajući prikazane dijagrame, mogu se izvesti zaključci o razlozima različitih vrednosti dilatacija za različite dužine zavrtnjeva pri istoj sili prednaprezanja. Za zavrtnjeve tipa HV (slika 5 i slika 7) karakteristične su sledeće tri situacije.

- U slučaju najkraćih zavrtnjeva ($L=50$ mm), zona „platoa“ nalazi se na mestu navoja, zbog veoma male dužine tela zavrtnja (slika 5a). Zbog toga je odnos stvarnih dilatacija i nominalnih dilatacija u ovom slučaju znatno veći nego u preostala dva.

- U slučaju zavrtnjeva srednje dužine ($L=70$ mm), dno rupe se nalazi u prelaznoj zoni između tela zavrtnja i slobodnog navoja (slika 5b), gde su dilatacije uvećane zbog redukovano poprečnog preseka. Zbog toga je u zoni duž merne trake (6 mm) uočljiva promena dilatacija u nekoj meri, pa će osrednjena vrednost dilatacije merne trake zavisiti od dubine na kojoj se ona tačno nalazi. Upravo zato je baš za ove zavrtnjeve vrednost koeficijenta varijacije za eksperimentalno određeni kalibracioni koeficijent α_{EXP} najveća od svih ispitivanih zavrtnjeva tipa HV ($V_x = 5,31$, Table 1).

- U slučaju najdužih zavrtnjeva ($L=90$ mm), dno rupe nalazi se u središnjoj zoni tela zavrtnja (slika 5c), tj. na „plato“ dilatacija koji je u ovom slučaju izražen zbog velike dužine konstantnog poprečnog preseka na mestu tela zavrtnja. Kako je u ovom slučaju merna traka dosta udaljena od svih prelaznih zona, dilatacije u zoni trake su konstantne, pa je i dobijeno najveće poklapanje stvarnih dilatacija i nominalnih dilatacija ($\alpha \approx 0,95$), s najmanjim koeficijentom varijacije ($V_x = 4,16$, Table 1).

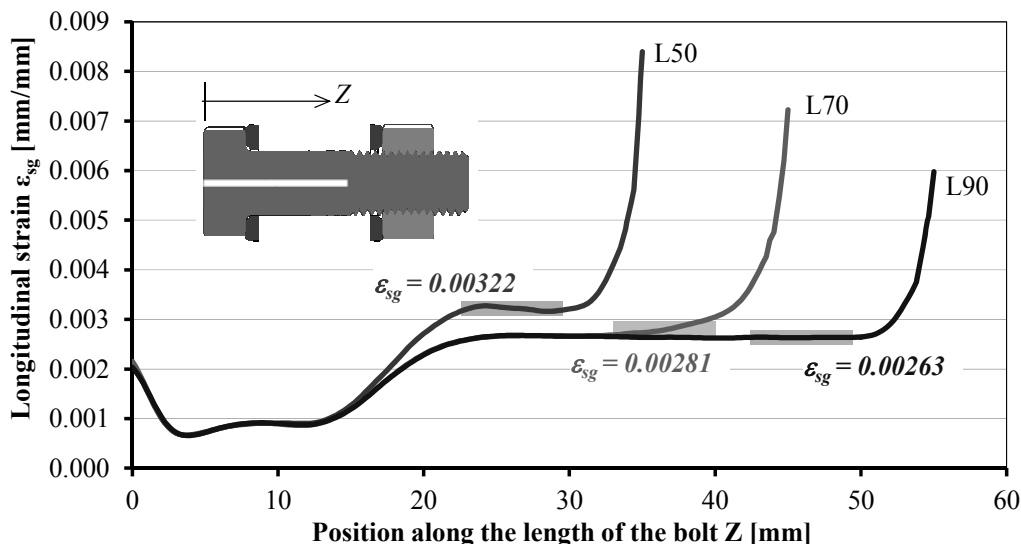
experiments is more reliable when the strain gauge is located at the “strain plateau“. As for cases analyzed here, positions of strain gauges (Fig. 7 and Fig. 8) correspond to the “strain plateau” zone. Therefore, the recommendation of strain gauges manufacturer that their middle part is located at 8-10 mm from the hole bottom is perfectly correct [14].

By analyzing the displayed diagrams one can draw a conclusion on the reasons as to why different strain values occur for various bolt lengths when exposed to exactly the same pretension force. For bolts of HV type (Fig. 5 and Fig. 7), there are three typical situations:

- for the shortest bolts ($L=50$ mm), a “strain plateau“ zone is located at the thread due to relatively small bolt shank length (Fig. 5a). Thus, relation between actual and nominal strains in this case is significantly bigger when compared to two other remaining cases,

- for the threads of an average length ($L=70$ mm), a hole bottom is located at the transitional zone between the shank and a free thread (Fig. 5b) where strains are bigger due to the reduced cross section. Therefore, there is a change in strain along the strain gauge (6 mm) to some extent, meaning that the average value of the strain depends on a depth at which it is precisely located. Thus, the variation coefficient value for experimentally decided calibration coefficient α_{EXP} for these bolts is the highest compared to tested HV bolts ($V_x = 5,31$, Table 1),

- for the longest bolts ($L=90$ mm), a hole bottom is located in the middle of the shank (Fig. 5c), i.e., at a “strain plateau“, which is quite accentuated in this case due to a big length of the constant cross section at a place in which there is a shank. As in this case a strain gauge is significantly spaced apart from all transitional zones, strains at the strain gauge are constant; therefore the biggest matching of actual and nominal strains was obtained ($\alpha \approx 0,95$) with the smallest variation coefficient ($V_x = 4,16$, Table 1).



Slika 7. Podužne dilatacije HV zavrtnjeva pri punoj sili prednaprezanja - $F_{p,C} = 171,5$ kN
Fig. 7. Longitudinal strains of HV bolts at a full pretension force - $F_{p,C} = 171,5$ kN

Kada su u pitanju zavrtnjevi tipa HBT, prelazne zone su znatno manje izražene. Za tri različite dužine, karakteristične su sledeće dve situacije:

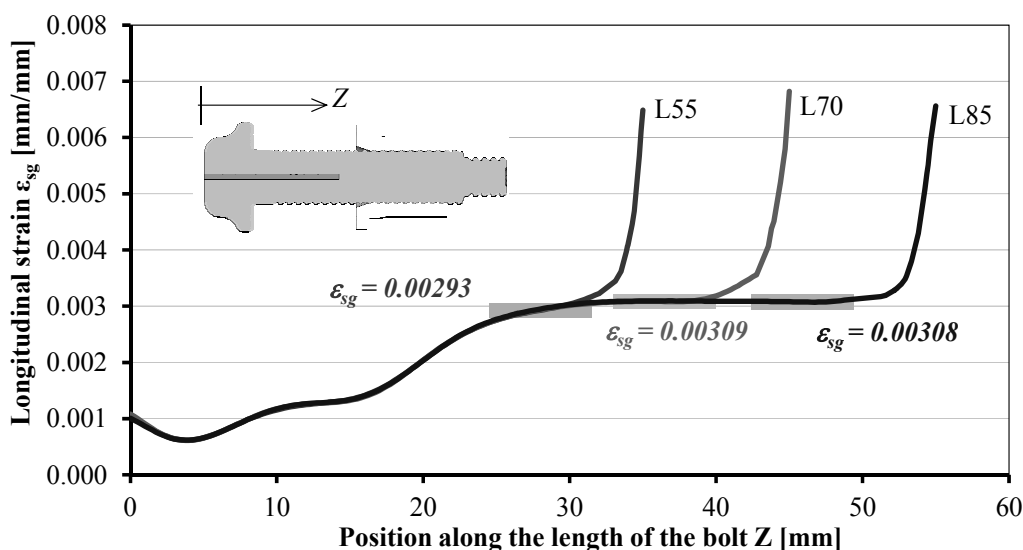
- za najkraće zavrtnjeve ($L=55$ mm) dužina slobodnog navoja je relativno mala u odnosu na dužinu glave i kratkog tela (slika 6a), zbog čega ne postoji izražen „plato dilatacija“, već su prelazne zone spojene. Dno rupe nalazi se u prelaznoj zoni između slobodnog i angažovanog navoja, pa postoji varijacija dilatacija duž merne trake (6 mm), što se odražava na nešto manje očitane vrednosti dilatacija nego u preostala dva slučaja (slika 8).

- za najduže zavrtnjeve ($L=85$ mm) i za zavrtnjeve srednje dužine ($L=70$ mm) postoji izražen „plato dilatacija“, jer je dužina slobodnog navoja znatna u poređenju sa ostalim delovima zavrtnja. Zbog toga su stvarne vrednosti dilatacija u ova dva slučaja skoro identične i približne su očekivanoj nominalnoj dilataciji koja bi odgovarala prečniku zavrtnja koji je definisan unutrašnjom linijom navoja ($d_3 = 18,2$ mm).

In the bolts of HBT type, transitional zones are much less obvious. For all three lengths the two situations are typical:

- for the shortest bolts ($L=55$ mm), the length of a free thread is relatively small compared to the head and short shank length (Fig. 6a), so there is no clear „strain plateau“, but transitional zones are connected. The bottom of the hole is located at the transitional zone between the free and applied thread, meaning that strain variation along the strain gauge (6 mm) is present, which is reflected in somewhat smaller strain values than in two other cases (Fig. 8),

- for the longest ($L=85$ mm) bolts and for those of an average length ($L=70$ mm) there is a quite obvious strain plateau as the length of the free thread is significant compared to other parts of the bolt. That is the reason why actual strain values are almost identical in these two cases and are close to expected nominal strain which relates the bolt diameter defined in the interior thread line ($d_3 = 18,2$ mm).



Slika 8. Podužne dilatacije HBT zavrtnja pri punoj sili prednaprezanja – $F_{p,C} = 170,7$ kN

Fig. 8. Longitudinal strains of HBT bolt at the full pretension force – $F_{p,C} = 170,7$ kN

5 ZAKLJUČAK

Prikazanim istraživanjem pokazano je da su razlike između nominalnih dilatacija i dilatacija merenih mernim trakama, postavljenih prema uputstvima proizvođača - od 5% do 20%.

Preporuke proizvođača o pravilnom pozicioniranju mernih traka u telu zavrtnja, u kojem se želi izmeriti sila prednaprezanja, opravdane su i u većini slučajeva obezbeđuju pozicioniranje trake u zonu „platoa dilatacije“. U slučaju HV zavrtnjeva, još bolji rezultati mogu se dobiti pozicioniranjem mernih traka ne u sredini steznog paketa - kako zahteva proizvođač, već u sredini dela tela zavrtnja bez navoja. Za ovako ugrađene merne trake, odnos nominalne i stvarne dilatacije iznosi približno - 0,95.

Iako proizvođači mernih traka ne predviđaju merenje sile prednaprezanja u zavrtnjevima koji imaju navoj celom dužinom tela zavrtnja, ovo istraživanje - u slučaju

5 CONCLUSIONS

The research presented in this paper has shown that differences between nominal strains and those measured by strain gauges inside the bolt, placed as instructed by a strain gauge manufacturer, are 5% to 20%.

Manufacturer's recommendations on proper positioning of strain gauges in the bolt shank have been justified and in most cases allow strain gauges to be positioned at a „strain plateau“ zone. It has been shown that more reliable results can be obtained in the case of HV bolts by positioning the strain gauge in the middle of the threadless part of the shank. In that case, ratio of the nominal and actual strain is approximately 0,95.

Even though manufacturers of strain gauges do not anticipate pretension force measurement in bolts with threads along the entire bolt shank, this research shows quite the opposite in the case of HBT bolts. All of these

HBT zavrtnjeva - pokazuje suprotno. U slučaju ovakvih zavrtnjeva, uočljiv je „plato dilatacije“ duž slobodnog dela navoja u steznom paketu. Odnos nominalne i stvarne dilatacije u ovoj zoni iznosi približno 0,85, ukoliko se za nominalni prečnik zavrtnja usvoji spoljašnja dimenzija navoja. Za ostale tipove zavrtnjeva koji imaju navoj celom dužinom tela zavrtnja, na sličan način mogu se odrediti odgovarajući koeficijenti.

Ovde prikazani odnosi nominalnih i stvarnih dilatacija za HV i HBT zavrtnjeve, uz poštovanje preporuka o dužinama zavrtnjeva i o načinu ugradnje mernih traka, mogu se koristiti za približno određivanje sile u zavrtnjevima, merene mernim trakama, bez kalibracije. Problemi se mogu javiti kod kratkih zavrtnjeva, kod kojih je „plato dilatacije“ slabo izražen. U tom slučaju, pravilno sprovedena kalibracija zavrtnjeva je neizbežna kako bi se pouzdano odredila sila u zavrtnju.

ZAHVALNOSTI

Autori ovog rada zahvaljuju kompanijama i pojedincima koji su pomogli realizaciju prikazanog istraživanja. Posebnu zahvalnost dugujemo kompanijama: „Alcoa Fastening Systems“ (Telford, Engleska), „Amiga“ (Kraljevo, Republika Srbija), „Armont SP“ (Beograd, Republika Srbija), „Bata-Mat“ (Beograd, Republika Srbija), „Euris“ (Beograd, Republika Srbija), „INM“ (Arije, Republika Srbija), „Johannes Steiner GmbH & Co.“ (Weningen, Germany), „Jotun“ (Norway), „Lim inženjering“ (Beograd, Republika Srbija), „Mašinoprojekt Koprining“ (Beograd, Republika Srbija), „Modipack“ (Požega, Republika Srbija), „Mostogradnja“ (Beograd, Republika Srbija), „NB Celik“ (Batajnica, Republika Srbija), „PERI oplate“ (Šimanovci, Republika Srbija), „RT Trans“ (Beograd, Republika Srbija) i „Xella Serbia“ (Vreoci, Republika Srbija). Ovo istraživanje je deo projekta tehnološkog razvoja TR36048, koji je finansirala Vlada Republike Srbije.

6 LITERATURA REFERENCES

- [1] CEN - European Committee for Standardization, (2005). „EN 14399-4:2005: High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 4: System HV - Hexagon bolt and nut assemblies”
- [2] CEN-European Committee for Standardization, (2008). „EN 1090-2: 2008: Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures”
- [3] DS Simulia Corp., (2012). ABAQUS User Manual, Version 6.12., Providence, RI, USA
- [4] DVS - Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren e. V. und EFB-Europäische Forschungsgesellschaft für Blechverarbeitung e.V., (2014). „Schließringbolzensysteme - Berechnung von Verbindungen nach Eurocode 3 und VDI 2230”
- [5] Fric, N., Budjevac, D., Miskovic, Z., Veljkovic, M., Markovic, Z., and Dobric, J. (2015). „Calibration of the high strength bolts for measuring the pretension force.” *Eighth International Conference on ADVANCES IN STEEL STRUCTURES*
- [6] Fric, N., Budjevac, D., Veljkovic, M., Miskovic, Z., Markovic, Z., and Isakovic, J. (2014). „Test arrangement for measurements of the pretension force in high strength bolts.” *EUROSTEEL*
- [7] Fric, N., Budjevac, D., Markovic, Z., Dobric, J., and Isakovic, J. (2014). „Huck BobTail fastening system – new solution for high-strength lockbolts.” *Journal of APPLIED ENGINEERING SCIENCE*, 12(2014)1, 271, 23-28
- [8] Fric, N. (2015). „Theoretical and experimental research of losses of pretension force in high strength bolts” *PhD Dissertation*, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade
- [9] Heistermann, C. (2011). „Behaviour of Pretensioned Bolts in Friction Connections” *Licentiate Theses*, Luleå University of Technology.
- [10] Husson, W. (2008). „Friction Connections with Slotted Holes for Wind Towers” *Licentiate Theses*, Luleå University of Technology.

bolts show quite obvious "strain plateau" along a free threaded part of the bolt in the clamping package. The ratio of the nominal and actual strain in this zone is approximately 0,85, if the external thread dimension is adopted as the nominal diameter. As for all other types of bolts which have a thread along their entire shank, adequate coefficients can be estimated in a similar way.

The ratios of the nominal and actual strains for HV and HBT bolts, considering recommendations related to bolt length and strain gauge placement presented in this research, can be used to obtain the approximate force in the bolts, without performing strain-force calibration. Problems may arise in relatively short bolts in which "strain plateau" is not pronounced. In that case, proper calibration is inevitable in order to obtain more reliable measurement of the bolt force.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors of this paper are grateful to all companies and individuals who have heartily supported the research, therefore our special thanks goes to: „Alcoa Fastening Systems“ (Telford, England), „Amiga“ (Kraljevo, Serbia), „Armont SP“ (Belgrade, Serbia), „Bata-Mat“ (Belgrade, Serbia), „Euris“ (Belgrade, Serbia), „INM“ (Arije, Serbia), „Johannes Steiner GmbH & Co.“ (Weningen, Germany), „Jotun“ (Norway), „Lim inženjering“ (Belgrade, Serbia), „Mašinoprojekt Koprining“ (Belgrade, Serbia), „Modipack“ (Požega, Serbia), „Mostogradnja“ (Belgrade, Serbia), „NB Celik“ (Batajnica, Serbia), „PERI oplate“ (Šimanovci, Serbia) „RT Trans“ (Belgrade, Serbia) and „Xella Serbia“ (Vreoci, Serbia). This research was supported by TR36048 project financed by the Government of the Republic of Serbia.

- [11] Nah., H., Lee., H., Kim., K., Kim., J., and Kim., W. (2010). „Evaluating Relaxation of High-strength Bolts by Parameters on Slip Faying Surfaces of Bolted Connections” *International Journal of STEEL STRUCTURES*, Sept. 2010, Vol 10, No 3, 295-303
- [12] Pavlović., M., Marković., Z., Veljković., M., and Buđevac., D. (2013) „Bolted shear connectors vs. Headed studs behaviour in push-out tests” *Journal of Constructional Steel Research*, Sept. 2013, Vol 88, 134-149
- [13] Pavlović., M., Heistermann., C., Veljković., M., Pak., D., Feldmann., M., Rebelo., C., L. Da Silva. Connections in towers for wind converters, part I: Evaluation of down-scaled experiments // *Journal of Constructional Steel Research*, 115 (2015), pp. 445-457.
- [14] Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. – TML (2013), „Bolt strain gauge series BTM”, http://www.tml.jp/e/product/strain_gauge/catalog_pdf/BTMseries.pdf, (Okt. 14 2013)
- [15] Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. - TML (2014), „Strain gauge adhesives”, https://www.tml.jp/e/product/strain_gauge/catalog_pdf/adhesive_list.pdf, (May 16 2014)
- [16] Yang., J., and DeWolf., J. (2000). „Relaxation in High-Strength Bolted Connections Using Galvanized Steel” *Journal of bridge engineering*, 2000.5: 99-106
- [17] Yang., J., and DeWolf., J. (1999). „Mathematical Model for Relaxation in High-Strength Bolted Connections” *Journal of structural engineering*, 1999.125: 803-809

REZIME

EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA KALIBRACIJA SILE PREDNAPREZANJA U VISOKOVREDNIM ZAVRTNJEVIMA

Nenad FRIC, Marko PAVLOVIĆ
 Dragan BUĐEVAC, Zoran MIŠKOVIĆ
 Zlatko MARKOVIĆ, Nina GLUHOVIĆ

U slučaju smičućih spojeva s visokovrednim zavrtnjevima s punom silom prednaprezanja, nosivost spoja zavisi kako od intenziteta sile prednaprezanja u visokovrednom zavrtnju, tako i od koeficijenta trenja na tarnim površinama. Veoma je važno odrediti pouzdanu vrednost sile prednaprezanja u visokovrednim zavrtnjevima, pa su tarni spojevi često predmet eksperimentalnih istraživanja. Kako bi se za određivanje intenziteta sile prednaprezanja mogle koristiti merne trake ugrađene u telo zavrtnja, zavrtnjeve je neophodno kalibrisati pre početka njihove primene u eksperimentalnom istraživanju. Sprovedeno istraživanje pokazalo je veliku razliku između nominalnih i eksperimentalno određenih dilatacija zavrtnjeva, zbog čega je sprovedena kalibracija zavrtnjeva numeričkom analizom (primenom metode konačnih elemenata). Dobijeno je dobro poklapanje rezultata, a primena mernih traka kod zavrtnjeva koji imaju navoj celom dužinom tela takođe se pokazala kao opravdana.

Ključne reči: visokovredni zavrtnjevi, sila prednaprezanja, kalibracija, eksperiment, numerička analiza, podužne dilatacije, „plato dilatacija”

SUMMARY

CALIBRATION OF THE BOLT PRETENSION BY STRAIN GAUGES VS. FEA

Nenad FRIC, Marko PAVLOVIC
 Dragan BUDJEVAC, Zoran MISKOVIC
 Zlatko MARKOVIC, Nina GLUHOVIC

When applying high strength bolts in friction connections, a load-bearing capacity depends on pretension force in the bolts as well as on friction coefficient found on friction surfaces. It is important to get the reliable value of the pretension force, so friction connections often undergo experimental research. In order to use strain gauges, which are inserted into the bolt shank, bolts need to be calibrated before we even use them in experimental research. Research that has been conducted shows a great difference between nominal and experimental strain in bolts, therefore FEA calibration of the bolts had to be carried out. Good results matching were obtained, hence a use of strain gauges was justified even for bolts without a shank.

Key words: high strength bolts, pretension force, calibration, experiment, FEA, longitudinal strain, “strain plateau”

VIBRACIJE SPREGNUTIH NOSAČA MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA OD ČELIKA I BETONA, IZAZVANIH AKTIVNOSTIMA LJUDI

VIBRATIONS OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE FLOORS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES

Nina GLUHOVIĆ
Milan SPREMIĆ
Zlatko MARKOVIĆ
Dragan BUĐEVAC
Nenad FRIC

PREGLEDNI RAD
REVIEW PAPER
UDK: 692.522.072.2
doi:10.5937/grmk1604017G

1 UVOD

Trenutni zahtevi pri projektovanju konstrukcija u zgradarstvu najčešće uslovljavaju primenu konstrukcija velikih raspona, s velikim otvorenim unutrašnjim prostorima, sa spregnutim međuspratnim konstrukcijama od čelika i betona visokih kvaliteta. Takođe, često se zahteva mogućnost naknadne prenamene prostora u druge svrhe, odnosno fleksibilnost prostora koji se može postići većim rasponima. Ovakve težnje prouzrokuju to da konstrukcija ima niže vrednosti sopstvenih frekvencija oscilovanja i manji koeficijent prigušenja, što veoma utiče na dinamički odgovor konstrukcije kada je ona izložena dinamičkom opterećenju, kao što je - na primer - kretanje ljudi unutar objekta.

Konstrukcija, pored kriterijuma sigurnosti koji se dokazuje putem graničnih stanja nosivosti, mora da zadovolji i kriterijume funkcionalnosti. Kriterijumi funkcionalnosti zavise od namene objekta, a dokazuju se kon-

1 INTRODUCTION

The latest demands in the field of building construction are mostly reflected in the design of structures with large spans, large open interiors with composite steel-concrete floors using high grade of steel and concrete. Also, frequent requests for subsequent reuse of the interior space of buildings for other purposes in relation to those originally envisaged by project are very common. These latest demands are leading to lower natural frequencies and lower natural damping of structures, considerably influencing dynamic response of the structure exposed to dynamic actions, such as walking of people inside the building.

Except the safety criteria which are checked through calculation of ultimate limit states, structure also has to satisfy serviceability criteria. Serviceability criteria which depend on the intended use of the structure are checked through calculation of serviceability limit states. Servicea-

Asistent student doktorskih studija Nina Gluhović, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, nina@imk.grf.bg.ac.rs
Doc. dr Milan Spremić, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, spremit@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. dr Zlatko Marković, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. dr Dragan Buđevac, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, budjoni@imk.grf.bg.ac.rs
Doc. dr Nenad Fric, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, fric@imk.grf.bg.ac.rs

Teaching assistant Nina Gluhovic, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, nina@imk.grf.bg.ac.rs
Assis. Prof. Milan Spremic, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, spremit@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. Zlatko Markovic, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs
Prof. Dragan Budjevac, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, budjoni@imk.grf.bg.ac.rs
Assis. Prof. Nenad Fric, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Republic of Serbia, fric@imk.grf.bg.ac.rs

trolom graničnih stanja upotrebljivosti, koja obuhvataju kontrolu deformacija (ugibi, horizontalna pomeranja i obrtanja preseka), kontrolu vibracija, kao i naponske kontrole u slučaju pojedinih, dinamički opterećenih konstrukcija.

2 IZVORI VIBRACIJA MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA

Pojam vibracija podrazumeva pojavu oscilatornog kretanja pojedinih delova konstrukcije određenom amplitudom i frekvencijom oscilovanja. U zgradarstvu se problem vibracija uglavnom odnosi na vertikalne vibracije međuspratnih konstrukcija, ali u pojedinim slučajevima, posebno kada su u pitanju visoke i vitke konstrukcije, mogu se pojaviti i horizontalne vibracije usled dejstva vetra.

Kretanje ljudi unutar objekta predstavlja najčešći i najvažniji unutrašnji izvor vertikalnih vibracija međuspratnih konstrukcija. Unutrašnji izvor vibracija međuspratnih konstrukcija može biti i dinamički opterećenje izazvano radom mašina i opreme unutar objekta. Vertikalne vibracije međuspratnih konstrukcija mogu biti izazvane i spoljašnjim dinamičkim opterećenjem (drumski i železnički saobraćaj), kao i dejstvom zemljotresa ili udarom vozila.

Vibracije međuspratnih konstrukcija mogu značajno da utiču na kvalitet života, komfor ljudi, a samim tim - i na funkcionalnost objekta. Osetljivost ljudi na pojavu vibracija međuspratnih konstrukcija jeste veoma velika, odnosno nivo prihvatljivosti vibracija veoma je nizak. Reakcija ljudi na pojavu vibracija međuspratnih konstrukcija najčešće zavisi od toga kojom aktivnošću se osoba bavi u datom trenutku. Pored toga što vibracije mogu veoma da umanje komfor ljudi i kvalitet života unutar određenog objekta, drugi bitan faktor u pogledu ocene prihvatljivosti vibracija međuspratnih konstrukcija jeste funkcionalnost objekta. Funkcionalnost objekta može posebno biti ugrožena pojavom vibracija u slučaju kada se u objektima obavljaju specifične aktivnosti (na primer, operacione sale) ili u slučaju kada prevelike vibracije međuspratnih konstrukcija mogu da ugroze rad određenih mašina ili tačnost opreme s kojom se radi unutar objekta.

Jednom projektovana i izgrađena konstrukcija teško se može naknadno modifikovati u pogledu poboljšanja kriterijuma vibracija, izuzev ako se ne razmatraju znatne promene u pogledu mase konstrukcije, krutosti konstrukcije i povećanja koeficijenta prigušenja. Stoga, veoma je bitno da se nivo prihvatljivosti vibracija međuspratnih konstrukcija objekta definiše na početku, u fazi projektovanja, u zavisnosti od namene objekta i zahteva investitora.

2.1 Modeliranje dinamičkog opterećenja izazvanog ljudskim aktivnostima

Prvi korak u dinamičkoj analizi konstrukcija i u naknadnom određivanju nivoa prihvatljivosti vibracija spregnutih međuspratnih konstrukcija predstavlja modeliranje dinamičkog opterećenja izazvanog aktivnostima ljudi.

ability limit states include calculation of deformations (vertical deflection, horizontal displacement and end rotation), calculation of vibrations and also verification of stresses for specific, dynamically loaded structures.

2 SOURCES OF FLOOR STRUCTURES VIBRATIONS

The term vibration implies oscillatory movement of specific parts of structure with certain amplitude and frequency. Vibrations are mostly related to vertical movement of floor mass, but in the case of very tall and slender structures, horizontal vibrations induced by wind action are very frequent.

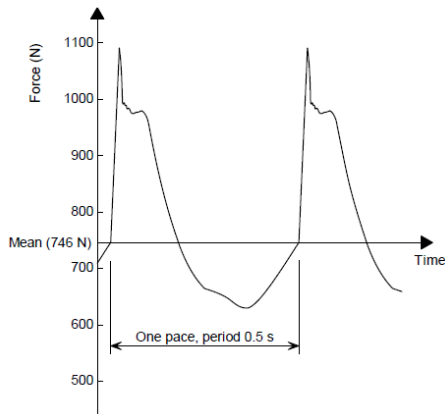
Walking of people inside the building is the most usual and most important internal source of floor vertical vibrations. Also, dynamic loads induced by machines and equipment working inside the building are usual internal sources of floor vibrations. Vertical vibrations of floor structures can also arise from external dynamic loads such as road and rail traffic, seismic actions or vehicular impact on structural members.

Annoying floor vibrations can significantly affect quality of life inside the building, comfort of the user, and therefore the building functionality. Human susceptibility to the appearance of floor vibrations is very pronounced, involving very low levels of acceptance criteria. Human perception of the appearance of floor vibrations is mostly related to the type of the activity being performed in that moment. Although, annoying vibrations of floors can significantly decrease comfort of the user and quality of life inside the building, second very important factor which influences the acceptance criteria of floor vibrations is the building functionality. Building functionality can significantly be compromised due to floor vibrations, especially in the case of special activities inside the building, such as surgery rooms, or in the case when extensive floor vibrations can compromise the operation of the machinery or equipment accuracy inside the building.

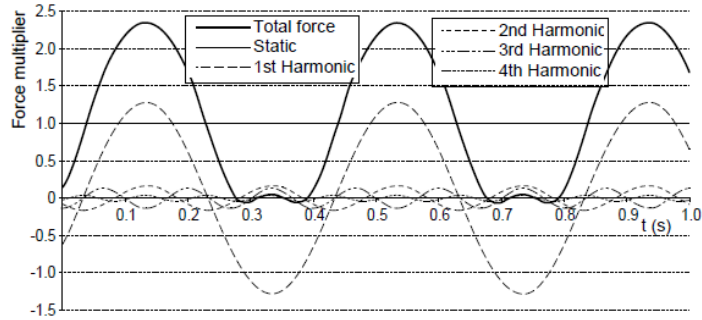
Once designed and constructed, it is difficult to modify an existing structure to reduce its susceptibility to vibrations, unless introducing significant modifications considering structure mass and stiffness and increase of structure natural damping. Therefore, it is important to define the acceptance criteria of floor vibrations at the early stage of design, depending of the anticipated usage of structure and client requirements.

2.1 Modelling dynamic loads induced by human activities

The first step in dynamic analysis of structures and subsequent determination of acceptance criteria of floor vibrations is modelling dynamic loads induced by human activities.



a) dinamičko opterećenje izazvano hodanjem ljudi
a) dynamic load induced by human activities



b) Furijeova transformacija
b) Fourier transformation

Slika 1. Ljudski hod predstavljen skupom jednostavnih sinusnih funkcija (harmonika) Furijeovom transformacijom [1]
Figure 1. Walking of people presented by series of simple sinusoidal functions (harmonics) using Fourier transformation [1]

Modeliranje ove vrste dinamičkog opterećenja izuzetno je kompleksno, a dinamički odgovor konstrukcije koji se dobija usled ove vrste dinamičkog opterećenja najčešće je predstavljen u vidu velikog broja različitih oblika oscilovanja konstrukcije. Tokom godina istraživanja, urađene su brojne studije s ciljem definisanja preporuka za pojednostavljen način prikazivanja dinamičkog opterećenja izazvanog ljudskim aktivnostima. Dinamičko opterećenje, izazvano hodanjem ljudi, ubraja se u grupu kontinualnog dinamičkog opterećenja, čija se složena funkcija može predstaviti u vidu serije sinusnih funkcija pomoću Furijeove transformacije (kao što je prikazano na slici 1). Furijeova transformacija za ovaj vid dinamičkog opterećenja može se predstaviti izrazom (1):

$$F(t) = P \left[1 + \sum_i \alpha_i \cos(2\pi f_s t + \phi_i) \right] \quad (1)$$

gde je:

- P težina osobe koja hoda (746N);
- α_i dinamički koeficijent za i -ti harmonik;
- i harmonik ($i=1,2,3,\dots$);
- f_s frekvencija dinamičkog opterećenja (frekvencija koraka pri hodanju);
- t vreme (s);
- ϕ_i fazni ugao za i -ti harmonik.

Nacionalni prilog NA to BS EN 1991-2:2003 [2] definiše dinamičko opterećenje na pešačkim mostovima usled ljudskog hoda. Ovakav način definisanja dinamičkog opterećenja preporučeno je da se usvoji u okviru Nacionalnog priloga za SRPS EN 1991-2:2012 [3]. Opterećenje koje deluje na konstrukciju, kao posledica hodanja jedne osobe ili grupe pešaka, može se predstaviti vetrikalnom promenljivom silom F , koja se kreće konstantnom brzinom v_t , kako je prikazano izrazom 2:

$$F = F_0 k(f_v) \sqrt{1 + \gamma(N - 1)} \sin(2\pi f_v t) \quad (2)$$

Modelling of this type of dynamic load is extremely complex and dynamic response of structure influenced by this type of dynamic loading is usually presented in large number of different mode shapes of structure. Over past years, numerous studies have been carried out resulting with recommendations for simplified presentation of dynamic loads induced by human activities. Dynamic loads induced by human activities can be classified as continuous dynamic loading, which complex function can be broken down into a series of sinusoidal functions based on the Fourier transformation, as it is shown in Figure 1. Fourier transformation for this type of dynamic loading can be presented with Eq. (1):

where:

- P is the person's weight (746 N);
- α_i is the dynamic load factor for the i^{th} harmonic;
- i is the harmonic ($i=1,2,3,\dots$);
- f_s is the frequency of the forcing function (frequency of one walking step) (Hz);
- t is the time (s);
- ϕ_i is the phase angle for the i^{th} harmonic.

National Annex NA to BS EN 1991-2:2003 [2] defines dynamic load models for pedestrian actions on footbridges. This method for dynamic loads modelling is recommended for implementation within the National Annex to SRPS EN 1991-2:2012 [3]. Actions on structures which are the result of single pedestrian or pedestrian groups walking over footbridge can be presented by application of a vertical pulsating force F (N), moving at a constant speed v_t , as shown in Eq. (2):

gde je:

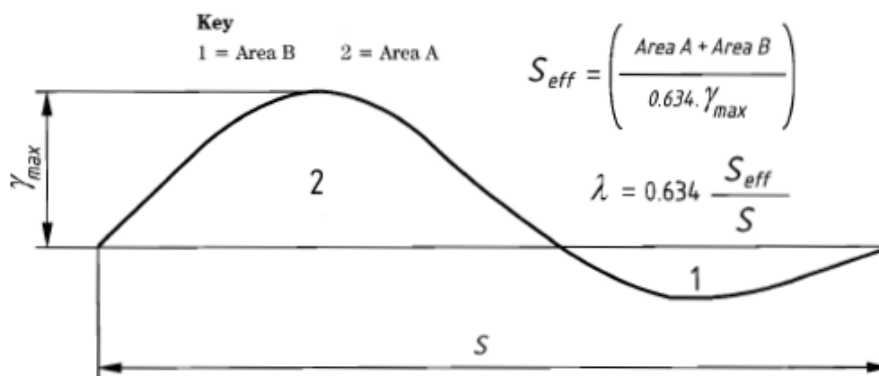
- N broj pešaka u grupi;
- F_0 referentna amplituda promenljive sile (N);
- f_v svojstvena frekvencija vertikalnog oblika oscilovanja (Hz);
- $k(f_v)$ kombinovani koeficijent koji uzima u obzir uticaj stvarne grupe pešaka i harmonijske odgovore;
- t vreme (s);
- γ koeficijent redukcije koji uzima u obzir nesinhronizovanu kombinaciju dejstava grupe pešaka;
- S_{eff} dužina efektivnog raspona (m), jednaka površini oivičenoj krivom koja opisuje vertikalnu komponentu oblika oscilovanja koji se posmatra, podeljenu s proizvodom broja 0,634 i maksimalnom vrednošću oscilovanja u vertikalnom pravcu (slika 2). Usvajanje da je $S_{eff} = S$ je na strani sigurnosti.
- S raspon mosta (m).

