



2011.  
GODINA  
LIV



# GRAĐEVINSKI MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

# 2

## BUILDING MATERIALS AND STRUCTURES

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



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

---

## 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](mailto:folic@uns.ac.rs)

Assoc. 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](mailto: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 Temisoara,  
Romania

Professor **Dubravka Bjegović**  
Civil Engineering Institute of Croatia, 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, Motreal, Canda

Professor **Miklos Ivanyi**  
University of Pecs, Faculty of Engineering, Hungary.

Professor **Asterios Liolis**  
Democratus University of Trace, Faculty of Civil Eng.,  
Greece

**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 Temisoara,  
Romania

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

Lecturer: Professor **Jelisaveta Šafranj**, Ph.D.  
Technical editor: Stoja Todorovic, e-mail: [saska@imk.grf.bg.ac.rs](mailto:saska@imk.grf.bg.ac.rs)

## PUBLISHER

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

REVIEWERS: All papers were reviewed

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

Svetlana KOSTIĆ Sasa STOŠIĆ Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ PRILOG PRORAČUNU SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIKA I BETONA Prethodno saopštenje .....	3
Zdenka POPOVIĆ Leposava PUZAVAC Luka LAZAREVIĆ ŠINSKI DEFEKTI USLED ZAMORA MATERIJALA Stručni rad .....	17
Mirsad TARIĆ Enis SADOVIĆ Emir MASLAK DIREKTNÁ DINAMIČKA ANALIZA ČELIČNIH RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA UKRUČENIH SPREGOVIMA Stručni rad .....	30
Uputstvo autorima .....	42

## CONTENTS

Svetlana KOSTIĆ Sasa STOŠIĆ Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ CONTRIBUTION TO ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS Review paper .....	3
Zdenka POPOVIĆ Leposava PUZAVAC Luka LAZAREVIĆ RAIL DEFECTS DUE TO ROLLING CONTACT FATIGUE Original scientific paper .....	17
Mirsad TARIĆ Enis SADOVIĆ Emir MASLAK DIRECT DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL BRACED FRAME CONSTRUCTIONS Stručni rad .....	30
Preview report .....	42

CIP - Katalogizacija u publikaciji Narodna biblioteka Srbije, Beograd 620.1(497.11)  
 ISSN 0543-0798 = Materijali i konstrukcije (Beograd) COBISS.SR-ID 6725890  
 Štampa: Štamparija "Hektor Print" - Novi Beograd

# PRIOLOG PRORAČUNU SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIKA I BETONA

## CONTRIBUTION TO ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS

Svetlana KOSTIĆ  
Sasa STOŠIĆ  
Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ

PRETHODNO SAOPŠTENJE

UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Proračun spregnutih stubova prema Evrokodu 4 [2],[10],[11] se zasniva na konceptu graničnih stanja kao što je to detaljno objašnjeno u prethodnom radu istih autora [1]. U ovom radu je, na konkretnom brojnom primeru, ilustrovana primena uprošćene metode proračuna spegnutog stuba izloženog pritisku i dvoosnom savijanju momentima.

Prema Evrokodu 4 [2], analiza nosivosti, a time i stabilnosti pri aksijalnom pritisku izolovanog stuba bazira se na primeni Evropskih krivih izvijanja. Provera nosivosti pri kombinaciji aksijalnog pritiska i savijanja momentima zasniva se na interakcionoj krivoj koja se određuje pri analizi nosivosti poprečnog preseka posmatranog stuba [2], [5], [6], [8]. Pri tome, treba uzeti u obzir i uticaje drugog reda kao i uticaje usled skupljanja i tečenja betona [7], [9], [12],[13].

### 1 INTRODUCTION

The analysis of composite columns according to Eurocode 4 [2],[10],[11] is based on the concept of limit states as it is presented in detail in the previous paper of the same authors [1]. In this paper, the simplified design method is illustrated on the numerical example of composite column subjected to compression and biaxial bending.

According to the Eurocode 4 [2], the resistance analysis and, therefore, the stability analysis of an individual column subjected to compression are based on the use of European buckling curves. The resistance analysis of the column subjected to compression and bending is based on the interaction curve determined from the section capacity analysis [2], [5], [6], [8]. Also, second order effects and creep and shrinkage effects should be taken into account [7], [9], [12],[13].

---

Prof. dr Biljana Deretić-Stojanović, dipl.inž.građ.  
Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, e-mail: [biljads@eunet.rs](mailto:biljads@eunet.rs)  
Mr Svetlana Kostić, dipl.inž.građ.  
Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, e-mail: [svetlana@grf.bg.ac.rs](mailto:svetlana@grf.bg.ac.rs)  
Doc. dr Saša Stošić, dipl.inž.građ.  
Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, e-mail: [sasa@grf.bg.ac.rs](mailto:sasa@grf.bg.ac.rs)

---

Prof. dr Biljana Deretić-Stojanović, dipl.inž.građ.  
Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia, e-mail: [biljads@eunet.rs](mailto:biljads@eunet.rs)  
Mr Svetlana Kostić, dipl.inž.građ.  
Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia, e-mail: [svetlana@grf.bg.ac.rs](mailto:svetlana@grf.bg.ac.rs)  
Doc. dr Saša Stošić, dipl.inž.građ.  
Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia, e-mail: [sasa@grf.bg.ac.rs](mailto:sasa@grf.bg.ac.rs)

## 2 BROJNI PRIMER

Prikazaće se proračun nosivosti spregnutog stuba izloženog aksijalnom pritisku i savijanju oko jedne (y ili z ose) ili oko obe ose, prema Evrokodu 4 [2].

Dati su sledeći podaci:

- Dužina stuba  $L = 5\text{m}$
- Čelični profil HEB 260 S355
- Armatura  $8\text{Ø}16$  S500
- Beton C40/50
- Globalnom analizom, za merodavnu kombinaciju opterećenja, određeni su sledeći uticaji:  $N_{Ed}=4200\text{kN}$ , pri čemu je  $N_{G,Ed}=3000\text{kN}$ ,  $M_{y,Ed,vrh}=150\text{kNm}$ ,  $M_{y,Ed,dno}=0$ ,  $M_{z,Ed,vrh}=20\text{kNm}$ ,  $M_{y,Ed,dno}=0$ . Nema poprečnog opterećenja duž ose stuba.

### 2.1 Geometrijske karakteristike preseka

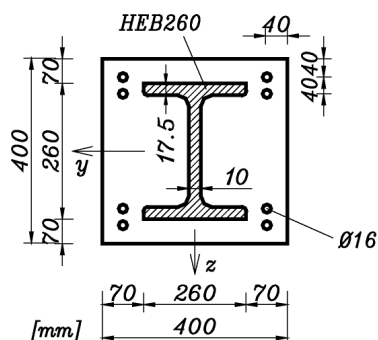
## 2 NUMERICAL EXAMPLE

The design of a composite column subjected to axial compression and bending about one axis (y or z axis) or both axes, according to Eurocode 4 [2], is presented.

The following data are given:

- Column length  $L = 5\text{m}$
- Steel section HEB 260 S355
- Reinforcement  $8\text{Ø}16$  S500
- Concrete C40/50
- From global analysis, for the most unfavourable load arrangement, the following forces are obtained:  $N_{Ed}=4200\text{kN}$ , with  $N_{G,Ed}=3000\text{kN}$ ,  $M_{y,Ed,top}=150\text{kNm}$ ,  $M_{y,Ed,bottom}=0$ ,  $M_{z,Ed,top}=20\text{kNm}$ ,  $M_{y,Ed,bottom}=0$ . There was no lateral loading.

### 2.1 Geometrical properties of the cross section



Slika 1. Dimenzije poprečnog preseka spregnutog stuba  
Figure 1 Dimensions of the composite cross section

Dimenzije poprečnog preseka spregnutog stuba date su na slici 1, pa je  $b_c=h_c=400\text{mm}$ ,  $b=h=260\text{mm}$  i  $c_y=c_z=200-130=70\text{mm}$ .

Zaštitni sloj betona ispunjava uslove iz Evrokoda 4 [2]:

$$40\text{ mm} < c_y < 0.4 \cdot 260 = 104\text{mm}$$

$$40\text{ mm} < c_z < 0.3 \cdot 260 = 78\text{mm}$$

$$c_z > \frac{260}{6} = 43.3\text{mm}$$

Površina armature iznosi:  $A_s = 8 \cdot 64p = 1608\text{mm}^2$

Površina čeličnog profila iznosi:  $A_a = 11800\text{mm}^2$

Površina betona iznosi:  $A_c = 400^2 - 11800 - 1608 = 146592\text{mm}^2$

Procenat armiranosti betona iznosi:  $\frac{A_s}{A_c} = \frac{1608}{146592} = 1.1\% < 6\%$   $1.1\% > 0.3\%$

Momenti inercije pojedinih delova spregnutog preseka, oko ose y, su:

$$I_{a,y} = 149.2 \cdot 10^6\text{mm}^4,$$

$$I_{s,y} = 4 \cdot 201 \cdot (160^2 + 120^2) = 32.2 \cdot 10^6\text{mm}^4,$$

$$I_{c,y} = \frac{400^4}{12} - 149.2 \cdot 10^6 - 32.2 \cdot 10^6 = 1952 \cdot 10^6\text{mm}^4.$$

Dimensions of the column cross section are given in the Figure 1:  $b_c=h_c=400\text{mm}$ ,  $b=h=260\text{mm}$  and  $c_y=c_z=200-130=70\text{mm}$ .

Dimensions of concrete cover satisfy conditions of Eurocode 4 [2]:

Area of reinforcement:  $A_s = 8 \cdot 64p = 1608\text{mm}^2$

Area of steel section:  $A_a = 11800\text{mm}^2$

Area of concrete:  $A_c = 400^2 - 11800 - 1608 = 146592\text{mm}^2$

Percent of reinforcement in the concrete:  $\frac{A_s}{A_c} = \frac{1608}{146592} = 1.1\% < 6\%$   $1.1\% > 0.3\%$

Second moments of area for parts of composite section, about y axis:

Momenti inercije pojedinih delova spregnutog preseka, oko ose z, su:

Second moments of area for parts of composite section, about z axis:

$$I_{a,z} = 51.3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$
$$I_{s,z} = 8 \cdot 201 \cdot 160^2 = 41.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4,$$
$$I_{c,z} = \frac{400^4}{12} - 51.3 \cdot 10^6 - 41.2 \cdot 10^6 = 2040.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

Ostale karakteristike čeličnog profila su:  
 $W_{pa,y} = 1282 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  i  $W_{pa,z} = 602 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ .

Additional properties of steel section:  
 $W_{pa,y} = 1282 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$  i  $W_{pa,z} = 602 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ .

## 2.2 Karakteristike materijala

## 2.2 Properties of the materials

Čelični nosač S355:

Steel section S355:

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2, f_{yd} = \frac{355}{1.0} = 355 \text{ N/mm}^2, E_a = 210 \text{ kN/mm}^2.$$

Armatura S500:

Reinforcement S500:

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2, f_{sd} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ N/mm}^2, E_s = 210 \text{ kN/mm}^2.$$

Beton C40/50:

Concrete C40/50:

$$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2, f_{cd} = \frac{40}{1.5} = 26.7 \text{ N/mm}^2, 0.85 f_{cd} = 22.7 \text{ N/mm}^2, E_{cm} = 35 \text{ kN/mm}^2.$$

## 2.3 Nosivost poprečnog preseka spregnutog stuba

## 2.3 Composite cross-section resistance

Nosivost potpuno plastifikovanog poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku je:

Resistance of fully plastified cross section to axial compression is:

$$N_{pl,Rd} = 11.8 \cdot 355 + 146.592 \cdot 22.7 + 1.608 \cdot 435 = 4189 + 3327.6 + 699.5 = 8216.1 \text{ kN}$$

Koeficijent doprinosa čeličnog nosača iznosi:

The steel contribution ratio:

$$d = \frac{4189}{8216.1} = 0.51$$

i nalazi se unutar propisanih granica za spregnute stubove.

is within the prescribed limits for composite columns.

Provera nosivosti poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku i savijanju i određivanje odgovarajućih interakcionih krivih će se prikazati u okviru proračuna nosivosti stuba.

The verification of cross-section resistance to axial compression and bending and construction of interaction curves is given in the composite column resistance analysis section.

## 2.4 Proračun nosivosti spregnutog stuba

## 2.4 Composite column resistance analysis

2.4.1 Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i savijanju oko y ose

2.4.1 Resistance to compression and bending about y axis

Karakteristična vrednost nosivosti poprečnog preseka pri pritisku je:

The characteristic value of the resistance to compression is:

$$N_{pl,Rk} = 4189 + 1.5 \cdot 3327.6 + 1.15 \cdot 699.5 = 9984.8 \text{ kN}$$

Koeficijent tečenja pri dugotrajnom opterećenju  $\varphi_t$  koji odgovara uslovima unutrašnje sredine (vlažnost 50%) i starosti betona pri opterećenju od  $t_o=30$  dana se može odrediti prema Evrokodu 2 [2], na sledeći način.

Obim dela preseka koji je u dodiru sa vazduhom je

The creep coefficient  $\varphi_t$  for long time loading, inside conditions (relative humidity 50%) and age of concrete at loading equal to  $t_o=30$  days can be found from Eurocode 2 [2].

The perimeter of the part of the concrete which is

$u = 2(b_c + h_c) = 1600 \text{ mm}$ , pa je nominalna dimenzija poprečnog preseka betonskog elementa  $h_o = 2A_c/u = 2 \cdot 146592/1600 = 183 \text{ mm}$ . Prema Evrokodu 2 [4], koeficijent tečenja, za beton klase C40/50, iznosi  $j_t = 1.9$ .