Vrednosti referentne amplitude promenljive sile i brzine kretanja definisane su u Nacionalnom prilogu NA to BS EN 1991-2:2003 [2].

where:

- N is the number of pedestrians in the group;
- F_0 is the reference amplitude of the applied fluctuating force (N);
- f_v is the natural frequency of the vertical mode under consideration (Hz);
- $k(f_v)$ is a combined factor which takes into account the effects of a more realistic pedestrian population and harmonic responses;
- t is the time (s);
- γ is a reduction factor which takes into account the unsynchronized combination of actions in a pedestrian group;
- S_{eff} is an effective span length (m) equal to the area enclosed by the vertical component of the mode shape of interest divided by 0.634 times the maximum of the vertical component of the same mode shape (see Figure 2). Adopting $S_{eff} = S$ is conservative.
- S is the span of the bridge (m).

Recommended values of the reference amplitude of a vertical pulsating force and pedestrian crossing speed are given in National Annex NA to BS EN 1991-2:2003 [2].



Slika 2. Određivanje efektivnog raspona za opterećenje izazvano ljudskim hodom na pešačkim mostovima [2]
Figure 2. Effective span calculation for dynamic loading induced by walking of people over footbridges [2]

3 PRORAČUNSKI KRITERIJUMI ZA VIBRACIJE SPREGNUTIH KONSTRUKCIJA

Preporuke za projektovanje objekata radi zadovoljavanja kriterijuma vibracija mogu se pronaći u različitim standardima, priručnicima za proračun i stručnim publikacijama. Problemom vibracija međuspratnih konstrukcija - izazvanih ljudskim aktivnostima - bavili su se mnogi autori koji daju različite preporuke, najčešće u pogledu ograničavanja sopstvenih frekvencija oscilovanja međuspratnih konstrukcija, u zavisnosti od namene objekta i vrste dinamičkog opterećenja. Tradicionalno, mnogi autori smatraju da dovoljno visoka sopstvena frekvencija oscilovanja konstrukcije omogućava da ona bude izvan opsega frekvencije pobude, odnosno frekvencije dinamičkog opterećenja usled različitih aktivnosti ljudi.

Prema Evrokodu, kriterijumi upotrebljivosti u pogledu vibracija treba da se propišu za svaki projekat i da se dogovore sa investitorom, ili se mogu definisati u okviru Nacionalnog priloga. Prema SRPS EN 1994:2012 [4], dinamičke karakteristike međuspratnih konstrukcija treba

3 DESIGN RECOMMENDATIONS OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE FLOOR VIBRATIONS

Design recommendations for structures considering fulfilment of vibrations acceptance criteria can be found in different standards, design manuals and specialized literature. Floor vibrations induced by human activities are analyzed by many authors, defining different recommendations, which are usually related to limiting of floors natural frequencies, depending on the intended use of the structure and the type of dynamic loading. Traditionally, many authors consider that sufficiently high natural frequency of the structure enables it to be outside of the range of dynamic loading frequencies, or frequency of the dynamic loads induced by different human activities.

According to Eurocode, serviceability criteria of floor vibrations should be considered for each project and agreed with the client, or it should be defined within National Annex. According to SRPS EN 1994:2012 [4], dynamic properties of floor structures should satisfy recommendations given in SRPS EN 1990:2012 [5].

da zadovolje preporuke date u SRPS EN 1990:2012 [5]. SRPS EN 1990:2012, Prilog A1 [5] definiše da se za zadovoljavajuće ponašanje konstrukcije u pogledu vibracija mora imati u vidu komfor ljudi koji borave unutar objekta i funkcionalnost objekta, a ostali aspekti treba da se usaglase u skladu s namenom objekta. Kako granična stanja upotrebljivosti u pogledu vibracija ne bi bila prekoračena, neophodno je da sopstvena frekvencija oscilovanja konstrukcije ili delova konstrukcije bude iznad određenih granica, koje zavise od namene objekta i izvora vibracija. SRPS EN 1990:2012 [5] definiše da su za ostale informacije referentni standardi: SRPS EN 1991:2012 [6], SRPS EN 1991:2012 [7] i ISO 10137 [8]. SRPS EN 1990:2012, Prilog A2 [5] preporučuje maksimalne vrednosti ubrzanja za bilo koje delove međuspratne konstrukcije od $0,7 \text{ m/s}^2$ za vertikalne vibracije i $0,2 \text{ m/s}^2$ za horizontalne vibracije.

Nacionalni prilog SRPS EN 1990/NA [9] propisuje iskustvene vrednosti sopstvenih frekvencija oscilovanja i ograničenja vertikalnih ubrzanja izraženih u procentima ubrzanja zemljine teže g , koje bi u većini regularnih slučajeva trebalo da obezbede prihvatljivo ponašanje međuspratne konstrukcije (tabela 1). Međutim, sopstvena frekvencija nije jedini parametar koji utiče na prihvatljivost vibracija, pa u određenim slučajevima kontrola graničnog stanja upotrebljivosti usled vibracija ne može da se svede samo na ograničenje sopstvene frekvencije [10]. Tada je neophodno da se sprovedu složeniji postupci analize koji mogu da se nađu u specijalizovanoj literaturi, a koji se uglavnom zasnivaju na direktnoj ili indirektnoj kontroli vertikalnog ubrzanja međuspratne konstrukcije, koje najviše utiče na komfor korisnika [10].

Comfort of user and functionality of structure or its structural members, should be considered in order to achieve satisfactory behaviour regarding vibrations of floor structures, according to SRPS EN 1990:2012, Annex A1 [5] and other aspects should be considered for each project regarding intended use of the building. For serviceability criteria of a structure not to be exceeded when subjected to vibrations the natural frequency of vibrations of the structure or structural members should be kept above appropriate values considering intended use of the structure and sources of vibrations. SRPS EN 1990:2012 [5] defines that for the further guidance SRPS EN 1991:2012 [6], SRPS EN 1991:2012 [7] and ISO 10137 [8] should be used. SRPS EN 1990:2012, Annex A2 [5] gives recommended maximum values for accelerations of any part of the floor structures as $0,7 \text{ m/s}^2$ for vertical vibrations and $0,2 \text{ m/s}^2$ for horizontal vibrations.

National Annex SRPS EN 1990/NA [9] prescribes indicative values of natural frequencies and limitations for vertical accelerations expressed as a percentage of the acceleration of gravity g , which in the majority of regular situations should ensure the acceptable behaviour of floor structures (Table 1). However, natural frequency of structure is not the only parameter which should be considered in order to define vibrations acceptance criteria and in specific situations check of the serviceability limit state of structure when subjected to floor vibrations should not be reduced only to the limitation of natural frequencies [10]. In that situation it is necessary to conduct more complex analytical methods which can be found in specialized literature and which are mainly based on direct or indirect check of vertical accelerations of different parts of floor structures which mostly affects the comfort of the user [10].

Tabela 1. Iskustvene vrednosti za prihvatljive sopstvene frekvencije konstrukcije zgrada i ograničenja ubrzanja [9]
Table 1. Indicative values of natural frequencies of buildings and limitations of accelerations [9]

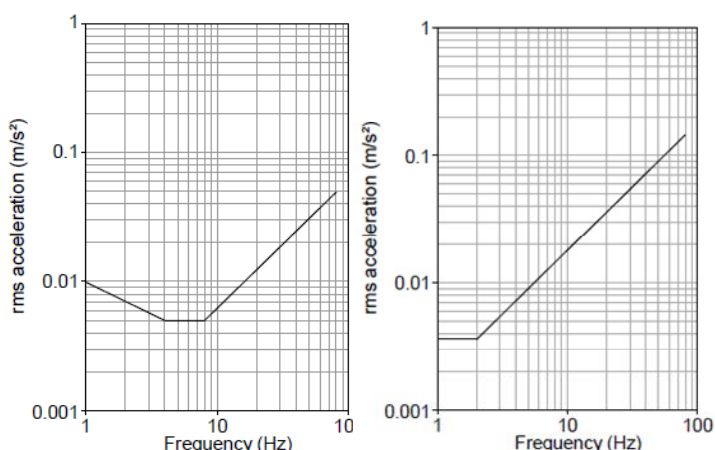
Namena objekta <i>Intended use of the structure</i>	Obično zadovoljavajuće ponašanje <i>Usually satisfactory behaviour</i>	Često nezadovoljavajuće ponašanje <i>Usually unsatisfactory behaviour</i>	Preporučena granična vertikalna ubrzanja (u % od g) <i>Recommended limitations of vertical accelerations (% of g)</i>
Sportske dvorane, javni prostori <i>Sports facilities, public areas</i>	$n_e > 10 \text{ Hz}$	$n_e < 6 \text{ Hz}$	10 %
Stambene zgrade <i>Residential buildings</i>	$n_e > 8 \text{ Hz}$	$n_e < 5 \text{ Hz}$	0,1 %
Poslovne zgrade <i>Office buildings</i>	$n_e > 8 \text{ Hz}$	$n_e < 5 \text{ Hz}$	0,2 %

BS 6472 [11] pokriva različite izvore vibracija u međuspratnim konstrukcijama, a nivoi prihvatljivosti dati su u obliku težinskih funkcija za osnovne krive i serije faktora za uvećanje u zavisnosti od namene objekta (date na slici 3). Osnovne krive za vibracije u pravcu z ose (vertikalni pravac) i x i y ose (horizontalni pravac) izvedene su na osnovu sledećih osnovnih vrednosti srednjeg kvadratnog ubrzanja a_{rms} (m/s^2):

- $a_{\text{rms}} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$ za vertikalne vibracije (z pravac);
- $a_{\text{rms}} = 3,57 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$ za horizontalne vibracije (x i y pravac).

BS 6472 [11] gives recommendations for different sources of floor vibrations and acceptance criteria are defined in form of weighting functions for basic curves and multiplying factors defined for different intended use of the structure, as shown in Figure 3. Basic curves for vibrations in z direction (vertical direction) and x and y direction (horizontal direction) are derived from following base values of root mean square accelerations a_{rms} (m/s^2):

- $a_{\text{rms}} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$ for vertical vibrations (z axis);
- $a_{\text{rms}} = 3,57 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^2$ for horizontal vibrations (x and y axis).



a) z pravac
a) z axis direction

b) x i y pravac
b) x and y axis direction

Namena objekta Intended use of the structure	Faktor uvećanja R Multiplying factor R
Bolnice i operacione sale Hospitals and surgery rooms	1
Prostorije za stanovanje Residential buildings	4
Kancelarije / Offices	4
Radionice / Workshops	8
Prometne kancelarije Very busy offices	12
f_0 (Hz)	C_f
$3 < f_0 < 4$	0,4
$4 < f_0 < 4,8$	$1,4 - 0,25f_0$
$f_0 > 4,8$	0,2

c) vrednosti faktora uvećanja R i koeficijenta C_f
c) multiplying factor R and factor C_f

Slika 3. Osnovne krive za vibracije i faktor uvećanja prema BS 6472 [11]
Figure 3. Basic curves of floor vibrations and multiplying factors according to BS 6472 [11]

Faktor uvećanja R određuje se u zavisnosti od vrednosti sopstvene frekvencije oscilovanja međuspratne konstrukcije [12]. Ukoliko je sopstvena frekvencija oscilovanja konstrukcije manja od 7 Hz, konstrukcija se smatra niskofrekventnom i faktor uvećanja R određuje se prema izrazu 3:

$$R = \frac{68000C_f}{m_g S_{eff} L \zeta} \quad (3)$$

Za visokofrekventne konstrukcije (sopstvena frekvencija oscilovanja konstrukcije - veća od 7 Hz), faktor uvećanja R određuje se prema izrazu 4:

$$R = \frac{3000}{m_g b_e L} \quad (4)$$

gde je:

m_g masa konstrukcije koja osciluje (kg/m^2);
 L raspon spregnutog grednog nosača (m);
 I_s moment inercije spregnute ploče (m^4);
 ζ koeficijent prigušenja,
 $b_e = \min(b, 40h_p)$ gde je b rastojanje grednih nosača (m), a h_p visina betonske ploče (m);

$S_{eff} = 4,5 \left(\frac{E_a I_s}{m_g f_0^2} \right)^{1/4}$ efektivna širina međuspratne konstrukcije (m).

Multiplying factor R can be calculated depending on the floor natural frequency [12]. If the fundamental natural frequency is less than 7 Hz, floor structure should be considered as floor with low natural frequency and multiplying factor R should be calculated using Eq. (3):

For floors which have high natural frequency (fundamental natural frequency exceeds 7 Hz), multiplying factor R should be calculated using Eq. (4):

where:

m_g is the floor mass (kg/m^2);
 L is the composite beam span (m);
 I_s is the second moment of area of composite slab (m^4);
 ζ is the natural damping ratio;
 $b_e = \min(b, 40h_p)$ where b is composite beam spacing (m), and h_p is the height of concrete beam (m);

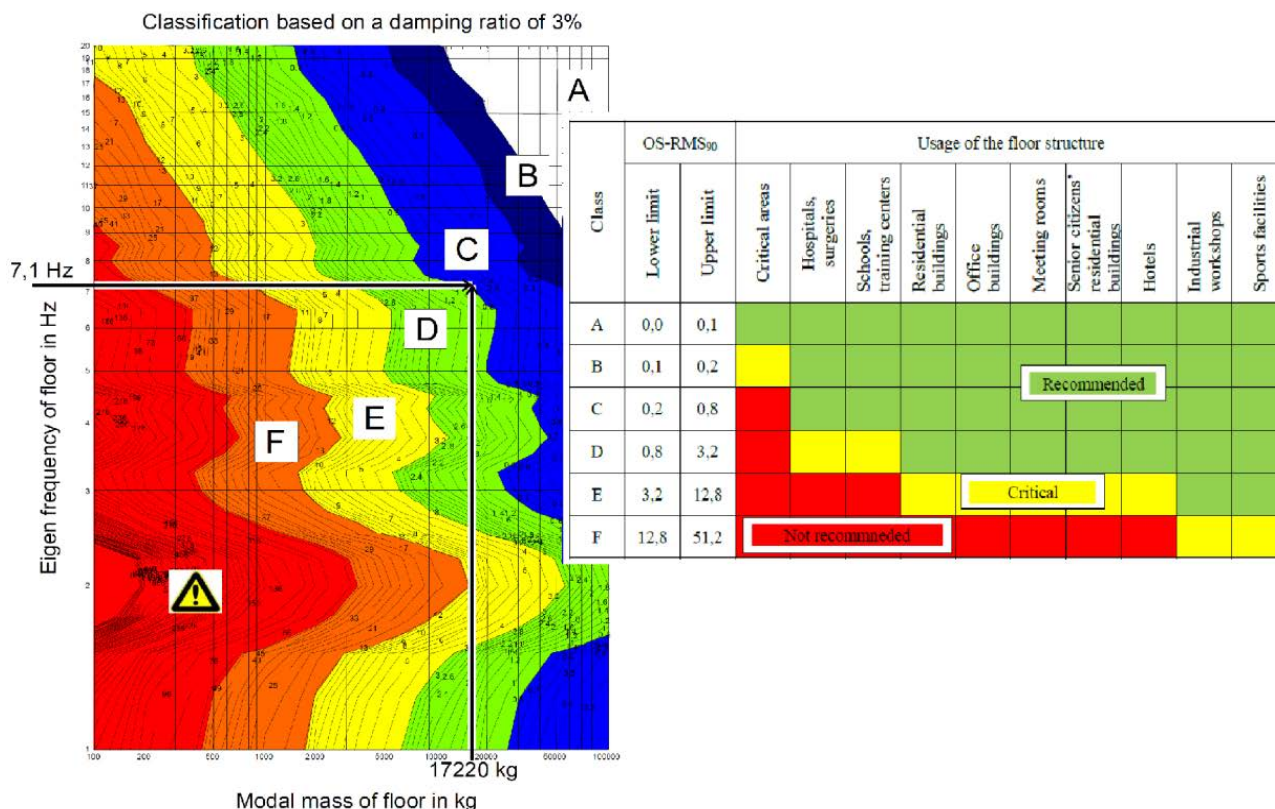
$S_{eff} = 4,5 \left(\frac{E_a I_s}{m_g f_0^2} \right)^{1/4}$ is the composite floor effective width (m).

Koeficijent C_f određuje se u zavisnosti od sopstvene frekvencije oscilovanja konstrukcije (prikazano na slici 3).

Factor C_f is defined depending on the natural frequency of structure, as shown in Figure 3.

Na osnovu rezultata istraživanja u okviru ECCS-a (projekat JRC55118 [13]), definisane su preporuke za projektovanje međuspratnih konstrukcija usled dejstva vibracija izazvanih ljudskim hodom. Izvod iz ovih istraživanja publikovao je i Arcelor-Mittal u vidu preporuka [14]. Tri osnovna parametra koja utiču na vibracije međuspratnih konstrukcija jesu sopstvena frekvencija konstrukcije f , prigušenje D i modalna masa M_{mod} . S ciljem ocene komfora i definisanja kriterijuma prihvatljivosti u pogledu vibracija, uvedena je veličina OS-RMS₉₀ (One Step - Root Mean Square 90%) koja predstavlja brzinu (ili ubrzanje) reprezentativnog pojedinačnog koraka koja odgovara 90-procentnom fraktilu svih različitih ljudskih koraka.

Recommendations for design of composite steel-concrete floors exposed to vibrations induced by human activities are defined based on the results of extensive investigation within ECCS (research project JRC55118 [13]). A short extract from this investigation is published by Arcelor-Mittal in form of design recommendations [14]. Three main parameters that influence the floor vibrations are fundamental natural frequency f , structural damping D and modal mass M_{mod} . Variable OS-RMS₉₀ is introduced in purpose of comfort estimation and defining the vibrations acceptance criteria presenting velocity (or acceleration) for a significant single step that is larger than the 90% fractal of people walking steps.



Slika 4. Klasifikacija međuspratnih konstrukcija (Arcelor-Mittal [14])
Figure 4. Classification of floor response (Arcelor-Mittal [14])

Ukupno prigušenje konstrukcije određuje se kao zbir tri različite komponente prigušenja: prigušenja konstrukcije, prigušenja usled opreme i nameštaja unutar objekta i prigušenja usled završne obrade međuspratnih konstrukcija. Procedura ocene prihvatljivosti međuspratne konstrukcije usled vibracija sastoji se u:

- određivanju osnovnih karakteristika konstrukcije, kao što su sopstvena frekvencija, modalna masa i prigušenje;
- utvrđivanju kategorije kojoj pripada međuspratna konstrukcija, na osnovu dijagrama koji su dati za različite nivoe prigušenja, na osnovu vrednosti sopstvene frekvencije i modalne mase;
- proveriti da li je dobijena kategorija prihvatljiva ili nije za zahtevanu namenu, odnosno funkciju međuspratne konstrukcije.

Total natural damping of structure is defined as summation of three different damping components: structural damping, damping from furniture inside the building and damping from finishings of floor structures. Estimation of acceptance criteria of floor vibrations is defined through:

- determination of basic characteristics of structure, such as natural frequency, modal mass and natural damping;
- estimation of floor class, based on the diagrams given for different values of structural damping, based on values of natural frequency and modal mass;
- check whether the estimated floor class is acceptable or unacceptable for intended use of the building or composite steel-concrete floor structure.

Definisano je šest klasa međuspratnih konstrukcija, u zavisnosti od opsega vrednosti OS-RMS₉₀, kao i različiti nivoi prihvatljivosti vibracija međuspratnih konstrukcija u zavisnosti od funkcije (namene) objekta (prikazano na slici 4).

Six classes of floor structures are defined depending on the OS-RMS₉₀ range and different acceptability levels of floor vibrations for different intended use of floor structure, as shown in Figure 4.



4 ODREĐIVANJE DINAMIČKIH KARAKTERISTIKA SPREGNUTIH MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA

Za definisanje nivoa prihvatljivosti međuspratne konstrukcije na dejstvo vibracija, potrebno je odrediti osnovne karakteristike konstrukcije kao što su sopstvena frekvencija, modalna masa i prigušenje. Sopstvena frekvencija oscilovanja međuspratne konstrukcije može se odrediti korišćenjem pojednostavljenih metoda proračuna datih u literaturi, ili pomoću odgovarajućih programa.

4 DETERMINATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE FLOORS

Determination of dynamic properties of floor structures, such as natural frequency, modal mass and natural damping of structure is important for definition of acceptance levels of floor vibrations. Natural frequency of floor structures can be defined using simplified design procedures given in different literature or using FEM analysis in appropriate software.

Tabela 2. Izrazi za određivanje sopstvenih frekvencija oscilovanja i modalnih masa spregnutih međuspratnih konstrukcija
Table 2. Simplified calculation methods for determination of natural frequencies and modal masses of composite floors

Gredni nosači / Beams (self weight approach) [12]		$\delta_m = 5m_g L^4 / (384E_a I_{i0})$ $f_0 = 17,8 / \sqrt{\delta_m}$
Ortotropna međuspratna konstrukcija / Orthotropic floor structures [13]	 deformacija ploče+deformacija grednog nosača / vertical deflection of slab + vertical deflection of beam	$\frac{1}{f_{0s}} = 3,56(E_a I_s / m_p b^4)^{1/2}$ $\frac{1}{f_{0b}} = (\pi/2)(E_a I_{i0} / m_g b L^4)^{1/2}$ $\frac{1}{f_0^2} = \frac{1}{f_{0s}^2} + \frac{1}{f_{0b}^2}$
Određivanje modalne mase međuspratne konstrukcije / Floor structure modal mass determination [13]	$M_{\text{mod}} = M_{\text{total}} \left(\frac{\delta_x^2 + \delta_y^2}{2\delta^2} + \frac{8}{\pi^2} \frac{\delta_x \delta_y}{\delta^2} \right) \delta_x = \delta_p = \frac{5}{384} \frac{m_p b^4}{E_a I_s} \delta_y = \delta_g = \frac{5}{384} \frac{m_g b L^4}{E_a I_{i0}}$	
f_0, f_{0s}, f_{0b}	sopstvena frekvencija oscilovanja posmatrane konstrukcije (gredni nosač ili ortotropna ploča), ploče i spregnute grede, respektivno / is the natural frequency of considered floor structure (self weight or orthotropic floor approach), slab and composite beam, respectively;	
δ_m	ugib grednog nosača (mm) / is the beam vertical deflection (mm);	
E_a	modul elastičnosti čelika / is the modulus of elasticity of structural steel,	
I_{i0}	moment inercije spregnutog grednog nosača / is the second moment of area of composite beam;	
m_p	masa spregnute ploče / is the composite slab mass;	
M_{total}	ukupna masa međuspratne konstrukcije / is the total mass of floor structure.	
* ostale veličine imaju značenja data u izrazima (3) i (4) / other variables have same definitions as given in Eq. (3) and (4).		

Pojednostavljene metode proračuna (tabela 2) obuhvataju proračun sopstvene frekvencije oscilovanja i modale mase, koristeći izraze za gredne nosače, ili izraze za ortotropnu ploču, kada se spregnuta međuspratna konstrukcija posmatra kroz frekvencije oscilovanja spregnute betonske ploče i grednog nosača.

Simplified calculation methods (Table 2) include calculation of natural frequency and modal mass, using equations for beams or orthotropic floor structures, when composite floors is analyzed through natural frequency of composite concrete slab and natural frequency of composite beam.

5 PRIMERI

Primena različitih metoda proračuna prihvatljivosti spregnutih međuspratnih konstrukcija na dejstvo vibracija sprovedena je u nekoliko numeričkih primera.

5 EXAMPLES

Different design recommendations for calculations of acceptance criteria of composite floors exposed to vibrations are given through several numerical

Analizirana su četiri spregnuta nosača raspona 8, 10, 12 i 15 metara, na međusobnom rastojanju od četiri metra, čije su karakteristike prikazane u tabeli 3.

examples. Four different steel-concrete composite beams with 8, 10, 12 and 15 m span and 4 m spacing between beams which geometrical properties are shown in Table 3, are analyzed.

Tabela 3. Karakteristike spregnutih nosača
Table 3. Composite beams properties

Nosač Composite beam	Profil Section	Raspon Span (m)	Moment inercije spregnute ploče Second moment of area of composite slab	Moment inercije spregnutog nosača Second moment of area of composite beam	Efektivna širina međuspratne konstrukcije Composite floor effective width
			I_s (cm ⁴ /m)	I_{i0} (cm ⁴)	S_{eff} (m)
SN1	IPE 360	8	881,21	65040	14,61
SN2	IPE 400	10	881,21	88800	16,46
SN2-1	IPE 600	10	881,21	269000	13,03
SN3	IPE 500	12	881,21	165200	16,91
SN3-1	HEB 500	12	881,21	245972	15,47
SN4	IPE 550	15	881,21	275500	18,46

Tabela 4. Sopstvene frekvencije oscilovanja spregnutih nosača
Table 4. Natural frequency of composite beams

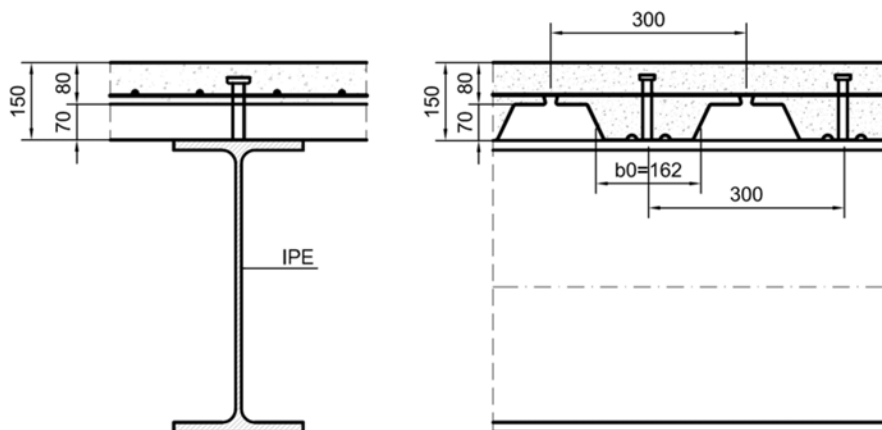
Nosač Composite beam	Gredni nosač Self weight approach			Ortotropna ploča (čelični nosač+AB ploča) Orthotropic floor structures (steel beam + concrete slab)				
	m_g (kN/m)	δ_m (mm)	f_0 (Hz)	m_p (kg/m ²)	m_g (kg/m ²)	f_{0s} (Hz)	f_{0b} (Hz)	f_0 (Hz)
SN1	19,00	7,41	6,54	468,91	483,44	13,98	6,52	5,87
SN2	19,06	13,31	4,88	468,91	485,73	13,98	4,87	4,61
SN2-1	19,62	4,52	8,37	468,91	500,00	13,98	8,35	7,26
SN3	19,31	15,03	4,59	468,91	492,10	13,98	4,58	4,34
SN3-1	20,27	10,60	5,47	468,91	516,57	13,98	5,45	5,06
SN4	19,50	22,22	3,78	468,91	496,94	13,98	3,77	3,63

Čelični nosač - standardni vruće valjani IPE i HEB profili spregnuti su sa armirano-betonskom pločom na profilisanom limu CF70 (pravac profilacije lima je upravan na pravac nosača), videti sliku 5. Nosači SN2-1 i SN3-1 jesu varijantna rešenja s nosačima jačim od osnovnih nosača SN2 i SN3, respektivno. U poređenju sa SN2, povećana je visina poprečnog preseka nosača SN2-1, dok je u slučaju nosača SN3-1 IPE profil zamenjen HEB profilom iste visine. Za sprežanje se koriste zavareni moždanici s glavom, prečnika 19 mm za nosače SN1 i SN2, odnosno 22 mm za ostale nosače. Visina moždanika jeste 120 mm. Ukupna visina betonske ploče na profilisanom limu iznosi 150 mm, a visina betona iznad gornje ivice profilisanog lima jeste 80 mm (videti sliku 5). Kvalitet čelika od kojeg su izrađeni vruće valjani profili i profilisani lim jeste S235, a klasa čvrstoće betona - C30/37. U svim analiziranim numeričkim primerima, pored sopstvene težine konstruktivnih elemenata, u obzir je uzeto i korisno opterećenje od 2,5 kN/m², opterećenje u toku gradnje od

Composite steel-concrete beams are made from steel beams (standard hot-rolled IPE and HEB sections) and reinforced concrete slabs on profiled sheet CF70 (direction of profiling is perpendicular to the beam axis), as shown in Figure 5. Composite beams SN2-1 and SN3-1 are alternative solutions with larger steel sections in relation to the steel sections used for composite beams SN2 and SN3, respectively. Steel section used for SN2-1 composite beam is higher in relation to the steel section used for SN2 composite beam and in the case of SN3-1 composite beam IPE section is replaced with HEB section with same height. Composite action between steel beam and composite slab is achieved with 19 mm diameter welded headed studs for composite beams SN1 and SN2 and 22 mm diameter for other beams. The height of the welded headed studs is 120 mm. Total height of composite concrete slab on profiled sheet is 150 mm and height of the concrete slab above upper edge of profiled sheet is 80 mm (see Figure 5). All steel sections and profiled sheet which are analyzed in

0,75 kN/m² i opterećenje od završnih radova i instalacija od 1,0 kN/m². Proračun graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti izvršen je prema preporukama datim u SRPS EN 1994: 2012 [4], pri čemu je nosač raspona 15 m proračunat kao nosač koji je poduprt u toku gradnje. Za sve nosače predviđeno je nadvišenje čeličnog profila za vrednost koja odgovara deformaciji nosača pre dostizanja spregnutog dejstva.

numerical examples are made from steel grade S235 and concrete strength class is C30/37. Beside the self weight of all analyzed members of composite steel-concrete floor structures, same loads are adopted in all numerical examples: 2,5 kN/m² of imposed load, 0,75 kN/m² of loads during construction and 1,0 kN/m² of finishings and installations. Calculation of ultimate and serviceability limit states is performed according to recommendations given in SRPS EN 1994: 2012 [4] and composite beam with 15 m span is calculated as beam supported during construction in the middle of the span. For all analyzed composite beams, preamber of the steel section is predicted for the value of beam vertical deflection which is reached before composite action is envisaged.



Slika 5. Geometrija analiziranih podnih nosača
Figure 5. Layout of analyzed composite beams

Prigušenje konstrukcije usvojeno u svim analiziranim primerima jeste 3%. Prilikom proračuna sopstvene frekvencije oscilovanja, prema preporukama datim u literaturi [1], [12], [13], masu konstrukcije koja osciluje čini stalno opterećenje i 10% korisnog opterećenja. Za analizirane gredne nosače, sopstvene frekvencije oscilovanja prikazane su u tabeli 4.

Adopted natural damping of all analyzed structural members is 3%. For determination of natural frequency of floor structures, according to the recommendations given in [1], [12] and [13], 10% of imposed loads together with self weight of the structure are used for calculation of modal mass. Natural frequencies of all analyzed composite beams are shown in Table 4.

Tabela 5. Nivoi prihvatljivosti vibracija
Table 5. Acceptance levels for floor structures exposed to vibrations

Nosač Composite beam	BS 6472 [11]		Arcelor-Mittal [14]					Klasa Class
	C_f	R	M_{mod} (kg)	δ_p (mm)	δ_g (mm)	δ_{total} (mm)	M_{total} (kg)	
SN1	0,20	8,03	15470	8,29	7,41	15,69	7050	D
SN2	0,26	7,34	19430	8,29	13,31	21,60	8844	D
SN2-1	0,20	0,15	20000	8,29	4,52	12,81	9135	C
SN3	0,31	7,13	23620	8,29	15,03	23,32	10790	D
SN3-1	0,20	4,73	24800	8,29	10,60	18,88	11240	C
SN4	0,40	6,59	29820	8,29	22,22	30,50	13790	C

Nivoi prihvatljivosti spregnutih grednih nosača koji su prikazani u tabeli 5, pokazuju da prema BS 6472 [11] svi analizirani gredni nosači, izuzev nosača SN2-1, imaju vrednost faktora R između 4 i 8, odnosno razmatrani gredni nosači u okviru spregnutih međuspratnih konstrukcija se mogu koristiti u slučajevima prostorija predviđenih za radionice i kancelarije. Nosač SN2-1 zadovoljava kriterijume vibracija za upotrebu u objektima svih namena, pa tako i u međuspratnim konstrukcijama bolnica i operacionih sala, za koje su definisani najstroži uslovi ($R < 1$) BS 6472 [11].

Prema preporukama koje je dao Arcelor-Mittal [14], analizirani gredni nosači pripadaju klasi C i D. Nosači raspona 8, 10 i 12 metara (SN1, SN2 i SN3) pripadaju klasi D i mogu se koristiti u slučaju međuspratnih konstrukcija prostorija za stanovanje, kancelarija, sportskih i industrijskih objekata, što omogućava raznovrsniju primenu ovih nosača u pogledu namene objekta u odnosu na BS 6472 [11]. Nosači SN2-1 i SN3-1 sa znatno većim čeličnim profilima jesu klase C, što omogućava da budu prihvatljivi u pogledu vibracija u objektima skoro svih namena (izuzev kritičnog radnog prostora). Analizirani gredni nosači ne zadovoljavaju iskustvene vrednosti koje propisuje Nacionalni prilog SRPS EN 1990/NA [9], za uobičajeno zadovoljavajuće ponašanje.

Kada međuspratne konstrukcije treba da zadovolje strože kriterijume vibracija, nije opravdano korišćenje čelika kvaliteta višeg od S275. Izborom čelika boljih mehaničkih svojstava, dobijaju se manji poprečni preseki, čime se smanjuje krutost nosača, što za rezultat ima manje vrednosti sopstvenih frekvencija i pogoršanje karakteristika iz aspekta prihvatljivih vibracija. Stepem iskorišćenja nosivosti poprečnog preseka analiziranih podnih nosača, u ovom radu, jeste od 69% do 77% (nosači SN1, SN2, SN3 i SN4) od plastičnog momenta nosivosti spregnutog poprečnog preseka. Na osnovu dobijenih rezultata, može se izvesti zaključak da u slučajevima kada se zahteva da konstrukcija ima bolje dinamičke karakteristike u pogledu vibracija, granično stanje upotrebljivosti postaje merodavan kriterijum za dimenzionisanje.

Na osnovu analize rezultata prethodnih primera, može se zaključiti da značajna promena dinamičkih karakteristika konstrukcije i poboljšanje komfora u pogledu vibracija zahteva rešenje s nosačima znatno većih visina, što podrazumeva i povećanje spratnih visina.