Efektivni modul elastičnosti betona je:

$$E_{c,eff} = 35 \frac{1}{1 + (3000/4200) \cdot 1.9} = 14.8 \text{ kN/mm}^2$$

Efektivna krutost preseka iznosi:

$$(EI_y)_{eff} = 210 \cdot 149.2 \cdot 10^6 + 210 \cdot 32.2 \cdot 10^6 + 0.6 \cdot 14.8 \cdot 1952 \cdot 10^6 = 55428 \cdot 10^6 \text{ kNmm}^2$$

Elastična kritična sila izvijanja oko y ose je (pretpostavljeni su uslovi oslanjanja na krajevima stuba koji sprečavaju pomeranje, ali ne i rotaciju krajnjih preseka, pa je dužina izvijanja stuba jednaka dužini stuba):

$$N_{cr,y} = \frac{p^2 \cdot 55428}{5.0^2} = 21882 \text{ kN}$$

Relativna vitkost je jednaka:

$$\bar{I}_y = \sqrt{\frac{9984.8}{21882}} = 0.676 < 2.0$$

Redukcioni faktor C : kriva izvijanja b  $\Rightarrow a = 0.34$

$$f = 0.5 \left[ 1 + 0.34(0.676 - 0.2) + (0.676)^2 \right] = 0.809$$

$$c = \frac{1}{0.809 + \sqrt{0.809^2 - 0.676^2}} = 0.798 \leq 1$$

Kontrola nosivosti pri aksijalnom pritisku:

$$N_{Ed} \leq c \cdot N_{pl,Rd} \quad 4200 \leq 0.798 \cdot 8216.1 = 6556 \text{ kN}$$

**Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku je zadovoljena.**

2.4.2 Uticaj poprečne smičuće sile  $V_{z,Ed}$

$$V_{z,pl,Rd} = V_{z,pl,a,Rd} = 3715 \cdot \frac{0.355}{\sqrt{3}} = 761.4 \text{ kN}$$

gde je, prema Evrokodu 3 [3], odgovarajuća površina smicanja:

$$A_{v,z} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 11800 - 2 \cdot 260 \cdot 17.5 + (10 + 2 \cdot 24) \cdot 17.5 = 3715 \text{ mm}^2$$

$$V_{z,Ed} = 150/5 = 30 \text{ kN} < 0.5V_{z,pl,Rd}$$

**Dakle, ne mora se uzeti u obzir uticaj poprečne smičuće sile  $V_{z,Ed}$ .**

2.4.3 Kriva interakcije za savijanje oko y ose

Određiće se koordinate karakterističnih tačaka krive interakcije (slika 2).

Tačka A:

exposed to drying is  $u = 2(b_c + h_c) = 1600 \text{ mm}$ , so the notational size is  $h_o = 2A_c/u = 2 \cdot 146592/1600 = 183 \text{ mm}$ . According to Eurocode 2 [4], the creep coefficient for concrete class C40/50 is  $j_t = 1.9$ .

Effective modulus of elasticity is:

Effective flexural stiffness is:

The elastic critical buckling force about y axis is (the assumed end conditions are such that end displacements are restrained, but not end rotations, and thus the effective length is equal to the column length):

Relative slenderness:

Reduction coefficient C : buckling curve b  $\Rightarrow a = 0.34$

Resistance to axial compression:

**The resistance to axial compression is satisfied.**

2.4.2 Influence of transverse shear force  $V_{z,Ed}$

Where the relevant shear area according to Eurocode 3 [3] is:

**Therefore, the influence of shear force  $V_{z,Ed}$  can be neglected.**

2.4.3 Interaction curve for bending about y axis

The coordinates of the characteristic points on the interaction curve are determined (Figure 2).

Point A:



$$N_A = N_{pl,Rd} = 8216.1 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

Tačke B, C, D:

Points B, C, D:

$$N_C = N_{pm,Rd} = 146592 \cdot 22.7 = 3327.6 \text{ kN}$$

$$N_D = N_{pm,Rd} / 2 = 1663.8 \text{ kN}$$

$$W_{ps} = 4 \cdot 201 \cdot (160 + 120) = 225.120 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{400 \cdot 400^2}{4} - 225.120 \cdot 10^3 - 1282 \cdot 10^3 = 14.49 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_D = M_{max,Rd} = \frac{1}{2} 14.49 \cdot 22.7 + 1.282 \cdot 355 + 0.225 \cdot 435 = 717.4 \text{ kNm}$$

Određivanje položaja neutralne ose za tačke B i C:

Calculation of the position the neutral axis for points B and C:

$$h_n = \frac{3327.6 \cdot 10^3}{2 \cdot 400 \cdot 22.7 + 2 \cdot 10(2 \cdot 355 - 22.7)} = 104 \text{ mm}$$

Dakle, neutralna osa jeste u rebru.

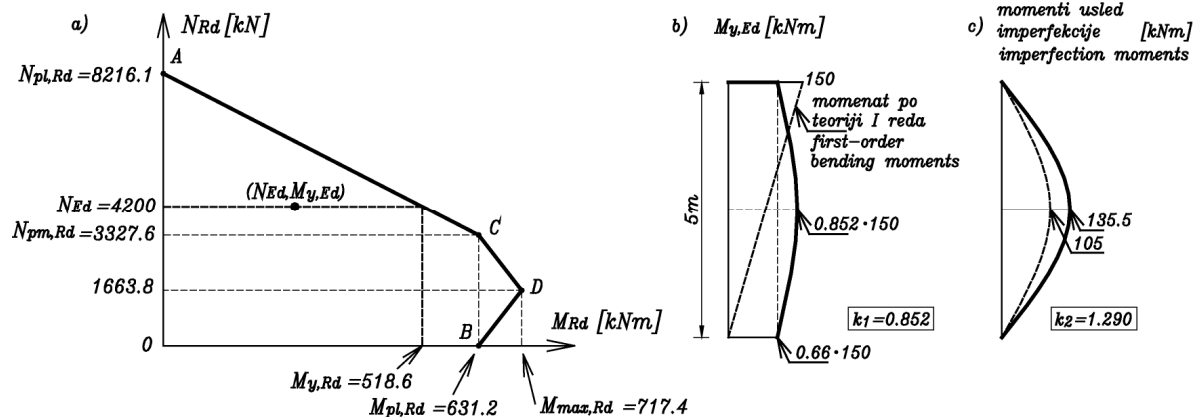
So, the neutral axis passes through the web (the assumption is correct).

$$W_{pan} = 10 \cdot 0.104^2 \cdot 10^6 = 0.108 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{pcn} = 400 \cdot 0.104^2 \cdot 10^6 - 0.108 \cdot 10^6 = 4.218 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,Rd} = 0.108 \cdot 355 + \frac{1}{2} 4.218 \cdot 22.7 = 86.2 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 717.4 - 86.2 = 631.2 \text{ kNm}$$



Slika 2. a) Kriva interakcije N-My; b) povećanje momenata na krajevima; c) povećanje imperfekcijskog momenta  
 Figure 2. a) Interaction curve N-My; b) increase of end moments; c) increase of imperfection moment

#### 2.4.4 Momenti po teoriji II reda – savijanje oko y ose

#### 2.4.4 Second-order bending moment – bending about y axis

Da bi se proverilo da li uticaji drugog reda mogu da se zanemare, potrebno je odrediti proračunsku vrednost efektivne krutosti na savijanje  $(EI)_{eff,II}$ .

In order to check whether the second-order effects can or cannot be neglected, the effective flexural stiffness  $(EI)_{eff,II}$  is determined:

$$(EI_y)_{eff,II} = 0.9 \cdot 10^6 (210 \cdot 149.2 + 210 \cdot 32.2 + 0.5 \cdot 14.8 \cdot 1952) = 47.3 \cdot 10^9 \text{ kNmm}^2$$

$$N_{cr,y,eff} = \frac{p^2 \cdot 47300}{5.0^2} = 18673 \text{ kN} < 10N_{Ed}$$

Dakle, uticaji drugog reda se ne mogu zanemariti.

Therefore, second order effects cannot be

Raspodela momenata sračunata prema teoriji I reda je prikazana na slici 2.b:

**neglected.**

The first-order bending moment distribution is shown in Figure 2.b:

$$M_{y,Ed,vrh} = 150 \text{ kNm}, \quad M_{y,Ed,dno} = 0.$$

Ovakvoj raspodeli momenata savijanja odgovara, prema tabeli 3 [1] za  $r=0$ , koeficijent  $b = 0.66$ , pa je:

For this bending moment distribution, according to Table 3 [1] for  $r=0$ ,  $b = 0.66$ , so:

$$k_1 = \frac{0.66}{1 - 4200/18673} = 0.852$$

Moment savijanja na sredini stuba usled imperfekcije iznosi:

Moment at mid-span due to imperfection is:

$$e_{0,z} = \frac{L}{200} = 25 \text{ mm}$$

$$e_{0,z} = \frac{L}{200} = 25 \text{ mm}$$

$N_{Ed}e_{0,z} = 4200 \cdot 0.025 = 105 \text{ kNm}$  (slika 2.c). Za ovaj moment savijanja,  $b = 1.0$ , pa je

$N_{Ed}e_{0,z} = 4200 \cdot 0.025 = 105 \text{ kNm}$  (Figure 2.c). For this bending moment,  $b = 1.0$ , so

$$k_2 = \frac{1.0}{1 - 4200/18673} = 1.290.$$

$$k_2 = \frac{1.0}{1 - 4200/18673} = 1.290.$$

Uvećani moment usled imperfekcije iznosi  $1.290 \cdot 105 = 135.5 \text{ kNm}$ .

The increased bending moment due to imperfection is  $1.290 \cdot 105 = 135.5 \text{ kNm}$ .

Ukupan moment na sredini stuba je:  $0.852 \cdot 150 + 1.290 \cdot 105 = 127.8 + 135.5 = 263.3 \text{ kNm}$  i on je veći od momenta na kraju stuba  $M_{y,Ed,vrh} = 150 \text{ kNm}$ , pa je  $M_{y,Ed,max} = 263.3 \text{ kNm}$  moment prema kome treba vršiti proveru nosivosti stuba.

The total bending moment at mid-span is:  $0.852 \cdot 150 + 1.290 \cdot 105 = 127.8 + 135.5 = 263.3 \text{ kNm}$

which is greater than maximal end moment  $M_{y,Ed,top} = 150 \text{ kNm}$ , so  $M_{y,Ed,max} = 263.3 \text{ kNm}$  is the moment that governs the design.

Tačka  $(N_{Ed}; M_{z,Ed,max}) = (4200; 263.3)$  leži unutar oblasti ograničene krivom interakcije, slika 2.a. Na osnovu vrednosti datih na slici 2.a, može se sračunati  $M_{y,Rd}$ :

Point  $(N_{Ed}; M_{z,Ed,max}) = (4200; 263.3)$  is inside the area limited with the interaction curve, Figure 2.a. From values given in Figure 2.a, the  $M_{y,Rd}$  can be found:

$$M_{y,Rd} = (631.2 \cdot (8216.1 - 4200)) / (8216.1 - 3327.6) = 518.6 \text{ kNm},$$

$$\alpha_M M_{y,Rd} = 0.9 \cdot 518.6 = 466.74 \text{ kNm} > M_{y,Ed,max}$$

**Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i savijanju oko y ose je zadovoljena.**

**Resistance to compression and bending about y axis is satisfied.**

2.4.5 Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i savijanju oko z ose

2.4.5 Resistance to compression and bending about z axis

Efektivna krutost preseka je:

Effective flexural stiffness is:

$$(EI_z)_{eff} = 210 \cdot 51.3 \cdot 10^6 + 210 \cdot 41.2 \cdot 10^6 + 0.6 \cdot 14.8 \cdot 2040.8 \cdot 10^6 = 37547 \cdot 10^6 \text{ kNmm}^2$$

$$N_{cr,z} = \frac{p^2 \cdot 37547}{5.0^2} = 14823 \text{ kN}$$

Relativna vitkost je jednaka:

Relative slenderness:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{9984.8}{14823}} = 0.821 < 2.0$$

Redukcioni faktor  $C$ : kriva izvijanja  $c \Rightarrow a = 0.49$

Reduction coefficient  $C$ : buckling curve  $c \Rightarrow a = 0.49$

$$f = 0.5 [1 + 0.49(0.821 - 0.2) + (0.821)^2] = 0.989$$

$$c = \frac{1}{0.989 + \sqrt{0.989^2 - 0.821^2}} = 0.649 \leq 1$$

Kontrola nosivosti pri aksijalnom pritisku:

Resistance to axial compression:

$$N_{Ed} \leq c \cdot N_{pl,Rd} \quad 4200 \leq 0.649 \cdot 8216.1 = 5332 \text{ kN}$$

**Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku je**

**The resistance to axial compression is satisfied.**

**zadovoljena.**

#### 2.4.6 Influence of transverse shear force $V_{y,Ed}$

#### 2.4.6 Uticaj poprečne smičuće sile $V_{y,Ed}$

$$V_{y,pl,Rd} = V_{y,pl,a,Rd} = 9100 \cdot \frac{0.355}{\sqrt{3}} = 1865.1 \text{ kN}$$

gde je, prema Evrokodu 3 [3], odgovarajuća površina smicanja:

Where the relevant shear area according to Eurocode 3 [3] is:

$$A_{v,y} = 2bt_f = 2 \cdot 260 \cdot 17.5 = 9100 \text{ mm}^2$$

$$V_{y,Ed} = 20/5 = 4 \text{ kN} < 0.5V_{y,pl,Rd}$$

**Dakle, ne mora se uzeti u obzir uticaj poprečne smičuće sile  $V_{y,Ed}$ .**

**Therefore, the influence of shear force  $V_{z,Ed}$  can be neglected.**

#### 2.4.7 Kriva interakcije za savijanje oko z ose

#### 2.4.7 Interaction curve for bending about z axis

Određiće se koordinate karakterističnih tačaka krive interakcije (slika 3).

The coordinates of the characteristic points on the interaction curve are determined (Figure 3).

Tačka A:

Points A:

$$N_A = N_{pl,Rd} = 8216.1 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

Tačke B, C, D:

Points B, C, D:

$$N_C = N_{pm,Rd} = 146592 \cdot 22.7 = 3327.6 \text{ kN}$$

$$N_D = N_{pm,Rd} / 2 = 1663.8 \text{ kN}$$

$$W_{ps} = 2 \cdot 4 \cdot 201 \cdot 160 = 257.280 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{400 \cdot 400^2}{4} - 257.280 \cdot 10^3 - 602 \cdot 10^3 = 15.141 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_D = M_{max,Rd} = \frac{1}{2} 15.141 \cdot 22.7 + 0.602 \cdot 355 + 0.257 \cdot 435 = 497.4 \text{ kNm}$$

Određivanje položaja neutralne ose za tačke B i C:

Calculation of the position the neutral axis for points B and C:

$$h_n = \frac{3327.6 \cdot 10^3 + 10(2 \cdot 17.5 - 260)(2 \cdot 355 - 22.7)}{2 \cdot 400 \cdot 22.7 + 4 \cdot 17.5(2 \cdot 355 - 22.7)} = 27 \text{ mm}$$

**Dakle, neutralna osa jeste u rebru.**

**So, the neutral axis passes through the web (the assumption is correct).**

$$W_{pun} = 2 \cdot 17.5 \cdot 0.027^2 \cdot 10^6 + \frac{(260 - 2 \cdot 17.5) \cdot 0.01^2}{4} \cdot 10^6 = 0.031 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{pcn} = 400 \cdot 0.027^2 \cdot 10^6 - 0.031 \cdot 10^6 = 0.261 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,Rd} = 0.031 \cdot 355 + \frac{1}{2} 0.261 \cdot 22.7 = 13.97 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 497.4 - 13.97 = 483.43 \text{ kNm}$$

#### 2.4.8 Momenti po teoriji II reda – savijanje oko z ose

#### 2.4.8 Second-order bending moment – bending about z axis

$$(EI_z)_{eff,II} = 0.9 \cdot 10^6 (210 \cdot 51.3 + 210 \cdot 41.2 + 0.5 \cdot 14.8 \cdot 2040.8) = 31.07 \cdot 10^9 \text{ kNmm}^2$$

$$N_{cr,z,eff} = \frac{p^2 \cdot 31070}{5.0^2} = 12266 \text{ kN} < 10N_{Ed}$$

**Uticaji drugog reda se ne mogu zanemariti.**

Vrednosti momenata savijanja prema teoriji I reda

su:

$$M_{z,Ed,vrh} = 20 \text{ kNm}, \quad M_{z,Ed,dno} = 0.$$

$$k_1 = \frac{0.66}{1 - 4200/12266} = 1.004$$

$$e_{0,y} = \frac{L}{150} = 33.3 \text{ mm}$$

Momenat usled imperfekcije iznosi:

Imperfection is:  $e_{0,y} = \frac{L}{150} = 33.3 \text{ mm}$  and imperfection moment is:

$$N_{Ed}e_{0,y} = 4200 \cdot 0.0333 = 140 \text{ kNm}$$

$$k_2 = \frac{1.0}{1 - 4200/12266} = 1.521.$$

Uvećani moment usled imperfekcije iznosi  $1.521 \cdot 140 = 212.94 \text{ kNm}$ .

Ukupan moment na sredini stuba je:  $1.004 \cdot 20 + 1.521 \cdot 140 = 233 \text{ kNm}$  i on je veći od  $M_{z,Ed,vrh} = 20 \text{ kNm}$ , pa je  $M_{z,Ed,max} = 233 \text{ kNm}$ .

Tačka  $(N_{Ed}; M_{z,Ed,max}) = (4200; 233)$  leži unutar oblasti ograničene krivom interakcije, slika 3. Na osnovu vrednosti datih na slici 3, može se sračunati  $M_{z,Rd}$ :

$$M_{z,Rd} = (483.4 \cdot (8216.1 - 4200)) / (8216.1 - 3327.6) = 397.1 \text{ kNm},$$

$$a_M M_{z,Rd} = 0.9 \cdot 397.1 = 357.4 \text{ kNm} > M_{z,Ed,max}$$

**Therefore, second order effects cannot be neglected.**

The first-order bending moments are:

tion moment is:

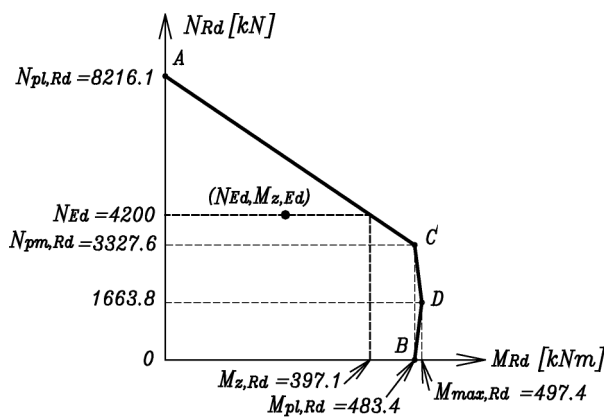
The increased bending moment due to imperfection is  $1.521 \cdot 140 = 212.94 \text{ kNm}$ .

The total bending moment at mid-span is:  $1.004 \cdot 20 + 1.521 \cdot 140 = 233 \text{ kNm}$ , and is greater than  $M_{z,Ed,top} = 20 \text{ kNm}$ , so  $M_{z,Ed,max} = 233 \text{ kNm}$ .

Point  $(N_{Ed}; M_{z,Ed,max}) = (4200; 233)$  is inside the area limited with the interaction curve, Figure 3. From values given in Figure 3, the  $M_{z,Rd}$  can be found:

**Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i savijanju oko z ose je zadovoljena.**

**Resistance to compression and bending about z axis is satisfied.**



Slika 3. Kriva interakcije N-Mz  
Figure 3. Interaction curve N-Mz

## 2.4.9 Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i dvoosnom savijanju

Kada je stub izložen aksijalnom pritisku i dvoosnom savijanju, vrši se provera nosivosti za svaku ravan savijanja pojedinačno, kao što je prethodno prikazano, ali se imperfekcija uzima u obzir samo u ravni u kojoj se očekuje pojava loma, a to je u ovom slučaju pri savijanju oko ose z ( $N_{Ed}e_0$  je veće za savijanje oko ose z), pa je  $M_{y,Ed}=127.8$  kNm (slika 2.b)

Konačno,

$$\frac{127.8}{518.6} + \frac{233}{397.1} = 0.833 \leq 1,0$$

Kako je ovaj uslov ispunjen, a prethodno je dokazana i nosivost pri aksijalnom pritisku, to sledi da je: **nosivost stuba pri pritisku i dvoosnom savijanju zadovoljena.**

## 3 KRIVE INTERAKCIJE

Na osnovu datog brojnog primera, može se zaključiti da znatan deo proračuna spregnutih stubova izloženih kombinaciji aksijalnog pritiska i savijanja momentima (oko jedne ili oko obe glavne ose inercije) predstavlja određivanje N-M interakcionih krivih. U ovom delu rada je, za stub iz datog brojnog primera, prikazana analiza zavisnosti interakcionih krivih od količine podužne armature i od marke betona. Takođe su konstruisane i kontinualne krive interakcije za uobičajene dimenzije spregnutih stubova sa ubetoniranim I čeličnim profilom i za najčešće klase betona. Date krive, sa svojim referentnim vrednostima, olakšavaju dimenzionisanje ove grupe stubova pojednostavljujući izbor dimenzija kako betonskog dela preseka, tako i čeličnog profila, kao i izbor klase betona.

### 3.1 Uticaj klase betona

Najpre je analiziran uticaj klase betona na graničnu nosivost spregnutog preseka. Ova zavisnost će biti ilustrovana na krivama interakcije za poprečni presek stuba iz brojnog primera, za betone sledećih klasa: C20/25, C30/37, C40/50 i C50/60. Za ostale klase betona, odgovarajuće krive je moguće dobiti linearnom interpolacijom. Odgovarajuće krive su prikazane na slici 4.

Može se zaključiti da se krive interakcije približno izotropno šire sa povećanjem klase betona.

### 3.2 Uticaj podužne armature preseka

Na istom poprečnom preseku spregnutog stuba, sa betonom klase C40/50, biće prikazan i uticaj količine podužne armature stuba na graničnu nosivost preseka. Posmatran je presek bez podužne armature i preseci armirani sa 4Φ12, 4Φ16 i 8Φ16, što odgovara, respektivno, sledećim procentima armiranja betona: 0%, 0.3%, 0.55% i 1.1%. Odgovarajuće krive interakcije su prikazane na slici 5.

Može se, ponovo, uočiti širenje površi interakcije sa povećanjem procenta armiranja. Međutim, ono sada nije izotropno. Budući da je doprinos armature veći kod

## 2.4.9 Resistance to axial compression and biaxial bending

For composite column subjected to compression and biaxial bending, the resistance for each bending plane, separately, as shown in previous section, needs to be satisfied. Imperfections are considered only in the plane in which failure is expected to occur, which is in this case bending about z axis ( $N_{Ed}e_0$  is greater for bending about z axis), so  $M_{y,Ed}=127.8$  kNm (Figure 2.b).

Finally,

Since this condition is satisfied, and previously is shown that resistance to axial compression is also satisfied, we conclude: **resistance to axial compression and biaxial bending is satisfied.**

## 3 INTERACTION CURVES

As shown in the previous numerical example, construction of N-M interaction curves represents a large part of the calculation of composite columns subjected to combined axial compression and bending (uniaxial or biaxial). Therefore, in the paper, the influence of the percent of longitudinal reinforcement and concrete classes on interaction curves is studied on the cross section from the numerical example. Also, the continuous interaction curves for common dimensions of square cross sections with encased steel I section and for common concrete classes are constructed. These curves, with their referent values, simplify the design of composite columns and choice of dimensions of concrete section, steel section and concrete class.

### 3.1 Change of concrete class

The influence of change of concrete class on the composite cross section ultimate capacity is analysed firstly. This dependency is illustrated on interaction curves for the composite cross-section from the previous numerical example, for concrete classes: C20/25, C30/37, C40/50 and C50/60. For other concrete classes, interaction curves can be obtained by linear interpolation. These curves are given in Figure 4.

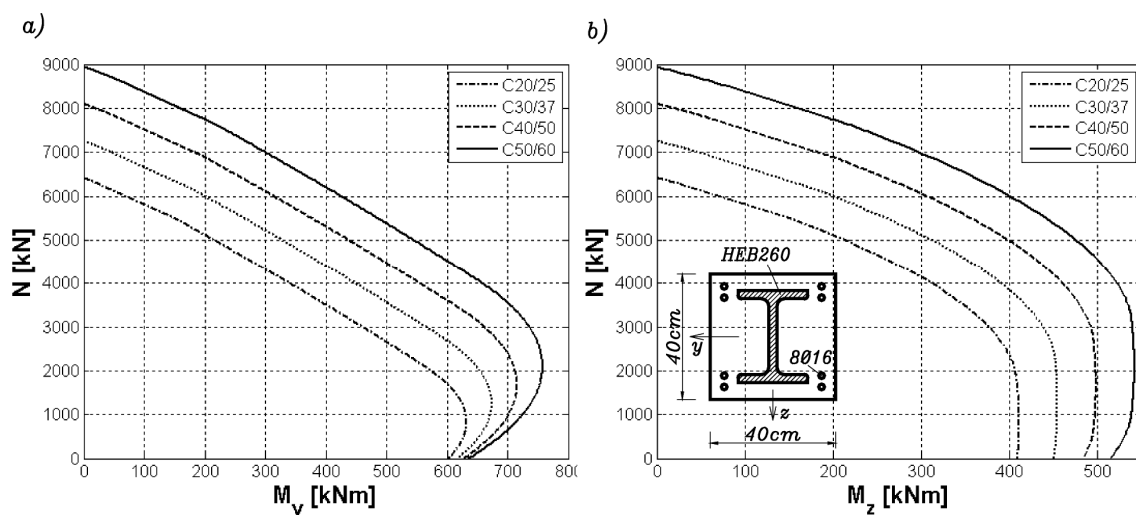
### 3.2 Change of longitudinal reinforcement

On the same composite cross section, with concrete class C40/50, the change of interaction curves with change in percent of reinforcement in the concrete is shown. The following reinforcement arrangements are studied: no reinforcement, 4Φ12, 4Φ16 and 8Φ16, which is equal to the following percent of reinforcement in the concrete, respectively: 0%, 0.3%, 0.55% and 1.1%. The corresponding interaction curves are given in Figure 5.

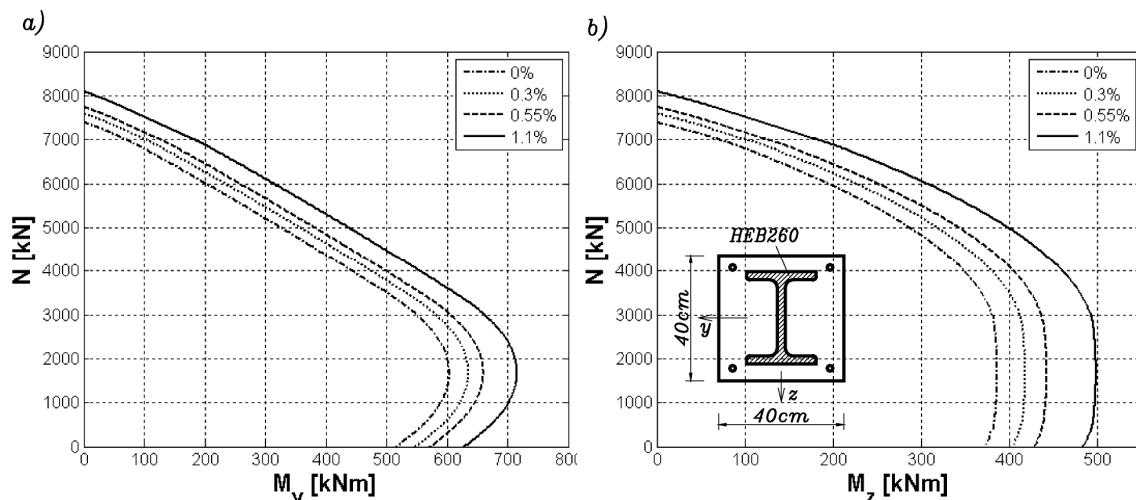
As before, the interaction curves expand as the percent of reinforcement in the concrete increases. However, this expansion is not uniform. The reinforcement increases moment capacity more than

momenata savijanja, procentualno veći prirast odgovara momentima savijanja (npr.  $M_{\max,Rd}$ ) nego normalnoj sili (npr.  $N_{pl,Rd}$ ).

axial compression capacity, so higher increment, in percent, corresponds to bending moments (i.e.  $M_{\max,Rd}$ ) than to axial force (i.e.  $N_{pl,Rd}$ ).