6 ZAKLJUČCI

Pri projektovanju spregnutih međuspratnih konstrukcija - koje se po svojim dinamičkim karakteristikama mogu svrstati u vitke konstrukcije - posebnu pažnju treba posvetiti proveru graničnih stanja upotrebljivosti, koja često mogu biti merodavna za dimenzionisanje. Konstrukcije koje ne zadovoljavaju kriterijume vibracija za zahtevanu namenu objekta jako je teško, neekonomično, a često i neizvodljivo, naknadno preprojek-

Acceptance levels for composite beams exposed to vibrations which are presented in Table 5, indicate that all analyzed composite beams, except composite beam SN2-1, have multiplying factor R between 4 and 8, according to BS 6472 [11]. Therefore, those composite beams as part of the composite floor structures can be used for workshops and offices. Composite beam SN2-1 satisfies the vibration acceptance criteria for all intended uses of floor structures, even in the composite floor structures of hospitals and surgery rooms, which have the strictest acceptance criteria ($R < 1$) BS 6472 [11].

According to the recommendations given by Arcelor-Mittal [14], considered composite beams belong to floor response class C and D. Composite beams with 8, 10 and 12 m span (SN1, SN2 and SN3) belong to floor response class D and should be used in floor structures of residential buildings, office buildings, sport and industrial facilities, which gives possibility for diverse application of those composite beams regarding the intended use of the structure in relation to the acceptance criteria given in BS 6472 [11]. Composite beams SN2-1 and SN3-1, with significantly larger steel sections, belong to the floor response class C providing the use of these composite beams in buildings of almost every intended use (except critical areas). Analyzed composite beams fail to satisfy indicative recommendations given in National Annex SRPS EN 1990/NA [9], for usually satisfactory behaviour.

When it is expected that floor structure exposed to vibrations satisfy strict acceptance criteria, use of the steel grade higher than S275 is unreasonable. Adoption of steel materials with higher mechanical properties is related to the adoption of smaller steel sections with lower geometrical properties resulting in lower natural frequencies and deterioration of characteristics important from the aspect of vibrations criteria. Cross section resistance utilization degree for analyzed composite beams in this paper is between 69% and 77 % (composite beams SN1, SN2, SN3 and SN4) considering design value of the plastic resistance moment of the composite section. Based on the obtained results of numerical examples it can be concluded that in the situations when better dynamic properties of the structure due to floor vibrations are requested, serviceability limit state becomes authoritative criteria for structures design.

Based on the obtained results of previously explained numerical examples, it can be concluded that significant modification of structures dynamic properties and improvement of comfort regarding floor vibrations require solutions with significantly higher cross sections of steel beams which leads to the increase of storey height.

6 CONCLUSIONS

During the design of composite steel-concrete floor structures which can be classified as slender structures according to their dynamic properties, special attention should be given to serviceability limit states verification, which can often be authoritative criteria for structures design. Subsequent re-design of structures which fail to satisfy vibrations acceptance criteria for intended use of the structure is very difficult, not economical and often

tovat. Jasno definisanje nivoa prihvatljivosti vibracija međuspratnih konstrukcija u fazi projektovanja, u zavisnosti od namene objekta i zahteva investitora, veoma je važno radi zadovoljenja predviđenih kriterijuma, ispunjenja uslova funkcionalnosti i komfora ljudi koji borave unutar objekta. Ovo je veoma važno, jer zahtevani nivo komfora - kako je pokazano na primerima - direktno utiče na dimenzije čeličnih nosača, a samim tim - i na vrednost investicionih troškova.

Postojeća domaća regulativa, SRPS EN 1990:2012 [5] i SRPS EN1990/NA [9], daje samo okvirne (iskustvene) preporuke za ocenu prihvatljivosti konstrukcija u pogledu vibracija međuspratnih konstrukcija. Evrokod, takođe, ne daje preciznije preporuke za proračun vibracija međuspratnih konstrukcija. Treba naglasiti još i to da sopstvena frekvencija konstrukcije nije jedini parametar za ocenu prihvatljivosti u pogledu vibracija, te da slepo praćenje konzervativnih uslova u pogledu frekvencija može dovesti do neracionalnih rešenja konstrukcija. U različitoj stručnoj literaturi mogu se pronaći preporuke i pojednostavljeni postupci za proračun dinamičkih karakteristika konstrukcije, što je veoma značajno za uobičajenu inženjersku praksu, s ciljem lakšeg sagledavanja različitih kriterijuma u pogledu vibracija, koji moraju biti zadovoljeni prilikom projektovanja konstrukcija.

unfeasible. Strict definition of acceptance criteria of floor structures exposed to vibration during the structure design, depending on the intended use of the object and client demands is very important in order to satisfy envisaged criteria, fulfilment of functionality requirements and comfort of the people inside the building. This is very important considering that required comfort level, as shown through numerical examples, directly influences the dimensions of the steel sections and consequently the value of the investment costs.

Existing national standards, SRPS EN 1990:2012 [5] and SRPS EN1990/NA [9], define only rough (indicative) recommendations for evaluation of acceptance criteria regarding vibrations of floor structures. Also, Eurocode fails to provide more precise recommendations for calculation of floor structures exposed to vibrations. It should also be noted that natural frequency of structure is unlikely the only parameter for evaluation of acceptance criteria regarding vibrations of floor structures and strict follow of conservative requirements in terms of frequencies can lead to irrational structural solutions. Recommendations and simplified procedures for calculation of structure dynamic properties can be found in different specialized literature, which is very important for ordinary engineering practice in order to facilitate consideration of the various criteria in terms of floor vibrations, which should be satisfied during structure design.

7 LITERATURA REFERENCE

- [1] A.L. Smith, S.J. Hicks, P.J. Devine: Design of Floors for Vibration: A New Approach, Steel Construction Institute, SCI PUBLICATION P354, Revised Edition 2009.
- [2] NA to BSEN 1991-2:2003: UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, British Standards Institution, London, UK, 2008.
- [3] SRPS EN 1991-2: Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima, Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [4] SRPS EN 1994-1-1: Evrokod 4: Projektovanje spregnutih konstrukcija od čelika i betona - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [5] SRPS EN 1990: Evrokod 0: Osnove projektovanja konstrukcija: Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [6] SRPS EN 1991-1-1: Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 1-1: Opšta dejstva - Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade, Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [7] SRPS EN 1991-1-4: Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 1-4: Opšta dejstva - Dejstva vetra, Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [8] International Standard ISO 10137: Bases for design of structures- Serviceability of buildings and walkways against vibrations, International Standard Organization (ISO), Switzerland, 2007.
- [9] SRPS EN 1990/NA: Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija - Nacionalni prilog, Beograd, Srbija: Institut za standardizaciju Srbije, 2012.
- [10] Z. Marković: Granična stanja čeličnih konstrukcija prema Evrokodu, Akademska misao, Beograd, 2014. godine.
- [11] British Standard BS 6472: Guide to Evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz), BSI, Switzerland, 1992.
- [12] T.A. Wayatt: Design Guide on the Vibration on Floors, Steel Construction Institute, SCI PUBLICATION 076, 1989.
- [13] M. Feldmann, Ch. Heinemeyer, Chr. Butz, E. Caetano, A. Cunha, F. Galanti, A. Goldack, O. Hechler, S. Hicks, A. Keil, M. Lukic, R. Obiala, M. Schlaich, G. Sedlacek, A. Smith, P. Waarts: Design of floor structures for human induced vibrations, Background document in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, ECCS, Italy, 2009.
- [14] ArcelorMittal: Design Guide for Floor Vibrations, ArcelorMittal Commercial Sections, Luxembourg.

REZIME

VIBRACIJE SPREGNUTIH NOSAČA MEĐUSPRATNIH KONSTRUKCIJA OD ČELIKA I BETONA, IZAZVANIH AKTIVNOSTIMA LJUDI

Nina GLUHOVIĆ
Milan SPREMIĆ
Zlatko MARKOVIĆ
Dragan BUĐEVAC
Nenad FRIC

Najnovije tendencije u građevinarstvu u pogledu projektovanja vitkih konstrukcija s velikim rasponima, velikim otvorenim unutrašnjim prostorima, nekonvencionalnim oblicima i konstrukcijskim rešenjima, često uzrokuju izražene probleme u pogledu graničnih stanja upotrebljivosti. Vitke konstrukcije velikih raspona - s niskim sopstvenim frekvencijama oscilovanja i sopstvenim koeficijentom prigušenja - značajno utiču na dinamički odgovor konstrukcije. Izražene vibracije međuspratnih konstrukcija, izazvane ljudskim aktivnostima, mogu veoma da utiču na funkcionalnost objekta, komfor ljudi i kvalitet života unutar objekta. Preporuke za projektovanje spregnutih konstrukcija, s ciljem zadovoljenja kriterijuma vibracija, mogu se naći u različitim standardima. U ovom radu dat je kratak prikaz proračuna spregnutih nosača na dejstvo vibracija, kao i preporuke za proračun vibracija izazvanih ljudskim aktivnostima, putem prikaza dva proračunska kriterijuma.

Ključne reči: vibracije spregnutih međuspratnih nosača, sopstvene frekvencije oscilovanja, kriterijumi prihvatljivosti

SUMMARY

VIBRATIONS OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE FLOORS INDUCED BY HUMAN ACTIVITIES

Nina GLUHOVIC
Milan SPREMIC
Zlatko MARKOVIC
Dragan BUDJEVAC
Nenad FRIC

The latest demands in construction design towards slender structures with large spans, large open interiors, unconventional shapes and constructional solutions are leading to the extensive problems related to the serviceability limit state. Slender structures with large spans have lower natural frequencies and lower natural damping, considerably influencing the dynamic response of the structure. Annoying vibrations induced by human activities can significantly affect the structure's functionality, comfort of people and quality of life. Design recommendations for composite steel-concrete floor vibrations can be found in different standards. This paper presents a short overview of design procedures for vibrations of composite steel-concrete beams and design recommendations of floor vibrations induced by human activities, through two design criteria.

Key words: composite steel-concrete floor vibrations, natural frequency, vibration acceptance criteria

PREDLOG SMANJENJA DOZVOLJENOG SEIZMIČKOG OŠTEĆENJA NA NEPOKRETNIM KULTURNIM DOBRIMA VISOKOGRADNJE

PROPOSAL OF REDUCING PERMITTED SEISMIC DAMAGES ON IMMOVABLE CULTURAL PROPERTIES (BUILDING STRUCTURES)

*Nedeljko STOJNIĆ
Duško KUZOVIĆ*

PRETHODNO SAOPŠTENJE
PRELIMINARY REPORT
UDK: 699.841:550.344
doi:10.5937/grmk1604031S

1 UVOD

Pored Pravilnika br.52/85 [10], postojeća zakonska regulativa za određivanje projektnih parametara seizmičnosti, koja se kod nas koristi, definisana je „Pravilnikom o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima“, (Pravilnik br. 21/88 i 52/90), [11], [12]. U praksi se još koriste i preporuke „Evrokoda 8“ (EC8), [8]. U okviru navedenih pravilnika GOV su svrstani u odgovarajuće kategorije za koje je predviđen dozvoljeni seizmički rizik u okviru njihovog veka eksploatacije.

Međutim, oko nas postoji mnoštvo istorijskih građevinskih objekata od velikog kulturno-istorijskog značaja čije bi delimično ili potpuno rušenje bilo nenadoknadiv gubitak za najširu društvenu zajednicu. Prema ZKD br. 71/94 [13] ovi objekti su svrstani u kulturna dobra koja su u zavisnosti od svog značaja razvrstana u tri kategorije: kulturna dobra od izuzetnog značaja, kulturna dobra od velikog značaja i kulturna dobra. Kulturna dobra mogu biti pokretna i nepokretna. U nepokretna kulturna dobra spadaju objekti visokogradnje (NKDVG).

1 INTRODUCTION

In addition to the Code no.52/85 [10], the existing regulations for determining the design parameters of seismicity used in our country are defined by the “Code on technical standards for construction of building structures in seismic areas”- (Code no. 21/88 and 52/90) [11], [12]. In practice, recommendations of “Eurocode 8” (EC8), [8] are also used. Within the mentioned codes the BS are ranked within corresponding categories for which the permissible seismic risk in their service life has been determined.

However, there are many historical building structures from near and distant past, having high cultural-historical importance, whose partial or total collapse would represent the irreplaceable loss for the wide social community. According to LCP no. 71/94 [13] these buildings are categorized, in terms of their importance, as cultural property, classified in three categories: cultural property of outstanding importance, cultural property of high importance and cultural property. Cultural property can be movable and immovable. Building structures belong to immovable cultural property (ICPBS).

Dr Nedeljko Stojnić, dipl.ing.geol., Beograd, Institut Jaroslav Černi, Srbija, stojnic.nedeljko@gmail.com
Dr Duško Kuzović, dipl.ing.arh., Faculty of Architecture, Design and Fine Arts, Girne American University, Cyprus, dkuzovic@gmail.com

Ph D Nedeljko Stojnic, grad.eng.geol., Belgrade, The Jaroslav Cerni Institute, Serbia, stojnic.nedeljko@gmail.com
Ph D Dusko Kuzovic, grad.eng.arch., Faculty of Architecture, Design and Fine Arts, Girne American University, Cyprus, dkuzovic@gmail.com

Osnovni zahtev, da ne sme da dođe do kolapsa OVG tokom dešavanja najjačeg očekivanog zemljotresa već samo sa dozvoljenim konstruktivnim ostecenjima više nije dovoljan kod NKDVG. Da bi sačuvali svoju autentičnost i što manje izgubili od svoje prave vrednosti kod NKDVG ne sme da dodje do konstruktivnih ostecenja kao ni oštećenja onih razmera koje bi ugrozile njegov sastavni umetnički sadržaj (oslikani zidovi, plastika, skulpture i sl.). U nedavno objavljenom radu koji se odnosi na redukciju seizmičkog rizika za NKDVG [5] u opštijem smislu su naglašena uputstva o aktivnostima koje treba preduzeti da bi se smanjio seizmički rizik kod NKDVG kao i nivou dozvoljenih šteta na njima. Otuda je data podela NKDVG u dve kategorije: NKDVG I i NKDVG II kategorije osetljivosti na seizmička opterećenja koja pokrivaju NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja i NKDVG od velikog kulturnog značaja, respektivno. Međutim, u ovom radu pridodata je još jedna kategorija, NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja pod zaštitom UNESKO-a. Pored toga u svakoj od izdvojenih kategorija izdvojeni su faktori: a) upotrebnosti objekta što podrazumeva i izloženost životnoj opasnosti službenika i posetioca (BU) koji su u objektu; b) arhitektonski (BAch); c) umetnički bez oslikanih površina (BA) i d) umetnički sa oslikanim površinama (BAP). Faktor upotrebnosti ukazuje na tekuće aktivnosti u okviru NKDVG u smislu osoblja koje radi u njemu i zainteresovanih posetilaca. Arhitektonski faktor se odnosi na samo NKDVG sa svim arhitektonskim karakteristikama i njihovim vrednostima. Umetnički faktor bez oslikanih zidnih površina obuhvata izdvojene dekorativne elemente koji su jednim delom pričvršćeni za objekat. Ovo podrazumeva sastavne skulptorske predmete i sl. I na kraju umetnički faktor sa oslikanim zidnim površinama, što podrazumeva oslikane površine nosećih i pregradnih zidova. Prema tome u ovom radu data je detaljnija kategorizacija i faktori NKDVG kao osnova novih građevinskih kategorija i predstavljena je mogućnost analitičkog utvrđivanja seizmičkog opterećenja koje mogu da izdrže u granicama dozvoljenih oštećenja.

Da bi se što efikasnije sprovodio postupak ojačanja i sanacije NKDVG u seizmičkim područjima, čija se kulturno istorijska vrednost utvrđuje u skladu sa ZKD br. 71/94 [13] dat je predlog izdvajanje NKDVG u posebne građevinske kategorije. Zbog toga je predloženo da izdvojene kategorije NKDVG sa pomenutim faktorima budu osnov novog "Pravilnika za ojačanje i sanaciju NKDVG u seizmičkim područjima", ili da budu pridodate postojećem Pravilniku br. 52/85, [10].

2 KRITERIJUMI ZA KATEGORIZACIJU NKDVG U SEIZMICKIM PODRUČJIMA

2.1 Zakon o kulturnim dobrima

Značajan broj starih objekata koji postoje u našem okruženju su svojom formom (arhitektonskim rešenjem, umetničkim sadržajem, građevinskim rešenjima itd.), zatim društveno-istorijskim značajem dobili u sadašnjem vremenu posebnu vrednost i značaj kao deo nacionalnog kulturnog nasleđa [7]. Ovakvi objekti su proglašeni kulturnim dobrima i kategorisani su u ZKD br. 71/94 [13]. U čl.1. Osnovnih odredbi ovog Zakona uređuje se sistem zaštite i korišćenja kulturnih dobara i utvrđuju

The fundamental no collapse requirement, with permissible structural damage for HRS in the event of the most intensive expected earthquake is no longer satisfactory for ICPBS. ICPBS must not sustain structural damage in order to prevent loss of their true value and authenticity nor must its integral artistic content (painted walls, plastics, sculptures, etc.) be damaged.

In the recently published paper related to the reduction of seismic risk for ICPBS [5], there was a general emphasis on the instruction about the activities which should be undertaken so as to reduce the seismic risk for ICPBS and the level of permissible damage for them. Thence, ICPBS are categorized in two categories ICPBS I and ICPBS II categories of vulnerability to seismic action, which cover ICPBS of outstanding cultural importance of ICPBS of high cultural importance, respectively. However, another category is added in this paper, and that is ICPBS of outstanding cultural importance listed by UNESCO. In addition, within any of the mentioned categories, the following factors were singled out: a) serviceability of the structure, which comprises life hazard of employees and visitors (BU) in the building; b) architectonic factor (Bach); c) artistic factor without painted surfaces (BA) and d) artistic factor with painted surfaces (BAP). The serviceability factor indicates running activities in ICPBS, regarding the personnel employed in it and interested visitors. The architectonic factor relates only to ICPBS with all architectonic characteristics and their values. The artistic factor without painted wall surfaces includes single decorative elements which are in part attached to the structure. This comprises integral sculptures etc. Eventually, there is the artistic factor with painted wall surfaces, which comprises painted surfaces of bearing and partition walls. Therefore, this paper comprises a more detailed categorization as well as the factors of ICPBS as a basis for new construction categories, the possibility for analytical determination of seismic load they are able to sustain within the permissible damage limits.

In order to conduct the procedure of remediation and strengthening of ICPBS in seismic areas whose cultural historical value is determined in accordance with LCP no. 71/94 [13], the paper proposes categorization of ICPBS into special structural categories. Therefore, it is proposed that the separate categories of ICPBS with the abovementioned factors are the basis of the new "Code for remediation and strengthening of ICPBS in seismic areas", or to be appended to the existing Code no. 52/85, [10].

2 CRITERIA FOR CATEGORIZATION OF ICPBS IN THE SEISMIC AREAS

2.1 Law on cultural property

Lots of old buildings in our environment, by their form (architectonic design, artistic content, structural design, etc), social-historical importance, have obtained nowadays a special value and significance being a part of national cultural heritage [7]. Such buildings were declared cultural properties and categorized in LCP no. 71/94 [13]. The article 1 of the law Basic provisions regulates the cultural property protection and usage system and determines the conditions for their

uslovi za obavljanje delatnosti njihove zaštite, koja podrazumeva i zaštitu od zemljotresa. Sama kulturna dobra prema čl. 2. ovog Zakona predstavlja stvari i tvorevine materijalne i duhovne kulture od opšteg interesa i kao takva uživaju posebnu zaštitu, takođe, predviđenu ZKD br. 71/94 [13].

Prema istom članu, kulturna dobra u zavisnosti od fizičkih, umetničkih, kulturnih i istorijskih svojsatva, dele se na nepokretna kulturna dobra: spomenike kulture (gde pripadaju NKDVG), prostorne kulturno-istorijske celine, arheološka nalazišta i znamenita mesta, i pokretna kulturna dobra: umetničko-istorijska dela, arhivsku građu i sl. Svaka od ovih grupacija se u zavisnosti od svog značaja razvrstava u III kategorije: I - kulturna dobra od izuzetnog značaja, II - kulturna dobra od velikog značaja i III - kulturna dobra.

U ovom radu u posebnu grupu izdvojena su kulturna dobra koja su pod zaštitom UNESCO-a, ukupno 9, i koji predstavljaju objekte od međunarodnog značaja.

Prema evidenciji Zavoda za zaštitu spomenika Republike Srbije na teritoriji Srbije utvrđeno je 222 NKD od izuzetnog i 622 NKD od velikog kulturnog značaja. Uglavnom svi navedeni objekti pripadaju NKDVG.

Po vremenu nastajanja, najveći broj NKDVG datira od pre XX veka, dok jedan manji broj pripada prvoj polovini XX veka.

NKDVG predstavljaju odraz društveno-sociološkog, tehnološkog i umetničkog razvoja društva u vremenu u kome su nastali, daju sa jedne strane nezamenljiv doprinos diverzitetu prostora u kome se nalaze. Pored toga daju značaj istorijskog kontinuiteta razvoja društvenih zajednica prostoru na kome se nalaze. Na ovaj način NKDVG imaju poseban kulturno-istorijski značaj u životu društvene zajednice a time i društvenu ulogu. Mada ZKD br. 71/94 [13] predviđa zaštitu ovakvih objekata, i od zemljotresa, ona se još uvek ne sprovodi tako efikasno da bi se NKDVG smatrala dovoljno zaštićenim.

2.2 Postojeća građevinska regulativa za gradnju i sanaciju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima

Tehnički standardi za izgradnju OVG u seizmičkim područjima VII, VIII i IX stepena makroseizmičke skale MKS-64 su propisani u opštim odredbama Zakona br. 21/88, [4], [11]. Svi OVG u Republici Srbiji i bivšoj SFRJ se nalaze u određenim seizmičkim područjima prema seizmološkoj mapi SFRJ [3] koja je urađena za povratne periode zemljotresa od 50, 100, 200, 500, 1000 i 10 000 godina i koji su sastavni deo Zakona br. 21/88, [4], [11].

Prema postojećem Zakonu br. 21/88, [4], [11] objekti u seizmičkim područjima su dizajnirani tako da zemljotres najjačeg intenziteta može da dovede do oštećenja noseće konstrukcije ali da ne izazove rušenja objekta.

Saglasno odredbama vazećeg Pravilnika br. 21/88, [4], [11] objekti se u seizmičkim područjima projektuju tako da zemljotres najjačeg intenziteta može da prouzrokuje oštećenja nosivih konstrukcija, ali ne sme doći do rušenja objekata.

Zavisno od svoje funkcije, objekti su svrstani u V kategorija koje su kvantifikovane koeficijentom kategorije, Ko. Objekti visoke gradnje od najvećeg interesa za zajednicu svrstani su u grupu objekata van kategorije (nuklearne elektrane; objekti za transport i

protection, including protection from earthquake. Cultural properties according to the article 2 of this Law are the objects and products of material and spiritual culture of general interest, as such enjoying special protections, also determined by LCP no. 71/94 [13].

According to the same article, the cultural property, depending on the physical, artistic, cultural and historical properties, are divided into immovable cultural property: cultural monuments (including ICPBS), spatial cultural-historical entities, archaeology sites and famous locations, and movable cultural property, works of art and history, archive materials, films and old and rare books. Each of these groups depending on their significance is ranked into three categories: I – cultural property of outstanding importance, II – cultural property of high importance and III - cultural property.

The Institute of monument protection of the Republic of Serbia records 222 ICPs of outstanding and 622 ICPs of high cultural importance on the territory of Serbia. Table 1, provides 10 buildings of ICPBS belonging to these categories.

Most of ICPBS date back to the period before 20th century, while few belong to the first half of the 20th century.

ICPBS as artefacts, reflect the social, technological and artistic development level of the society at time of their creation, providing an irreplaceable contribution to the diversity of space where they are located. In addition, they signify the historical continuity to the development of social communities in an area. Thus ICPBS have a special cultural-historical importance in a social community life, serving a social function. Even though LCP no. 71/94 [13] provides for protection of such structures, i.e. earthquakes, it has not been conducted with sufficient efficiency to consider the ICPBS as adequately protected.

2.2 Existing building regulations for building construction in seismic areas

The technical standards for construction of BS in seismic areas of VII, VIII and IX degree according to MKS-64 scale are laid down in the general provisions of the standing Code no. 21/88, [4], [11]. All BS in the Republic of Serbia and former SFRY are located in the seismic areas, according to the SFRY seismology maps [3] made for the earthquake return periods of 50, 100, 200, 500, 1000 and 10 000 years which are an integral part of the Code no. 21/88 [11].

According to the standing Code no. 21/88, [4], [11] the buildings in the seismic areas are designed so that the highest intensity earthquakes can cause damage of supporting structures, but without building collapse.

Depending on their function, the buildings are classified within V categories which are quantified by the category coefficient, Ko. The building structures of the highest interest for the community are ranked in the out-of-category group of buildings (nuclear power stations; structures for transport and storage of inflammable liquids and gases; storage of toxic matter; high-rise building with over 25 stories, etc. This category does not include the buildings which are related to any cultural activity. The I category includes: buildings with rooms

usklađivanje zapaljivih tečnosti i gasa; skladišta toksičnih materijala; značajni objekti veza i telekomunikacija; visoke zgrade sa preko 25 spratova i sl. U ovu kategoriju ne spadaju objekti koji imaju vezu sa bilo kakvom kulturnom delatnošću. U I kategoriju spadaju: zgrade sa prostorijama predviđenim za veće skupove ljudi (pozorišta; bioskopske i sl.), škole, zdravstveni objekti, zgrade koje sadrže predmete izuzetne kulturne i umetničke vrednosti, itd. U II kategoriju spadaju: stambene zgrade; hoteli, restorani; javne i industrijske zgrade itd. U III i IV kategoriju objekata spadaju pomoćno-proizvodne zgrade i privremeni objekti.

Prilikom gradnje objekata van I kategorije utvrđuju se projektni i maksimalni zemljotres kojima je objekat izložen. Za utvrđivanje seizmičke opasnosti prilikom projektovanja objekata II i III kategorije koristi se Seizmološka karta SFRJ [3], oleata za povratni period zemljotresa od 500 godina.

I u sadašnjem vremenu se grade objekti koji će kao novo-izgrađeni ujedno biti od kulturno-istorijskog značaja. Primer je hram sv. Save u Beogradu koji je još uvek nedovršen ali će pored ostalog imati i svoju umetničku vrednost (arhitektonska celina, mozaike, ornamentiku i sl.), ili neki drugi objekat koji je izgrađen u periodu nekog od vežećih pravilnika o gradnji u seizmičkim područjima. U tom slučaju preporučuje se da se kod objekata sa perspektivom da budu od kulturno-istorijskog značaja, tj. onih koji su u skladu sa preporukama zaštite istorijskih objekata, koristi strožiji kriterijum za procenu proračuna seizmičkih opterećenja.

Slično je i sa Evrokodom 8 koji je sve više u upotrebi kod nas. Ovde se u okviru osnovnih zahteva zemljotresnog inženjerstva postavljaju dva uslova: Prvi uslov podrazumeva da se OVG pri projektovanom zemljotresnom dejstvu ne sme niti potpuno niti delimično srušiti i da treba da zadrži svoju konstruktivnu celinu i odgovarajuću nosivost. Drugi uslov podrazumeva da GOV treba da izdrži dejstvo zemljotresa čija je verovatnoća dešavanja veća od proračunatog zemljotresnog delovanja, bez pojave oštećenja i disfunkcije u upotrebi čiji bi trošak bio nesrazmerno veliki u odnosu na vrednost same građevine. U Evrokodu 8 važnost objekta tj. njegovu kategoriju propisuje državna vlast. Evrokod 8 takođe posebno ne razmatra NKDVG.

U slučaju oštećenja objekta usled seizmičkog dejstva ili nekih drugih promena na njemu (rekonstrukcije ili dogradnje) primenjuje se Pravilnik br. 52/85 [10]. Po ovom Pravilniku saniraju se, ojačavaju, revitalizaciju i dograđuju oštećeni ili dotrajali OVG.

Značajan broj objekata za stanovanje ili neku drugu namenu građen je pre bilo kakvog zakona za gradnju u seizmičkim područjima što je najčešće slučaj i sa NKDVG. Međutim, sa vekom eksploatacije objekti generalno gube deo seizmootpornosti od one koju su prvobitno imali tako da vremenom opada njihova seizmootpornost. Prema Pravilniku br. 52/85 [10] koji se odnosi na sanaciju i revitalizaciju objekata koji su usled nekog spoljašnjeg dejstva oštećeni ili treba da se ojačaju bez obzira da li su građeni u skladu sa postojećim pravilnikom o visokogradnji, ojačavaju se prema građevinskoj kategoriji koja im po svojim karakteristikama pripada u skladu sa važećim zakonom.

designed for large groups of people (theatres, cinema halls etc.), schools, etc. The II category includes: housing buildings; hotels, restaurants; public and industrial buildings etc. The III and IV categories of buildings include auxiliary-production buildings and temporary buildings.

When the out-of-category and I category buildings are built, the design and maximum earthquake the building is exposed to are calculated. For determination of the seismic risk in designing the II and III category buildings, Seismology map of SFRY is used [3], for the return earthquake period of 500 years.

Nowadays as well, structures of cultural-historical importance are being built. It is for example, the St. Sava Cathedral in Belgrade, which is still unfinished, but besides other things it has its artistic value (architectonic appearance, mosaics, ornaments, etc.), or some other structure built in the period when some of the existing codes of building in seismic areas was valid. In that event, it is recommended to apply more strict criteria for assessment of seismic load design for the structures of prominent cultural-historical importance, i.e. those which are compliant to the recommendations of protection of historical structures. It is a similar situation with Eurocode 8, which is being increasingly used in our country. Here, in the framework of the basic requirements of earthquake engineering, two conditions should be completed: The first condition comprises that during an earthquake design, HRS must not collapse, neither completely nor partially, and it must retain its structural integrity and adequate bearing capacity. The second condition comprises that BS must withstand the effects of an earthquake whose occurrence probability is higher than the design earthquake action, with no damage or dysfunction whose repair cost is non proportionally high in comparison with the value of the structure itself. In Eurocode 8, the importance of structure and its category is prescribed by national authorities. Eurocode 8 does not consider ICPBS separately.

In case of building damage due to seismic action or some changes on them, (reconstruction or extension), Code no. 52/85 [10] is implemented. This code is used for revitalization, strengthening, rehabilitation or expansion of damaged or dilapidated building structures, too.

A considerable number of buildings for housing and other purposes was built prior to enactment of any regulations for construction in seismic areas, which is most often the case with ICPBS. However, with aging, the structures generally lose a portion of seismic resistance they originally had. According to the Code no. 52/85 [10] which refers to rehabilitation and revitalization of structures which are damaged as a result of an external action or should be strengthened irrespective of whether they were built in compliance with the existing code on building structures construction, they are strengthened according to the construction category to which they belong, regarding their characteristics and current regulations.

2.3 Očekivana oštećenja na NKDVG u seizmičkim područjima Srbije

Na osnovu makroseizmičke skale moguće je dati procenu očekivanih oštećenja na objektima ako je poznat tip objekta i intenzitet zemljotresa koji se očekuje na datom prostoru, za određeni povratni period.

Ovde su na osnovu makroseizmičkih skala MKS-64 i EMS-98 data očekivana oštećenja na NKDVG za nivo očekivanih intenziteta od V do IX stepena. Međutim za detaljnija ispitivanja seizmootpornosti NKDVG kao i drugih GOV koriste se različite statičke i dinamičke linearne i nelinearne numeričke analize. U poslednje vreme dosta se koristi tzv. pušover analiza (analiza postupnog horizontalnog opterećenja), koja pripada statičkoj nelinearnoj analizi.

Prema stilu gradnje NKDVG uglavnom pripadaju različitim formama zidanih objekata kao i objektima sa drvenom konsurkijom. Očekivana oštećenja na NKDVG usled dejstva zemljotresa data su prema makroseizmičkim skalama MSK-64 i EMS-98 [3],[9],[15]. Obe skale su podeljene na 12 stepeni koji se među sobom u najvećem delu poklapaju. Prema ovim skalama NKDVG najvećim delom pripadaju tipu B i C (D), dok je tip A manje zastupljen, tabela 2.

2.3 Expected damage of ICPBS in the seismic areas of Serbia

On the basis of the macroseismic scale, it is possible to assess the expected damage on the structures, if the type of structure and intensity of earthquake expected on the given area for a certain return period are known.

Here, on the basis of macroseismic scales MKS-64 and EMS-98, the expected damage on ICPBS for the expected intensities between V and IX degrees is provided. However, for a more detailed tests of seismic resistance of ICPBS and other BS, various static and dynamic linear and nonlinear numerical analyses are used. Lately, pushover analyses have been increasingly used (analysis of increasing horizontal load), which belongs to the static nonlinear analysis.

According to the construction style ICPBS mostly belong to the different forms of masonry buildings, and timber structure buildings. The expected damage of ICPBS due to the earthquake effects can be estimated according to the macro-seismic scales of MSK-64 and EMS-98 [3], [9], [15]. Both scales have the same division of 12 degrees which coincide in most part. According to these scale ICPBS mostly belong to the B and C (D) types, while there is a low presence of type A, table 2.

Tabela 2 Tipovi objekata visokogradnje u skladu sa seizmičkim skalama MSK-64 i EMS-98
Table 2. Type of structures according to MSK-64 and EMS-98 scales

Tip Type	Tipovi objekata (koji nisu aseizmički građeni) - MSK-64 <i>Types of structures (which were not built according to aseismic standards) in MSK-64</i>	Tip Vulnerability class	Tipovi objekata (sve vrste) –EMS-98 <i>Types of structures (all kinds of buildings) EMS-98</i>
	Opis / Description		Opis / Description
A	Kuće od neobrađenog kamena, ruralni objekti, kuće od nepečene cigle i naboja gline <i>Buildings in fieldstone, rural structures, adobe houses, clay houses</i>	A	Kuće od lomljenog kamena, neobrađenog kamen, cigle (urađene od zemlje) <i>Rubble stone, fieldstone, adobe (earth brick)</i>
B	Obične zgrade od cigle, objekti od velikih blokova, poludašćane kuće, kuće od klesanih kamenih blokova <i>Ordinary brick buildings, large block construction, half-timber structures, structures of hewn blocks of stone</i>	B	Običan kamen, obrađen kamen nearmirane <i>Simple stone, unreinforced, with manufactured stone units</i>
C	Zgrade od armiranog betona, čvrsto urađeni drveni objekti <i>Reinforced buildings, well-built wooden structures</i>	C	Masivni kamen. Objekti su nearmirani, sa armiranim međuspratnim pločama, okviri nisu aseizmički dizajnirani, zidovi koji nisu dizajnirani da budu seizmo-otporni <i>Massive stone, unreinforced, with reinforced concrete (RC) floor, frame without earthquake-resistant design (ERD), walls without ERD</i>
		D	Drvene konstrukcije <i>Timber structures</i>

U nastavku su date tabele sa izdvojenim tipovima oštećenja koja mogu da se jave na NKDVG prilikom različitih dejstava zemljotresa, tabele 3, [3], [9], [15]. i kvantifikovanom vrednošću samih oštećenja, tabela 4, [3], [9], [15].

Further are provided tables with singled out types of damage which may occur in ICPBS as a result of various earthquake effects, table 3, [3], [9], [15] and quantified value of damage, Table 4, [3], [9], [15].