Slika<sup>1</sup> 4. Promena krive interakcije sa promenom klase betona  
Figure 4. Interaction curves for different concrete classes



Slika 5. Promena krive interakcije sa promenom procenta armiranosti betona  
Figure 5. Interaction curves for different percent of reinforcement in the concrete

### 3.3 Krive interakcije za neke čelične profile

Kako bi se olakšalo dimenzionisanje spregnutih stubova, konstruisane su kontinualne krive interakcije za spregnute stubove kvadratnog poprečnog preseka, sa ubetoniranim sledećim čeličnim profilima: HEA220, HEA240, HEA260, HEA280, HEA300 i HEA320 (slike 6-11). Posmatrani stubovi imaju stranice poprečnog preseka od 30 cm do 60 cm. Za svaki od pomenutih čeličnih profila, varirane su dimenzije betonskog stuba

### 3.3 Interaction curves for some steel sections

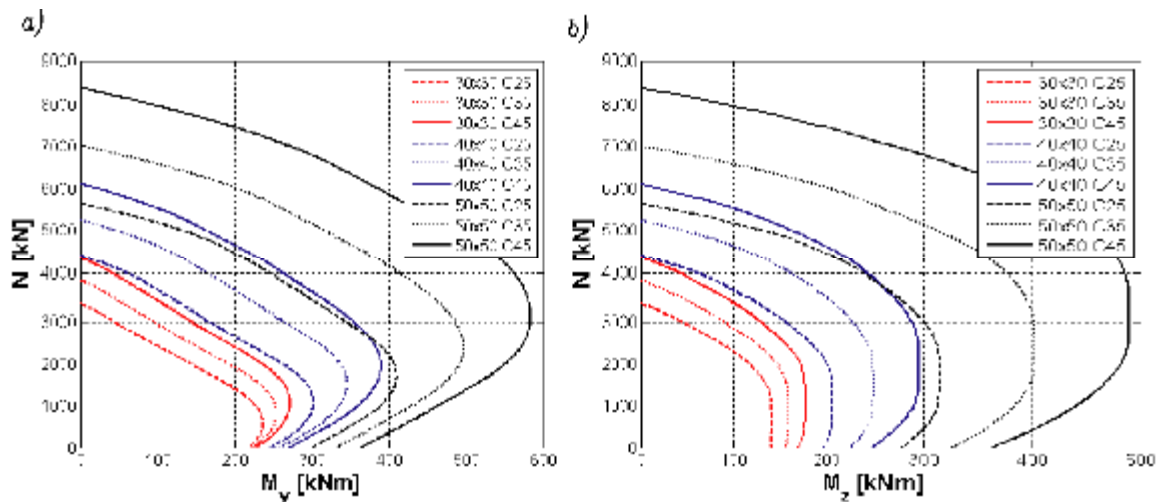
In order to simplify the design of composite columns, continuous interaction curves for composite square cross sections with encased steel sections HEA220, HEA240, HEA260, HEA280, HEA300 i HEA320 are constructed (Figures 6-11). Dimension of side of concrete column varies between 30 and 60cm. For each of studied steel sections, dimensions of concrete are determined to satisfy the Eurocode 4 requirements about

<sup>1</sup> Interakcione krive većeg formata se mogu preuzeti sa sledeće internet adrese  
<http://www.grf.bg.ac.rs/~svetlanakostic/KriviInterakcije.pdf>

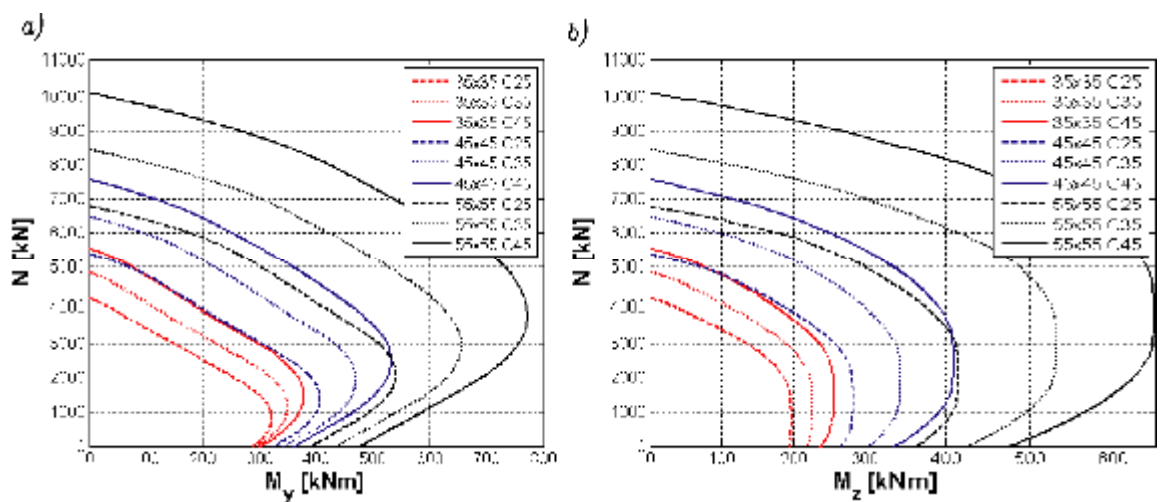
\* Larger figures of interaction curves can be downloaded from the following web address  
<http://www.grf.bg.ac.rs/~svetlanakostic/KriviInterakcije.pdf>

vodeći računa o ograničenjima koja postoje u Evrokodu 4 za veličinu zaštitnog sloja betona, kao i uslov da koeficijent doprinosa čelika  $\delta$  mora biti u granicama od 0.2 do 0.9. Takođe, za svaki od preseka je varirana i klasa betona, pa su prikazane krive za klase C25/30, C35/45 i C45/55. Pri proračunu je zanemaren uticaj podužne armature stubova, pa su dobijene krive interakcije na strani sigurnosti. Međutim, na osnovu prethodno prikazane analize uticaja armature (deo 3.2), može se pretpostaviti položaj krive za armirani presek.

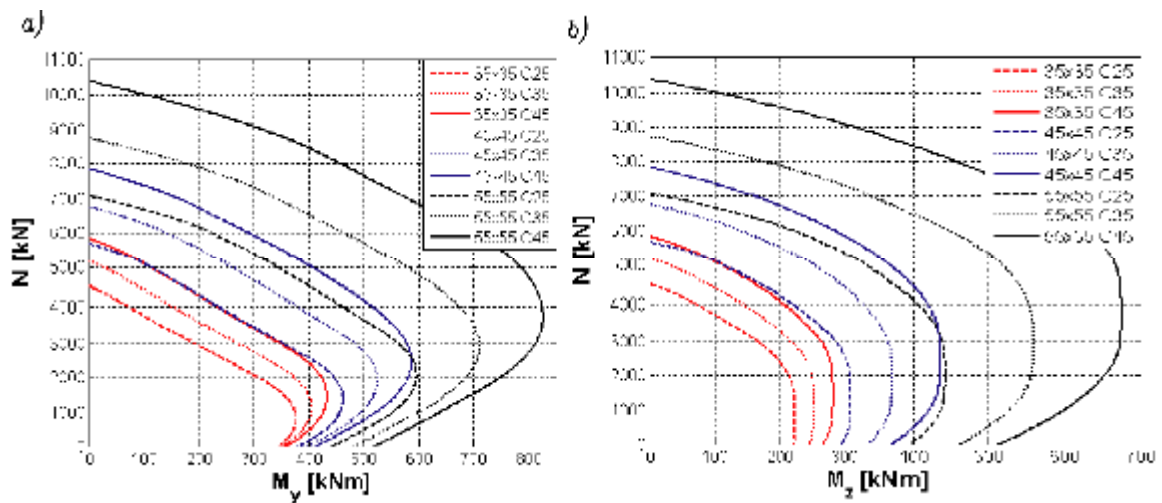
dimensions of concrete cover, and to have steel contribution ratio between 0.2 and 0.9. Also, for each studied composite cross section, the concrete class is varied and the curves are given for the following classes C25/30, C35/45 and C45/55. Reinforcement is neglected, and therefore, the shown interaction curves are on the safe side. However, based on the conclusions from the previous section 3.2, the position of the interaction curve for reinforced section can be predicted.



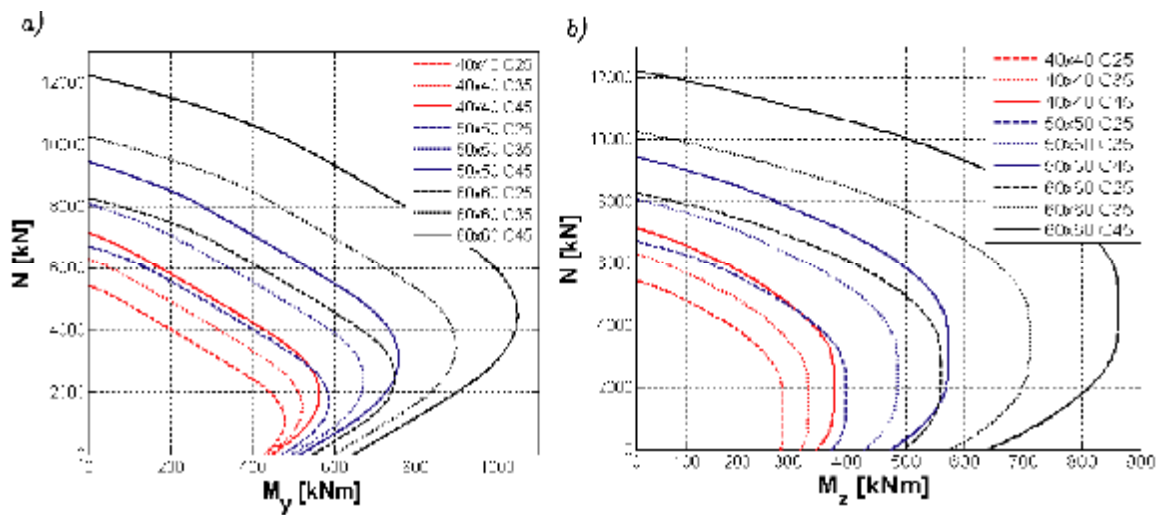
Slika 6. HEA 220 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 30x30, 40x40 i 50x50cm  
Figure 6. HEA 220 section: interaction curves for columns 30x30, 40x40 and 50x50cm



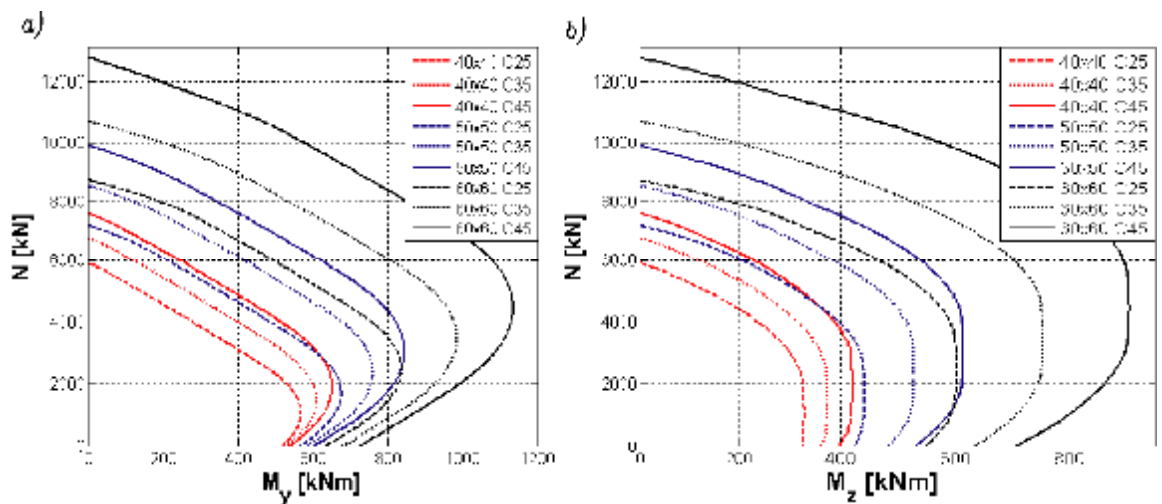
Slika 7. HEA 240 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 35x35, 45x45 i 55x55cm  
Figure 7. HEA 240 section: interaction curves for columns 35x35, 45x45 and 55x55cm



Slika 8. HEA 260 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 35x35, 45x45 i 55x55cm  
 Figure 8. HEA 260 section: interaction curves for columns 35x35, 45x45 and 55x55cm

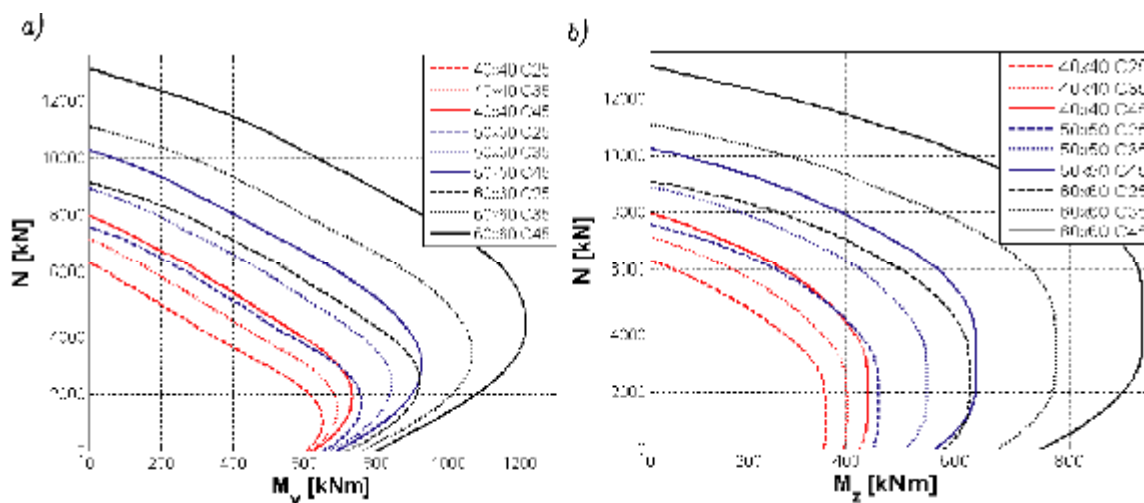


Slika 9. HEA 280 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 40x40, 50x50 i 60x60cm  
 Figure 9. HEA 280 section: interaction curves for columns 40x40, 50x50 and 60x60cm



Slika 10. HEA 300 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 40x40, 50x50 i 60x60cm  
 Figure 10. HEA 300 section: interaction curves for columns 40x40, 50x50 and 60x60cm





Slika 11. HEA 320 profil: krive interakcije za stubove dimenzija 40x40, 50x50 i 60x60  
 Figure 11. HEA 320 section: interaction curves for columns 40x40, 50x50 and 60x60cm

Dati dijagrami olakšavaju dimenzionisanje spregnutih stubova sa potpuno ubetoniranim čeličnim I profilima, budući da pojednostavljaju izbor dimenzija betonskog dela preseka, čeličnog profila i klase betona, a time i smanjuju broj iteracija pri dimenzionisanju.