Tabela 3. Klasifikacija oštećenja u skladu sa seizmičkim skalama MSK-64 i EMS-98
Table 3. Classification of damage to buildings according to MSK-64 and EMS-98 scales

Stepen Grade	MSK-64	EMS-98
	Kratak opis <i>Short description</i>	Kratak opis / <i>Short description</i>
1	Laka oštećenja <i>Slight damage</i>	Zanemarljiva do laka oštećenja (nema konstruktivnih oštećenja, laka ne-konstruktivna oštećenja – sitne pukotine u malteru opadanje komadića i ljuspica maltera, pukotine kao vlasi kose na nekim zidovima) <i>Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage - fine cracks in plaster; fall of small pieces of plaster, hair-line cracks in very few walls)</i>
2	Umerena oštećenja <i>Moderate damage</i>	Umerena oštećenja: neznatna strukturna oštećenja, umerena ne strukturna oštećenja - manje pukotine u većini zidova, opadanje krupnih komada maltera, mestimično rušenje dimnjaka) <i>Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage - small cracks in many walls; fall of fairly large pieces of plaster; partial collapse of chimneys)</i>
3	Teška oštećenja <i>Heavy damage</i>	Znatna do teška oštećenja (umerene strukt urne štete, teška ne strukturna oštećenja) <i>Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage)</i>
4	Destruktivna oštećenja <i>Destruction</i>	Veoma teška oštećenja (teška strukturna oštećenja, teška ne strukturna oštećenja) <i>Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage)</i>
5	Potpuno oštećenje (potpuno rušenje zgrada) <i>Total damage Total collapse</i>	Destrukcija (veoma teška strukturna oštećenja). Potpuna ili skoro potpuna rušenja zgrada <i>Destruction (very heavy structural damage). Total or almost total collapse of buildings</i>

Tabela 4. Kvantifikacija oštećenja MSK-64 i EMS-98
Table 4. Damage quantification for MSK-64 and EMS-98 scales

MSK-64		EMS-98	
Mali broj / <i>Few</i>	oko / <i>about</i> 5 %	Mali broj / <i>Few</i>	0 – 20 %
Mnogo / <i>Many</i>	oko / <i>about</i> 50 %	Mnogo / <i>Many</i>	20 – 60 %
Većina / <i>Most</i>	oko / <i>about</i> 75 %	Većina / <i>Most</i>	60 – 100 %

Za teritoriju repoblike Srbije od interesa su zemljotresi V, VI, VII, VIII i IX, stepena obzirom da su to intenziteti koji mogu da izazovu oštećenja na NKDVG. U tabeli 5, dati su intenziteti mogućih zemljotresa sa efektima koje mogu da izazovu na NKDVG.

For territory of the Republic of Serbia, the earthquakes intensity of V, VI, VII, VIII and IX degrees are expected to occur which can cause damage of ICPBS. In table 5, intensities of potential earthquakes with the potential effects on ICPBS are given.

Tabela 5. Seizmički intenziteti sa štetnim dejstvima na NKDVG
Table 5. Seismic intensities with their effects on ICPBS

Skale seizmičkog intenziteta / <i>Macroseismic Intensity Scale</i>						
Stepen seizmičkog intenziteta <i>Seismic intensity degree</i>	MSK-64			EMS-98		
	Stepen oštećenja zgrada <i>Grade of building (structures) damage</i>	Brojnost <i>Quantity</i>	Tip građevine <i>Type of structure</i>	Stepen oštećenja zgrada <i>Grade of building (structures) damage</i>	Brojnost <i>Quantity</i>	Tip građevine <i>Type of structure</i>
IV	no	no		no	no	
V	1	mali broj <i>a few</i>	A	1	mali broj <i>a few</i>	B
				1	mali broj <i>a few</i>	A
VI	1	mali broj <i>a few</i>	B	1	mali broj <i>a few</i>	C
	2	mali broj <i>a few</i>	A	2	mali broj <i>a few</i>	A, B
	1	mnogo <i>many</i>	A	1	mnogo <i>many</i>	A, B
VII	1	mnogo <i>many</i>	C	1	mali broj <i>a few</i>	D
	2	mnogo <i>many</i>	B	2	mali broj <i>a few</i>	C
	3	mnogo <i>many</i>	A	3	mali broj <i>a few</i>	B
	4	mali broj <i>a few</i>	A	2	mnogo <i>many</i>	B
				4	mali broj <i>a few</i>	A
				3	mnogo <i>many</i>	A
VIII	3	mali broj <i>a few</i>	C	2	mali broj <i>a few</i>	D
	2	mnogo <i>many</i>	C	3	mali broj <i>a few</i>	C
	4	mali broj <i>a few</i>	B	2	mnogo <i>many</i>	C
	3	mnogo <i>many</i>	B	4	mali broj <i>a few</i>	B
	5	mali broj <i>a few</i>	A	3	mnogo <i>many</i>	B
	4	mnogo <i>many</i>	A	5	mali broj <i>a few</i>	A
				4	mnogo	A
IX	4	mali broj <i>a few</i>	C	2	mali broj <i>a few</i>	E
	3	mnogo <i>many</i>	C	3	mali broj <i>a few</i>	D
	4	mnogo <i>many</i>	B	2	mnogo <i>many</i>	D
	5	mali broj <i>a few</i>	B	4	mali broj <i>a few</i>	C
	5	mnogo <i>many</i>	A	3	mnogo <i>many</i>	C
			A	5	mali broj <i>a few</i>	B
				4	mnogo <i>many</i>	B
				5	mnogo <i>many</i>	A

Na osnovu Seizmološke karte Srbije [3] urađena je teritorijalna zastupljenost najjačih očekivanih intenziteta za povratne periode od 100, 200, 500, 1000 i 10 000 god. sa verovatnoćom $I_{max} \geq 0.63$, tabela 6.

On the basis of the Seismological map of Serbia [3] the territorial presence of the strongest expected intensities for the return periods of 100, 200, 500, 1000 and 10 000 years was done, with the probability of $I_{max} \geq 0.63$, Table 6.

Tabela 6. Teritorijalna zastupljenost seizmičkih intenziteta prema povratnim periodima
Table 6. Territorial presence of seismic intensities according to the return periods

Intenzitet zemljotresa (MSK-64) <i>Earthquake intensity (MSK-64)</i>	Povratni period dogođenog intenziteta izražen u godinama <i>Return period of the occurred intensity expressed in years</i>				
	100	200	500	1000	10 000
	Procentualni deo površine teritorije Srbije zahvaćen odgovarajućim intenzitetom <i>Percentage of the Serbia territory area affected by the corresponding intensity</i>				
VII	0,8381	0,5405	0.0	0.0	0.0
VIII	0,1508	0,4256	0,9333	0,6430	0,4766
IX	0,0111	0,0339	0,0667	0,3570	0,5234

2.4 Nivo dozvoljenih oštećenja kod NKDVG i njihova kategorizacija

Zaštita NKDVG od zemljotresa treba da obezbedi njihovo trajanje u vremenu, i da pri tome ne izgube na svojoj autentičnosti i upotrebljivosti. U radu je razmatrano nekoliko faktora prema kojima se utvrđuje adekvatna zaštita NKDVG: bezbednost ljudi od zemljotresa; arhitektonski; umetnički bez oslikanih površina i umetnički sa oslikanim površinama. S obzirom da su kulturna dobra pored stalno zaposlenih lica posećena od strane posetilaca, prilikom zemljotresa postoji rizik za njihove živote. Ako se razmatra samo bezbednost posetilaca i onih koji rade u objektu, u tom slučaju "minimum intervencije na objektu" se odnosi na dovođenje sigurnosti konstrukcije objekta na "prihvatljiv nivo" gde će životi posetilaca i službenika biti zaštićeni i gde pri slabijim dejstvima zemljotresa neće doći do remećenja radne aktivnosti. Međutim ako se radi o NKDVG koji imaju monumentalnu vrednost gde pored društvenog i istorijskog značenja imaju arhitektonski i umetnički značaj bilo da se radi o oslikanim površinama ili ne, pitanje "prihvatljivog nivoa" sigurnosti objekta postaje otvoreno a samim tim i pitanje "minimalne intervencije na objektu".

Zapravo potrebno je razmatrati svaki aspekt njegove kulturne vrednosti i u skladu sa tim dati procenu prihvatljivog nivoa seizmičke zaštite. Za ovo se koristi skala oštećenja data u tabeli 3 kao i njene kvantifikacione karakteristike u tabeli 4.

Analizirajući tipove oštećenja došlo se do zaključka da je nivo prihvatljivih oštećenja u onom domenu u kome se još uvek može izvršiti njihova restauracija sa minimalnim gubitkom autentičnosti. Na osnovu navedenog za faktore zaštite ljudskih života (BU), zaštite samog NKDVG sa aspekta arhitektonske vrednosti (BAch) i mogućnosti njegove konzervacije kao i umetničkih elemenata na NKDVG bez oslikanih (BA) površina dozvoljava se 3 nivo oštećenja prilikom dejstva najjačeg zemljotresa za izabrani povratni period.

2.4 The level of permissible damage of ICPBS and their categorization

Protection of ICPBS should provide their survival in time, but without it they are losing their authenticity and serviceability. The paper considers several factors used to determine adequate protection of ICPBS: human safety in earthquakes; architectonic; artistic without painted surfaces and artistic with painted surfaces. Regarding that usually there are visitors inside cultural properties as well as employees, their lives are also at risk. If only the safety of visitors and employees of a building is considered, „the minimum intervention on the building“ relates to making the structure of the building „acceptably safe“ which will protect the lives of the visitors and employees, and where the working process during earthquakes of low intensity will not be interrupted. However, in the case when ICPBS have a monumental value, and in addition to their social and historical significance they also have architectonic and artistic significance, with or without painted surfaces, the question of „acceptable safety“ and thus of the „minimum intervention on the building“ remains unresolved.

In fact, it is necessary to consider every aspect of its cultural value, and in accordance with it provide the assessment of acceptable seismic safety level. The damage scale provided in table 3 and its quantification characteristics in table 4 are used for this purpose.

By analyzing the types of damage, it was concluded that the level of acceptable damage is when it is still possible to restore the structures with the minimum loss of their authenticity. Thus, the 3rd level of damage is permissible during the action of the strongest earthquake for the chosen return period for the following factors: human lives protection (BU), protection of ICPBS for the aspect of architectonic value (BAch) and potential of their conservation and for artistic elements on ICPBS without painted (BA) surfaces. Regarding that heavy structural damage is expected at 3rd level of damage, falling of large areas of mortar and collapse of partition

Obzirom da se u 3 nivou oštećenja očekuju teška ne strukturna oštećenja, očekuje se i opadanje velikih komada maltera kao i pojava rušenja pregradnih zidova. Otuda se za oslikane površine (BAP) dozvoljava 2 nivo oštećenja [6], [17].

Nakon ovako utvrđenih dozvoljenih nivoa oštećenja na objektima kulturnog nasleđa potrebno je utvrditi nivo seizmo-otpornosti NKDVG kao i nivo seizmičkog hazarda kome je izložen na datoj lokaciji.

Da bi se pouzdano utvrdio nivo seizmo-otpornosti NKDVG koji se razmatra, preporučuje se primena nelinearne statičke analize postepenog lateralnog opterećenja (pušover analiza). Ova numerička analiza koristi metod konačnih elemenata.

Sa adekvatno prikupljenim podacima o konstruktivnim karakteristikama samog NKDVG i karakteristikama materijala od koga je izgrađen moguće je dobiti kvantitativne iznose deformacija na objektu pri zadatom postepenom lateralnom opterećenju (pušover analizi). Dobijena horizontalna deformacija je data iznosom horizontalnog pomeranja u vrhu NKDVG. Pušover analiza omogućava da se prema ostvarenom horizontalnom pomeranju u vrhu NKDVG, odnosno na pušover krivoj tačno utvrde unapred zadati nivoi dozvoljenog oštećenja na NKDVG. Tako da se ova analiza primenjuje na sve faktore izdvojenih kategorija koje se odnose na NKDVG, očuvanje života posetilaca i radnika u objektu, zatim na arhitektonski i umetnički faktor bez i sa oslikanim površinama. Na ovaj način upotpunjuje se pušover kriva, odnosno kriva seizmootpornosti sa novim karakteristikama o povredljivosti ispitivanog NKDVG.

Za isto NKDVG takođe se utvrđuje elastični spektar odgovora koji se daje u formatu ubrzanje-pomeranje (ADRS). Pri tome se ubrzanje tla uzima kao maksimalna vrednost za odgovarajući povratni period dobijen na osnovu PSHA ili DSHA za datu lokaciju.

Analizirajući dobijenu pušover krivu koja predstavlja krivu seizmootpornosti NKDVG sa jasnim područjima gde se očekuju različiti nivoi oštećenja izdvojenih faktora i spektralnu krivu koja predstavlja seizmičko opterećenje na lokaciji, moguće je utvrditi kakva se oštećenja očekuju na datom NKDVG, slika 1.

Pušover analiza takođe omogućava analitičko ispitivanje uticaja naknadnih intervencija na NKDVG kako bi se dobilo NKDVG sa povećanom seizmo-otpornošću u odnosu na njegovo prethodno stanje.

Usled sveukupnog značaja NKDVG, a s tim i da se održe u dugom vremenskom periodu u okviru postojećeg seizmičkog hazarda, neophodno je njihovu seizmo-otpornost podići na viši nivo od običnih OVG. U tom smislu seizmo otpornost NKDVG treba sračunati na dejstvo najjačeg zemljotresa sa povratnim periodom koji je duži od povratnog perioda propisanog nacionalnim kodom za obične OVG, kojima bi dato NKDVG pripadalo bez da se radi o NKD.

Dužina povratnih perioda za NKDVG su u zavisnosti od kulturno istorijskih kategorija kojima pripadaju, odnosno dozvoljenog nivoa oštećenja njihovih faktora. U nastavku su radi boljeg pregleda date matrice kategorija GOV i NKDVG u rasponu perioda ponovljivosti najjačih očekivanih zemljotresa koji su izraženi preko različitih verovatnoća nepremašivanja za eksploatacioni period objekta od 50 godina. Tipovi oštećenja za pojedine kategorije GOV i NKDVG dati su u rasponu povratnih

walls is expected. Therefore, only 2nd level of damage is permissible [6], [17] for the painted surfaces (BAP).

After the permissible levels of damage on cultural heritage structures have been specified in this way, it is necessary to determine the level of seismic resistance of ICPBS as well as the level of seismic hazard it is exposed to on a given location.

In order to reliably determine the level of seismic resistance of ICPBS being considered, it is recommended to implement a non-linear static analysis of gradual increasing lateral load (pushover analysis). This numerical analysis employs the finite element method.

With adequately collected data about the structural characteristics of ICPBS itself and characteristics of material it is made of, it is possible to obtain quantitative amounts of deformations on the structure at the given gradually increasing lateral load (pushover analysis). The obtained horizontal deformation is expressed by the amount of horizontal displacement at the top of ICPBS. The pushover analysis facilitates accurate determination of the preset levels of permissible damage on ICPBS according to the horizontal displacement of the top of ICPBS. Therefore, this analysis is implemented on all the factors of the specified individual categories referring to ICPBS, preserving life of employees and visitors in the building, and to the architectonic and artistic factors with and without the painted surfaces. It completes the pushover curve, i.e. the curve of seismic resistance with new characteristics regarding vulnerability of examined ICPBS.

For the same ICPBS, the elastic response spectrum is also determined and provided in acceleration-displacement format (ADRS). In the process, the ground acceleration is assumed as a maximum value for the appropriate return period obtained on the bases of PSHA or DSHA for the given location.

It is possible to determine what damage is expected on the given ICPBS by analyzing the obtained pushover curve which represents the ICPBS seismic resistance curve with clearly identifiable areas where various levels of damage of the specified individual factors are expected, and by analyzing the spectral curve which represents seismic load on a location, figure 1.

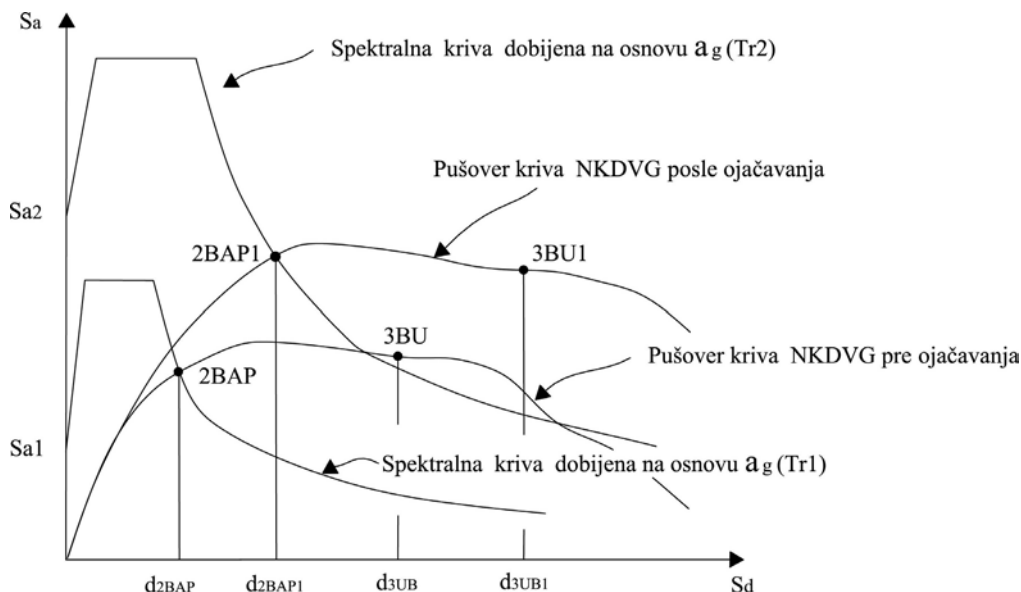
The pushover analysis also facilitates analytical investigation of the impacts of subsequent interventions on ICPBS in order to obtain an ICPBS with the increased seismic resistance in comparison with its previous condition.

For reasons of the overall importance of ICPBS, and also in order to maintain them during a long time period within the existing seismic hazard, it is necessary to increase the level of their seismic resistance above the regular BS level. In this sense the seismic resistance ICBPS should be calculated to the effect of the strongest earthquake with a return period that is longer than the return period laid down by national code for ordinary BS, which belonged to a given ICBPS without an BS.

The length of return periods for ICBPS depends on the cultural-historical categories they belong to, i.e. to the permissible level of damage of their factors. Further in the text, for the purpose of easy access to the reference, the matrices of BS and ICPBS categories are displayed in the range of return periods of the strongest expected earthquakes which are expressed through the

perioda od Osnovnog operativnog do Maksimalnog projektnog zemljotresa, od 60% do 10% i manje verovatnoće neprevazilaženja, respektivno, tabele 7, 8 i 9.

various non-exceedance probabilities for the 50-year service period of structures. The damage types for certain categories of BS and ICPBS are given in the span of return periods from the Basic operative to the Maximum design earthquake, between 60% and 10% and the lower probability of non-exceedance, respectively, tables 7, 8 and 9.



Slika 1. Pozicija faktora koji se odnose na oslikane zidne površine (BAP) i zaštitu ljudskih života (BU) na pušover krivoj pre i posle ojačavanja NKDVG, sa zadatim nivoima oštećenja, 2 i 3, respektivno. Na slici su prikazane spektralne krive seizmičkog opterećenja za povratne periode Tr_1 i Tr_2

Figure 1. Position of the factors relating to the painted wall surfaces (BAP) and human life protection (BU) on the pushover curve prior and after strengthening of ICPBS, with the preset damage levels, 2 and 3, respectively. The figure presents spectral curves of seismic load for the return periods Tr_1 and Tr_2

Prema Zakonu br. 21/88, [4], [11] (za GOV) Osnovni operativni zemljotres nije jasno izdvojen dok maksimalnom projektnom zemljotresu odgovara najjači zemljotres koji se dešava jedanput u Zakonom br. 21/88, predviđenom povratnom periodu za dati tip objekata. U radu su izdvojeni Osnovni operativni i Maksimalni projektni zemljotresi budući da su dosta ušli u praksu u monogim nacionalnim kodovima. Osnovni operativni zemljotres dovodi do oštećenja objekata koja odgovaraju štetama tipa 1. Dok se od Maksimalnog projektnog zemljotresa na objektima očekuju oštećenja tipa 3.

Na osnovu kategorizacije NKDVG prema navedenim matricama utvrđuje se nivo zahtevane seizmootpornosti za dato NKDVG i shodno tome rade se već pomenute analize kako bi se preduzele adekvatne mere za ojačanja i zaštite samog objekta.

Na osnovu gornjih matrica gde su predstavljeni povratni periodi za objekte visokogradnje i matrica za NKDVG mogu se dobiti vrednosti koeficijenta γ , a time i vrednosti β za pojedine istorijske objekte što se može koristiti u ojačanju.

According to the Law no. 21/88, [4], [11] (for BS) the Basic operative earthquake is unclearly distinguished, while Maximum design earthquake corresponds to the strongest earthquake occurring once in the return period proscribed by the Law no. 21/88 for the given type of the structures. In the paper, the Basic operative and Maximum design earthquakes are clearly distinguished, since they became a part of the practice of many national codes. Basic operative earthquake causes structural damage corresponding to type 1 damage, while the maximum design earthquake is expected to cause type 3 damage on the structures.

Based on the categorization of ICPBS according to the mentioned matrices, the level of required seismic resistance for the given ICPBS is determined, and on that basis the mentioned analyses are performed in order to undertake adequate measures for strengthening and protection of the structure itself.

The values of the range coefficients can be obtained on the basis of the abovementioned matrices where the return periods for building structures and matrix for ICPBS are presented along with the values for individual historical structures which can be used in strengthening.

Tabela 7. Kategorije građevinskih objekata visokogradnje
Table 7. Categories of Building Structures

Povratni period, frekvencija <i>Return period, frequency</i>	Tip oštećenja / Type of damage			
	1	2	3	4
50				
60% u 50 god. <i>60% in 50 years</i>				
100			G-4	
40% u 50 god. <i>40% in 50 years</i>		G-2,3		
200		I-1 G-V,1		
20% u 50 god. <i>20% in 50 years</i>				
500				
10% u 50 god. <i>10% in 50 years</i>				
1000				
5% u 50 god. <i>5% in 50 years</i>				

- I-1 Inženjerski objekti I kategorije Ovde je I-1= G-V,1
Engineering structures of I category Here I-1= G-V,1
- G-V,1 Građevinski objekti visokogradnje van kategorije I i kategorije
Engineering Building Structures out of category I and I category
- G-2,3 Građevinski objekti visokogradnje II i III kategorije
Engineering Building Structures of II and III category
- G-4 Građevinski objekti visokogradnje IV kategorije
Engineering Building Structures of IV category

Tabela 8. Kategorija NKDVG bez oslikanih zidnih površina
Table 8. Category of ICPBS without painted wall surfaces

Povratni period zemljotresa <i>Return period of earthquake</i>	Tip oštećenja / Type of damage			
	1	2	3	4
100				
40% u 50 god. <i>40% in 50 years</i>				
200				
20% u 50 god. <i>20% in 50 years</i>		IG-B		
500		IG-A		
10% u 50 god. <i>10% in 50 years</i>		IG-AA		
1000				
5% u 50 god. <i>5% in 50 years</i>				

- IG-AA Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja pod zaštitom UNESCO-a
Category of ICPBS of outstanding cultural importance listed by UNESCO

- IG-A Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja
Category of ICPBS of outstanding cultural importance
- IG-B Kategorija NKDVG od velikog kulturnog značaja
Category of ICPBS of high cultural importance

Tabela 9. Kategorija NKDVG sa oslikanim zidnim površinama
Table 9. Category of ICPBS with painted wall surfaces

Povratni period zemljotresa <i>Return period of earthquake</i>	Tip oštećenja / <i>Type of damage</i>			
	1	2	3	4
100				
40% u 50 god. <i>40% in 50 years</i>				
200				
20% u 50 god. <i>20% in 50 years</i>				
500				
10% u 50 god. <i>10% in 50 years</i>				
1000				
5% u 50 god. <i>5% in 50 years</i>				

- IGO-AA Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja sa oslikanim površinama pod zaštitom UNESCO-a
Category of ICPBS with painted walls surfaces of outstanding cultural importance listed by UNESCO
- IGO-A Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja sa oslikanim površinama
Category of ICPBS with painted walls surfaces of outstanding cultural importance
- IGO-B Kategorija NKDVG od velikog kulturnog značaja sa oslikanim površinama
Category of ICPBS with painted walls surfaces of high cultural importance

3 METODOLOŠKI PRAVCI SMANJENJA SEIZMIČKOG DEJSTVA NA NKDVG

Najčešći oblik smanjenja štetnog seizmičkog dejstva na GOV koje se ujedno može primeniti na NKDVG postiže se ojačavanjem njegovih strukturnih elemenata primenom seizmičkih sidrara i veza, ramova za učvršćivanje, horizontalnih strukturnih elemenata, ramova za otporne momente, itd. Pritom treba voditi računa da se ne naruši istorijski izgled i vrednost NKDVG koje se obezbeđuje [1].

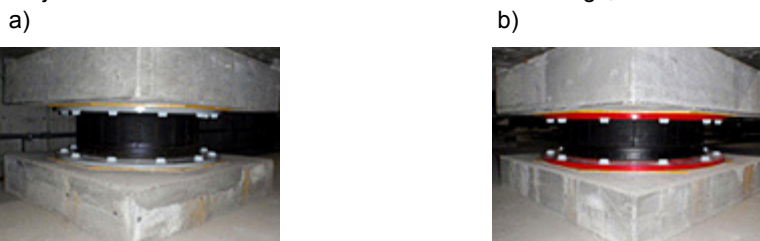
Pored klasičnih metoda primenjuje se seizmička izolacija baze sa ciljem da objekat i podloga više ne budu u klasičnoj čvrstoj vezi gde se seizmička energija iz podloge potpuno prenosi na objekat. Ovo se postiže izgradnjom gornje konstrukcije koja nosi objekat i donje konstrukcije koja je fundirana u tlu. Zona razdvajanja ovih konstrukcija predstavlja najznačajnije područje za implementaciju novih tehničkih i tehnoloških inovacija u

3 METHODOLOGY OF REDUCTION OF SEISMIC EFFECTS ON ICPBS

The most frequent form of reduction of negative seismic effects on BS which can be applied on ICPBS is strengthening of their structural elements by implementing anchored ties, braced frames, bond beams, moment-resisting frames, etc. During the process, the care has been taken to preserve the appearance and value of ICP being protected [1].

In addition to the classical methods, seismic isolation of the base for BS is used with a goal to replace traditional rigid connection between the upper section of buildings and their base. This is achieved by constructing the superstructure supporting the building and lower structure which is founded in the ground. The separation zone between these structures represents the most important zone for implementation of new technical and technological innovations with the aim of reduction of

cilju smanjenja seizmičkog dejstva na objekat. Na slici 2. dat je primer dve vrste laminiranih jakih ležajeva iz zone razdvajanja koji su primenjeni na Apple Towers Sendai (Japan), slika 3, [2]. Prvi od njih slika 1a, napravljen je od naizmeničnih slojeva gume i čeličnih ploča. Pomeranjem levo i desno sistem izoluje zgradu od podrhtavanja koji dolaze iz tla. Sa intenziviranjem podrhtavanja tla, aktivira se klizni seizmički izolator 1b, koji je izgrađen od laminirane gume. Mehanizam klizanja ovog izolatora postiže se uz dodavanje smole koja omogućava fino klizanje preko ležaja što dovodi do apsorpcije jakog podrhtavanja.

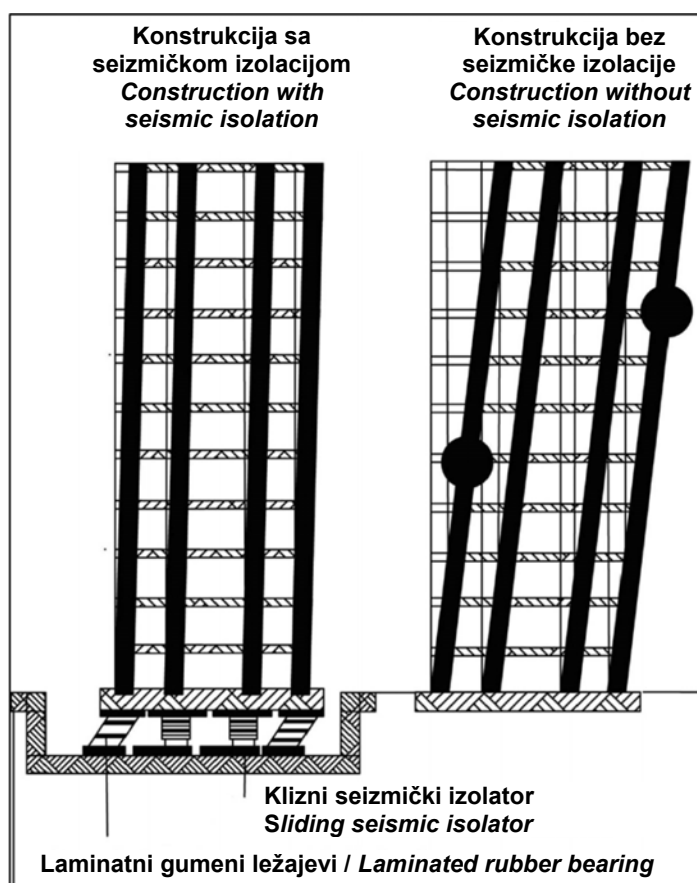


seismic effects on the structure.

Figure 2 provides an example of two kinds of strong laminated rubber mass bearings in the separation zone, implemented on the Apple Towers Sendai (Japan), figure 3 [2]. The first of them, figure 1a, is composed of alternating lamina of rubber and steel slabs. Its lateral, left-right motion isolates the building from the ground tremors. With the intensification of the soil tremor, a sliding seismic isolator 1b made of laminated rubber is activated. The sliding mechanism of this isolator is achieved by addition of resin allowing for the fine sliding over the bearings, which absorbs the strong tremors.

Slika 2. laminirani jaki ležajevi (a) i klizni seizmički izolator (b) su ključni strukturni elementi za konstrukciju koja dovodi do seizmičke izolacije (foto: APA Group)

Figure 2. The laminated rubber bearing (a) and sliding seismic isolator (b) are key structural elements for construction which provides seismic isolation (Photo: APA Group)



Slika 3. Šematski prikaz Apple Towers Sendai sa seizmičkom izolacionom konstrukcijom koja se ljulja polako i umereno dok se zgrada bez izolacione konstrukcije ljulja brzo i intenzivno. Crne tačke predstavljaju mesta sa pojavom oštećenja

Figure 3. Schematic presentation of Apple Towers Sendai with seismic isolation construction sways slowly and moderately while building without it sways fast and intensely. Black points represent spots with failure occurrence

Ovaj tip seizmičke izolacije generalno smanjuje ljuhanje objekta pogotovu njegovih viših delova, smanjuje rizik od prevrtanja stvari u objektu i može se smatrati za pogodan način seizmičke izolacije kod NKDVG.

4 ZAKLJUČAK

Dosadašnji zakonski normativi koji se kod nas koriste, a odnose se na OVG u seizmičkim područjima ne pokrivaju NKDVG kao posebnu građevinsku kategoriju sa svojim zahtevima zaštite od štetnog dejstva zemljotresa.

Krucijalni zahtev da ne sme da dođe do rušenja OVG tokom najjačeg zemljotresa već najviše do oštećenja njihovih nosivih konstrukcija, koji je implementiran u Pravilnike o aseizmičkoj gradnji GOV, njihovoj sanaciji i dogradnji u seizmičkim oblastima, nije primenljiv na NKDVG. Zapravo, kod NKDVG zbog svog kulturnog značaja moraju se tolerisati znatno manja oštećenja od onih koja se odnose na obične OVG.

Potreba očuvanja NKDVG od oštećenja usled seizmičkih dejstava stvorila je potrebu za kategorizacijom NKDVG u posebne građevinske kategorije što bi omogućilo njihovo adekvatno ojačanje, sanaciju i rekonstrukciju u seizmičkim područjima, a to su:

IG-AA Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja pod zaštitom UNESCO-a;

IG-A Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja;

IG-B Kategorija NKDVG od velikog kulturnog značaja.

Ovde su posebno kategorisana NKDVG koja sadrže oslikane površine i dati su u tabeli 9. To je urađeno iz razloga što maksimalna oštećenja pri kojima oslikane površine zadržavaju svoju autentičnost ne prevazilaze štete tipa 2. Kod tipa oštećenja većeg od 2 dolazi do uništavanje većeg dela oslikane površine, tako da oslikano delo gubi svoju autentičnost i kulturno istorijsku vrednost i u slučaju uspešne urađene restauracije. Izdvojene su sledeće kategorije NKDVG sa oslikanim zidnim površinama.

IGO-AA Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja sa oslikanim površinama pod zaštitom UNESCO-a;

IGO-A Kategorija NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja sa oslikanim površinama;

IGO-B Kategorija NKDVG od velikog kulturnog značaja sa oslikanim površinama.

Kod ostalih faktora: zaštite ljudskih života (BU); zaštite samog NKDVG sa aspekta arhitektonske vrednosti (BAch) i mogućnosti njegove konzervacije kao i umetničkih elemenata na NKDVG bez oslikanih (BA) površina. dozvoljava se 3 nivo oštećenja prilikom dejstva najjačeg zemljotresa za izabrani povratni period.

Ove kategorije mogu da budu u okviru novog Pravilnika za ojačanje, sanaciju i rekonstrukciju NKDVG u seizmičkim područjima, ili kao izdvojene kategorije da budu pridodate postojećem Pravilniku br.52/85 [10] koje se odnose na NKDVG.

Nakon uvođenja obaveze o zaštiti od dejstva zemljotresa na NKDVG, potrebno je prilikom sprovođenja konkretnih aktivnosti obratiti pažnju na sledeće pojedinosti: da se utvrdi obim zahvata koji bi se u praksi sproveo; da broj zahvaćenih NKDVG odgovara realnim moguć-

This type of seismic isolation in general reduces the swaying of the building, especially of its upper section, reduces the risk of objects in toppling over, and it can be considered as favourable method of seismic isolation for ICPBS

4 CONCLUSION

The standing legal standards used in our country and referring to BS in seismic areas fails to cover ICPBS as a separate building category with its requirements of protection from the negative earthquake effects.

No collapse requirement, which is a crucial requirement implemented in the Codes on aseismic building of BS, their remediation and extension on seismic areas, comprises that during the most intensive earthquakes – they sustain structural damage but will not collapse. It is inapplicable to ICPBS. Actually, only significantly small damage referring to the common BS can be tolerated for ICPBS due to their cultural importance.

The necessity of preserving ICPBS and protecting from damage caused by seismic effects created the need to introduce the new categorization of ICPBS into special construction categories, which would facilitate their adequate strengthening, remediation and reconstruction in seismic areas and they are:

IG-AA Category of ICPBS of outstanding cultural importance listed by UNESCO

IG-A Category of ICPBS of outstanding cultural importance

IG-B Category of ICPBS of high cultural importance.

Here the ICPBS which contain painted wall surfaces are separately categorized and presented in table 9. It was done because the maximum damage at which the painted surfaces retain their authenticity do not exceed type 2 damage. At a damage higher than type 2, a larger part of painted surface is destroyed, whereby the painted work of art loses its authenticity and cultural-historical value, even when it undergoes a successful restoration. The following categories of ICPBS with painted wall surfaces are singled out:

IGO-AA Category of ICPBS with painted walls surfaces of outstanding cultural importance listed by UNESCO

IGO-A Category of ICPBS with painted walls surfaces of outstanding cultural importance

IGO-B Category of ICPBS with painted walls surfaces of high cultural importance.

The 3rd level of damage after the action of the strongest expected earthquake in the chosen return period is permitted in the case of other factors: protection of human lives (BU); protection of ICPBS itself, from the aspect of its architectural value (BAch) and potential of its conservations, as well as artistic elements on ICPBS without painted surfaces (BA).

These categories should be contained within a new Code for strengthening, rehabilitation and reconstruction of ICPBS in seismic areas, or as separate categories added to the existing Code no.52/85 [10] which refers to ICPBS.

After introducing obligation of protecting ICPBS from the earthquake effects, on the occasion of performing the concrete activities, it is necessary to pay attention to the following details: the extent of the intervention which

nostima društva, kako finansijskim tako i stručnim; da se propiše procedura za verifikaciju prikupljenih podataka i zahteva koji se odnose NKDVG, procedure moraju da budu jasno definisane i obavezujuće; utvrđivanje seizmičkog hazarda na lokaciji na kojoj se nalazi NKDVG.

Napomena: Faktore su uveli autori pošto omogućavaju da se u okviru samog NKDVG izdvoje više i manje značajni činioci koji čine kulturno dobro i kao takvi da budu prepoznati i da dobiju odgovarajuću zaštitu.

5 LITERATURA REFERENCE

- [1] Damjanović, T., (2005) Sanacija i seizmičko ojačanje istorijskih objekata, Građevinski materijali i konstrukcije, vol. 48, br. 3, pp. 3-16.
- [2] Japanese earthquake resistance and seismic isolation technologies (2014), (http://www.unep.org/web-japan.org/trends/11_sci-tech/sci110728.html)
- [3] Jorgić, M., Šupić, V., Kuk, V., Hađžijevski, D., Pekeovski, L., Ribarić, V., Vukašinović, M. (1987) Socijalistička Federativna Republika Jugoslavija – Seizmološka karta, Jugoslovenska zajednica za seizmologiju, Beograd.
- [4] Kosorić, S., (1995) Zbirka Jugoslovenskih pravilnika i standarda za građevinske konstrukcije, Dejstva na konstrukcije – Knjiga 1, Građevinski fakultet, Beogradski Univerzitet, Beograd.
- [5] Kuzović, D., Stojnić, D. (2015) Reduction of seismic risk for immovable cultural property, Facta universitatis - series Architecture and Civil Engineering, vol.13, iss. 2, pp. 181–194.
- [6] Lagomarsino, S.(2014) PERPETUATE project: guidelines for the seismic performance-based assessment of cultural heritage assets, (www.inase.org/library2014/santorini/bypaper/MECHANICS/MECHANICS-24.pdf)
- [7] Rodwell, D. (2007) Conservation and Sustainability in Historic Cities, Oxford
- [8] Schott, C., Schwartz, J. (2004) Reliability of Eurocode 8 spectra and the problems of their application to central European earthquake regions: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No 3403.
- [9] Sikošek, B., (1982) Seizmotektonske karakteristike Srbije, X Kongres geologa Jugoslavije, Budva.
- [10] Službeni list SFRJ br. 52/85. (1985) Pravilniku o tehničkim normativima za sanaciju, ojačanje i rekonstrukciju objekata visokogradnje ostećenih zemljotresom i za rekonstrukciju i revitalizaciju objekata visokogradnje, Beograd.
- [11] Službeni list SFRJ br. 21/88 (1988) Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Beograd.
- [12] Službeni list SFRJ br. 52/90 (1990) Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Beograd.
- [13] Službeni glasnik RS br.71/94 (1994) Zakon o kulturnim dobrima, Beograd.
- [14] Smirnov, V., Eisenberg, J., Vasil'eva, A., (2004) Seismic isolation of buildings and historical monuments. Recent developments in Russia: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No 966.
- [15] The European Macroseismic Scale (EMS-98), Guidelines and background material, (http://www.gfz-potsdam.de/pb1/pg2/ems_new/core/emsa_cor.htm.)
- [16] Valente, M. Milani, M. (2016) Non-linear dynamic and static analyses on eight historical masonry towers in the North-East of Italy, Engineering Structures vol.114, pp. 241–270.

REZIME

PREDLOG SMANJENJA DOZVOLJENOG SEIZMIČKOG OŠTEĆENJA NA NEPOKRETNIM KULTURNIM DOBRIMA VISOKOGRADNJE

Nedeljko STOJNIĆ
Duško KUZOVIĆ

Sve intervencije koje se odnose na sanaciju, ojačanje i rekonstrukciju građevinskih objekata visokogradnje (GOV) u seizmičkim oblastima, kojima pripadaju nepokretna kulturna dobra visokogradnje (NKDVG), se izvode u skladu sa (Pravilnikom br. 52/85), [10].

Ovaj pravilnik dozvoljava konstruktivna oštećenja objekta, ali bez kolapsa prilikom najjačeg zemljotresa. Međutim, ovaj uslov nije prihvatljiv za NKDVG koja imaju status izuzetnog i velikog kulturnog značaja prema Zakonu o kulturnim dobrima, (ZKD br.71/94), [13]. Zbog svoje posebne vrednosti i značaja za kulturnu baštinu NKDVG treba da prežive najjači zemljotres sa znatno redukovanim oštećenjima u odnosu na obične GOV.

Zbog toga je, u radu, predloženo da se NKDVG podele u tri kategorije: 1) NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja pod zaštitom UNESCO-a 2) NKDVG od izuzetnog kulturnog značaja i 3) NKDVG od velikog kulturnog značaja. Za sve kategorije utvrđeni su faktori u odnosu na koje se određuje vrednost NKDVG, i prema tome nivo dozvoljenog oštećenja kome može da bude izložen, kao i potencijalnu ugroženost života građana u NKDVG, što može da bude osnova novog "Pravilnika za ojačanje i sanaciju NKDVG u seizmičkim područjima", ili da bude pridodato postojećem Pravilniku br. 52/85, [10].

Ključne reči: Aseizmička regulativa, kulturna baština, dozvoljeno seizmičko oštećenje

SUMMARY

PROPOSAL OF REDUCING PERMITTED SEISMIC DAMAGES ON IMMOVABLE CULTURAL PROPERTIES (BUILDING STRUCTURES)

Nedeljko STOJNIC
Dusko KUZOVIC

All interventions pertaining to remediation, strengthening and reconstruction of building structures (BS) in seismic areas, to which belong the immovable cultural property (ICP) buildings which are ranked as building structures (ICPBS), are constructed according to the (Code no. 52/85), [10]. This code permits structural damage of buildings without collapse in the event of the strongest earthquakes. However, this condition is unacceptable for ICPBS which have a status of high and outstandingly high importance according to the Law on Cultural property (LCP no. 71/94) [13]. Because of their special value and importance for cultural heritage ICPBS should not only survive the most intensive earthquakes, but their damage should be considerably reduced in comparison with ordinary BS. Therefore the paper proposes to divide ICPBS into three categories: ICPBS outstandingly high importance listed by UNESCO 2) ICPBS of outstanding cultural importance and 3) ICPBS of high cultural importance. For all categories, the factors for determination of ICPBS value are introduced, and therefore is determined the level of permissible damage they can be exposed to and potential risk of the loss of life in ICPBS which can be a basis for a new "Code for strengthening and remediation of ICPBS in seismic areas", or can be appended to the existing Code no 52/85, [10].

Key words: Aseismic regulations, cultural heritage, permissible seismic damage

ANALIZA I MODELIRANJE SPREGNUTIH SISTEMA DRVO–BETON: PRIMENA NA PRORAČUN MOSTOVSKJE KONSTRUKCIJE PREMA EN

ANALYSIS AND MODELLING COMPOSITE TIMBER-CONCRETE SYSTEMS: DESIGN OF BRIDGE STRUCTURE ACCORDING TO EN

Dragan MANOJLOVIĆ
Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ

PREGLEDNI RAD
REVIEW PAPER
UDK: 624.21.011.1
doi:10.5937/grmk1604047M

1 UVOD

Primena adekvatnog građevinskog materijala na odgovarajućem mestu u konstrukciji jedan je od postulata savremenog građevinskog konstrukterstva i optimalnog projektovanja. Ideja konstrukcijskog spreznjenja u širem smislu (u odnosu na kompozitno sadejstvo u užem smislu - spreznjenje istih vrsta materijala u različitim tehnološkim fazama ili starostima) tj. zajedničkog rada dva ili više različitih materijala s ciljem što boljeg iskorišćenja njihovih mehaničko-fizičkih i drugih svojstava na nivou preseka, elementa i sklopa, najšire je razvijena i ima najveću primenu kod spregnutih sistema beton–čelik.

Spregnute konstrukcije drvo–beton primenjuju se u inženjerskoj praksi oko 80 godina, prešavši put od intuitivnog inženjerskog rešenja problema ojačanja drvenih mostova u šumskim predelima Severne Amerike do potpuno prefabrikovanih hibridnih sklopova drvo–beton za suhu ugradnju u današnjoj Evropi.

Razvojni put spregnutih sistema drvo–beton bio je uvek praćen ekstenzivnim teorijsko-eksperimentalnim istraživanjima [45], čiji su rezultati uspešno primenjivani u praksi tj. na tržištu, ali su do današnjih dana u nedovoljnoj meri rezultovali konsekvantnim i detaljnim građevinskim propisima za široku inženjersku upotrebu.

Dragan Manojlović, MSc, dig, Departman za građevinarstvo i geodeziju, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, e-mail: manojlovic.dragan@uns.ac.rs
Tatjana Kočetov Mišulić, PhD, dig, Departman za građevinarstvo i geodeziju, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, e-mail: tanya@uns.ac.rs

1 INTRODUCTION

The use of an adequate construction material in the appropriate position in the structure is one of the basic principles in modern and optimal structural design. The idea of structural composite action in wider sense (relative to composite action in a narrow meaning – when composite action is achieved with the same type of materials in different technological phases or ages), i.e. the idea of composite action of two or more different materials with the aim to take advantages of mechanical, physical and other properties of each material on the cross-sectional, element or assembly's level, is highly developed and has huge application in the field of composite steel-concrete structures.

Timber-concrete composite (TCC) structures are in use in civil engineering practice over 80 years and went through the intuitive problem solution for strengthening timber bridges in rural zones of North America to the fully prefabricated hybrid assemblies for dry building in today's Europe.

The development path of timber-concrete composites was always followed by extensive theoretical and experimental research [45], whose results were successfully implemented in practice, i.e. on the market, but up to now they still fail to result in modern and detailed designer's codes for wider engineering application.

Dragan Manojlovic, MSc Civ.Eng., Department for Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, e-mail: manojlovic.dragan@uns.ac.rs
Tatjana Kocetov Misulic, PhD Civ.Eng., Department for Civil Engineering and Geodesy, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, e-mail: tanya@uns.ac.rs

Konstrukcije drvo–beton nalaze svoju primenu u visokogradnji i mostogradnji, bilo kao novoprojektovani sistemi ili kao metod za sanaciju i revitalizaciju postojećih objekata.

Prednosti ovog kompozitnog sistema kod međuspratnih konstrukcija novoprojektovanih i revitalizovanih objekata ogledaju se:

- u odnosu na čisto drvene tavanice u značajnom povećanju nosivosti i krutosti tj. smanjenju deformacija i vibracija, poboljšanju protivpožarne otpornosti, unapređivanju akustičnih barijera, kao i povećanju termalne mase sklopa, uz unapređivanje seizmičkog ponašanja usled poboljšanog učinka dijafragme;

- u odnosu na čisto betonsku tavanicu u smanjenju ukupne mase i opterećenja na temelje, što vodi poboljšanom seizmičkom ponašanju, u bržem i efikasnijem izvođenju s drvenim gredama i pločama (zarobljena oplata), kao i ekonomičnijoj i ekološki prihvatljivijoj gradnji (smanjena emisija CO₂).

Prednosti u mostogradnji direktne su i lako prepoznatljive: sprezanje s betonom drvenim mostovima daje novu dimenziju primene i upotrebljivosti za drumski saobraćaj, čime se stimuliše izgradnja ovih održivih i atraktivnih objekata [21], [35], naročito u nordijskim zemljama.

Oblašću sprezanja drvo–beton u našoj zemlji teorijski i eksperimentalno najšire se bavi prof. dr B. Stevanović, postizući zapažene rezultate u svetskoj naučnoj javnosti [41], [42]. Praktičnom primenom rezultata svojih istraživanja izveo je uspešne sanacije i ojačanja mnogobrojnih objekata u Srbiji. Istraživački potencijal i praktična primenljivost teme stimulisali su mlađe istraživače da problematiku prošire na primenu lakih betona za sprezanje s drvetom, kao i na vibracije međuspratnih konstrukcija izazvane dejstvom ljudske navale, Lj. Kozarić [26]. Visokociklični zamor, kao i kombinacija prirodne atezije i štapastih spojnih sredstava takođe su jedno od bitnih istraživanja sprovedenih u poslednje vreme, R. Cvetković, [5].

I pored istaknutih pojedinaca u ovoj oblasti, može se zaključiti da se inženjeri u Srbiji relativno retko odlučuju za ovaj efikasan metod sanacije postojećih drvenih tavanica u praksi, kao i da ga retko primenjuju pri projektovanju novih objekata. Razlozi su višestruki, ali se generalno mogu sumirati u dve kategorije:

- nedostatak i/ili nedorečenost propisa i standarda u ovoj oblasti, uz pozivanje na eksperimente u svakom netipičnom slučaju i pri upotrebi drugog sredstva i/ili načina sprezanja;

- softverski paketi na tržištu svojim bibliotekama direktno ne podržavaju sprezanje drvo–beton. Opravdana potreba svakog savremenog inženjera je da u potpunosti modelira konstrukciju, pri čemu, u nedostatku jasnih zahteva standarda, nailazi na mnogobrojne nedoumice i nesigurnosti oko prihvatljivog nivoa pojednostavljenja tj. aproksimacije problema.

U očekivanju novih evropskih propisa za sprezanje drvo–beton (EN 1995-3), cilj ovog rada je da se, preko opsežnog pregleda postojećih standarda i pratećih istraživanja, pruži jedan konsekvantan uvid u stanje u oblasti, pruže preporuke za upotrebu i ilustruje primena sprezanja drvo–beton na primeru novoprojektovane mostovske LLD konstrukcije sa spregnutom betonskom kolovoznom pločom.

TCC systems can be successfully applied in buildings and bridges, as newly designed structures or method for rehabilitation and strengthening of existing ones.

The advantages of TCC systems in newly designed floor structures are reflecting in:

- Significant increase of bearing capacity and stiffness - reduction of deformation and vibrations, improvement of fire resistance and acoustic barriers, increase of thermal mass, upgrading the seismic performance by improved diaphragm action (related to timber floors);

- Reduction of total mass and loads on foundations that leads to improved seismic behaviour, in faster and more efficient construction with timber beams and timber based boards (formwork), as well as in economic and ecological building - reduction of CO₂ emission (related to concrete floors).

The advantages in bridge building are direct and easily recognizable: composite action with concrete adds timber bridges a new dimension when used as road bridges that stimulates the construction of these sustainable and attractive structures [21], [35], especially in Nordic countries.

In our country the notable theoretical and experimental results in the field of TCC structures are achieved by Prof dr B.Stevanovic, that are recognized in worldwide science [41], [42]. In practical application of his work he made successful rehabilitations of numerous old buildings in Serbia. The reasearch potential and possibility of practical estimation stimulated the younger researchers to expand the problem of application of light concrete in TCC and study vibrations caused by action of human ruch impact, Lj. Kozarić [26]. The highcyclic fatigue, as well as combination of natural athesion and dowel fasteners in timber-concrete connection is also one of important recently conducted research, R. Cvetković, [5].

Besides the recognizable individuals in the field of TCC, it could be concluded that majority of civil engineers in Serbia very rarely decide to apply this efficient method of rehabilitation of old timber floors in practice, as well as to use it in design of new structures. The reasons are multiple, and generally could be summarized in two categories:

- Lack of / or understatement of codes, that always reference to experimental work in every untypical case if different fasteners of way of coupling are used;

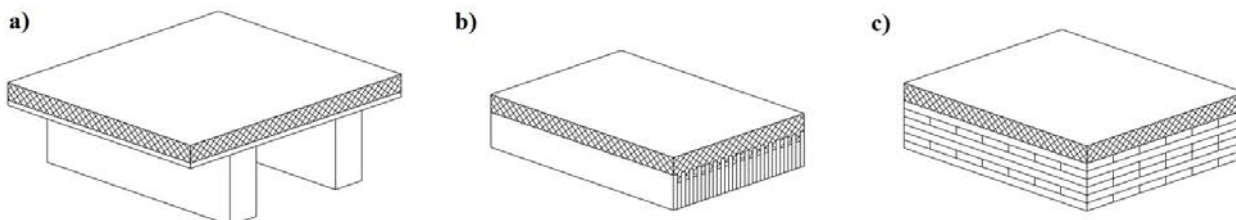
- Software packages that are present at the market fail to directly support TCC with their libraries. The reasonable need of each modern structural engineer is to fully model a structure, whereby, in the circumstances of lack of clear code requirements, he faced with numerous confusions and confirms about acceptable level of problem approximation.

In anticipation of new European code for TCC structures (EN 1995-3), the objective of this paper is to provide a comprehensive review of available standards provisions and recent conclusions from literature that might have practical consequences in design. The key issues are highlighted and illustrated on the example of glulam composite arch bridge structure with concrete deck, designed according the Eurocodes.

2 SPREGNUTI SISTEMI DRVO–BETON

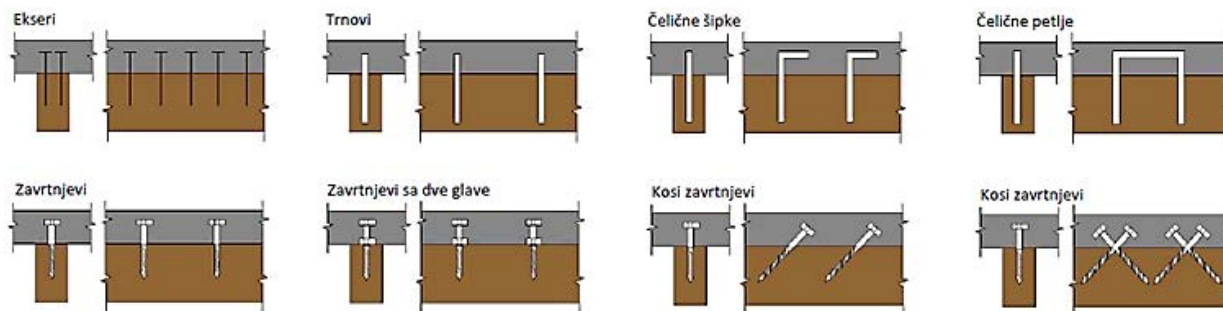
2.1 Podela, tipovi i sredstva za sprezanje u sistemu drvo–beton

Spregnute konstrukcije drvo–beton spadaju u grupu heterogeno spregnutih nosača i mogu se izvoditi kao T-grede (kao nosači međuspratnih tavanica), slika 1a, ili kao spregnute ploče (uglavnom za mostovske konstrukcije) slika 1b,c [29]. U spregnutim pločama [47] se za ostvarivanje zajedničkog dejstva drveta i betona dominantno koristi prirodna athezija i trenje, a kod T-greda mehanička spojna sredstva i ređe – lepljenje.



Slika 1. Tipovi spregnutih nosača: a) greda T-preseka, b) drvena ploča od dasaka i c) drvena ploča od CLT [29]
Figure 1. Types of TCC girders: a) "T" beam, b) solid timber notched slab, c) CLT slab [29]

U našoj zemlji se za sprezanje međuspratnih nosača tj greda „T” preseka, prevashodno koriste štapasta spojna sredstva (ekseri, zavrtnjevi, vijci, trnovi i šipke), koji se ugrađuju vertikalno ili koso, slika 2, [26], te kao najšire primenjivani, predstavljaju predmet razmatranja u ovom radu.



Slika 2. Uobičajena spojna sredstva i način aplikacije u spregnutim nosačima drvo–beton „T” preseka [26]
Figure 2. Commonly used dowel type fasteners and their application in timber-concrete "T" beams in Serbia [26]

2.2 Elastično sprezanje sistema drvo–beton

Stepen zajedničkog sadejstva drveta i betona u spregnutim konstrukcijama varira od punog (krutog), koji se najčešće ostvaruje lepljenjem ili kontinualnim mehaničkim trakama, preko delimičnog (elastičnog), koji se najčešće ostvaruje diskretnim mehaničkim spojnim sredstvima, do nezavisnog ponašanja dva materijala kada nema sprezanja ili je neadekvatno izvedeno, slika 3, [31]. Elastično (delimično) sprezanje je od praktičnog značaja za većinu konstrukcija tipa drvo–beton, a izbor spojnih sredstava, način i položaj njihove ugradnje, utiče na/određuje nivo sprezanja preko tzv. modula pomerljivosti veze (spojnog sredstva).

2 TIMBER-CONCRETE COMPOSITE SYSTEMS

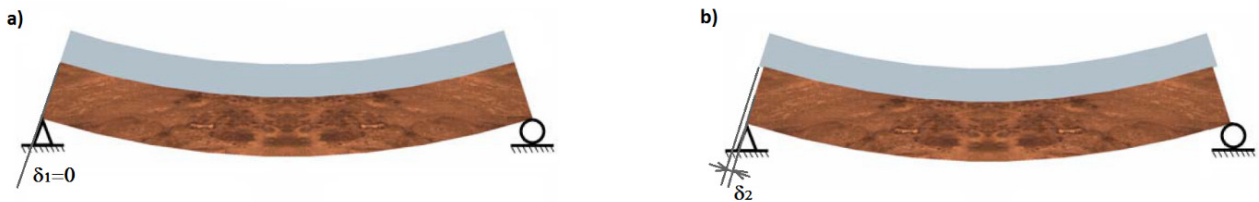
2.1 Classification, types and coupling means in TCC

Composite timber-concrete structures are classified as hetero composite girders that could be constructing as "T" beams (girders of floor structures), figure 1a, or as composite slabs (mostly for bridge structures), figure 1b,c [29]. In TCC slabs [47], the composite action between timber and concrete is dominantly achieved by natural adhesion and friction, while in "T" beams the mechanical fasteners or gluing are used.

In our country for coupling the floor girders - "T" beams, the dowel type fasteners are mainly used (nails, bolts, screws, dowels and rods). Their application could be in vertical or inclined position, figure 2, [26], so, as widely used, they are the subject of consideration in this paper.

2.2 Elastic coupling in timber-concrete system

The degree of composite action in timber-concrete composite systems could vary from full (rigid) that could be mainly achieved by gluing or by continual mechanical strips, through partial (elastic) that could be mainly achieved by application of discrete mechanical dowel type fasteners, until independent behaviour of two materials is achieved when there is no composite action or the coupling is inadequately reached, figure 3, [31]. Elastic (partial) composite behaviour has the practical meaning for most of timber-concrete structures, where the choice of fasteners type, the way and position of their application, has dominant influence / determine the degree of composite action through so called „slip“ modulus of connection (fasteners).



Slika 3. Kruto i elastično sprezanje drvo–beton [31]
Figure 3. Rigid and elastic action in TCC beams [31]

Iako se štapasta spojna sredstva smatraju najmanje krutim u domenu delimičnog sprezanja, ona su u širokoj upotrebi kod nas zbog male cene, jednostavne ugradnje i zadovoljavajućeg učinka u prenosu smicanja u odnosu na namenu, te su predmet analize u ovom radu.

2.3 Metode proračuna sprezanja drvo–beton

Za proračun spregnutog sistema drvo–beton dominantno se koristi tzv. **gama metod** [3], koji je uz odgovarajuće dopune uvršćen u Aneksu B Evrokoda 5 (EC5), [15], ali za veze drvo–drvo i ploče na bazi drveta. Uz male modifikacije, ovaj proračun se može primeniti i na spregnute nosače drvo–beton [42]. Postupak je prvi primenio Mohler (1956), razmatrajući problem pomerljivosti veze drvenih elemenata spojenih mehaničkim spojnim sredstvima. Postupak se bazira na rešavanju diferencijalne jednačine četvrtog stepena, jednačina (1), po pomeranjima za prostu gredu s konstantnom krutošću spoja duž raspona, na koju deluje spoljašnje opterećenje $q(x)$ koje se može razviti po sinusnoj funkciji $q=q_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$, zato što za ovakvo opterećenje postoji jednostavno rešenje u zatvorenom obliku.

$$w'''' - \alpha^2 w'' = \frac{\alpha^2 M_x}{(EI)_\infty} - \frac{M_x}{(EI)_0} \quad (1)$$

Usvojeno je da se „ γ – postupak” može primeniti i na druge vrste opterećenja jer je uticaj razlike između tačnog rešenja diferencijalne jednačine i „ γ – postupka” na napone mnogo manji u poređenju sa uticajem koji ima varijacija modula elastičnosti ili modula pomerljivosti veze. Dakle, u nedostatku konkretnih rezultata ispitivanja, ovaj pojednostavljen postupak je na strani sigurnosti i daje validne rezultate za spregnute sisteme drvo–beton.

Jednačine (2–6) koje definišu proračun razvijene su za sistem drvo–drvo, ali se mogu primeniti za sistem drvo–beton, u slučajevima kada betonska ploča direktno naleže na gornju površinu drvene grede, slika 4a.

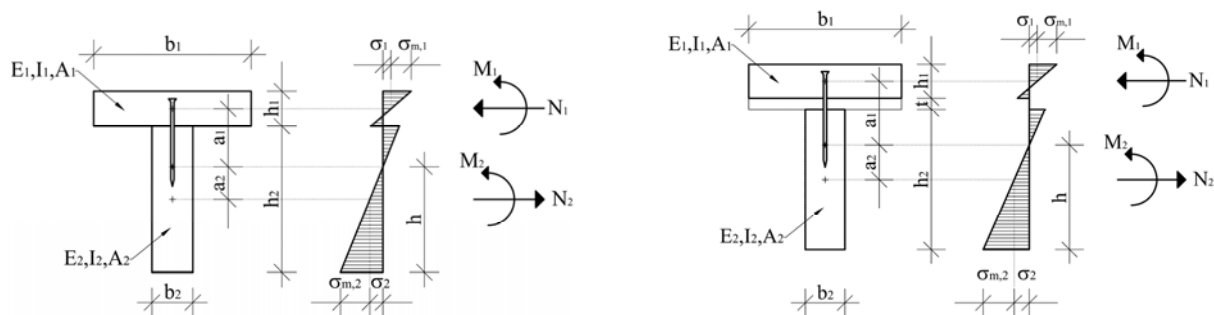
Although the dowel type fasteners are recognized as the most elastic ones in domain of partial composite behaviour, they are widely used in our country because of low cost, simple application and satisfactory effects in shear transmission comparing with functional demands, so they are subject of analysis in this paper.

2.3 Design methods for timber-concrete composites

The design method that is dominantly used in calculation of TCC systems is so called “gamma” method [3], which is included in Annex B of Eurocode 5 [15], but as the procedure for calculation of timber-to-timber and timber - wood based panels’ connections. With little modifications, this design procedure could be applied on TCC systems as well [42]. The method is initially derived by Mohler (1956), who considered the problem of slip in connections realized with mechanical fasteners. The procedure is based on solving differential equation of fourth degree, equation (1), for simple supported beam with constant and continual connection stiffness along the beam length; under an applied load $q(x)$ that could be presented through sinusoidal function $q=q_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l)$.

It is adopted that „ γ – method” could be applied for other types of loading as well, because variation of slip at member interface has greater influences on stressess than differences between exact and aproximative solutions of differential equation. Therefore, this simplified procedure is on the safe side and gives comperable results for timber-concrete composite systems.

Equations (2-6) represent the basis of the method, introducing a reduction factor known as the shear coefficient “ γ ”, to measure the degree of interaction contributed by the concrete slab. Equations are derived for timber-to-timber system, but they are applicable in cases when concrete slab directly lays over the top of the timber beam, figure 4a.



Slika 4. „T” grede drvo–beton: (a) presek bez oplata i (b) presek sa oplatom; raspodela napona savijanja sa unutrašnjim silama

Figure 4. „T” timber-concrete beams: (a) cross section without formwork and (b) cross section with formwork, distribution of bending stresses with internal forces

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot s}{K_i \cdot L^2}} \quad (2)$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (3)$$

$$a_2 = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2)}{2 \cdot (\gamma \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2)} \quad (4)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (5)$$

$$EI_{ef} = E_1 \cdot I_1 + \gamma \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1^2 + E_2 \cdot I_2 + E_2 \cdot A_2 \cdot a_2^2 \quad (6)$$

gde je:

γ_1, γ_2 – koeficijent redukcije koji uzima u obzir popustljivost veze drvo–beton;

E_1, E_2 – modul elastičnosti betona, odnosno drveta;

A_1, A_2 – bruto površina betonskog dela preseka, odnosno drvenog dela preseka;

s – rastojanje između moždanika duž nosača;

K_i – modul pomerljivosti spoja između drveta i betona;

$(K_{ser}$ – modul pomerljivosti za granično stanje nosivosti, odnosno

K_u – modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti);

L – raspon nosača;

a_1, a_2 – rastojanje težišta betonskog, odnosno drvenog dela preseka od težišta spregnutog preseka;

h_1, h_2 – visina betonskog, odnosno drvenog dela preseka;

E_{ef} – efektivna krutost na savijanje spregnutog preseka.

U slučajevima postojanja oplate kao međusloja kroz koji prolazi moždanik, slika 4b, rastojanje težišta betonskog, odnosno drvenog dela preseka od težišta spregnutog preseka data je modifikovanim jednačinama (7–8), dok su ostale jednačine ostale nepromenjene. Sistem s postojanjem oplata jedna je od realnih okolnosti prilikom izvođenja spregnutog sistema drvo–beton, i kao takav je bio predmet istraživanja u više istraživačkih projekata [19,20].

Where is:

γ_1, γ_2 – gamma factor (introduces the slip of fasteners in shear plane) for concrete and timber, respectively,

E_1, E_2 – mean value of Young’s modulus of elasticity for concrete and timber, respectively,

A_1, A_2 – cross section area of concrete/timber element, respectively,

s – spacing fasteners at shear plane,

K_i – slip modulus of fasteners at shear plane between timber and concrete

$(K_{ser}$ – slip modulus for serviceability limit states, K_u – instantaneous slip modulus for ultimate limit states),

L – span of the beam,

a_1, a_2 – distance between centreline of concrete/timber element and neutral axis of TC composite section,

h_1, h_2 – depth of cross section of concrete and timber element, respectively,

E_{ef} – the effective bending stiffness of TC composite beam.

In cases where formwork exists like one interlayer, figure 4b, distances between centreline of concrete/timber element and neutral axis of TCC section are given by modified equations (7-8), while the other equations stay unchanged. System where formwork exists is the real circumstance in the construction process of TCC system, and was the research subject in several investigation [19,20].

$$a_2 = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2 + 2 \cdot t)}{2 \cdot (\gamma \cdot E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2)} \quad (7)$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} + t - a_2 \quad (8)$$

gde je:

t – debljina sloja oplata

Naponi u spregnutom preseku, slika 4 (a,b) računaju se prema izrazima (9–14):

Where is:

t – interposed plank thickness.

Stress distribution in TCC section, figure 4(a,b) could be calculated according to the expressions (9-14):

Normalni naponi:

Normal stresses:

$$\sigma_1(x) = -\frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot a_1}{(EI)_{ef}} \cdot M(x) \quad (9)$$

$$\sigma_{m,1}(x) = \mp \frac{0.5 \cdot E_1 \cdot h_1}{(EI)_{ef}} \cdot M(x) \quad (10)$$

$$\sigma_2(x) = \frac{\gamma_2 \cdot E_2 \cdot a_2}{(EI)_{ef}} \cdot M(x) \quad (11)$$

$$\sigma_{m,2}(x) = \mp \frac{0.5 \cdot E_2 \cdot h_2}{(EI)_{ef}} \cdot M(x) \quad (12)$$

Maksimalan smičući napon:

Max shear stress:

$$\tau_{2,max}(x) = \frac{0.5 \cdot E_2 \cdot h_2^2}{(EI)_{ef}} \cdot V(x) \quad (13)$$

Opterećenje spojnog sredstva:

Force on single fastener:

$$F(x) = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s}{(EI)_{ef}} \cdot V(x) \quad (14)$$

3 FAKTORI BITNI ZA PRORAČUN KOMPOZITA DRVO–BETON

3.1 Modul pomerljivosti veze drvo–beton

Krutost veze drvo–beton, odnosno popustljivost spojnih sredstava za sprezanje uvodi se u „gama“ postupak preko γ koeficijenta, a definiše se pomoću vrednosti modula pomerljivosti K . Modul pomerljivosti jednog spojnog sredstva određuje se na osnovu eksperimentalnih ispitivanja, a predstavlja odnos sile i pomeranja, definišući krutost spoja silom kojom treba opteretiti vezu da bi relativno pomeranje u njoj bilo jedinično, odnosno:

$$K = \frac{P}{\delta} \quad (15)$$

gde je:

K – modul pomerljivosti veze;

P – sila;

δ – pomeranje.

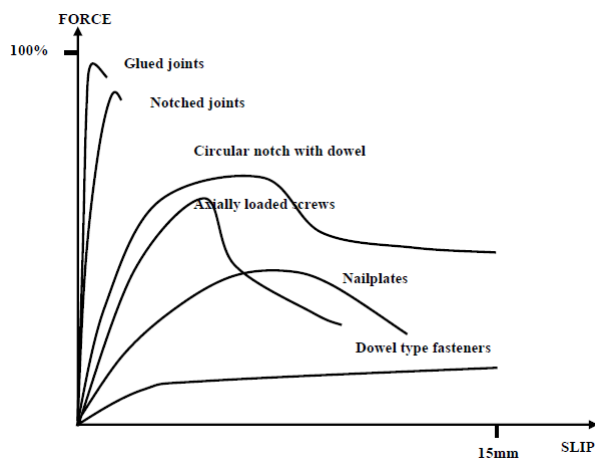
Where is

K – slip modulus,

P – force,

δ – displacement.

Na osnovu mnogobrojnih eksperimentalnih istraživanja ponašanja spoja drvo–beton, s različitim spojnim sredstvima a pod standardizovanim protokolom opterećenja (npr. SRPS EN 26891 [40]), evidentno je da dijagram $P-\delta$ nije linearan, pa samim tim ni modul pomerljivosti nije konstantan, slika 5.

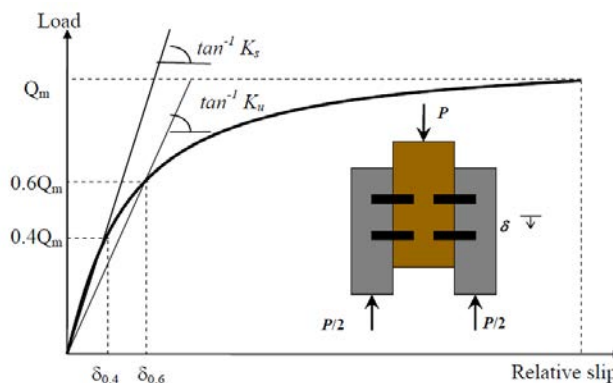


Slika 5. ($P-\delta$) dijagrami za različite načine ostvarivanja veze u sistemima drvo–beton [31]
Figure 5. ($P-\delta$) diagrams for different connection means in TCC [31]

Modul pomerljivosti može se definisati kao sekantni ili tangentni u odnosu na određeni nivo opterećenja ili u odnosu na usvojenu veličinu pomeranja u vezi, slika 6. Inženjerima koji rade u praksi, ukoliko su dostupna eksperimentalna ispitivanja, modul pomerljivosti K_{ser} za dokaz upotrebljivosti treba odrediti kao sekantni za nivo opterećenja $0.4F_{est}$, dok modul pomerljivosti K_u za dokaz nosivosti treba odrediti kao sekantni za nivo opterećenja $0.6F_{est}$, [2], [3], [40]. U nedostatku eksperimentalnih ispitivanja moguće je koristiti predložene izraze definisane u EC5 [15], ukoliko je reč o već ispitanim spojnim sredstvima.