#### 4 ZAKLJUČAK

U radu je, na detaljnom brojnom primeru, ilustrovan proračun nosivosti spregnutih stubova prema važećem evropskom standardu za proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona - Evrokodu 4. Proračuna nosivosti je urađen za spregnuti stub kod koga je čelični I profil potpuno obložen betonom. Stub je izložen istovremenom uticaju aksijalnog pritiska i savijanja momentima. Uzeti su u obzir uticaji drugog reda kao i uticaji skupljanja i tečenja betona.

Za poprečni presek spregnutog stuba kod koga je čelični I profil potpuno obložen betonom, za proveru nosivosti pri kombinaciji aksijalnog pritiska i savijanja, analiziran je i uticaj promene marke betona i procenta armiranja na graničnu nosivost poprečnog preseka. Za posmatrani tip poprečnog preseka i grupu od 6 valjanih HEA čeličnih profila, konstruisane su kontinualne krive interakcije za uobičajene klase betona. Ove krive su vrlo pogodne za praktičnu primenu i olakšavaju dimenzionisanje ove grupe nosača, budući da pojednostavljaju izbor dimenzija betonskog dela preseka, čeličnog profila i klase betona i time smanjuju broj iteracija pri dimenzionisanju.

#### NAPOMENA:

Prvi autor se zahvaljuje Ministarstvu nauke Republike Srbije na finansijskoj podršci u okviru projekta TR 36046

The given curves simplify design of composite columns with encased I steel section by simplifying choice of dimensions of concrete section, steel section and concrete class. Consequently, number of iterations during design reduces.

#### 4 CONCLUSION

In the paper, on the detailed numerical example, analysis of composite columns according to Eurocode 4 is illustrated. The analysis is done for composite column with encased I steel section. The column is subjected to compression and bending. The second order effects and creep and shrinkage effects are taken into account.

For the composite column with encased I steel section under compression and bending, the influence of change of concrete class and reinforcement percent on the ultimate capacity is studied. For this type of sections and 6 HEA steel sections, the continuous interaction curves are constructed for common classes of concrete. These curves are very practical since simplify the design of composite columns and choice of dimensions of concrete section, steel section and concrete class.

#### NOTE:

The first author thanks the Ministry of Science of the Republic of Serbia for financial support under project TR 36046.

## 5 LITERATURA REFERENCES

- [1] Deretić-Stojanović B., Kostić S., Stošić S.: Proračun spregnutih stubova od čelika i betona, Građevinski materijali i konstrukcije, vol. br. 1, str. XX, 2011.
- [2] Evrokod 4: EN 1994-1-1:2004 Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Beograd, februar 2006.
- [3] Evrokod 3: EN 1993-1-1:2005 Proračun čeličnih konstrukcija, deo 1-1: opšta pravila i pravila za zgrade, Beograd, februar 2006.
- [4] Evrokod 2: EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija, deo 1-1: opšta pravila i pravila za zgrade, Beograd, februar 2006.
- [5] Johnson R.P.: Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Beams, Columns and Frames for Buildings, Blackwell scientific Publication, Oxford 2004, Third Edition.
- [6] Johnson R. P. and Anderson D.: Designers' guide to en 1994-1- Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Thomas Telford, 2004.
- [7] Vlajić Lj., Landović A.: Ojačanje armirano-betonskih stubova sprežanjem sa čeličnim cevima, Materijali i konstrukcije, vol. 53, br. 4, str. 39-49, 2010.
- [8] Folić R., Zenunović D.: Spregnute konstrukcije čelik-beton, Monografija, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2009.
- [9] Deretić-Stojanović B., Kostić S.: Creep and shrinkage analysis according to EC4, International Symposium Macedonian Association of the Structural Engineers, Ohrid, Macedonia, 14-17 october, 2009, k1 -pp 175-180.
- [10] Deretić-Stojanović B., Marković N.: Proračun spregnutih stubova, XX kongres jugoslovenskog društva za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija, jun 1996. Cetinje, Beograd, II knj., str. 243-248
- [11] Čukić D., Deretić-Stojanović B.: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Beograd 2006, 183-220.
- [12] Miličić Ilija M., Vlajić Ljubomir M., Folić Radomir J.: Numeričko modeliranje i simulacija - eksperimentalno-teorijske analize spregnute tavanice pri statičkom dejstvu, Materijali i konstrukcije, 2008, vol. 51, br. 3, str. 51-60
- [13] Mašović S.: Efekti dugotrajnog opterećenja na ponašanje betonskih konstrukcija, Materijali i konstrukcije, 2008, vol. 51, br. 4, str. 16-26

### REZIME

#### PRILOG PRORAČUNU SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIKA I BETONA

Svetlana KOSTIĆ  
Sasa STOŠIĆ  
Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ

U radu se, na detaljnom brojnom primeru spregnutog stuba kod koga je čelični I profil potpuno obložen betonom, ilustruje proračun nosivosti spregnutih stubova prema važećem evropskom standardu za proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona - Evrokodu 4 koji je detaljno objašnjen u prethodnom radu iste grupe autora.

Određena je nosivost spregnutog stuba izloženog samo aksijalnom pritisku i izloženog istovremenom uticaju aksijalnog pritiska i savijanja momentima. Analiza nosivosti, a time i stabilnosti pri aksijalnom pritisku izolovanog stuba bazira se na primeni Evropskih krivih izvijanja. Provera nosivosti pri kombinaciji aksijalnog pritiska i savijanja momentima zasniva se na interakcionoj krivoj koja se određuje pri analizi nosivosti poprečnog preseka posmatranog stuba. Uzeti su u obzir uticaji drugog reda kao i uticaji skupljanja i tečenja betona.

Za poprečni presek spregnutog stuba kod koga je čelični I profil potpuno obložen betonom, prikazan je uticaj marke betona i procenta armiranja na graničnu nosivost poprečnog preseka. Za dati tip spregnutog poprečnog preseka i nekoliko valjanih čeličnih profila, konstruisane su kontinualne krive interakcije za uobičajene klase betona. Ove krive su vrlo pogodne za praktičnu primenu i olakšavaju dimenzionisanje spregnutih stubova, budući da pojednostavljaju izbor dimenzija betonskog dela preseka, čeličnog profila i klase betona.

**Ključne reči:** spregnuti stubovi, uticaji drugog reda, klasa betona, krive interakcije

### SUMMARY

#### CONTRIBUTION TO ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS

Svetlana KOSTIĆ  
Sasa STOŠIĆ  
Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ

In the paper, design of composite steel-concrete column according to Eurocode 4 is illustrated on detailed numerical example. The theoretical foundations of the Eurocode 4 design procedure is explained before, in the paper of the same group of authors.

The resistance of a composite column subjected to axial compression and biaxial bending is determined. Capacity and stability analysis of the individual composite column under axial compression is based on the use of European buckling curves. The verification of column bearing capacity is based on use of interaction diagram determined from capacity analysis of composite cross-section. Second order effects and effects of creep and shrinkage of concrete are taken into account.

For the cross section of fully encased column with I steel section, the dependency of concrete class and reinforcement ratio on ultimate cross section capacity is studied. For this type of composite cross section and 6 different steel sections, the continuous interaction curves are constructed, for common concrete classes. These curves are very practical since simplify the design of composite columns and choice of dimensions of concrete section, steel section and concrete class.

**Key words:** composite columns, second-order effects, concrete class, interaction curves

# ŠINSKI DEFEKTI USLED ZAMORA MATERIJALA

## RAIL DEFECTS DUE TO ROLLING CONTACT FATIGUE

Zdenka POPOVIĆ  
Leposava PUZAVAC  
Luka LAZAREVIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD

UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Defekti šine usled zamora materijala u zonama velikih kontaktnih napona su izražen fenomen i problem na železnicama širom sveta. Najpre su defekti ovog tipa uočavani samo na šinama u kolosecima pruga za težak teretni saobraćaj sa velikim osovinskim opterećenjima (slika 1). Međutim, danas se ista pojava uočava na konvencionalnim prugama za mešoviti saobraćaj, kao i na prugama za velike brzine, naročito za brzine preko 200 km/h.

Kada se točak teškog teretnog šinskog vozila osloni na šinu, oba tela u tački dodira dobijaju ugib. Formirana dodirna površina točka i šine je izuzetno mala i iznosi svega 1.5 – 3.0 cm<sup>2</sup> (slika 2). Velika opterećenja od točka prenose se preko male dodirne površine na šinu, što stvara velike napone pritiska. Prekoračenjem granice elastičnosti, šinski čelik se istiskuje ka neopterećenoj okolini dodirne površine, remeti se njegova mikrostruktura i dolazi do plastične deformacije šine.

Sa druge strane, sa porastom brzina na prugama ukupno opterećenje (slika 3) od točka koje deluje na šinu povećava se zbog porasta udela dinamičkog opterećenja. S obzirom na to da upravljač železničke infrastrukture nema uticaj na konstrukciju i stanje vozila, jedan od raspoloživih načina da utiče na smanjenje dinamičkog opterećenja koje se prenosi na šinu je upravljanje održavanjem profila glave šine.

---

V. prof. dr Zdenka Popović, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, [zdenka@grf.rs](mailto:zdenka@grf.rs), tel. 063 8515859

Asist. mr Leposava Puzavac, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd  
Asist. Luka Lazarević, master građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd

### 1 INTRODUCTION

Rail defects due to rolling contact fatigue in the areas of high wheel/rail contact stress is a marked phenomenon and a problem on the railways worldwide. At first, defects of this type have been observed only on the tracks of heavy haul lines with high axle load (figure 1). However, nowadays the same occurrence is discerned on conventional lines for mixed traffic as well as on the high speed lines, especially for the speeds over 200 km/h.

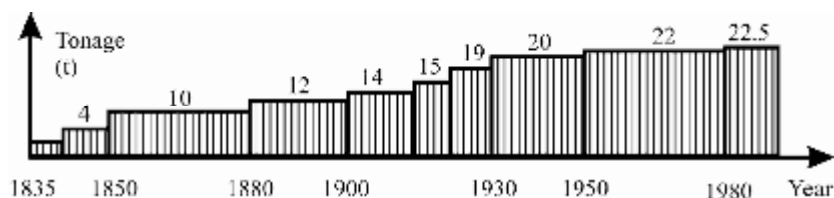
When the wheel of a heavy freight vehicle relies on the rail, both bodies are flexed at the point of contact. Thus formed wheel/rail contact surface is very small and it measures only 1.5 – 3.0 cm<sup>2</sup> (figure 2). High load is transferred over the small wheel/rail contact surface from the wheel to the rail, which creates high pressure stress. Overflow of the elasticity limit forces the rail steel outwards toward unstressed contact surface environment, its microstructure is perturbed and the rail suffers plastic deformation.

On the other hand, the increase of line speed (figure 3) increases total wheel stress on the rail due to an increase of the dynamic stress rate. Since the infrastructure manager doesn't have influence on the construction and condition of the vehicle, one of the available ways to influence reduction of dynamical stress transferred to the rail is managing rail head profile maintenance.

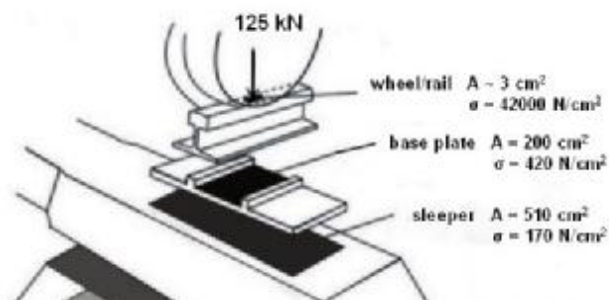
---

V. prof. dr Zdenka Popović, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, [zdenka@grf.rs](mailto:zdenka@grf.rs), tel. 063 8515859

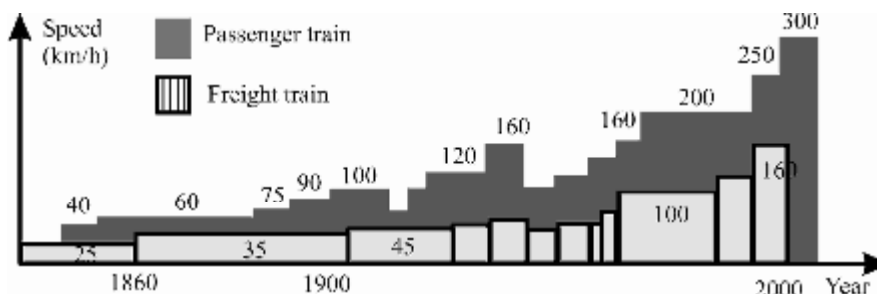
Asist. mr Leposava Puzavac, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd  
Asist. Luka Lazarević, master građ.inž., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd



Slika 1. Porast osovinskog opterećenja [8]  
Figure 1. Increase of the axle load [8]



Slika 2. Veliki napon u dodiru točka i šine [7]  
Figure 2. High wheel/rail contact stress [7]



Slika 3. Porast brzina [8]  
Figure 3. Increase of the speed [8]

## 2 DEFEKTI USLED ZAMORA ŠINSKOG ČELIKA

Zamor šinskog čelika predstavlja proces postepenog razaranja usled nastanka i razvoja inicijalne prsline, sve do loma šine u koloseku pod dejstvom promenljivog opterećenja od saobraćaja, koje se na šinu prenosi preko male površine dodira sa točkom vozila.