Evrokod 5 [15], definiše vrednosti modula pomerljivosti K_{ser} u spojnoj ravni po opterećenom spojnem sredstvu – za štapasta i patentirana spojna sredstva, za veze drvo–drvo i ploča na bazi drveta–drvo preko analitičkih izraza datih u Tabeli 1. U izrazima figuriraju zapreminska masa drveta ρ_m u $[\text{kg}/\text{m}^3]$ i prečnik spojnog sredstva d (d_c) u $[\text{mm}]$. Izrazi su jednostavni za primenu, ali ograničeni za vertikalno postavljena spojna sredstva, kao i sisteme gde je kontakt drvo–beton direktno ostvaren.

On the basis of numerous experimental researches about TC interface stiffness with different fasteners and under the standardized loading conditions (for example SRPS EN 26891 [40]), it is evident that $P-\delta$ diagram is not linear so the value of slip modulus is not constant also, figure 5.



Slika 6. Definicija modula pomerljivosti na dijagramima sila-pomeranje ($P-\delta$) [31]
Figure 6. Slip modulus definition on ($P-\delta$) diagrams according to EN standards [31]

Slip modulus could be defined as secant or tangent in relation to certain load level or adopted connection's displacement, figure 6. Important facts for engineers working in practice are: if experimental results are available – slip modulus K_{ser} for serviceability limit states (SLS) has to be determined as secant for load level of $0.4F_{est}$, while slip modulus K_u for ultimate limit states (ULS) has to be determined for load level of $0.6F_{est}$, [2], [3], [40]. If there are no experimental results, it is possible to use expressions suggested in EC5 [15] when fasteners are not new at the market.

Eurocodes 5 [15], defines the values for slip modulus K_{ser} for fasteners and connectors in interface shear plane for timber-to-timber and wood-based-panels-to-timber connections according to the expressions given in table 1, that are based on wood density ρ_m $[\text{kg}/\text{m}^3]$ and fastener's diameter d (d_c) $[\text{mm}]$. The expressions are easy to use, but limited to vertical application of dowel type fasteners and for system without presence of formwork.

Tabela 1. Vrednosti modula pomerljivosti K_{ser} za štapasta i patentirana spojna sredstva (u N/mm) za veze drvo–drvo i ploča na bazi drveta–drvo [15]
 Table 1. Values of K_{ser} for fasteners and connectors (in N/mm) in timber-to-timber and wood-based panel-to-timber connections [15]

Tip spojnog sredstva	K_{ser}	Fastener types
Trnovi Zavrtnji sa zazorom ili bez njega (neobrađeni ili obrađeni)* Ekseri (bušeni)	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d}{23}$	Dowels Screws and Bolts (with or without clearance)* Nails (with pre-drilling)
Ekseri (zabijani)	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d^{0.8}}{30}$	Nails (without pre-drilling)
Sponke	$\rho_m^{1.5} \cdot \frac{d^{0.8}}{80}$	Staples
Prstenasti moždanici tip A (EN 912) Pločasti moždanici tip B (EN 912)	$\rho_m \cdot \frac{d_c}{2}$	Split-ring connectors type A (EN 912) Shear-plate connectors type B (EN 912)
Pločasti moždanici sa zupcima: -tip C1 - C9 (EN 912) -tip C10 - C11 (EN 912)	$1.5 \cdot \rho_m \cdot \frac{d_c}{4}$ $\rho_m \cdot \frac{d_c}{2}$	Toothed-plate connectors: - types C1 - C9 (EN 912) - types C10 - C11 (EN 912)
* Zazor treba dodati odvojeno na deformaciju spoja / The clearance should be added separately to the deformation		

Ukoliko je određen modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti K_{ser} prema izrazima iz tabele 1, za određivanje modula pomerljivosti za granično stanje nosivosti K_u , prema članu 2.2.2(2) Evrokoda 5, treba uzeti sledeći izraz:

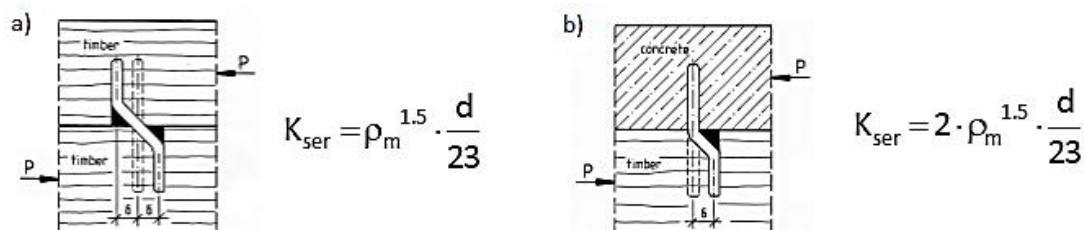
$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (16)$$

gde je:

K_{ser} – modul pomerljivosti za granično stanje upotrebljivosti, dat u tabeli 1.

Where is:

K_{ser} – the slip modulus for serviceability limit states, presented in Table 1.



Slika 7. Pomeranje spojnog sredstva u spregnutom preseku: a) drvo–drvo, b) drvo–beton [31]
 Figure 7. Fastener's slip in composite cross-section: a) timber-timber, b) timber-concrete [31]

Kako veza drvo–beton nije razmatrana u EC5, daje se konzervativna preporuka za određivanje modula pomerljivosti K_{ser} na način da se udvostruči vrednost data u tabeli 1, gde se za ρ_m uzima zapreminska masa drveta, slika 7. Preporučene vrednosti modula pomerljivosti K_{ser} koje predlaže EC 5, mogu se koristiti

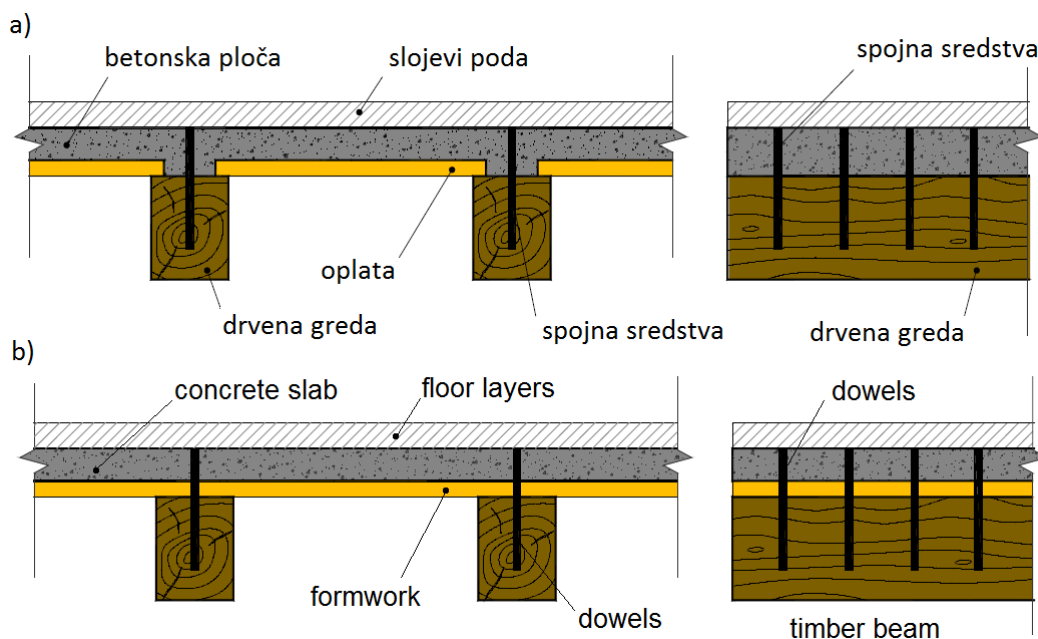
Timber-concrete connections are not particularly considered in EC5, so for these two materials the conservative recommendation is given in a way that suggested values in table 1 for K_{ser} has to be doubled, figure 7. These suggested values could be applied only in cases when dowel type fastener is loaded

samo u slučaju kada je spojno sredstvo opterećeno upravno na svoju osu, tj. kada je spojno sredstvo postavljeno upravno na drvena vlakna a opterećenje deluje paralelno smičućoj ravni između dva elementa. Takođe, preporučene vrednosti modula pomerljivosti K_{ser} , odnose se **na spoj bez prisustva međusloja oplata**. Ukoliko je spojno sredstvo postavljeno pod bilo kojim drugim uglom u odnosu na drvena vlakna i/ili s prisustvom međusloja u spoju, vrednost modula pomerljivosti spojnog sredstva K_{ser} potrebno je odrediti eksperimentalnim ispitivanjima, što u praksi predstavlja problem za inženjere.

U spregnutim konstrukcijama drvo–beton često se može naći upotreba oplata koja se postavlja prilikom izlivanja sveže betonske mešavine, slika 8. Ovaj slučaj je vrlo čest kod ojačanja, sanacije i rekonstrukcije starih drvenih tavanica [19], kao i kod mostovskih konstrukcija gde je postavljanje skele u vodi neizvodljivo.

perpendicular to own axis i.e. when fastener is applied perpendicular to grain direction, while load is acting parallel to shear plane between members. Also, suggested values are applicable only in cases when formwork is absent. If dowel fasteners are applied in inclined positions to the grain direction and/ or the formwork is present, the value of slip modulus K_{ser} is necessary to obtain by tests, what could be quite a problem for engineers in practice.

It is very common situation in practice that formwork is necessary for outpouring a fresh concrete mass, figure 8, especially in retrofitting or rehabilitation of old timber floors [19], or in building of timber bridge structures when putting up scaffolding in water is impossible.



Slika 8. Spregnuta konstrukcija drvo–beton (a) bez prisustva oplata (b) s prisustvom oplata [19]
Figure 8. Timber-concrete composite structure: (a) without formwork, (b) with formwork [19]

Na slici 8-a), oplata je postavljena tako da je betonska ploča u direktnom kontaktu s drvenom gredom, te se može smatrati da prisustvo oplata na krutost veze, tj. na modul pomerljivosti K_{ser} nema značajnog uticaja. U slučaju gde je oplata međusloj u spregnutom spoju, slika 8-b), prisustvo oplata ima znatan uticaj na modul pomerljivosti K_{ser} . Problematika određivanja modula pomerljivosti spojnog sredstva u slučaju postojanja oplata u spregnutoj konstrukciji veoma je kompleksna, te zavisi od mnogobrojnih promenljivih, gde su neke od njih debljina oplata t , prečnik spojnog sredstva d , mehaničke karakteristike materijala (drvo, beton, spojno sredstvo) i tako dalje. U ovom radu analiza će biti ograničena samo na štapasta spojna sredstva – trnove, što je od relevantnog značaja u široj praksi.

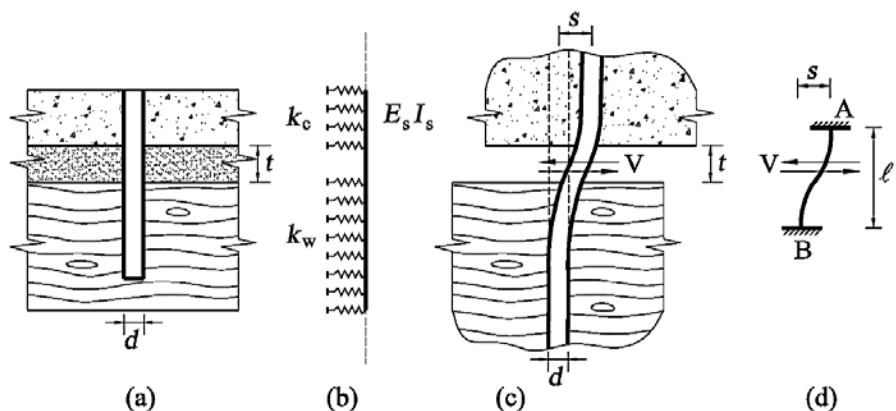
Za uzimanje u obzir uticaja oplata na veličinu modula pomerljivosti spojnog sredstva može se primeniti tzv. Gelfi model [19]. Teoretska podloga ovog modela, za

In figure 8a), the formwork is positioned in such a way that concrete slab has direct contact with timber beam, so there is no influence of interlayer on connection stiffness i.e. on slip modulus K_{ser} . In case where the formwork is placed as one interlayer, figure 8b), its presence has significant influence on K_{ser} value. The problem of valuation of slip modulus in TC system with formwork interlayer is very complex, and dependent from several variables, such as formwork thickness t , fastener's diameter d , mechanical properties of constitutive materials (timber, concrete and fastener), etc. The analysis in this paper is limited on cases of dowels as fasteners, because they are significant for Serbian engineering practice.

For taking into account the presence of formwork and its effects on dowels slip modulus, the so called "Gelfi" model could be applied [19]. The theoretical background is based on beam model under the

određivanje modula pomerljivosti, jeste model grede na elastičnoj Vinklerovoj podlozi, slika 9-b). Smatra se da su delovi trna oslonjeni na elastičnu Vinklerovu podlogu u betonu i drvetu, dok je deo trna na mestu međusloja slobodan, jer se smatra da krutost međusloja oplata zanemariva. Krutost podloge drveta određuje se eksperimentalnim ispitivanjima. Nagib krivih predstavlja krutost Vinklerove podloge u drvetu k_w , gde ona približno iznosi 1300 N/mm^2 , pri čemu prečnik trna ne utiče značajno na vrednost krutosti podloge. Krutost podloge u betonu k_c , [20], predstavljena je preko odnosa $k_c = E_c / \beta$, gde je E_c modul elastičnosti betona, a koeficijent $\beta = 2.5-3.3$ je u funkciji odnosa prečnika i međusobnog razmaka trnova.

Winkler's elastic foundation, figure 9b). It is considered that dowel parts are supported on elastic foundation in concrete and timber, while the dowel part in interlayer is considered as free, because the stiffness of formwork is negligible. Winkler elastic stiffness of timber as foundation is determined experimentally and approximately its value is about $k_w = 1300 \text{ N/mm}^2$, where the dowel diameter has insignificant influence on timber foundation stiffness. Concrete stiffness foundation k_c , [20] is enclosed through ratio $k_c = E_c / \beta$, where E_c is the modulus of elasticity of concrete, while coefficient $\beta = 2.5-3.3$ is in function of ratio of fastener diameter and mutual distance of dowels.



Slika 9. Spojno sredstvo (trn) kao greda na elastičnoj podlozi [20]
Figure 9. Fastener (dowel) as a beam on the elastic foundation [20]

Rešenje teorijske analize, u pojednostavljenoj formi za potrebe prakse sa zanemarivom razlikom u odnosu na tačno, dato je sledećim izrazom:

The theoretical problem solution, in simplified form with neglect differences and suitable for use in everyday practice, is given by the following expression:

$$K_{\text{ser}} = \frac{12 \cdot E_s \cdot I_s}{l^{*3}} \quad (17)$$

gde je:

- E_s – modul elastičnosti trna;
- I_s – moment inercije trna;
- l – idealna dužina trna, predstavljena na slici 9-d), i data izrazom (18).

where is:

- E_s – Young's modulus of elasticity of the dowel,
- I_s – second area moment of the dowel section,
- l – ideal length of dowel, presented in Figure 9d), and given by the expression (18).

$$l^* \cong 17.3 - 0.000572 \cdot k_c - 0.00894 \cdot k_w + 0.880 \cdot t + 4.34 \cdot d \quad (18)$$

gde je:

- t – debljina međusloja;
- d – prečnik trna.
- Za parametre k_c , k_w , t i d dati su intervali u kojima oni variraju [20]:
 $7000 < k_c < 14000 \text{ N/mm}^2$, $1000 < k_w < 1400 \text{ N/mm}^2$, $12 < d < 20 \text{ mm}$, $0 < t < 50 \text{ mm}$.

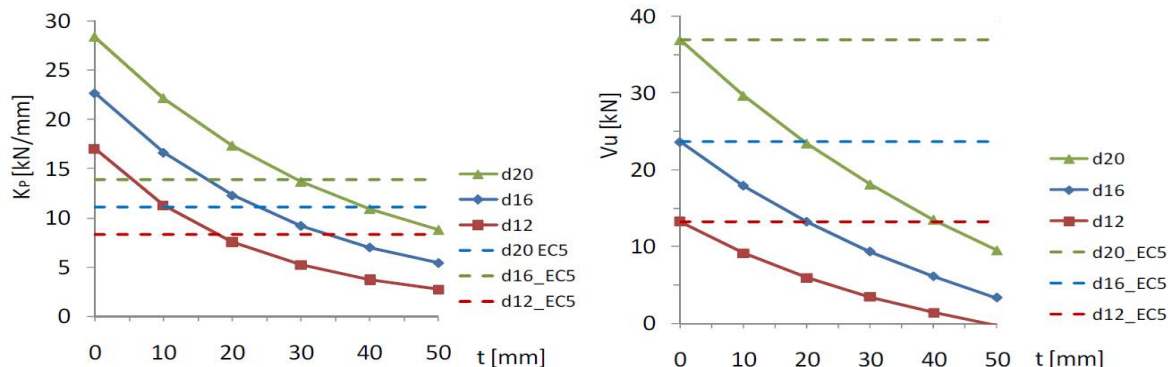
where is

- t – interposed plank thickness,
- d – dowel's diameter.
- For parameters k_c , k_w , t and d , the variation intervals are given [20]:
 $7000 < k_c < 14000 \text{ N/mm}^2$, $1000 < k_w < 1400 \text{ N/mm}^2$, $12 < d < 20 \text{ mm}$, $0 < t < 50 \text{ mm}$.

Poredeći vrednosti modula pomerljivosti koje propisuje EC5, tabela 1, s predloženim modelom prema Gelfiju, slika 10 (levo), sa dijagrama se vidi da su vrednosti prema Evrokodu 5 veoma konzervativne i nisu na strani sigurnosti, ukoliko postoji prisustvo oplata. Posmatrajući krive prema Evrokodu 5, vidi se da su vrednosti modula pomerljivosti konstantne bez obzira na debljinu međusloja, dok kod krivih prema Gelfiju, modul

Comparing the slip modulus values according to the EC5, table 1, with suggested "Gelfi" model, figure 10 (left), the obvious conclusion is that values suggested by EC5 are conservative and not on the safe side when the formwork is present. The curves derived from EC5 suggestions show that slip modulus has the constant value independently from interlayer thickness, while the Gelfi's curves show that slip modulus is falling down with

pomerljivosti opada s debljinom međusloja. Isti zaključak može se izvesti i za nosivost, slika 10 (desno). Za određenu debljinu međusloja i isti prečnik trna, presek krivih prema EC5 i Gelfiju daju iste vrednosti modula pomerljivosti, te samo u tom slučaju spregnuta konstrukcija sračunata s modulima pomerljivosti prema Evrokodu i Gelfiju pokazaće realno (isto) ponašanje spregnutog sistema drvo–beton.



Slika 10. Uticaj prisustva oplate (debljina - t) na vrednost: a) modula pomerljivosti i b) nosivosti spojnih sredstava, u spregnutoj konstrukciji drvo-beton [31]
 Figure 10. Influence of the presence of formwork (thickness - t) in TCC structure on the value of: a) slip modulus and b) fastener's bearing capacity [31]

3.2 Nosivost trnova prema Evrokodu 5

Nosivost spojnog sredstva određena je preko tri parametra: pritiska po omotaču rupe drvenog preseka f_h , momenta tečenja M_y spojnog sredstva i efektom prijanjanja F_{ax} odnosno čupanja („rope effect“). Nosivost trnova, kao i spomenuti parametri, određuju se saglasno standardima EN 1380 [39], EN 383[37] i EN 409 [38].

Karakteristična vrednost pritiska po omotaču rupe drvenog preseka za trnove prečnika do 30 mm u zavisnosti od ugla α u odnosu na vlakna, data je izrazom predloženim u Evrokodu 5 (za veze ostvarene trnovima):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (19)$$

gde je:

where is:

$$k_{90} = \begin{cases} 1.35 + 0.15 \cdot d & \text{za meko drvo} & / \text{for softwoods} \\ 1.30 + 0.15 \cdot d & \text{za LVL} & / \text{for LVL} \\ 0.90 + 0.15 \cdot d_z & \text{za tvrdo drvo} & / \text{for hardwoods} \end{cases} \quad (20)$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (21)$$

$f_{h,0,k}$ – karakteristična vrednost čvrstoća na pritisak po omotaču rupe paralelno vlaknima, u $[N/mm^2]$;

k_{90} – popravni koeficijent u zavisnosti od vrste drveta (meko i tvrdo drvo, LVL);

α – ugao između opterećenja i vlakna;

d – prečnik zavrtnja, u $[mm]$;

ρ_k – karakteristična vrednost zapremine mase drveta, u $[kg/m^3]$.

increase of formwork thickness. The similar conclusion is possible to derive for fastener's bearing capacity, figure 10 (right). Only for particular thickness of formwork and the same dowel diameter, the intersection of EC straight lines and Gelfi's curves indicates the real (same) solution of TCC.

3.2 Bearing capacity of dowels according to Eurocode 5

A bearing capacity of dowel type fasteners is mainly determined by three parameters: embedment strength of timber f_h , fastener's modulus of plasticity M_y and rope effect of applied dowels F_{ax} , that could be experimentally tested by standards EN 1380 [39], EN 383 [37] and EN 409 [38].

The characteristic value of timber embedment strength for dowels of diameter up to 30 mm in relation of inclination angle due to grain direction is given by expression suggested in EC5, equation 19:

$f_{h,0,k}$ – the characteristic embedment strength parallel to grain, in $[N/mm^2]$,

k_{90} – corrective coefficient depending on the type of wood (softwood, hardwood and LVL),

α – the angle of the load to the grain,

d – the dowel diameter, in $[mm]$,

ρ_k – the characteristic timber density, in $[kg/m^3]$.

Za trnove treba koristiti sledeću vrednost za moment tečenja:

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad (22)$$

gde je:

$M_{y,Rk}$ – karakteristična vrednost momenta tečenja spojnog sredstva, u [Nmm];

$f_{u,k}$ – karakteristična vrednost čvrstoće na zatezanje spojnog sredstva, u [Nmm].

Kada je spojno sredstvo u vezi opterećeno na smicanje, mogu nastati različiti tipovi loma, koji zavise od uzajamne veze između pritiska po omotaču rupe, momenta tečenja spojnog sredstva i debljine drvenih elemenata. Johansen (1949) je prvi izložio ovu teoriju (Johansenova teorija tečenja) za određivanje nosivosti spojnih sredstava, načelno identifikujući tri osnovna moguća tipa loma koja mogu nastati u vezi: kruto spojno sredstvo i gnječenje drveta, formiranje jednog ili dva plastična zgloba unutar spojnog sredstva, slika 11. Prvi tip loma I nastaje u drvetu prekoračenjem pritiska po omotaču rupe, te nema pojave plastičnih zglobova u spojnom sredstvu, slika 11 (a,b,c). Drugi tip loma II određen je pojavom jednog plastičnog zgloba, ako postoji dovoljno deo element takav da se spojno sredstvo savija unutar njega, slika 11 (d,e). Treći tip loma III nastaje takođe plastifikacijom spojnog sredstva uz formiranje dva zgloba i jedan je od poželjnijih tipova loma iz aspekta duktilnosti spojnog sredstva, slika 11(f).

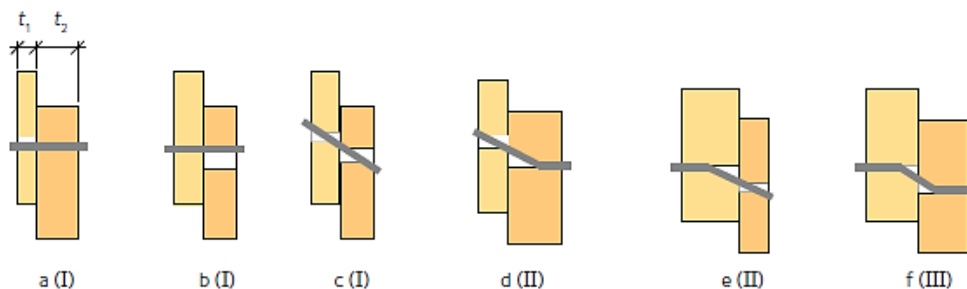
The dowel's moment of plasticity M_y is given by equation 22:

where is:

$M_{y,Rk}$ – the characteristic value for the yield moment, in [Nmm],

$f_{u,k}$ – the characteristic tensile strength, u [Nmm].

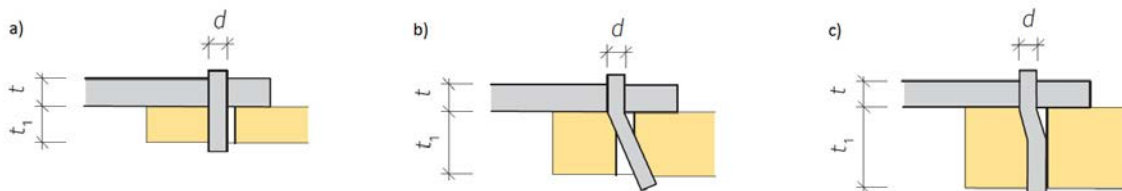
When dowel type fasteners are subjected in shear, different failure modes, depending on mutual relation between the wood characteristic embedment strength, fastener's yield moment and thickness of timber element, could occur. Johansson (1949) was the first one who dealt with fasteners bearing capacity in relation with possible failure modes („Johansen yield theory“), identifying three general failure modes: very stiff fastener and crushing wood grains, formation of one or two plastic hinges in fastener with slight crushing of timber. Mode I occurs in timber when timber embedment strength is exceeded and there is no plastic hinges in dowels, figure 11 (a,b,c). Mode II is determined by appearance of one plastic hinge in enough tick element, figure 11 (d,e). Mode III occurs when two plastic hinges appear what usually happens when all the parameters are balanced, figure 11 (f). From the aspect of fastener's ductility, the third type is the most favourable one.



Slika 11. Mogući tipovi loma u vezi drvo–drvo, jednosečne veze [31]
Figure 11. Failure modes for timber and panel connections, single shear [31]

U zavisnosti od tipa loma, Evrokod 5 daje izraze za proračun nosivosti na osnovu Johansenovih jednačina, a za veze drvo–drvo i čelik–drvo. Kako EC 5 ne sadrži proračun nosivosti spojnih sredstava za veze drvo–beton, na osnovu rezultata različitih istraživanja mogu se koristiti predloženi izrazi za veze čelik–drvo, primenom izraza za debele čelične ploče (izrazi 23a, b, c), slika 12.

Eurocodes gives expressions for lateral bearing capacity of dowel type fasteners according to Johanson's equations for timber-to-timber and steel-to-timber joints. In the lack of adequate particular expressions for timber-to-concrete joints, the expressions given for tick metal plates-to-timber joints could be applied (equations 23a, b, c), figure 12.



Slika 12. Mogući tipovi loma u vezi drvo–beton, jednosečne veze [31]
Figure 12. Failure modes for timber-concrete connections, single shear [31]

Karakteristična nosivost trnova u spojnoj ravni po spojnom sredstvu, u jednosečnim vezama, predstavlja najmanju vrednost dobijenu iz sledećih izraza:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \\ 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \end{cases} \quad (23)$$

gde je:

$F_{v,Rk}$ – karakteristična nosivost spojnog sredstva u spojnoj ravni;

$f_{h,k}$ – karakteristična vrednost čvrstoća na pritisak po omotaču rupe drveta;

t_1 – debljina bočnog drveta ili dubina zabijanja, u zavisnosti od toga šta je manje;

$F_{ax,Rk}$ – karakteristična vrednost nosivosti na čupanje spojnog sredstva.

U izrazima 23(b) i 23(c), prvi deo izraza je nosivost prema Johansenovoj teoriji tečenja, dok je drugi deo izraza $F_{ax,Rk}/4$ doprinos efekta prljanjanja („rope effect“). Doprinos nosivosti usled efekta prljanjanja kod trnova, prema EC 5, ograničen je procentom u odnosu na Johansenov deo i iznosi 0%, te se izraz (23) pojednostavljuje:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - 1 \right] & (b) \\ 2.3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} & (c) \end{cases} \quad (24)$$

Konačno, proračunsku vrednost nosivosti $F_{v,Rd}$ spojnih sredstava, za granično stanje nosivosti (GSN), treba izračunati kao:

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} \quad (25)$$

gde je:

$F_{v,Rk}$ – karakteristična vrednost nosivosti;

γ_M – parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva materijala, tabela 2.3 u poglav. 2.4.1 EC5;

k_{mod} – korekcionni koeficijent kojim se uzimaju u obzir uticaj trajanja opterećenja i vlažnosti, tabele 3.1 i 3.2 u poglavlju 3.1.3 EC5.

3.3 Uticaj dimenzija poprečnih preseka i raspona na krutost spregnute konstrukcije

Prilikom oblikovanja drvenog i betonskog elementa u spregnutoj konstrukciji „T“ preseka mora se voditi računa i o dimenzijama poprečnih preseka. Osim od krutosti spojnih sredstva tj. modula pomerljivosti, krutost spregnute konstrukcije drvo–beton bitno zavisi i od

The characteristic lateral bearing capacity of dowels in single shear per fastener per shear plane are the minimum value obtained from the following equations:

where:

$F_{v,Rk}$ – is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener,

$f_{h,k}$ – is the characteristic embedment strength in the timber member,

t_1 – is smaller thickness of the timber side member or the penetration depth,

$F_{ax,Rk}$ – is the characteristic withdrawal capacity of the fastener.

In expressions 23(b) and 23(c), the first part represents the bearing capacity according to Johansen theory, while the second part of the expression $F_{ax,Rk}/4$ is so called "rope effect". The rope effect contribution for dowel type fasteners is limited to 0%, so the expression (23) is simplified:

Finally, the design bearing capacity $F_{v,Rd}$ for ultimate limit state (ULS) should be calculated as:

where:

$F_{v,Rk}$ – is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener,

γ_M – is the partial factor for a material property, table 2.3 in section 2.4.1 EC5,

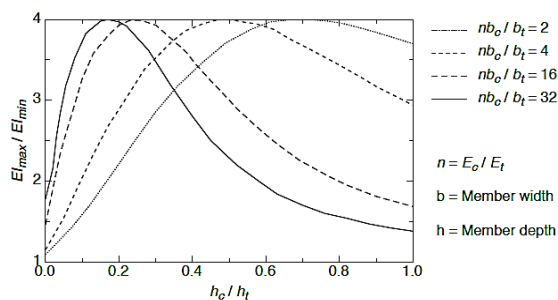
k_{mod} – is a modification factor taking into account the effect of the duration of load and moisture content, table 3.1 and 3.2 in section 3.1.3 EC5.

3.3 Influence of cross-section dimensions and span on TCC bending stiffness

Adequate shaping timber and concrete members in “T” composite beams and choice of elements’ proportions is of great importance. Besides fastener’s stiffness i.e. slip modulus, effective bending stiffness of TCC significantly depends on ratio of cross-sectional

odnosa dimenzija poprečnih preseka elemenata [30]. Van der Linden, [43] je sproveo analize i dokazao je da sprezanje veoma tanke betonske ploče s visokom drvenom gredom, kao i sprezanjem veoma niske drvene grede s debelom betonskom pločom, ne vodi efikasnom sprezanju ova dva materijala u spregnutom sistemu.

Na dijagramu, slika 13, prikazano je da za određen odnos širina spregnutih elemenata $n \cdot b_c / b_t$, postoji poseban odnos visina h_c / h_t koji će generisati maksimalnu krutost spregnute konstrukcije, ukoliko se posmatra kruto spregnuta konstrukcija [46]. Pravilnim izborom odnosa dimenzija može se postići maksimalna krutost EI_{max} koja je četiri puta veća u odnosu na nespregnuta konstrukciju EI_{min} .



Slika 13. Veza između odnosa dimenzija elemenata i efektivne krutosti u kruto spregnutoj konstrukciji drvo-beton [46]

Figure 13. Relation between dimensional proportion and effective bending stiffness of TCC structure in the case of rigid coupling [46]

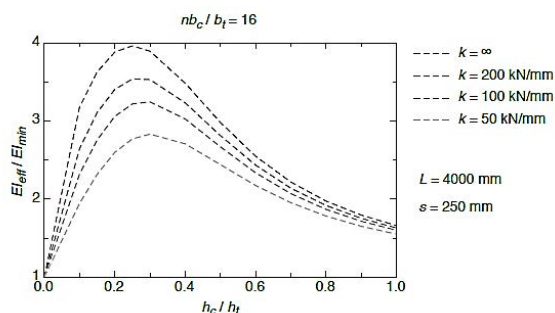
Zaključak o poželjnom odnosu dimenzija važi i u slučaju elastično spregnutih konstrukcija. S dijagrama, slika 14, za elastično spregnute sisteme gde je dat raspon L , razmak spojnih sredstava s i odnos širina spregnutih elemenata $n \cdot b_c / b_t$, može se primetiti da je odnos visina koji daje optimalnu efektivnu krutost elastično spregnute konstrukcije približno konstantan bez obzira na vrednost modula pomerljivosti. Takođe, veza između modula pomerljivosti spojnih sredstava i efikasnosti kompozitnog dejstva nije linearna. Za analizirane različite raspone (4m, 6m i 8m), efikasnost kompozitnog dejstva znatno raste u granicama od 10 do 300 kN/mm. Iznad ove granice, povećanje modula pomerljivosti ne vodi daljem porastu kompozitnog sadejstva, dok je ispod ove granice kompozitno dejstvo skoro neprimetno [46].

Može se konstatovati da odnos dimenzija poprečnih preseka u elastično spregnutim konstrukcijama presudno utiče na efektivnu krutost spregnutog sistema. Takođe, kako modul pomerljivosti K bitno utiče na efektivnu krutost, slika 14, može se doći do maksimalnog odnosa $(EI_{eff}/EI_{min})_{max}$ koji je u vezi sa efikasnošću kompozitnog dejstva η , (izraz 26), slika 15.

$$\left(\frac{EI_{eff}}{EI_{min}} \right) = 1 + 3 \cdot \eta \quad (26)$$

dimensions [30]. Van der Linden, [43] analyzed and proved that very thin concrete slab with high timber beam, as well as thick concrete slab with timber beam less than average height, fails to lead to efficient composite action in TCC system.

On diagrams, figure 13, it is shown that for specific widths ratio of composite members $n \cdot b_c / b_t$, there is a particular heights ratio h_c / h_t for which the max effective stiffness will be generated in the case of rigid coupling [46]. With adequate choice of dimensional proportions maximal bending stiffness EI_{max} can be achieved which can be even four times greater than stiffness of EI_{min} for structures with zero composite action.



Slika 14. Uticaj promene modula pomerljivosti na odnos visina h_c/h_t elemenata u elastično spregnutoj konstrukciji drvo-beton [46]

Figure 14. Influence of the slip modulus variation on heights ratio h_c/h_t in the case of elastic coupling [46]

The conclusion about desirable dimensional proportions is also valid in the case of elastic coupling. From diagrams, figure 14, where the beam span is L , fastener spacing is s and widths ratio is $n \cdot b_c / b_t$, it can be noticed that heights ratio h_c/h_t that provides optimal effective stiffness, is rather constant in the case of elastic coupling, regardless of the slip modulus values. For analyzed spans (4m, 6m, and 8m), the effectiveness of composite action significantly arise between 10-300 kN/mm. Above that value, the increase of slip modulus fails to lead to further increase of composite action, while below the tested limits the composite action is insignificant [46].