Površina loma usled zamora materijala, u opštem slučaju, ima karakterističan izgled. Na njoj se mogu uočiti dve vizuelno izrazito različite površine: zona zamora i zona nasilnog loma (slika 4).

Zona zamora ima glatku i tamnu površinu u kojoj se uočavaju linije porasta zamorne prsline, a nalazi se na mestima povećane koncentracije napona usled:

- geometrijskog oblika i konstruktivnih karakteristika profila (prelazna zaobljenja poprečnog profila, rupe u vratu i sl.),
- površinskih oštećenja (zarezi od alata za obradu),
- tehnološkog postupka proizvodnje,
- oštećenja u eksploataciji i
- drugih defekata.

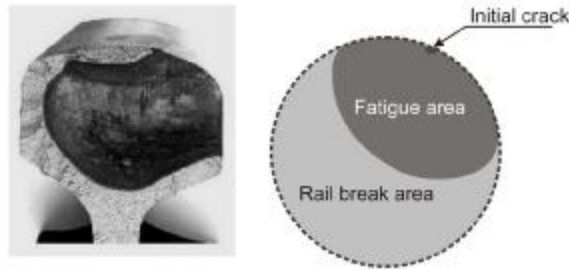
## 2 DEFECTS DUE TO ROLLING CONTACT FATIGUE

Rolling contact fatigue is a process of gradual destruction due to the creation and development of an initial crack, until the rail breaks under the influence of variable traffic load, which is transferred to the rail via a small wheel/rail contact surface.

Generally, a fracture surface due to rolling contact fatigue has a characteristic figure. Two visually different surfaces can be distinguished: fatigue area and rail break area (figure 4).

Fatigue area has a smooth and dark surface where the lines of fatigue crack increase can be distinguished, and it is on the places of increased stress concentration, due to:

- geometry and constructive characteristics of the profile (transitional roundness of the cross profile, holes in the neck, etc.),
- surface damage (incisions from working tools),
- technological method of production,
- exploitation damage, and
- other defects.



Slika 4. Karakteristični izgled površine materijala nakon loma usled zamora šinskog čelika  
Figure 4. Characteristic look of a steel surface after break caused by rolling contact fatigue

Razvoj prsline se može izraziti kao porast njene veličine u odnosu na akumulirano saobraćajno opterećenje (izraženo u milionima bruto tona). Rast prsline zavisi od mnogobrojnih faktora. Najvažniji uticajni faktori za rast prsline su [5]:

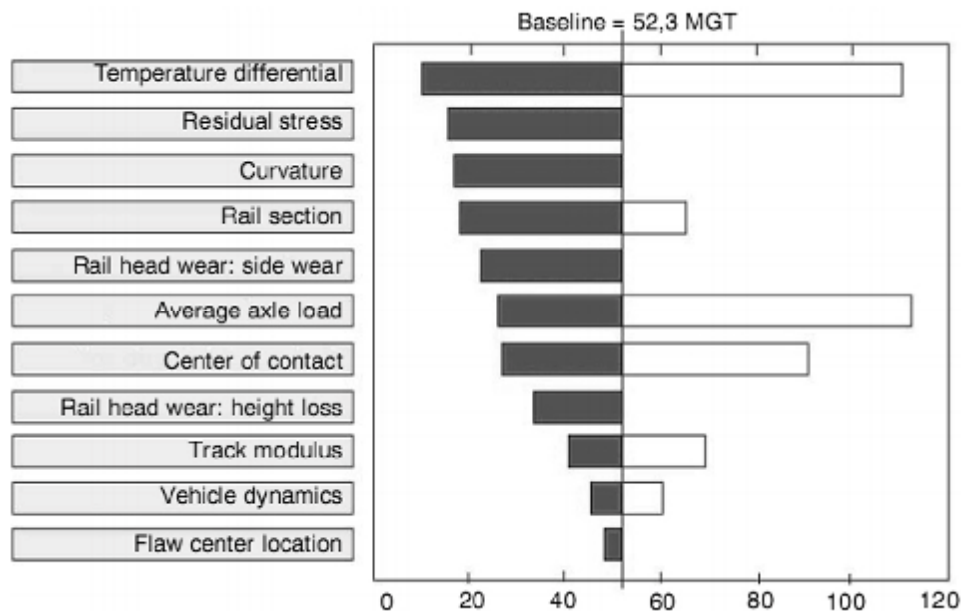
- statičko opterećenje od točka,
- dinamičko opterećenje od točka,
- karakteristike kretanja vozila (vuča, kočenje itd.),
- profil šine,
- kvalitet šinskog čelika,
- vrsta defekta,
- temperaturna razlika (temperatura u šini - neutralna temperatura pri kojoj je šina bez napona),
- sopstveni naponi u šini (zaostali naponi),
- habanje glave šine,
- stanje geometrije koloseka,
- krutost šinske podloge.

U okviru projekta [10] sprovedena je analiza osetljivosti kako bi se predstavio uticaj različitih uslova saobraćaja i konstrukcije gornjeg stroja na rast prsline (videti sliku 5). Slika 5 prikazuje rezultate ove analize. Redosled uticajnih faktora na slici odražava njihov uticaj na napredovanje veličine prsline u toku eksploatacionog veka šine.

Defect crack growth can be expressed as an increase in defect size per accumulated gross ton traffic load (million gross tons – MGT). Crack growth depends on many factors where most important are [5]:

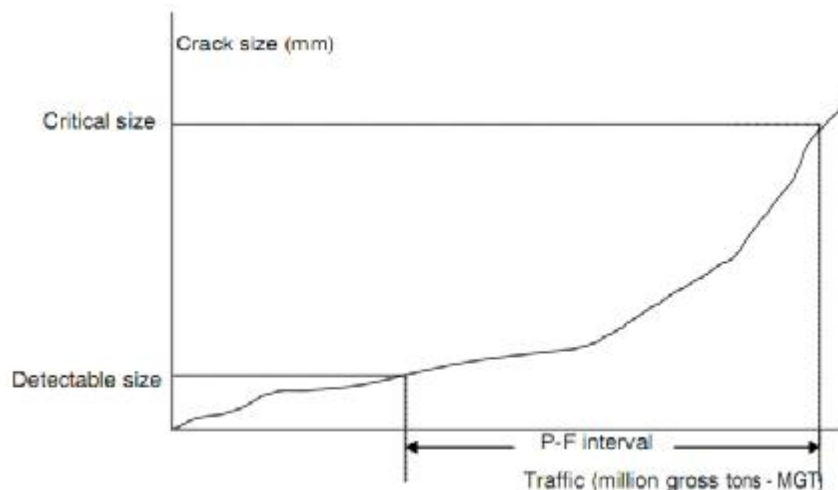
- static wheel load,
- dynamic wheel loads,
- vehicle rolling characteristics (traction, braking, etc.),
- rail profile
- rail steel,
- defect type,
- temperature differential (rail temperature - stress free temperature),
- residual rail stress,
- rail head wear,
- track geometry,
- track stiffness.

As a part of the project [10], a sensitivity analysis was performed to demonstrate how different traffic and track conditions affect crack growth rate (see figure 5). Figure 5 shows the result of the analysis. The various factors are ranked according to the impact the crack growth caused has on rail life span.



Slika 5. Uticaj različitih faktora na rast prsline (P-O interval) [10]  
Figure 5. Influence of various factors on crack growth rate (variation of the P-F interval) [10]

Prslina se može pouzdano detektovati tek od njene određene veličine (P - potencijal razvoja prsline pre detekcije). Ova veličina zavisi od metode detekcije i predstavlja početnu veličinu od koje se prslina razvija sve do dostizanja kritične veličine, pri kojoj se može očekivati lom (O - otkaz usled loma). Za definisanje intervala P-O može se koristiti proteklo vreme ili prevezeno saobraćajno opterećenje (izraženo u milionima bruto tona) u vremenskom intervalu između detekcije prsline i loma šine (slika 6).



Slika 6. Definisavanje P-O intervala [10]  
Figure 6. Definition of the P-F interval [10]

U zavisnosti od tipa defekta, brzina rasta prsline je veoma različita. Jednostavan matematički model rasta prsline može se izvesti samo za poprečnu prslinu u glavi šine [5].

U ovom radu se predstavlja i analizira pojava karakterističnih defekata šine usled zamora materijala, poznatih pod nazivima: head checking i squat. Ukratko se predstavlja defekt tipa belgrospi, koji je karakterističan za velike brzine. Nazivi head checking, squat i belgrospi se koriste zvanično na svim jezicima sveta u naučnoj i stručnoj literaturi bez prevođenja.

Pomenuti defekti nisu obuhvaćeni Uputstvom 339 o jedinstvenim kriterijumima za kontrolu stanja pruga na mreži JŽ, koje je na Železnicama Srbije još uvek u zvaničnoj upotrebi [11]. Za sada ne postoji naučna literatura na srpskom jeziku koja obuhvata ovu oblast.

Priručnik za šinske defekte (Handbook of rail defects - Code 712 Rail Defects) prema izdanju UIC iz 2002. godine obuhvata defekte tipa head checking i squat [3]. Princip kodiranja defekata prikazan je na slici 7. U tabeli 1 predstavljen je način kodiranja defekata head checking i squat.

Usklađivanjem Uputstva 339 sa UIC Code 712 osiguralo bi se jedinstvo postupaka za utvrđivanje, prijavljivanje i klasifikaciju šinskih defekata i izradu statističkih pokazatelja o šinskim defektima u okviru jedinstvene evropske baze podataka, čiji je cilj razmena iskustava i razvoj jedinstvenih metodologija upravljanja održavanjem infrastrukture na nivou Evrope i šire.

A crack will have a certain detectable size (P-potential of crack development before detection). This depends on the detection technique used. From this size the propagation of the crack can be followed until it reaches the critical size where a rail break can be expected (F – failure due to breakage). The time or traffic load (expressed in million gross tons) between crack detection and rail break can be used to define the P-F interval (figure 6).

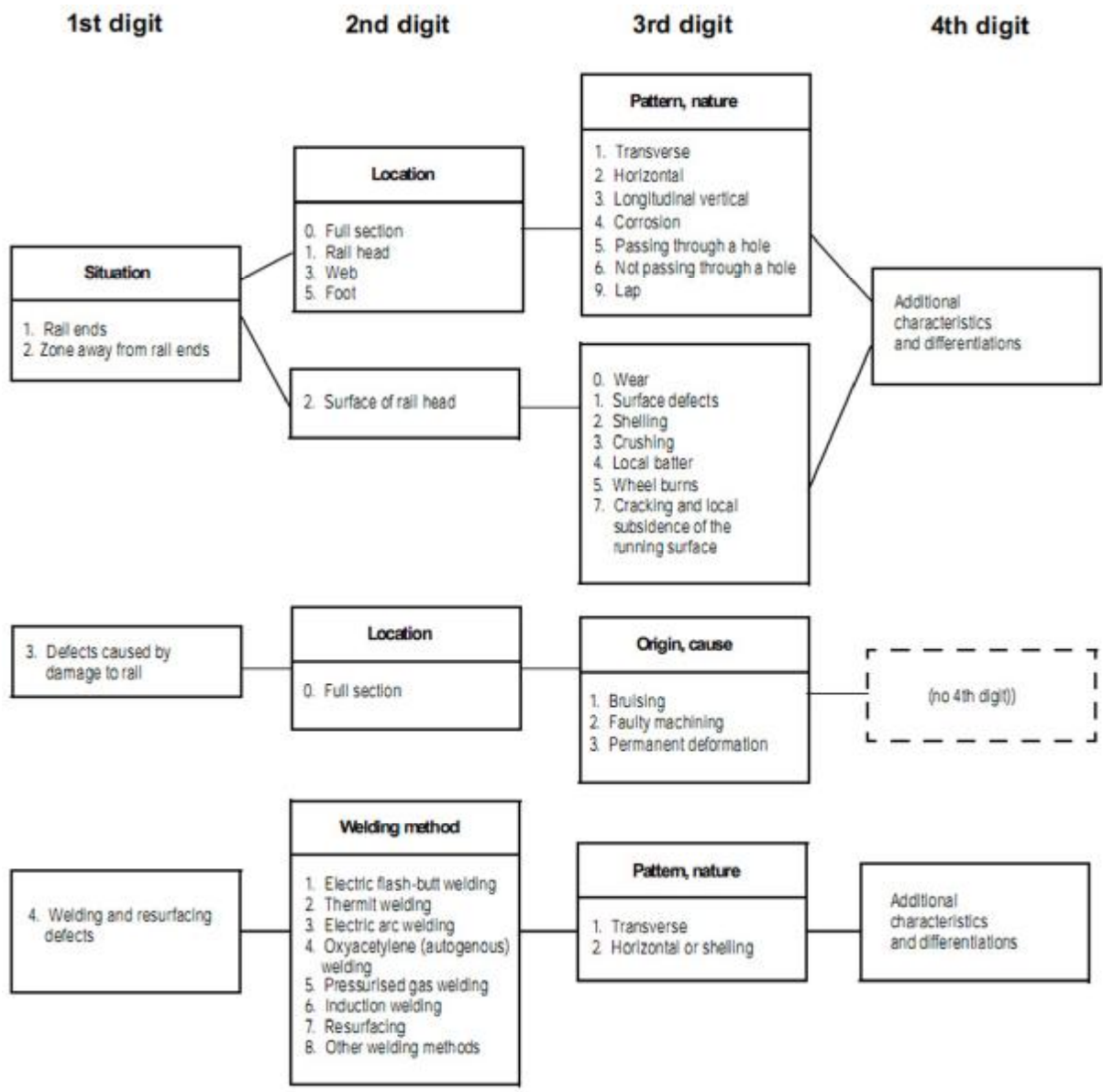
For all type of defects, crack growth rates can vary considerably. However simple crack growth models can be produced for transversal defects in the rail head area [5].