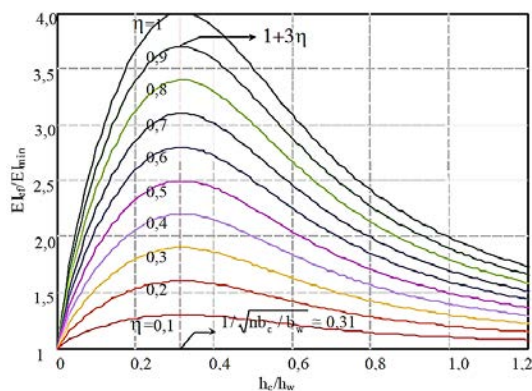
It can be concluded that dimensional proportions have crucial impact on effective bending stiffness of TCC systems with partial composite action. As the slip modulus K also affects effective stiffness, figure 14, it is possible to find maximum ratio $(EI_{eff}/EI_{min})_{max}$ related to efficiency of composite action η , (expression 26), figure 15.

gde je:

η – efikasnost kompozitnog dejstva, Lukaszewska [27];

EI_{eff} – efektivna krutost elastično spregnute konstrukcije;

EI_{min} – krutost nespregnute konstrukcije.



Slika 15. Maksimalan odnos efektivnih krutosti u zavisnosti od efikasnosti kompozitnog dejstva [34]

Figure 15. Max ratio of effective stiffnesses in correlation of coupling effectiveness [34]

U zavisnosti od odnosa $n \cdot b_c/b_t$, primenom izraza 27, slika 15, [34], može se doći do optimalnog odnosa h_c/h_t , pri kome će se generisati maksimalna krutost spregnute konstrukcije sa odnosom $(EI_{eff}/EI_{min})_{max}$.

$$\frac{h_c}{h_t} = \frac{1}{\sqrt{n \cdot \frac{b_c}{b_t}}} \quad (27)$$

gde je:

h_c – debljina betonske ploče;

h_t – visina drvene grede;

b_c – efektivna širina betonske ploče;

b_t – širina drvene grede;

n – odnos modula elastičnosti betona i drveta, E_c/E_t .

Takođe, treba obratiti posebnu pažnju i na raspon spregnutog nosača L koji utiče na efektivnu krutost spregnute konstrukcije. Ukoliko se posmatra zavisnost između raspona L i efikasnosti kompozitnog dejstva η , može se primetiti da za raspone manje od 2m uticaj povećanja modula pomerljivosti na krutost spregnute konstrukcije nema velikog značaja, slika 16. S druge strane gledano, s manjom vrednošću modula pomerljivosti mogu se postići isti procenti kompozitnog dejstva usvajajući veći raspon nosača, slika 16, [34].

3.4 Efektivna širina betonske ploče

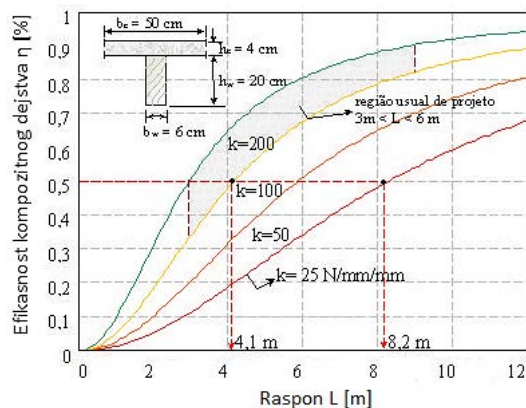
Efektivna (sadejstvujuća) širina betonske ploče u spregnutom preseku drvo–beton zavisi od

where:

η – is degree of composite action, Lukaszewska [27],

EI_{eff} – is the bending stiffness for partial composite action,

EI_{min} – is the bending stiffness for perfect composite action.



Slika 16. Veza između raspona L i efikasnosti kompozitnog dejstva η u zavisnosti od modula pomerljivosti spojnih sredstava K [34]

Figure 16. Correlation between span L and effectiveness of composite action η on the basis of connector's slip modulus K [34]

The optimal ratio h_c/h_t , that generates maximum stiffness of composite structure with $(EI_{eff}/EI_{min})_{max}$, is possible to determine on the basis of the ratio $n \cdot b_c/b_t$ and by application of expression 27, figure 15, [34]:

where is:

h_c – depth of concrete slab,

h_t – depth of timber beam,

b_c – effective width of concrete slab,

b_t – width of timber beam,

n – ratio of the Young's modulus of elasticity of concrete and timber, E_c/E_t .

The particular attention should be paid on beam span L that affects effective stiffness of TCC. Considering the mutual relation between span L and the degree of composite action η , it can be noticed that for spans less than 2m, the increase of slip modulus have insignificant influence on effective bending stiffness, figure 16. At the other hand, it is possible to achieve the same level of composite action with lower slip modulus, adopting larger beam spans for structure, figure 16, [34].

3.4 Effective width of concrete slab

Effective (co-acting) width of concrete slab in TCC cross-section depends on unequal normal stress

neravnomernog rasporeda normalnih napona po širini betonske ploče. Ovi naponi se u armirano- betonsku ploču unose pri nastanku smičućih sila na kontaktu između drveta i betona primenom moždanika [41], a sadejstvujuća (efektivna) širina ploče b_{ef} određuje se iz uslova (28):

$$b_{ef} \cdot \max \sigma_x = 2 \cdot \int_0^{b/2} \sigma_x \cdot d_y \quad (28)$$

Istraživanje Natterer i Hoefft [33], bilo je fokusirano na analizu ponašanja spregnutih grednih sistema drvo-beton izloženih najčešćim slučajevima opterećenja (koncentrisano opterećenje, ravnomerno raspodeljeno i sinusoidno opterećenje). Autori su razvili i predložili postupak za određivanje efektivne širine koja se bazira na definiciji faktora redukcije. Koristeći teorijski pristup problemu u pogledu povezanosti normalne sile/napona sa širinom betonske ploče, a za prostu gredu s različitim vrstama opterećenja, dobijena je definicija odgovarajućeg faktora redukcije širine betonske ploče. Poznajući značaj uticaja vrste opterećenja na efektivnu širinu betonske ploče, faktor redukcije određen je za koncentrisano i raspodeljeno opterećenje, a za tipove unutrašnjih sila kojima je spregnut presek izložen, tj. faktor redukcije određen je na osnovu normalnog napona usled aksijalne sile i napona savijanja usled momenta [36]. Jednačinama (29–32), dati su izrazi za određivanje faktora redukcije širine betonske ploče.

Faktor redukcije širine betonske ploče pri dejstvu u momentu savijanja:

za raspodeljeno opterećenje $\beta_{MG,r} = 1$ for uniformly distributed loading (29)

za koncentrisano opterećenje $\beta_{MG,k} = \left[1 - 0.25 \cdot \left(\frac{b}{L} \right) \right]$ for point load at mid-span (30)

Faktor redukcije širine betonske ploče pri dejstvu aksijalne sile:

Reduction factors of the effective width due to normal stresses:

za raspodeljeno opterećenje $\beta_{NG,r} = \left[1 - 1.4 \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^2 \right]$ for uniformly distributed loading (31)

za koncentrisano opterećenje $\beta_{NG,k} = \left[1 - 1.4 \cdot \left(\frac{b}{L} \right)^2 - 0.8 \cdot \left(\frac{b}{L} \right) \right]$ for point load at mid-pan (32)

gde je:

b – međusoban razmak drvenih nosača;
 L – raspon nosača.

Konačno, efektivna širina betonske ploče u spregnutoj konstrukciji drvo-beton, može se odrediti na osnovu izraza (32 i 33), koji zavisi od tipa opterećenja (ravnomerno raspodeljeno ili koncentrisano opterećenje).

Where is:

b – mutual spacing of wooden beams,
 L – span of the beam.

Finally, the effective concrete slab width in TCC system can be calculated according to expressions (32 and 33), that depend on loading type (uniformly distributed or point concentric load).

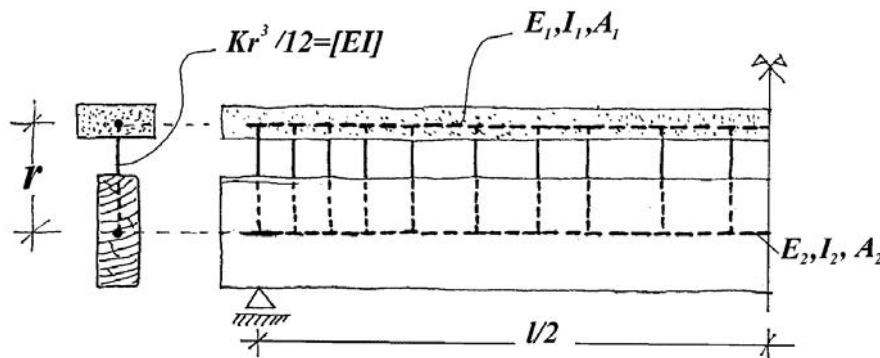
za raspodeljeno opterećenje $b_{ef,r} = b \cdot \beta_{MG,r} \cdot \beta_{NG,r}$ for uniformly distributed loading (33)

za koncentrisano opterećenje $b_{ef,k} = b \cdot \beta_{MG,k} \cdot \beta_{NG,k}$ for point load at mid-pan (34)

4 MODELIRANJE SPREGNUTE KONSTRUKCIJE DRVO–BETON

Zbog kompleksnosti problema, nedostatka eksperimentalnih podataka i njihove generalizacije kroz standarde, nije moguće efikasno i uopšteno formulisati i modelirati spregnute sisteme drvo–beton [29]. Broj programa za strukturalnu analizu i proračun konstrukcija danas je gotovo nesaglediv. Neki od najrasprostranjenijih na domaćem tržištu jesu Tower, AxisVM, SAP2000 i drugi, ali ovi softverski paketi uglavnom ne poseduju posebne biblioteke s relevantnim podacima za modeliranje spoja drvo–beton, te se uvrštavanje bitnih parametara sprovodi „ručno“ to jest na osnovu (oskudnih i često nedorečenih) podataka datih u standardima. Budući da u EC5 nema podataka za module pomerljivosti koso / unakrsno postavljenih štapastih spojnih sredstava (iako postoje izrazi za proračun njihove nosivosti), modeliranje ovakvih spojeva nije sigurno za široku inženjersku praksu bez eksperimentalnih ispitivanja. Na osnovu postojećih izraza, moguće je efikasno modeliranje vertikalno postavljenih štapastih spojnih sredstava.

U slučajevima kada program ne poseduje bazu elemenata za modeliranje spregnutih konstrukcija jedan od efikasnih načina je modeliranje putem Virandel nosača, slika 17. Sistem Virandel nosača može se jednostavno primeniti na spregnute konstrukcije drvo–beton sa spojem ostvarenim putem vertikalno postavljenih moždanika zato što je ovakvo modeliranje direktno oponašanje realnog sistema, a kako u EC5 postoje predloženi (konzervativni) izrazi za module pomerljivosti, posledično su rezultati analize spregnutog nosača (Virandel) veoma bliski rezultatima klasičnog proračuna (γ -metod). Ovaj sistem se zasniva na postojanju vertikala koje povezuju dva elementa istih ili različitih fizičko-mehaničkih karakteristika, gde vertikale u ovom smislu predstavljaju mehanička spojna sredstva sa određenom krutošću na savijanje pri pomeranju. Krutost vertikala $[EI]$ predstavljena je preko modula pomerljivosti spojnih sredstava za sprezanje K , kako je prikazano na slici 17.



Slika 17. Virandel model za spregnute sisteme drvo–beton [3]
Figure 17. Virandel's model for timber-concrete composite systems [3]

Na ovaj način se uvodi pomeranje (klizanje) u spoju između dva elementa, tj. popustljivost veze drvo–beton. Virandel nosač se formira tako što se sistemske ose elemenata povezuju vertikalama određene krutosti, koje su kruto vezane za elemente spregnute konstrukcije (drvo, beton) [28]. Preko izraza za krutost vertikale $[EI]$, slika 17, može se doći do „zamenjujućeg“ poprečnog preseka vertikale ukoliko je poznat modul pomerljivosti

4 MODELLING TIMBER-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE

Problem formulation and modelling TCC system is a difficult task due to its complexity and lack of generalized experimental data, especially when there is no consequent structural codes [29]. The number of available software packages for structural analysis is immense. Some of mostly widespread software on domestic market is Tower, AxisVM, SAP2000, etc., but these packages fail to contain particular libraries with relevant data for TCC modelling i.e. they are not particularly developed for this purpose. Therefore, relevant mechanical, physical and slip properties are usually inserted by “hand” and on the basis of poor and half-done code requirements. Data about slip modulus of dowel type fasteners in inclined / crossed position do not exist in EC5 (despite expressions for bearing capacity), so modelling of this type of timber-concrete connection in this moment is unclear and on the safe side without experimental results. Modelling vertically positioned dowel type fasteners with existing code's provision is efficient and could be done through several options.

Modelling TCC system is possible through the application of Virandel's model, figure 17. This model is easy to use for TCC with vertically positioned dowels because it directly imitates the behaviour of real system. When EC5 suggested (conservative) expressions for slip modulus are applied, the analysis leads to classic design given by “ γ ” method. Virandel's model is based on verticals that connect two members of similar or opposite physical and mechanical properties. The verticals represent mechanical dowel fasteners with stiffness $[EI]$ defined through slip modulus for particular fastener type K , as it is shown in figure 17.

In this way the interface deformation (slip) between two members is introduced into the model. Virandel's girder is formed in a way that centerlines of both members are linked by verticals of certain stiffness that are fixed in composite members (timber, concrete) [28]. Through the expression for verticals' stiffness $[EI]$, figure 17, it is possible to obtain the value of “substituting” cross-section of verticals if dowel's slip modulus K is

spojnog sredstva K . Ako se usvoji kružni poprečni presek vertikale, prečnik d „zamenjujućeg“ preseka dat je preko izraza (35), čime su određeni svi elementi potrebni za modeliranje spregnute konstrukcije drvo–beton.

$$d = \sqrt[4]{\frac{16 \cdot K \cdot r^2}{3 \cdot \pi \cdot E}} \quad (35)$$

U određenim programima gde postoje tzv. „link“ elementi, moguće je direktnije definisati i modelirati vezu drvo–beton. Link-elementi su elementi veze, koji su implementirani u softvere za strukturalnu analizu, i služe za modeliranje veze između dva čvora ili dve linije preko jednog interfejsa (veza za prenos sile i pomeranja) [25]. Element veze (link-element) ima šest komponenti krutosti, tri translacije i tri rotacije, koje mogu da imaju i nelinearno ponašanje. Položaj mesta spoja unutar elementa veze određuje se pri definisanju link-elementa, pri čemu se jedan čvor smatra referentnim. Ukoliko je vrednost komponente krutosti nula, odgovarajuća sila ili moment se ne prenosi sa čvora na čvor. U npr. SAP2000, postoji link-element za vezu između dva čvora, gde je moguće definisati vezu kao nelinearnu, plastičnu i tako dalje, čime se preciznije određuje ponašanje spoja, ali što je opet, u nedostatku eksperimentalnih ispitivanja ili bližih odredaba standarda, neadekvatno za svakodnevnu praksu. Krutost link-elementa definisana je kao i modul pomerljivosti, tj. sila kojom treba opteretiti vezu da bi relativno pomeranje u njoj bilo jedinično. Svaki link-element predstavlja spojno sredstvo u spregnutoj konstrukciji kojim se povezuju sistemske ose elemenata.

Na slici 18 slikovito je prikazano modeliranje spregnute konstrukcije primenom link-elementa, gde su elementi konstrukcije (drvo, beton) povezani elementima veze (link-elementima) na mestima gde se nalaze spojna sredstva. Komponenta translatorne krutosti link-elementa u pravcu paralelnom smičućoj ravni, jednaka je modulu pomerljivosti spojnih sredstava K [N/mm].

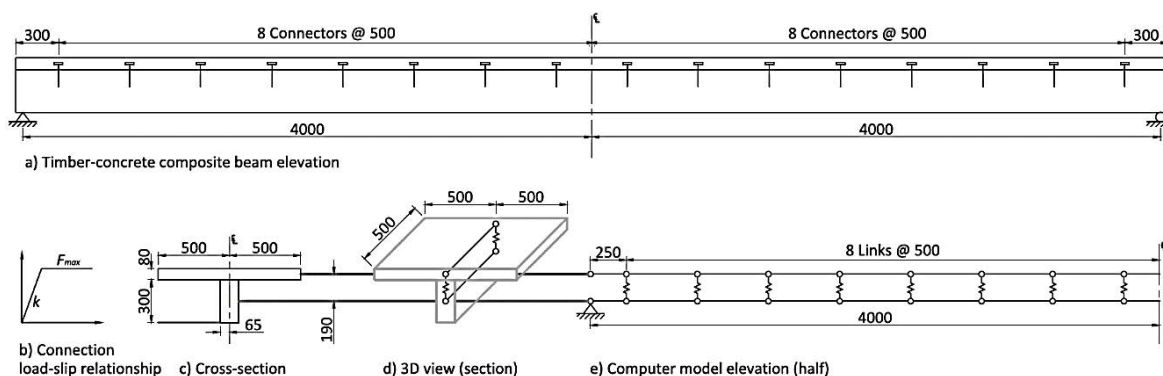
Modeliranje složenijim postupcima, npr. pločastim elementima i elastičnim oprugama, jeste sofisticiraniji pristup problemu, veoma primenljiv i poželjan u istraživačkom pristupu, radi formiranja modela za realno prikazivanje eksperimentalnih merenja [29].

known. In the case of circular cross-section, the diameter d of “substituting” cross-section is given by expression (35), thereby all necessary data for modelling are determined.

In certain software where “link” elements exist, it is possible to define and model timber-concrete connection in a more direct way. “Link” elements are implemented in structural software in order to model and connect each set of joints between the beam and the plate as links between two nodes or two lines through unique interface, [25]. “Link” elements have 6 stiffness components, 3 translations and 3 rotations that may have a nonlinear behaviour. A good way to connect all the links is to generate grid members or to draw the first one as referent and then copy it along the length of the member. If any of stiffness components is zero, the corresponding force or moment fails to transfer from node to node. In some software, e.g SAP2000, there is a “link” element between two joints in which it is possible to define nonlinear, plastic etc. behaviour what leads to more precise definition of partial composite behaviour. At the other hand, such modelling is suitable for research activities, when experimental data are available, but makes a lot of problems in everyday practice and it is inadequate when there is no clear code provisions. The stiffness of “link” element could be simply defined as slip modulus i.e. each link element represents dowel fastener in a structure with partial composite behaviour, connecting the centrelines of composite members.

Modelling composite behaviour of TCC system by “link” elements is shown in figure 18, where timber and concrete members are linked at distances of real fasteners. The translator stiffness component of link element in direction parallel to shear plane is equal to slip modulus of fasteners K [N/mm].

Besides the modelling methods of timber-concrete composite behaviour that have both - advantages of being fast to model and limitation in application and accuracy, there are numerous sophisticated procedures that are convenient in theoretical research and suitable for real presentation of experimental work [29].



Slika 18. Primer spregnute konstrukcije drvo–beton modelirane link-elementom [46]

Figure 18. Modeling of TCC structure by “link” elements, example [46]

5 PRORAČUN MOSTOVSKJE KONSTRUKCIJE OD LLD SA SPREGNUTOM BETONSKOM KOLOVOZ-NOM PLOČOM PREMA EN STANDARDIMA

5.1 Projektni zadatak i preliminarne analize

Radi ilustracije pregleda teorijskih saznanja iz standarda i pratećih istraživanja spregnutih sistema drvo–beton, projektovana je i proračunata prema evropskim normama konstrukcija lučnog mosta od LLD sa spregnutom betonskom kolovoznom pločom [31]. Kao idejna osnova za izvođenje sistema, izabrana je realna i već izvedena konstrukcija drvenog mosta „Montmorency South Forest Bridge” (Kvebek, Kanada), slika 19, koja je modifikovana tako da se umesto drvne usvoji betonska spregnuta kolovozna ploča. Konačna širina mosta, raspon, kao i raspored i broj drvenih elemenata noseće konstrukcije (lukovi i grede), određeni su na osnovu relevantnih kombinacija analiziranih opterećenja za usvojenu lokaciju (Užice, Srbija).



*Slika 19. Ideja osnova projekta: „Montmorency South Forest Bridge” Kvebek, Kanada [24]
Figure 19. Idea for bridge project: "Montmorency South Forest Bridge" Kvebek, Kanada [24]*

Konstrukcija drumskog mosta je ukupne dužine 40m i širine 9.5m, formirana od lučnih nosača (luk na dva zgloba) raspona 35m koji obrazuju oslonuću konstrukciju, kao i betonske ploče koja se spreže s podužnim grednim nosačima putem mehaničkih spojnih sredstava (trnovi $\Phi 22\text{mm}$) koja predstavlja kolovoznu konstrukciju mosta. Za izlivanje betonske ploče predviđena je zarobljena oplata u vidu OSB ploča, koje se postavljaju na podužne grede. Poprečne grede predstavljaju oslonce podužnoj gredi koja ima statički sistem kontinualnog nosača na četiri polja. Most je namenjen za drumski saobraćaj s dve kolovozne trake, dok su za prelazak pešaka predviđene dve pešačke staze. Kako bi se obezbedio siguran saobraćaj pešaka od drumskih vozila, kolovozne trake su odvojene od pešačkih staza putem odbojnih ograda. Elementi drvene konstrukcije su od lameliranog lepljenog drveta, zaštićeni premazima zbog uslova u kojima se mostovska

5 DESIGN OF GLULAM BRIDGE STRUCTURE WITH CONCRETE CARRIAGEWAY DECK ACCORDING TO EN

5.1 Design task and preliminary analysis

In order to illustrate the theoretical issues from structural building codes and accompanying research, the design project of glulam arch bridge structure with composite concrete carriageway deck was done according to European codes [31].

As idea for structural solution of the bridge, the “Montmorency south forest bridge” Québec, was adopted, figure 19, which was modified with concrete deck instead the existing wooden one.

The final bridge width, span as well as disposition and number of structural elements (arches and beams) are iteratively determined on the basis of relevant load combination for chosen location (Užice, Srbija).

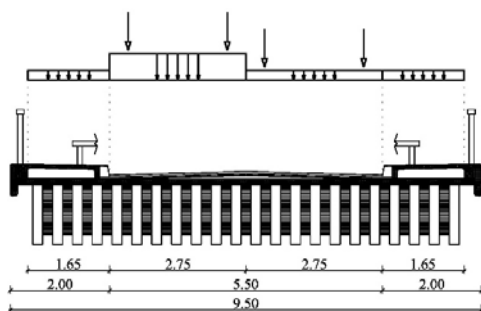
The total length of bridge structure is 40m, while the width of bridge deck is 9.5m. Composite TC bridge deck structure (superstructure continuous glulam beams with concrete slab mutually coupled by dowels $\Phi 22\text{mm}$) is supported by two-hinge arches with span of 35m. For concrete slab construction, the trapped formwork made of OSB boards is foreseen. Transversal beams are supports for longitudinal continuous beams on 4 spans. The bridge is designed as road bridge with two traffic lines and two separated by fences pavements for pedestrians. Structural members are made from chemically protected glulam, due to predicted exploitation conditions.

konstrukcija nalazi.

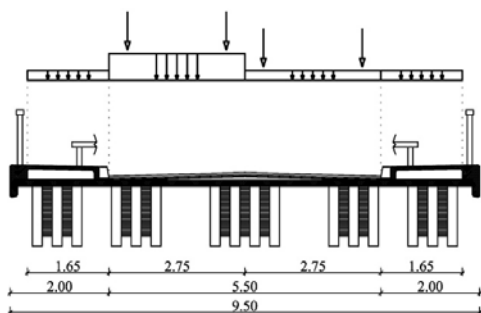
Na slici 20, prikazana su tri varijantna rešenja proistekla iz analize koja obuhvata položaj korisnog opterećenja, racionalnog izbora broja i dispozicije elemenata, kao i iterativne analize [22, 23, 24] usled dejstava koja deluju na most prema EN.

The three variant solutions of the bridge disposition and number of structural members are shown in figure 20. The variants are results of iterative analysis where the vehicle load positions and all relevant load combinations according to EN were considered [22, 23, 24] in order to rationalize the bridge structure.

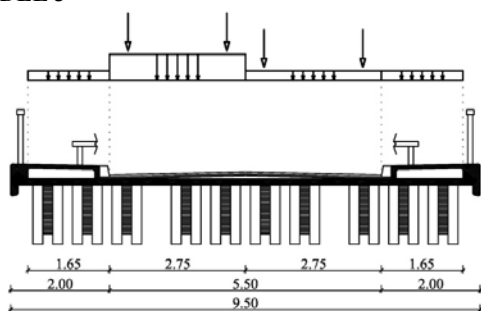
MODEL 1



MODEL 2



MODEL 3



Slika 20. Preliminarna rešenja: varijante rešenja spregnutog mosta drvo—beton na osnovu statičke i dinamičke analize [24]

Figure 20. Preliminary design: Variants of glulam-concrete bridge disposition due to preliminary static and dynamic analysis [24]

Model 1 predstavlja konstrukciju mosta koju formiraju 22 lučna (luk na dva zgloba) i 21 gredni nosač (kontinualni sistem nosača na četiri polja). U Modelu 2 i 3 izvršena je redukcija broja lučnih i grednih elemenata, gde je broj lučnih nosača 16 i 20, dok je broj podužnih greda 11 i 10 respektivno. Varijantno rešenje, Model 2, predstavlja racionalan izbor konstrukcije mosta, kako u izboru broja i rasporeda drvenih elemenata tako i u svim ostalim aspektima ponašanja konstrukcije pod dejstvima koja deluju na most. Za dalju analizu i proračun usvojeno je drugo varijantno rešenje – Model 2.

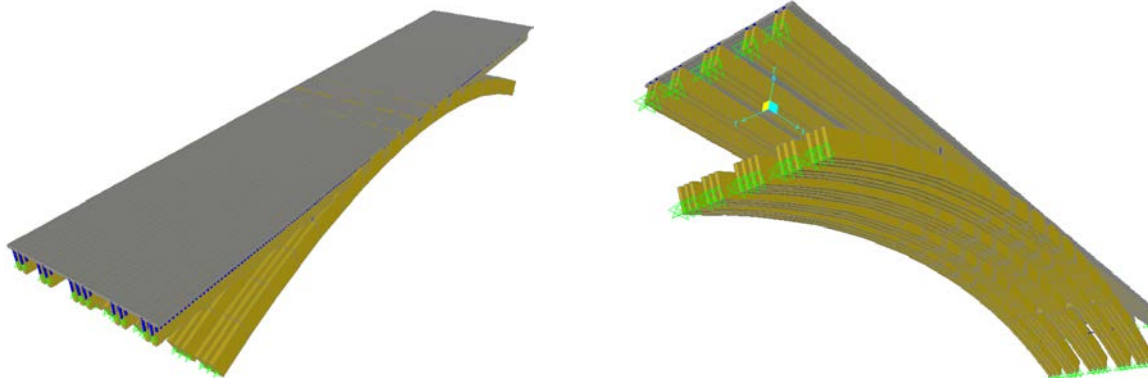
5.2 Analiza dejstava i kombinacije prema EN

Za izabrani model sprovedena je analiza opterećenja prema EN 1991 [7, 8, 9, 10] (sopstvena težina, korisno opterećenje – model LM1 – kombinacije gr1 i gr2, dejstvo vetra – opšta metoda, konstrukcija nije osetljiva na dinamičku pobudu, sneg) i prema EN 1998-1 [17] i 1998-2 [18] – seizmičko dejstvo preko modalne spektralne analize i linearne elastične vremenske analize. Kombinacije dejstava formirane su za GSN i GSU, [6], [1], [44], za sve merodavne faze – proračunske situacije za mostove [13], [14], [16].

Za drvenu konstrukciju od lameliranog lepljenog drveta LLD usvojena je klasa drveta GL28h. Za betonsku kolovoznu ploču, kao i za sve ostale betonske elemente konstrukcije mosta, usvojena je klasa betona C35/45. Usvojen čelik za armiranje betonskih elemenata, kao i proizvodnju trnova (moždanika) jeste B500.

5.3 Modeliranje spregnute konstrukcije s prisustvom oplata

Konstrukcija je modelirana u softverskom paketu za strukturalnu analizu konstrukcija, SAP 2000 v14.2.4 [4]. Konstrukcija spregnutog mosta tipa drvo–beton prostorno je modelirana primenom površinskih i linijskih elemenata. Kolovozna spregnuta konstrukcija (gornji stroj mosta), armirano-betonska ploča spregnuta s podužnim gredama primenom mehaničkih spojnih sredstava modelirana je primenom površinskih i linijskih elemenata. Oslonačka konstrukcija (donji stroj mosta), lučni nosači statičkog sistema na dva zgloba modelirani su linijskim elementima. Na slici 21 prikazan je prostorni model konstrukcije spregnutog mosta.



Slika 21. Isometric view of bridge structural model [31]
Slika 21. Izometrijski prikaz modela konstrukcije mosta [31]

Model 1 is a bridge structure formed by 22 glulam two-hinge arches as substructure and 21 glulam longitudinal continuous beams with concrete composite deck as superstructure. In Models 2 and 3 the number of structural elements is reduced, so the number of arches is 16 and 20, while the number of longitudinal beams is 11 and 10 respectively. The variant solution Model 2 represents the rational choice in structural design considering number and disposition of structural elements, as well as total structural behaviour under the proposed bridge actions. The model 2 is adopted for further analysis.

5.2 Analysis of actions and load combination according to EN

For adopted model, the analysis of actions according to EN 1991 [7, 8, 9, 10] (self-weight, imposed traffic load – model LM1, with combinations gr1 and gr2, wind action – general method, when structure is insensitive to dynamic induces, snow) as well as analysis of seismic action according to 1998-1 [17] and 1998-2 [18] (seismic action through modal spectral analysis and linear elastic time analysis) were made. The combinations of actions are made for ULS and SLS, [6],[1],[44], for each relevant construction phases – design situations for bridges [13],[14],[16].

For timber glulam structure, the adopted material is the strength class GL28h. Concrete carriageway slabs, as well as all other concrete parts of the bridge, are designed in concrete class C35/45. Reinforcement steel and steel for dowel type fasteners is B500.

5.3 Modelling composite action with presence of formwork

The bridge structure was modelled in structural software package SAP 2000 v14.2.4 [4], as a spatial structural model using shell and beam elements. Carriageway composite RC deck-slab coupled with longitudinal glulam beams with mechanical fasteners (bridge superstructure) is modelled with shell and beam elements. Supporting structure – glulam two-hinge arches (bridge substructure) is modelled by beam elements. The spatial model of bridge structure is presented in isometric view in figure 21.

Sprezanje drveta i betona, primenom opisanog principa Virandel nosača, modelirano je linijskim elementima sa zamenjujućim prečnikom. Trnovi su postavljeni u dva reda na međusobnom rastojanju $e=20\text{cm}$ celom dužinom mosta. Trnovi postavljeni u paru modelirani su zamenjujućim trnom s modulom pomerljivosti $K_{ZAM}=2 \cdot K_f$. Modul pomerljivosti spojnih sredstava određen je „Gelfijevim“ modelom, gde je uzeto u obzir postojanje oplata debljine $d=24\text{mm}$. Napravljena su dva modela konstrukcije mosta jer su vrednosti modula pomerljivosti za svako granično stanje različite, a samim tim i zamenjujući prečnici. U Tabeli 2 prikazane su glavne pozicije mostovske konstrukcije s podužnim i poprečnim presecima.

The modelling of composite timber-concrete partial behaviour was made using the Virandel's girder, with substituting dowel diameter. Dowel fasteners are positioned into two lines with constant mutual distances of $e=20\text{cm}$ along the bridge span. Pairs of dowels are modelled with substituting dowel with slip modulus $K_{ZAM}=2 \cdot K_f$. Slip modulus was determined according to the "Gelfi" model, taking into account the presence of formwork of thickness $d=24\text{mm}$. One model was made for each limit state, because slip modulus are different, as well as substituting dowels' diameters. In table 2 the main positions and labels of bridge structural elements are presented, together with transversal and longitudinal cross-sections.

Tabela 2. Oznake pozicija i dimenzije elemenata konstrukcije mosta, s presecima [31]
Table 2. Labels of elements, basic dimensions and cross-sections of the bridge structure [31]

Pozicije Positions	Element	b	h	D
		cm	cm	cm
POS POPG	Poprečna greda <i>Transversal beam</i>	2x20	30	-
POS PODG	Podužna greda <i>Longitudinal beam</i>	20	120	-
POS LN	Lučni nosač <i>Arch beam</i>	20	120	-
POS T	Trn <i>Dowel</i>	-	-	2.2
POS PL	AB ploča <i>RC slab</i>	-	20	-

5.4 Statički uticaji, dimenzionisanje, provera spojnih sredstava i GSN / GSU u elementima

U tabelama 3–4 dati su statički uticaji po pozicijama LLD elemenata. Za elemente sprezanja – trnove u tabeli 5 prikazane su maksimalne i minimalne vrednosti smičućih sila za najopterećeniji zamenjujući trn (POS T) za sve merodavne kombinacije dejstava, [31].

Za proveru graničnog stanja upotrebljivosti (GSU) određene su merodavne kombinacije dejstava, te je sproveden statički proračun za konstrukciju spregnutog mosta. Za elemente konstrukcije mosta (lučni nosači i kolovozna konstrukcija) prikazane su vrednosti pomeranja za sve merodavne kombinacije dejstava, tabela 6. Maksimalna deformacija se ograničava u intervalu od $L/400$ do $L/500$ za karakteristično saobraćajno opterećenje. Analizom rezultata utvrđeno je da su deformacije u granicama dopuštenih vrednosti. Za granična stanja nosivosti, GSN, provera napona po pozicijama u odnosu na usvojene dimenzije ukazuje na iskorišćenost preseka od max 75% za lučne nosače, i od 80% za podužne grede.

5.4 Effects on structure, dimensioning, dowel's check and ULS/SLS in elements

In tables 3-4 the actions' effects - internal forces in glulam elements are given. The maximum and minimum shear forces values in fasteners for substituting dowel (POS T) for all relevant load combinations are given in table 5, [31].

Relevant actions combinations were made for checking SLS and adequate static analysis was performed. In table 6 the max deformations due to relevant action combinations are given for main structural members (arch girders and composite carriageway deck). Maximum deflections are limited between intervals $L/400 - L/500$ for characteristic imposed traffic load. Analyzed deflections are among permissible limits. For checking ULS i.e. checking of stress distribution in cross-sections of main structural positions indicates the stress level of 70% for arches and about 80% for longitudinal beams.

Tabela 3. Statički uticaji za merodavne kombinacije dejstava u lučnim nosačima [31]
 Table 3. Internal forces for relevant combination of actions in arch girders [31]

Merodavna kombinacija POS LN Relevant combination of actions POS LN		N	T2	T3	M1	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
G+d _G +A _{Ed} (RS)	max N	18.2	8.7	2.6	1.0	3.1	42.1
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min N	-617.9	-55.6	-0.3	-0.1	-0.6	-56.9
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max T2	-346.4	59.0	0.3	1.6	1.0	127.5
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min T2	-581.6	-71.8	-0.2	-2.5	-1.0	30.5
1.35·(G+d _G)+1.5·F _{w,x1}	max T3	-368.3	-36.1	6.6	0.2	-12.6	123.4
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min T3	-538.2	-59.6	-6.2	-0.9	-15.6	-38.1
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max M1	-319.4	-27.9	0.1	3.9	3.4	230.8
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min M1	-514.3	-61.8	-0.3	-3.9	-2.3	74.8
G+d _G +A _{Ed} (RS)	max M2	17.7	9.2	6.2	0.9	15.6	212.0
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min M2	-538.2	-59.6	-6.3	-1.2	-15.0	-38.1
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max M3	-339.2	-30.9	0.3	1.5	1.1	249.0
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min M3	-580.0	-38.5	-0.5	-0.4	-0.3	-77.9

Tabela 4. Statički uticaji za merodavne kombinacije dejstava u podužnim gredama [31]
 Table 4. Internal forces for relevant combination of actions in longitudinal beams [31]

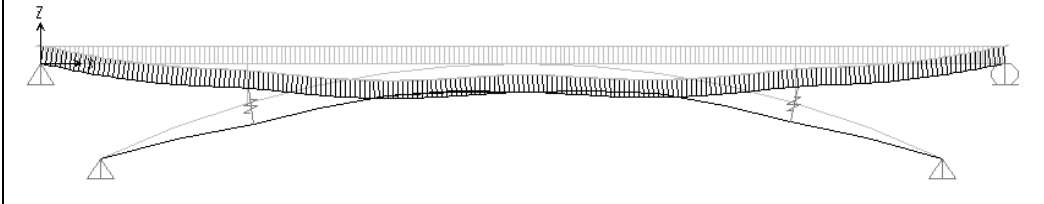
Merodavna kombinacija POS PODG Relevant combination of actions POS PODG		N	T2	T3	M1	M2	M3
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max N	330.0	130.5	2.4	0.2	2.2	313.8
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min N	-381.7	-182.1	-89.7	-1.4	-16.5	-17.2
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max T2	213.4	239.0	3.3	0.3	1.7	137.7
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min T2	-118.2	-234.1	-3.5	-0.3	-0.6	-91.5
G+d _G +A _{Ed} (RS)	max T3	182.8	38.2	96.8	1.4	17.0	12.7
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min T3	-216.9	-81.1	-96.8	-1.4	-17.0	-5.9
G+d _G +A _{Ed} (RS)	max M1	166.5	-4.8	3.3	3.6	29.0	20.4
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min M1	-181.1	-28.0	-3.3	-3.6	-28.3	3.5
G+d _G +A _{Ed} (RS)	max M2	174.3	-2.1	28.8	3.1	30.3	22.1
G+d _G +A _{Ed} (RS)	min M2	-198.5	-33.8	-28.8	-3.1	-30.3	-4.0
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	max M3	330.0	130.5	2.4	0.2	2.2	313.8
[1.35·(G+d _G)+1.35·gr1a+1.5·0.6·F _{w,x2}]	min M3	-43.6	-174.3	-14.4	-1.0	-7.4	-160.7

Tabela 5. Max i min vrednosti smičućih sila u „zamenjujućem” trnu [31]
 Table 5. Max and min values of shear forces in "substituting" dowel [31]

Merodavna kombinacija POS T Relevant combination POS T	max T [kN]	min T [kN]
1.35·G+1.5·F _{w,x1}	3.81	-5.57
G+A _{Ed} (RS)	10.71	-18.23
1.35·G+1.35·(gr1a)+1.5·(0.6·F _{w,x2})	15.21	-15.89
1.35·G+1.35·(gr2)	11.44	-11.03

Tabela 6 – Maksimalna pomeranja elemenata konstrukcije spregnutog mosta [31]
Table 6 – Max deformations of main structural elements in composite bridge [31]

Element	Merodavne kombinacije dejstava Relevant Combinations of Actions	u_z [cm]
Lučni nosač Arch structure	G+F _{w,x1}	0.68
	G+(gr1a)+F _{w,x2}	1.20
	G+(gr2)	0.98
Kolovozna konstrukcija (AB ploča + podužne grede) Carriageway deck (RC deck + longitudinal beams)	G+F _{w,x1}	0.75
	G+(gr1a)+F _{w,x2}	1.48
	G+(gr2)	1.21



Proračun betonskog preseka sproveden je u svemu prema EN 1992 [11, 12]. Potrebne površine armature za gornju i donju zonu kolovozne ploče za dva upravna pravca, određene u SAP 2000. Merodavna kombinacija za dimenzionisanje kolovozne ploče jeste kombinacija 4. $[1.35 \cdot G + 1.35 \cdot (gr1a) + 1.5 \cdot (0.6 \cdot F_{w,x2})]$. Površina podužne zategnute armature ne treba da bude manja od $A_{s,min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$, niti veća od $A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$. Kako je potrebna površina armature dobijena proračunom manja od minimalne preporučene, usvaja se armiranje obe zone kolovozne ploče u dva ortogonalna pravca armaturom $\Phi 16/15$.

Sprezanje podužnih greda s betonskom kolovoznom pločom ostvareno je primenom trnova od glatkog čelika (B500), prečnika $\Phi = 22\text{mm}$ i dužine $l = 300\text{mm}$. Minimalni razmaci i minimalna rastojanja trnova od ivica i krajeva je u svemu prema EN 1995-1 [15]. Trnovi raspoređeni u dva reda i postavljeni upravno na smičuću ravan, nalaze se na jednakom međurastojanju $e = 20\text{cm}$ po celoj dužini podužne grede za sprezanje s betonskom pločom.

Za proračunske vrednosti svojstva materijala, kao i za proračunske nosivosti usvojen je parcijalni koeficijent sigurnosti za veze $\gamma_M = 1.30$. Vrednost korekcionog koeficijenta k_{mod} kojim se uzima u obzir trajanje opterećenja i vlažnost drveta u eksploatacionim uslovima iznosi $k_{mod} = 0.7$. Karakteristična vrednost čvrstoće na zatezanje $f_{u,k}$ za trnove od glatkog čelika od materijala B500 iznosi $f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$. Za lamelirano lepljeno drvo klase GL28h, karakteristična vrednost zapremnske mase drveta je $\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$.

Karakteristična vrednost pritiska po omotaču rupe drvenog preseka za usvojene trnove prečnika $\Phi = 22\text{mm}$ iznosi:

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot 0.22) \cdot 410 = 26.22 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristična vrednost momenta tečenja je:

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot 500 \cdot 22^{2.6} = 463863.5 \text{ Nmm}$$

Karakteristične nosivosti trnova u spojnoj ravni po jednom spojnom sredstvu iznose:

Calculations of concrete sections were performed according to EN 1992 [11,12]. The necessary reinforcement quantities for upper and lower zones in two orthogonal directions are determined by SAP 2000. The relevant combination for dimensioning the slab-deck is combination 4. $[1.35 \cdot G + 1.35 \cdot (gr1a) + 1.5 \cdot (0.6 \cdot F_{w,x2})]$. The area of tensioned reinforcement should not be less than $A_{s,min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$, nor greater than $A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$. The calculated area of reinforcement is less than minimum suggested, so the reinforcement of $\Phi 16/15$ is adopted for both zones of slab-deck in two orthogonal directions.

Composite action between longitudinal glulam beams and concrete deck is realized by smooth steel (B500) dowels with diameter $\Phi = 22\text{mm}$ and with length $l = 300\text{mm}$. Minimum spacing and edge distances are adopted according to EN 1995-1 [15] recommendations. Pairs of dowels for coupling concrete slab are applied vertically across the shear plane at the constant distance of $e = 20\text{cm}$ along the longitudinal beams.

Partial coefficient for material properties and bearing capacities of dowels is adopted as suggested value for connections $\gamma_M = 1.30$. Modification factor for load duration and exploitation class is $k_{mod} = 0.7$. Characteristic strength value for dowels is $f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$. Characteristic density for glulam GL28h is $\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$.

Characteristic embedment strength of glulam GL28h and dowels $\Phi = 22\text{mm}$ is:

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot 0.22) \cdot 410 = 26.22 \text{ N/mm}^2$$

Characteristic value of yield moment for dowels $\Phi = 22\text{mm}$ is:

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot 500 \cdot 22^{2.6} = 463863.5 \text{ Nmm}$$

Characteristic bearing capacity for dowels $\Phi = 22\text{mm}$ is:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 26.22 \cdot 200 \cdot 22 \\ 26.22 \cdot 200 \cdot 22 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 463863.5}{26.22 \cdot 200^2 \cdot 22}} - 1 \right] \\ 2.3 \cdot \sqrt{463863.5 \cdot 26.22 \cdot 22} \end{cases} = \min \begin{cases} 115.4 \text{ kN} \\ 51.0 \text{ kN} \\ 37.6 \text{ kN} \end{cases}$$

Proračunska vrednost nosivosti $F_{v,Rd}$ za jedno spojno sredstvo iznosi:

$$F_{v,Rd} = 0.7 \cdot \frac{37.6}{1.3} = 20.25 \text{ kN}$$

Proračunska vrednost smičuće sile u trnu određena je statičkom analizom modela konstrukcije mosta koji je modeliran putem Virandel sistema. Ovaj način modeliranja spregnute konstrukcije omogućava očitavanje smičuće sile za svaki trn zasebno. Merodavna kombinacija dejstava koja daje maksimalnu silu u zamenjujućem trnu jeste kombinacija 3. [G+A_{Ed}(RS)]. Maksimalna proračunska vrednost smičuće sile u trnu za merodavnu kombinaciju iznosi $F_{v,Ed} = F_{v,Ed,ZAM}/2 = 18.23/2 = 9.12 \text{ kN}$.

U praksi, postavljanje trnova u drvenu gredu s minimalnim rastojanjem između redova izbegava se zbog precizne ugradnje spojnih sredstava na licu mesta (gradilištu). Jedan od načina jeste postavljanje trnova u dva smaknuta reda radi izbegavanja minimalnih rastojanja kao i mogućnost precizne ugradnje u drveni presek.

Načini za povećanje krutosti spoja sa elastičnim vertikalnim moždanicima – trnovima, može se tražiti i u njihovoj kombinaciji s pravljenim žljebovima u drvetu na kontaktu s betonom. Domaća eksperimentalna istraživanja [5] pokazuju da se očuvanjem ekvidistantnog rastojanja među vertikalnim moždanicima i pravljenjem žljebova na mestu svakog drugog, modul pomerljivosti može višestruko povećati, te se može postići značajna efikasnost sprezanja. Rezultati sličnih ispitivanja širom sveta, primenom spojnih sredstava i prirodne athezije u žljebovima, ukazuju na povećanje krutosti spoja od 50 do 300% [27], [35].

6 ZAKLJUČAK

U ovom radu prikazani su osnovni principi projektovanja i proračuna spregnutih sistema tipa drvo–beton s naglaskom na odredbe EN (Evrokodova) za projektovanje konstrukcija, kao i na rezultate pratećih eksperimentalno-teorijskih istraživanja u oblasti spregnutih konstrukcija koja su od velikog značaja za širenje baze znanja, kao i unapređivanja postojećih normi.

U očekivanju posebnih normi za projektovanje spregnutih sistema drvo–beton, a u nedostatku specifičnih eksperimentalnih istraživanja, treba posredne i konzervativne preporuke sadržane u postojećim standardima smatrati za polaznu osnovu za izračunavanje modula pomerljivosti, pri čemu se mora voditi računa da su one date za vertikalno postavljena spojna sredstva i ne podrazumevaju prisustvo oplata u preseku. Osim modula pomerljivosti, pravilan raspored i odnos dimenzija spregnutih elementa značajno utiče na efikasnost kompozitnog dejstva, kao i na celokupnu krutost sistema.

U ilustrativnom primeru, komparativna analiza seizmičkog dejstva na konstrukciju mosta pokazala je da

Designed bearing capacity $F_{v,Rd}$ for dowels $\Phi=22\text{mm}$ is:

$$F_{v,Rd} = 0.7 \cdot \frac{37.6}{1.3} = 20.25 \text{ kN}$$

Relevant shear forces in dowels $\Phi=22\text{mm}$ are determined through static analysis on Virandel system. The relevant load combination that gives max effect in substituting dowel is combination 3. [G+A_{Ed}(RS)]. Max calculated shear force in dowel for combination 3 is:

$$F_{v,Ed} = F_{v,Ed,ZAM}/2 = 18.23/2 = 9.12 \text{ kN}$$

Application of dowels with minimum spacing and edge distances could provoke practical difficulties at the site. The possible problem can be overcome with alternating rows that allow more precise application of dowels into the timber beam.

In the case when vertical elastic dowels are applied, the possibility for increasing connection stiffness can be found in their combination with notches in timber, when natural adhesion with concrete increases the total stiffness. Domestic experimental research [5] show that keeping the equidistant spacing among vertical dowels and having notches on the place of every second one, the slip modulus can multiply and composite degree could significantly arise. The results of similar worldwide investigation about combined application of fasteners and notches – natural adhesion, indicate that connection stiffness can be increased from 50 till 300% [27], [35].

6 CONCLUSION

The basic principles of analysis and design of timber-concrete composite systems are presented in this paper. The highlights are given on the recommendations of Eurocodes for structural design and on the results of accompanying theoretical and experimental research that have great importance on enlargement of knowledge basis and improvement of existing codes.

In anticipation of particular codes for designing timber-concrete composites, it is very helpful to use indirect and conservative recommendations from existing codes, especially when there is lack of experimental data. They have to be considered as basis for calculation of essential parameter for TCC design – slip modulus. Important thing is that these recommendations are limited on vertically applied fasteners with direct contact between timber and concrete (no formwork in the cross-section). Besides the slip modulus, correct disposition and choice of members' proportions have also dominant influence on degree of composite action and overall effective stiffness.

In illustrative example, the comparative seismic analysis has shown that for arch bridge structures with

se za sisteme gde se spregnuta kolovozna konstrukcija oslanja sa gornje strane na lučne nosače može primeniti uprošćena analiza seizmičkog dejstva putem elastičnih spektara odgovora za dva ortogonalna pravca. Pravilnim rasporedom elemenata u dispoziciji mosta može se dobiti racionalnija konstrukcija.

Savremeni tehnološki napredak u proizvodnji elemenata drvenih konstrukcija izazvao je povećanje interesovanja za drvene mostove širom sveta. Izgradnja spregnutih mostova tipa drvo–beton u poslednjih par decenija postala je trend u zemljama širom sveta, ne samo zbog svoje konstrukcijske efikasnosti i konkurentne cene, već i zbog povoljnog uticaja na životnu sredinu. Cilj ovog rada je da u praksi približi inženjerima ovaj tip sprezanja, te da prikaže analizu i proračun spregnutih konstrukcija tipa drvo–beton prema evropskim normama s primenom na konstrukcije drumskih mostova.

ZAHVALNOST: Ovaj rad je proistekao iz istraživačkog projekta TR 36043 „Razvoj i primena sveobuhvatnog pristupa u projektovanju novih i proceni sigurnosti postojećih konstrukcija u cilju smanjenja seizmičkog rizika u Srbiji” koji je finansiralo Ministarstvo nauke Republike Srbije.

7 LITERATURA REFERENCE

- [1] Calgaro J-A., Tschumi M., Gulvanessian H.: Designers' guide to Eurocode 1: Actions on bridges EN 1991-2, EN1991-1-1, --3 to -1-7 and EN1990 Annex A2, Thomas Telford, 2010, 256 p.
- [2] Ceccotti A.: Timber-Concrete Composite Structures, Timber Engineering-Step 2, chapter E13/1-E13/12, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
- [3] Ceccotti A.: Composite concrete–timber structures, Progress Structural Engineering and Material (4), 2002, pp. 264–275.
- [4] Computers and Structures Inc. (CSI), SAP2000, structural analysis program, Version 14.2.4. Berkeley, California, USA, 2014.
- [5] Cvetković R., Stojić D., Stevanović B., Ranković S., Marković N., Conić S.: Računska analiza nekih metoda sprezanja drveta i betona, 8. Simpozijum DGKS, Zlatibor, Srbija, 2016, pp. 517–526.
- [6] Evrokod 0 - Osnove projektovanja konstrukcija, EN 1990:2002, Beograd, 2006.
- [7] Evrokod 1 (1) - Dejstva na konstrukcije – Deo 1-1: Opšta dejstva – Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade, SRPS EN 1991-1-1:2002, Beograd, 2009.
- [8] Evrokod 1 (2) - Dejstva na konstrukcije – Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima, SRPS EN 1991-2:2012, 2012.
- [9] Evrokod 1 (3) - Dejstva na konstrukcije – Deo 1–3: Opšta dejstva – Opterećenja snegom, SRPS EN 1991-1-3:2003, Beograd, 2009.
- [10] Evrokod 1 (4) - Dejstva na konstrukcije – Deo 1–4: Opšta dejstva – Dejstva vetra, SRPS EN 1991-1-4:2005, Beograd, 2009.
- [11] Evrokod 2 (1) - Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, SRPS EN 1992-1-1:2004, Beograd, 2006.
- [12] Evrokod 2 (2) - Projektovanje betonskih konstrukcija - Betonski mostovi – Pravila projektovanja i konstruisanja, SRPS EN 1992-2:2014, 2014.
- [13] Evrokod 4 (1) - Projektovanje spregnutih konstrukcija od čelika i betona – Deo 1–1: Opšta pravila i pravila za zgrade, SRPS EN 1994-1-1:2004, Beograd, 2006.
- [14] Evrokod 4 (2) - Projektovanje spregnutih konstrukcija od čelika i betona – Deo 2: Opšta pravila i pravila za mostove, SRPS EN 1994-2:2012, 2012.
- [15] Evrokod 5 (1) – Proračun drvenih konstrukcija – Deo 1–1: Opšta pravila i pravila za zgrade, SRPS EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2009.
- [16] Evrokod 5 (2) - Projektovanje drvenih konstrukcija – Deo 2: Mostovi, SRPS EN 1995-2:2012, 2012.
- [17] Evrokod 8 (1) - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija – Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, SRPS EN 1998-1:2004, Beograd, 2009.
- [18] Evrokod 8 (2) - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija – Deo 2: Mostovi, SRPS EN 1991-2:2012, 2012.
- [19] Gelfi P., Giuriani E.: Behaviour of stud connectors in wood-concrete composite beams, Transactions on the Built Environment vol 39, WIT Press, 1999, pp. 565–578.
- [20] Gelfi P., Giuriani E., Marini A.: Stud Shear Connection Design for Composite Concrete Slab and Wood Beams, Journal of Structural Engineering-ASCE, vol. 128 n. 12, 2002, pp. 1544–1550.
- [21] João Nuno Amado R.: Pontes com estrutura mista madeira-betão e seu potencial de aplicação, Tese de doutoramento, Coimbra, 2014, 320 p.

- [22] Kočetov Mišulić T., Manojlović D.: Analysis of wind action on arch glulam timber bridges with composite concrete deck according to EN 1991-1-4 and EN 1995-2, 16. International Symposium MASE, Ohrid: MASE - Macedonian Association of Structural Engineers, Faculty of Civil Engineering, 2015, pp. 421–430.
- [23] Kočetov Mišulić T., Manojlović D., Rašeta A.: Seismic analysis of composite glulam-concrete arch bridge according EN 1998:1&2, Šesti internacionalni naučno-stručni skup građevinarstvo – nauka i praksa, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Žabljak, 2016, str. 537–544.
- [24] Kočetov Mišulić T., Manojlović D.: Comparative seismic analysis of three composite glulam-concrete arch bridges, Zbornik radova međunarodne konferencije „Peto međunarodno naučno-stručno savetovanje Zemljotresno inženjerstvo i inženjerska seizmologija”, Sremski Karlovci, 28–30. jun 2016. godine, pp.353–362.
- [25] Kovačević D., Budak I., Antić A., Kosec B.: Special finite elements: theoretical background and application, Tehnički vjesnik Vol. 18 No.4, 2011, pp.649–655.
- [26] Kozarić Lj.: Vibracije izazvane ljudskim delovanjem kod spregnutih međuspratnih konstrukcija tipa drvo – laki beton, doktorska disertacija, Građevinski fakultet Subotica, Univerzitet u Novom Sadu, 2016, Subotica, 112 str.
- [27] Lukaszewska, E.: Development of prefabricated timber-concrete composite floors, PhD thesis, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 2009.
- [28] Manojlović D., Kočetov Mišulić T.: Slip modulus in wood-concrete composites: Practical estimation for modelling, International Conference Proc.: Contemporary achievements in civil engineering, FCE Subotica, Serbia, 2015, pp. 253–259.
- [29] Manojlović D.: Modeliranje spregnutih konstrukcija drvo–beton, Seminarski rad – Metod konačnih elemenata, Srbija, 2016, 33 str.
- [30] Manojlović D., Kočetov Mišulić T.: Rational choice of elements' proportions in timber - concrete composite systems, 8. Simpozijum DGKS, Zlatibor, Srbija, 2016, pp. 527–536.
- [31] Manojlović D.: Modeliranje i proračun mostovske konstrukcije od LLD sa spregnutom betonskom kolovoznom pločom, Master rad, UNS, FTN, DGG, Novi Sad, 2016, 187 str.
- [32] Marković Z.: Presek stanja i primena evrokodova u Srbiji od EN 1990 do EN 1999, Prezentacija, Beograd, 2015, 26 p.
- [33] Natterer J., Hoefl M.: Zum Tragverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Forschungsbericht CERS Nr. 1345, IBOIS, EPFL, Lausanne, Schweiz, 1987.
- [34] Ricardo de C. Alvim, Pedro Afonso de Oliveira Almeida: Estudo Paramétrico da Rigidez Efetiva dos Pisos Mistos de Madeira-Concreto, V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, pp. 1–15.
- [35] Rodrigues J., Providência P., Dias A.: Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal, International Conference on Timber Bridges, Lillehammer, Norway, 2010, pp. 67-78.
- [36] Sandra Raquel de Sousa Monteiro: Load distribution on timber-concrete composite floors, PhD Thesis, Faculty of Sciences and Technology of the University of Coimbra, Coimbra, 2015, 566 p.
- [37] SRPS EN 383 - Drvene konstrukcije – Metode ispitivanja – Određivanje čvrstoće pri pritisku po omotaču rupe i modula pomerljivosti za štapasta spojna sredstva, 2012.
- [38] SRPS EN 409 - Drvene konstrukcije – Metode ispitivanja – Određivanje momenta tečenja za štapasta spojna sredstva, 2012.
- [39] SRPS EN 1380 - Drvene konstrukcije – Metode ispitivanja – Nosivost eksera, zavrtanja za drvo, trnova i zavrtanja, 2012.
- [40] SRPS EN 26891 – Drvene konstrukcije – Spojevi ostvareni mehaničkim spojnim sredstvima – Opšti principi za određivanje čvrstoće i deformacijskih svojstava, 2012.
- [41] Stevanović B.: Analiza spregnutih nosača od drveta i betona, Magistarska teza, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1994, Beograd, 119 str.
- [42] Stevanović B.: Eksperimentalna i teorijska analiza spregnutih nosača drvo-beton izvedenih mehaničkim spojnim sredstvima, Materijali i konstrukcije 47, 2004, str. 29–46.
- [43] Van der Linden M.L.R.: Timber-concrete composite floor systems, PhD Thesis, Delft University Press, The Netherlands, 1999.
- [44] Vayas I., Liopoulos A.: Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes, Taylor & Francis Group, CRC Press, 2014, 585 p.
- [45] Yeoh D., Fragiaco M., De Franceschi M., Boon K.H.: State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures : Literature Review, Journal of Structural Engineering, Vol 137, No.10, October 2011, ASCE, pp.1085-1095.
- [46] Zhang C.: Analysis of the Timber-Concrete Composite Systems with Ductile Connection, Master Thesis, University of Toronto, Toronto, Canada, 2013, 98p.
- [47] Kozarić Lj., Prokić A., Bešević M.: Unakrsno lamelirani drveni elementi u savremenim drvenim konstrukcijama zgrada - primena i proračun, Građevinski materijali i konstrukcije 58/4, 2015, str. 51-69.

REZIME

ANALIZA I MODELIRANJE SPREGNUTIH SISTEMA DRVO–BETON: PRIMENA NA PRORAČUN MOSTOVSKJE KONSTRUKCIJE PREMA EN

*Dragan MANOJLOVIĆ
Tatjana KOČETOV MIŠULIĆ*

Spregnute konstrukcije drvo–beton primenjuju se u inženjerskoj praksi oko 80 godina, prešavši put od intuitivnog inženjerskog rešenja problema do potpuno prefabrikovanih hibridnih sklopova za suhu ugradnju. Razvojni put spregnutih sistema drvo–beton bio je uvek praćen ekstenzivnim teorijsko-eksperimentalnim istraživanjima, čiji su rezultati uspešno primenjivani u praksi tj. na tržištu, ali do sada nisu rezultovali modernim standardima za projektovanje. U očekivanju novih evropskih propisa za sprezanje drvo–beton, cilj ovog rada je da se, putem opsežnog pregleda postojećih EN standarda i pratećih istraživanja, pruži jedan konsekvantan uvid u trenutno stanje u oblasti, daju preporuke za upotrebu i ilustruje primena sprezanja drvo–beton na primeru novoprojektovane mostovske LLD konstrukcije sa spregnutom betonskom kolovoznom pločom prema Evrokodovima.

Ključne reči: spregnute konstrukcije, drvo, beton, štapasta spojna sredstva, modul pomerljivosti, odnos dimenzija, modeliranje, Evrokodovi, lučni most

SUMMARY

ANALYSIS AND MODELING OF COMPOSITE TIMBER-CONCRETE SYSTEMS: DESIGN OF BRIDGE STRUCTURE ACCORDING EN

*Dragan MANOJLOVIC
Tatjana KOCETOV MISULIC*

Timber-concrete composite structures are already applied more than 80 years in engineering practice, went through the intuitive problem solution to the fully prefabricated hybrid assemblies for dry building. The development path of timber-concrete composites was always followed by extensive theoretical and experimental research, whose results were successfully implemented in practice, i.e. on the market, but till present didn't result in modern designer's code. In expectation of new European codes for timber-concrete composites, the objective of the paper is to provide a comprehensive review of available standards provisions and recent conclusions from literature. The key issues for practical design are highlighted and illustrated on the example of glulam composite arch bridge structure with concrete deck, according to the Eurocodes.

Key words: Composite structures, Timber, Concrete, Dowels, Slip modulus, Dimensional proportions, FE modeling, Eurocodes, arch bridge structure

UPUTSTVO AUTORIMA*

Prihvatanje radova i vrste priloga

U časopisu Građevinski materijali i konstrukcije štampaće se neobjavljeni radovi ili članci i konferencijska saopštenja sa određenim dopunama ili bez dopuna, prema odluci Redakcionog odbora, a samo izuzetno uz dozvolu prethodnog izdavača prihvaćaju se i objavljeni rad. Vrste priloga autora i saradnika koji će se štampati su: originalni naučni radovi, prethodna saopštenja, pregledni radovi, stručni radovi, konferencijska saopštenja (radovi sa naučno-stručnih skupova), kao i ostali prilozi kao što su: prikazi objekata i iskustava - primeri, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Originalni naučni rad je primarni izvor naučnih informacija i novih ideja i saznanja kao rezultat izvornih istraživanja uz primenu adekvatnih naučnih metoda. Dobijeni rezultati se izlažu kratko, jasno i objektivno, ali tako da poznavalac problema može proceniti rezultate eksperimentalnih ili teorijsko numeričkih analiza i tok razmišljanja, tako da se istraživanje može ponoviti i pri tome dobiti iste ili rezultate u okvirima dopuštenih odstupanja, kako se to u radu navodi.

Prethodno saopštenje sadrži prva kratka obaveštenja o rezultatima istraživanja ali bez detaljnih objašnjenja, tj. kraće je od originalnog naučnog rada. U ovu kategoriju spadaju i diskusije o objavljenim radovima ako one sadrže naučne doprinose.

Pregledni rad je naučni rad koji prikazuje stanje nauke u određenoj oblasti kao plod analize, kritike i komentara i zaključaka publikovanih radova o kojima se daju svi neophodni podaci pregledno i kritički uključujući i sopstvene radove. Navode se sve bibliografske jedinice korišćene u obradi tematike, kao i radovi koji mogu doprineti rezultatima daljih istraživanja. Ukoliko su bibliografski podaci metodski sistematizovani, ali ne i analizirani i raspravljani, takvi pregledni radovi se klasifikuju kao stručni pregledni radovi.

Stručni rad predstavlja koristan prilog u kome se iznose poznate spoznaje koje doprinose širenju znanja i prilagođavanja rezultata izvornih istraživanja potrebama teorije i prakse. On sadrži i rezultate razvojnih istraživanja.

Konferencijsko saopštenje ili rad saopšten na naučno-stručnom skupu koji mogu biti objavljeni u izvornom obliku ili ih autor, u dogovoru sa redakcijom, bitno preradi i proširi. To mogu biti naučni radovi, naročito ako su saopštenja po pozivu Organizatora skupa ili sadrže originalne rezultate prvi put objavljene, pa ih je korisno uz određene dopune učiniti dostupnim široj stručnoj javnosti. Štampaće se i stručni radovi za koje Redakcioni odbor oceni da su od šireg interesa.

Ostali prilozi su prikazi objekata, tj. njihove konstrukcije i iskustava-primeri u građenju i primeni različitih materijala, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Autori uz rukopis predlažu kategorizaciju članka. Svi radovi pre objavljivanja se recenziraju, a o prihvatanju za publikovanje o njihovoj kategoriji konačnu odluku donosi Redakcioni odbor.

Da bi se ubrzao postupak prihvatanja radova za publikovanje, potrebno je da autori uvažavaju Uputstva za pripremu radova koja su navedena u daljem tekstu.

Uputstva za pripremu rukopisa

Rukopis otkucati jednostrano na listovima A-4 sa marginama od 31 mm (gore i dole) a 20 mm (levo i desno), u Wordu fontom Arial sa 12 pt. Potrebno je uz jednu kopiju svih delova rada i priloga, dostaviti i elektronsku verziju na navedene E-mail adrese, ili na CD-u. Autor je obavezan da čuva jednu kopiju rukopisa kod sebe zbog eventualnog oštećenja ili gubitka rukopisa.

Od broja 1/2010. prema odluci Upravnog odbora Društva i Redakcionog odbora, radovi sa pozitivnim recenzijama i prihvaćeni za štampu, publikovaće se na srpskom i engleskom jeziku.

Svaka stranica treba da bude numerisana, a optimalni obim članka na jednom jeziku, je oko 16 stranica (30000 slovnih mesta) uključujući slike, fotografije, tabele i popis literature. Za radove većeg obima potrebna je saglasnost Redakcionog odbora.

Naslov rada treba sa što manje reči (poželjno osam, a najviše do jedanaeset) da opiše sadržaj članka. U naslovu ne koristiti skraćenice ni formule. U radu se iza naslova daju ime i prezime autora, a titule i zvanja, kao i ime institucije u podnožnoj napomeni. Autor za kontakt daje telefone, faks i adresu elektronske pošte, a za ostale autore poštansku adresu.

Uz sažetak (rezime) od oko 150 do 200 reči, na srpskom i engleskom jeziku daju se ključne reči (do deset). To je jezgrovit prikaz celog članka i čitaocima omogućuje uvid u njegove bitne elemente.

Rukopis se deli na poglavlja i potpoglavlja uz numeraciju, po hijerarhiji, arapskim brojevima. Svaki rad ima uvod, sadržinu rada sa rezultatima, analizom i zaključcima. Na kraju rada se daje popis literature.

Kod svih dimenzionalnih veličina obavezna je primena međunarodnih SI mernih jedinica.

Formule i jednačine treba pisati pažljivo vodeći računa o indeksima i eksponentima. Autori uz izraze u tekstu definišu simbole redom kako se pojavljuju, ali se može dati i posebna lista simbola u prilogu.

Prilozi (tabele, grafikoni, sheme i fotografije) rade se u crno-belom tehnici, u formatu koji obezbeđuje da pri smanjenju na razmere za štampu, po širini jedan do dva stupca (8cm ili 16.5cm), a po visini najviše 24.5cm, ostanu jasni i čitljivi, tj. da veličine slova i brojeva budu najmanje 1.5mm. Originalni crteži treba da budu kvalitetni i u potpunosti pripremljeni za presnimavanje. Mogu biti i dobre, oštre i kontrastne fotokopije. Koristiti fotografije, u crno-belom tehnici, na kvalitetnoj hartiji sa oštrim konturama, koje omogućuju jasnu reprodukciju. Skraćenice u prilogima koristiti samo izuzetno uz obaveznu legendu. Prilozi se posebno označavaju arapskim brojevima, prema redosledu navođenja u tekstu. Objašnjenje tabele daje se u tekstu.

Potrebno je dati spisak svih skraćenica korišćenih u tekstu.

U popisu literature na kraju rada daju se samo oni radovi koji se pominju u tekstu. Citirane radove treba prikazati po azbučnom redu prezimena prvog autora. Literaturu u tekstu označiti arapskim brojevima u uglastim zagradama, kako se navodi i u Popisu citirane literature, napr [1]. Svaki citat u tekstu mora se naći u Popisu citirane literature i obrnuto svaki podatak iz Popisa se mora navesti u tekstu.

U Popisu literature se navode prezime i inicijali imena autora, zatim potpuni naslov citiranog članka, iza toga sledi ime časopisa, godina izdavanja i početna i završna stranica (od - do). Za knjige iza naslova upisuje se ime urednika (ako ih ima), broj izdanja, prva i poslednja stranica-poglavlja ili dela knjige, ime izdavača i mesto objavljivanja, ako je navedeno više gradova navodi se samo prvi po redu. Kada autor citirane podatke ne uzima iz izvornog rada, već ih je pronašao u drugom delu, uz citat se dodaje «citirano prema...». Neobjavljeni članci mogu se pominjati u tekstu kao «usmeno saopštenje».

Autori su odgovorni za izneseni sadržaj i moraju sami obezbediti eventualno potrebne saglasnosti za objavljivanje nekih podataka i priloga koji se koriste u radu.

Ukoliko rad bude prihvaćen za štampu, autori su dužni da, po uputstvu Redakcije, unesu sve ispravke i dopune u tekstu i prilogima.

Za detaljnija tehnička uputstva za pripremu rukopisa autori se mogu obratiti Redakcionom odboru časopisa.

Rukopisi i prilozi objavljenih radova se ne vraćaju. Sva eventualna objašnjenja i uputstva mogu se dobiti od Redakcionog odbora.

Radovi se mogu slati i na e-mail: folic@uns.ac.rs ili miram@uns.ac.rs i dimk@ptt.rs

Web sajt Društva i časopisa: www.dimk.rs

* Uputstvo autorima je modifikovano i treba ga u pripremi radova slediti.

Izdavanje časopisa "Građevinski materijali i konstrukcije" finansijski su pomogli:



INŽENJERSKA KOMORA SRBIJE



**REPUBLIKA SRBIJA
MINISTARSTVO PROSVETE, NAUKE I
TEHNOLOŠKOG RAZVOJA**



**UNIVERZITET U BEOGRADU
GRAĐEVINSKI FAKULTET**



**DEPARTMAN ZA GRAĐEVINARSTVO I
GEODEZIJU
FAKULTET TEHNIČKIH NAUKA NOVI SAD**



INSTITUT IMS AD, BEOGRAD



**UNIVERZITET CRNE GORE
GRAĐEVINSKI FAKULTET - PODGORICA**