This paper presents and analyzes the occurrence of characteristic rail defects due to rolling contact fatigue, known as: head checking and squat. Belgrospi type of the defect is briefly presented. It is characteristic for high speeds. Terms head checking, squat and belgrospi are officially used in all of the languages of the world in scientific and technical literature without translation.

The defects mentioned above are not included in the Instruction 339 on unique criteria for track conditions control on the Serbian Railways network, which is still officially in use in Serbian Railways [11]. For now, there is no technical literature in Serbian that includes this field.

The Handbook of rail defects (UIC CODE 712 - Rail Defects) includes head checking and squat type of defects, according to the UIC issue from 2002 [3]. Rail defect coding system is shown on figure 7. Table 1 shows the principle of coding defects head checking and squat.

Synchronizing Instruction 339 with UIC Code 712 would ensure a unique procedure for determination, registration and classification of rail defects and creation of statistical parameters on rail defects within a unique European database, whose objective is exchange of experience and development of unique methodologies of infrastructure maintenance managing, on the European level and further.



Slika 7. Princip kodiranja šinskih defekata [3]  
Figure 7. Rail defect coding system [3]

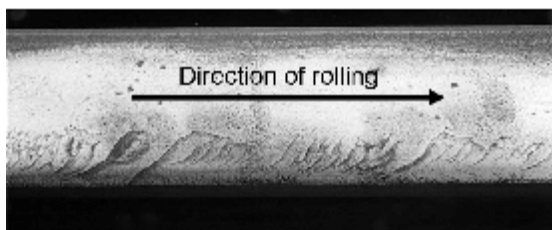
Tabela 1. Kodiranje defekata head checking i squat  
Table 2. Classification and numbering of rail defects head checking and squat

1st digit	2nd digit	3rd digit	4th digit	Rail defect type and code
2 (defect away from rail ends)	2 (head)	2 (fissuring)	3 (scaling at the gauge corner)	Head checking 2223
		7 (cracking and local depression of the running surface)	-	Squat 227

## 2.1 Defekt tipa head checking

Ovaj defekt se javlja na spoljašnjoj šini u krivinama radijusa do 3000 m. Ipak, defekt se najčešće javlja pri radijusima krivina do 1500 m. Defekt se javlja na prelazu iz kotrljajuće površi na glavi šine (površina po kojoj se kotrlja točak šinskog vozila) u unutrašnju bočnu stranu glave. Defekt se uočava isključivo u kolosecima sa definisanim smerom vožnje (npr. dvokolosečna pruga) i sa velikim kvazi-statičkim opterećenjem po točku vozila (slika 8). Orijentacija prslina zavisi od smera vožnje.

Defekt šina usled zamora materijala u šinama ugrađenim u koloseke jednokolosečne pruge manifestuje se na sasvim drugačiji način [2]. Usled promenljivog smera vožnje zamor materijala se manifestuje kao bočno tečenje čelika glave šine (slika 9).



Slika 8. Izraziti primer oštećenja tipa head checking  
Figure 8. Characteristic example of head checking rail defect

Head checking na šinama dvokolosečne pruge uočava se u vidu finih, kratkih, kosih, površinskih prslina na manje-više pravilnom rastojanju, koje najčešće iznosi 1-7 mm (ali i do nekoliko centimetara u zavisnosti od kvaliteta šinskog čelika). Pojava površinskih prslina ukazuje da ispod površine već postoje prsline, koje se prostiru do određene dubine i određenom smeru unutar glave šine.

Ukoliko se defekt ne otkloni na vreme, on napreduje dovodeći do odvajanja manjih ili većih delova šinskog čelika (slika 10). Razvijanjem prslina na dole, u krajnjem ishodu često dolazi do loma šine (slika 11).



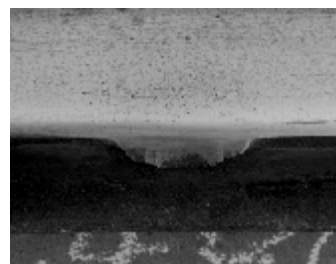
Slika 10. Head checking defekt sa odvajanjem čelika na zaobljenoj ivici glave šine  
Figure 10. Head checking with the scaling (spalling)

Mogućnost napredovanja prslina do luskanja (slika 10) i loma šine (slika 11), ukoliko se ne primeni odgovarajuća strategija brušenja (u pravom trenutku i do najmanje neophodne dubine), višestruko povećava

## 2.1 Head checking

This defect occurs on the outer rail in the curves of radius up to 3000 m. However, the defect most frequently occurs in the curves of the radius of up to 1500 m. The defect occurs on gauge corner. Defect is distinguished exclusively on tracks with defined motion direction (for example, double track line) and with great quasi-static wheel load (figure 8). Fissure orientation depends on the direction of rolling.

Rail defect due to rolling contact fatigue on rails of the single track line manifests in an entirely different way [2]. Due to alterable direction of rolling, rolling contact fatigue manifests as lateral flow of the rail head steel (figure 9).



Slika 9. Bočno tečenje usled zamora materijala u glavi šine na jednokolosečnoj pruzi  
Figure 9. Lateral flow of steel caused by rolling contact fatigue on the single track line

Head checking on the double track line shows as fine, short, raked, surface fissures at more or less regular distance, which is usually 1-7 mm (but up to a few centimetres, depending on the rail steel quality). Surface fissures point to existence of fissures already below the surface, extending until certain depth and in certain direction inside the rail head.

If the defect is not removed in time, it advances leading to detachment of pieces of rail (figure 10). Fissure advancing downwards often results in the breaking of rail (figure 11).



Slika 11. Lom šine usled razvoja head checking defekta  
Figure 11. Rail break caused by the head checking

Unless adequate grinding strategy is applied (in the right moment and to the minimum depth necessary), the possibility of fissure advancement to the point of flaking (figure 10) and rail breakage (figure 11) increases many-



troškove održavanja gornjeg stroja (prerana zamena šine, progresivno propadanje geometrije koloseka), narušava pouzdanost i bezbednost železničkog saobraćaja. Zbog toga se u Evropi intenzivno sprovode teorijska istraživanja, laboratorijska merenja i merenja u koloseku. Praktična iskustva se sumiraju na osnovu statističke obrade podataka iz jedinstvenog prijavnog formulara za zamenu šine sa lomom, prslinom ili oštećenjem prema UIC CODE 712 (Prilog A).

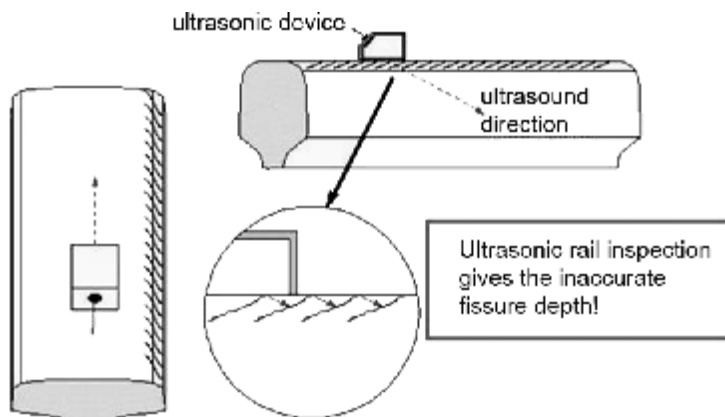
Nepoznavanje brzine razvoja prsline i nepouzdanost merenja dubine prsline uobičajenim postupkom ultrazvučnog ispitivanja (slika 12) [6] su problemi koji se u praktičnim uslovima rešavaju periodičnim ciklusima brušenja šine u skladu sa iskustvima svake železničke uprave. Za sada se pažnja usmerava na kritična područja (npr. spoljna šina u krivini i sl.), koja su iskustveno prepoznatljiva po mogućim koncentracijama naprežanja i u njima na kritična mesta (npr. prelaz kotrljajuće površine na glavi šine u unutrašnju bočnu stranu glave šine) gde se prema iskustvu mogu očekivati prsline usled zamora.

Interesantno je zapaziti da UIC CODE 712 kao meru za detekciju head checking defekta preporučuje ispitivanje ultra zvukom. UIC CODE 725 ispravlja ovaj previd i ukazuje da primenom ultra zvukom defekt može ostati neotkriven. Zato se preporučuje ručna kontrola, optički sistem i ispitivanje pomoću struje.

fold superstructure maintenance costs (early rail replacement, progressive deterioration of the track geometry) and violates reliability and safety of the railway traffic. Therefore theoretical research, laboratory measurement and track measurement are intensively being conducted in Europe. Practical experience is summed based on the statistical data processing from withdrawal form for broken, cracked or damaged rail according to UIC CODE 712 (Appendix A).

In practical conditions, periodical cycles of rail grinding according to experience of every railway management solves the problems of not knowing the speed of the fissure development and unreliable fissure depth measurement with the usual ultrasonic inspection procedure (figure 12) [6]. For now, the attention is focused on critical areas (for example outer rail in the curve and similar), which are empirically recognizable by eventual stress concentration, and critical places inside critical areas (for example, gauge corner) where according to experience fissures due to fatigue could be expected.

It is interesting to note that UIC CODE 712 recommends ultrasonic inspection as a measure for head checking defect detection. UIC CODE 725 corrects this oversight and shows that the defect can remain undetected with ultrasound application. Therefore, manual, optical system or eddy current inspection is recommended.



Slika 12. Nemogućnost primene ultrazvučnog ispitivanja za utvrđivanje dubine prsline head checking defekta [6]  
Figure 12. Unreliable head checking fissures depth measurement with the usual ultrasonic inspection procedure [6]

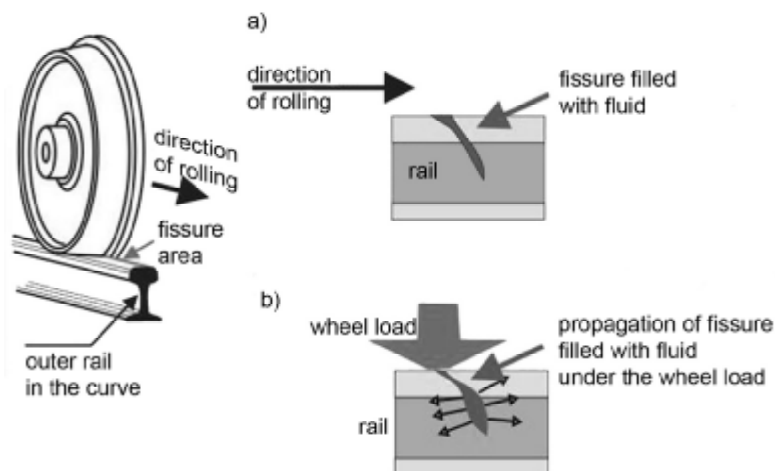
Jedna od uobičajenih preventivnih mera održavanja, koja se sprovodi na železničkim prugama je podmazivanje kako bi se smanjilo bočno habanje glave spoljašnje šine i habanje venca točka. Nažalost, ova mera pospešuje razvoj head checking defekta šine [1]. Usled prodiranja sredstva za podmazivanje u prsline (zajedno sa nečistoćama i atmosferskom vodom) i pritiska na zidove prsline pod točkom dolazi do bržeg napredovanja i širenja prsline (slika 13).

Brzina rasta defekta head checking ne može da se modeluje zbog problema detekcije u početnoj fazi.

One of the usual preventive maintenance measures used on railways is lubrication in order to decrease lateral rail wear of the outer rail and wheel flange wear. Unfortunately, this measure stimulates head checking rail defect [1]. Lubricant penetrating inside fissures (together with impurities and atmospheric water) and the pressure from the wheel on fissure walls lead to faster advancement and dilatation of fissure (figure 13).

The head checking defect speed growth cannot be modelled due to detection problems in the initial phase.

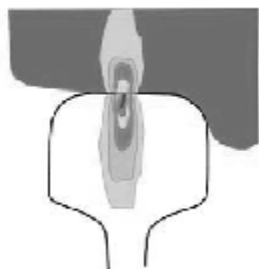
### Fissure propagation due to fluid entrapment and pressurization



Slika 13. Širenje prsline usled prodiranja sredstva za podmazivanje u prslinu  
Figure 13. Fissure propagation due to lubricant penetration

## 2.2 Defekt tipa squat

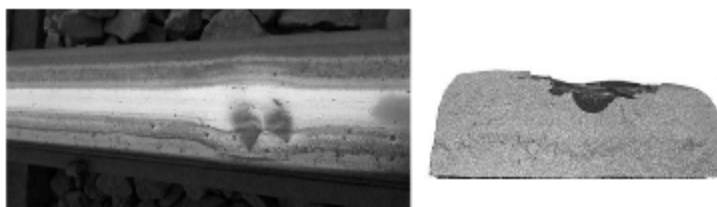
Defekt nastaje na šinama koloseka u pravcu, ili u krivinama radijusa  $R \geq 3000$  m usled delovanja dinamičkog opterećenja od saobraćaja (slika 14), u zonama izrazitog kočenja i ubrzavanja vozila. Uočava se na kotrljajućoj površini kao proširenje i lokalno ulegnuće dodirne površine točak-šina i praćeno je tamnim mrljama (slika 15) i lučnim prslinama ili prslinama u obliku latiničnog slova "v". Zato se pored naziva squat u nemačkoj literaturi koristi i naziv "Schwarzer Fleck" (u prevodu: "crna mrlja"), jer se vizuelno uočava kao crna mrlja na sjajnoj ugllačanoj kotrljajućoj površini na glavi šine.



Slika 14. Krična zona za pojavu defekta tipa squat [5]  
Figure 14. Squat emergence zone [5]

## 2.2 Squat

Squats are a rolling contact fatigue phenomenon which occur mainly on straight lines and curves of radius  $R \geq 3000$  m with high shear stresses (figure 14), especially zones where accelerations and braking occurs. This defect is visible on the running surface of the rail head as a widening and a localised depression of the rail/wheel contact band, accompanied by a dark spot containing cracks (figure 15) with a circular arc or V shape. The term "Schwarzer Fleck" ("black stain") is also used in German literature because it is visually distinguished as a black stain on the glossy polished running surface.



Slika 15. Oštećenje tipa squat (izgled i poprečni presek)  
Figure 15. A typical severe squat (view and cross section)

Tokom vremena prsline se širi ka unutrašnjoj strani glave šine. Napredovanje prsline se najpre ostvaruje pod malim uglom prema kotrljajućoj površini. Nakon što prsline dostigne dubinu 3 do 5 mm, povija se u poprečnom pravcu na dole i može da prouzrokuje lom (slika 16).

Ponekad se ovaj defekat javlja u kombinaciji sa naboranošću gornje površine glave šine, ili nastaje usled utiskivanja stranih tela u gornju površinu glave šine.

Ukoliko se defekt uoči u početnom stadijumu, može se ukloniti brušenjem i na taj način odložiti zamena šine.

With time, the crack is expanding towards inner side of the rail head. The cracks propagate inside the head, at first at a shallow angle to the surface. Then, when they reach 3 to 5 mm depth, they propagate downward transversely, producing the fracture of the rail (figure 16).

Sometimes this defect appears combined with corrugation on the running surface, or it originates due to embedment of foreign bodies in the upper surface of the rail head.

If the defect is noticed in the initial stadium, grinding can remove it and thus the rail replacement can be

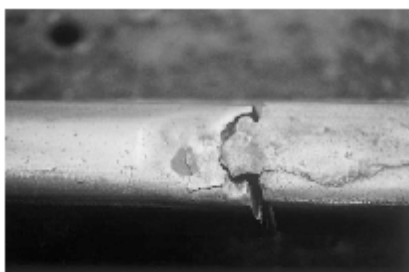
Samo u pojedinim slučajevima ovaj defekt se može sanirati navarivanjem. Ipak, najčešće se problem rešava zamenom šine.

### 2.3 Defekt tipa belgrospi

Ovaj defekt se javlja isključivo na prugama za velike brzine, kao efekat zamora šinskog čelika. Defekt je dobio ime prema prezimenima trojice ljudi, koji su prvi uočili ovaj fenomen na prugama za velike brzine u Nemačkoj: Belz (Belc), Grosmann (Grosman) i Spiegel (Špigel).

Defekt se javlja na naboranoj šinskoj glavi u vidu prslina akumuliranih na vršnim delovima naborane površi glave šine. Defekt se može opisati i kao mešavina nepravilno raspoređenih head checking defekata i minijaturnih defekata tipa squat (slika 17).

S obzirom na to da naboranost šine dubine 0.03 mm značajno povećava dinamičke sile koje deluju na šinu, upravo ova vrednost se propisuje kao granična za preduzimanje brušenja šine na prugama za velike brzine.



Slika 16. Lom šine usled oštećenja tipa squat  
Figure 16. Example of breakage under a squat

Belgrospi defekt se može često uočiti na električno zavarenim spojevima i aluminotermijskim varovima kao i u području naboranosti glave šine.

Lokacija ovih defekata je proizvoljna i mogu da se pojave sukcesivno. U tom slučaju postoji rizik od višestrukog loma uz ispadanje većeg komada šine. UIC CODE 712 ne obuhvata ovaj defekt.

### 3 STRATEGIJE BRUŠENJA ZA OTKLANJANJE DEFEKATA USLED ZAMORA ŠINSKOG ČELIKA

Nega šine (eng. "rail-care", nem. "Schienenpflege") danas predstavlja rutinsku meru održavanja gornjeg stroja železničkih pruga u većini zemalja EU i ostatka sveta sa razvijenom železnicom (Japan, Rusija itd.), gde su prednosti ovakvog pristupa održavanju višestruko ekonomski dokazane kroz dugogodišnju praktičnu primenu i praćenje iskustava.

U svetu brušenje šina predstavlja rutinski deo nege šina i zasnovano je na ekonomskim principima. U početku se brušenje šina primenjivalo samo sporadično, za otklanjanje naboranosti površi glave. Vremenom reparacija šine brušenjem postaje redovna aktivnost održavanja gornjeg stroja sa posebnim akcentom na preventivnom delovanju.

Pravovremenim brušenjem uočenih površinskih prslina sprečava se njihov dalji razvoj. Treba naglasiti da

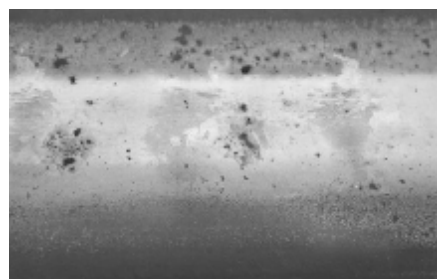
deferred. Only in some cases welding can repair this defect. Rail replacement most frequently solves the problem, though.

### 2.3 Belgrospi

This defect occurs only on high speed lines due to rolling contact fatigue. The defect was named after surnames of three persons who first noticed this phenomenon on high speed lines in Germany: Belz, Grosmann and Spiegel.

The defect occurs on the rail-head corrugation in the form of cracks accumulated on the ridges of the corrugation surface. Defect could also be described as a composition of unevenly distributed head checking defects and miniature squat defects (figure 17).

Since corrugation of 0.03 mm significantly increases dynamic forces affecting the rail, this value is set as a border value for rail grinding on high speed lines.



Slika 17. Defekt tipa belgrospi  
Figure 17. Belgrospi

Belgrospi defekt can often be observed on electrically welded rail joints and aluminothermic welds as well as in the rail-head corrugation areas.

Location of these defects is random and they can occur successively. In that case there is a risk of multiple breaking with bigger pieces of rail going off.

UIC CODE 712 does not include this defect.

### 3. RINDING STRATEGIES FOR REMOVAL OF RAIL DEFECTS DUE TO ROLLING CONTACT FATIGUE

Today, rail-care is part of railway superstructure routine maintenance in most of the countries of the EU and the rest of the world with developed railway infrastructure (Japan, Russia etc.), where advantages of this maintenance approach are economically proved many times through long-term practical application and following experience.

Rail grinding is a routine part of rail-care worldwide and it's based on economical principles. In the beginning, grinding was only sporadically used, for running surface corrugation removal. With time, rail repair by grinding became a regular superstructure maintenance activity, with special emphasis on acting preventively.

Timely grinding of distinguished surface cracks prevents their further development. It is necessary to

efekat brušenja nije trajan. Nakon izvesnog vremena, ponovo dolazi do pojave prslina usled zamora materijala.

Strategija brušenja obuhvata primenu tehnike brušenja radi uklanjanja šinskog čelika izloženog zamoru materijala, u granicama proizvodnih tolerancija za odgovarajući poprečni profil šine.

Cilj primene strategije je produženje veka trajanja šine u koloseku, smanjenje ukupnih troškova održavanja koloseka i vozila, kontrola nivoa buke i vibracija od železničkog saobraćaja.

Strategija brušenja obuhvata preventivne, korektivne i ciklične aktivnosti.

Preventivne aktivnosti se preduzimaju pre nego se uoče defekti u zonama gde je njihova pojava iskustveno očekivana. Pored toga pod preventivnim aktivnostima podrazumevamo intervencije za koje se iskustveno zna da će njihova primena zadržati rast defekta u periodu između dve intervencije ispod usvojenog praga tolerancije.

Preventivno brušenje se preduzima nakon polaganja novih šina u kolosek pre prijema radova. Ukoliko se radi o zameni šine u postojećem koloseku, nove šine se mogu brusiti odmah ili par nedelja nakon ugradnje. Brušenjem glave šine uklanja se sloj debljine 0.3 mm.

Nemoguće je postići da se brušenjem novih šina nakon polaganja u kolosek u potpunosti isključi pojava oštećenja na gornjoj površini šine tokom eksploatacije.

Brušenje naboranosti glave šine i pojava nastalih usled zamora šinskog čelika spada u korektivne aktivnosti. Ove aktivnosti se planiraju i sprovode kada se prekoraci propisani prag tolerancije za odgovarajući defekt.

Cikličnim aktivnostima uklanja se sloj male debljine (0.1 do 0.2 mm) sa cele površi glave, odnosno do 0.6 mm u zonama oštećenja. Korekcije poprečnog profila šine rade se u uskim granicama tolerancije  $\pm 0.3$  mm.

Defekti nastali usled zamora materijala su fenomen koji se uporno ponavlja tokom eksploatacije šine. Zbog toga nega šine u ovom slučaju podrazumeva sprovođenje cikličnih aktivnosti tokom celokupnog veka trajanja šine. Ciklično se uklanja materijal u oštećenim zonama uz očuvanje poprečnog profila šine u uskim granicama tolerancije.

U zavisnosti od dubine oštećenja šine uklanja se materijal sa površine glave sa ciljem da se omogući kotrljanje točka po neoštećenoj površini čelika. Uklanjanjem materijala postupkom brušenja mora se održati poprečni profil šine kako bi se naponi u dodiru točka i šine održali u dozvoljenim granicama i osigurao stabilan tok vožnje.

Iskustvo je pokazalo da nakon polaganja novog koloseka interakcija točka i šine najčešće nije optimalna. Prosto superponiranje dozvoljenih tolerancija (profil šine, šinsko pričvršćenje itd.) može dovesti do poremećaja intaraksije.

Sve češća primena šine sa tvrdom glavom, koja ima veoma malo habanje, ima za posledicu duže prilagođavanje geometriji točka [4]. Zbog toga je brušenje novih šina u koloseku postalo standardna praksa na savremenim železnicama Evrope i sveta. Cilj je da se već na početku eksploatacije osiguraju optimalni uslovi i uklone uobičajene sitne neregularnosti nastale polaganjem koloseka (fine neravnine na zavarenim spojevima, oštećenja usled utiskivanja tucanika i sl.).

Poslednjih godina u Evropi se primenjuju specijalni modifikovani poprečni profili šina, tzv. "anti head

emphasize that the grinding effect is not permanent. After some time, cracks due to fatigue reoccur.

Grinding strategy applies grinding technique for removing rail steel exposed to fatigue, within limits of production tolerance for the corresponding rail profile.

The strategy objective is rail life extension, reduction of total track and vehicle maintenance expenses, and railway traffic vibration and noise level control.

Preventive, corrective and cyclic activities make the grinding strategy.

Preventive activities are undertaken before the defects are noted in the zones where their occurrence is empirically expected. Preventive maintenance also assumes interventions empirically known to hold the defect growth in a period between two interventions below the adopted tolerance threshold.

Preventive grinding is applied after laying new rails on the track before acceptance of works. If the rail has to be replaced on the existing track, new rails can be grinded right away or a few weeks after the assembly. Rail-head grinding removes a 0.3 mm thick layer.

It is impossible to completely exclude damage on the upper rail surface by grinding the new rails after they are laid on the track.

Rail head corrugation grinding and phenomena due to rolling contact fatigue are corrective activities. These activities are planned and applied when the established tolerance threshold for the corresponding defect is exceeded.

Cyclical activities remove a thin layer (0.1 to 0.2 mm) from the entire head surface, i.e. up to 0.6 mm in the damage zones. Rail cross profile corrections are performed within the narrow tolerance limits,  $\pm 0.3$  mm.

Defects due to rolling contact fatigue is a phenomenon that persistently reoccurs during the rail exploitation. Therefore, in this case rail care assumes applying cyclic activities throughout entire rail life span. The material is cyclically removed in the damaged areas while maintaining rail cross profile within narrow tolerance limits.

Depending on the depth of the rail damage, the material from the head surface is removed in order to enable wheel rolling on the undamaged steel surface. Rail cross profile must be maintained after removing material by grinding in order to maintain the stress in the wheel/rail contact point within tolerable limits and ensure vehicle ride quality.

The experience shows that after laying the new track, most frequently wheel/rail interaction is not optimal. Mere superposition of allowed tolerances (rail profile, fastening system, etc.) can lead to interaction perturbation.

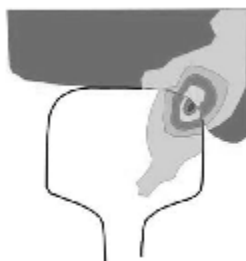
A consequence of frequent application of the hard head rail with very little wear is longer adaptation to the wheel geometry [4]. That is why grinding of new rails has become a standard practice on modern railways throughout Europe and around the world. The objective is to ensure optimal conditions and remove the usual small irregularities due to track laying (fine roughness on welded rail joints, damage due to impressing railway ballast grains and similar) already on the beginning of the exploitation.

In the past few years special modified rail cross profile, so called "anti head checking profile", has been applied in Europe. So far there is no unique anti head

checking profil". Za sada ne postoji jedinstveni anti headchecking profili šine, već svaka železnička uprava za svoje potrebe i u skladu sa sopstvenim iskustvom razvija profil šine reprofilisanjem standardnih profila proizvedenih u skladu sa EN 13674-1: 2003: Railway applications - Track - Rail - Vignole railway rails 46 kg/m and above. Reprofilisanje šine se vrši brušenjem uz veoma stroge tolerancije, s obzirom na izrazitu osetljivost geometrije u dodiru točka i šine. Brušenjem zone u kojoj se tokom eksploatacije usled zamora šinskog čelika očekuje pojava kosih kratkih prslina na prelazu kotrljajuće u unutrašnju bočnu stranu glave šine (head checking defekt) produžava se vek trajanja šine u koloseku i povećava bezbednost saobraćaja.

Na prugama za težak železnički saobraćaj već dugo vremena se uspešno primenjuje postupak brušenja vozne ivice na glavi šine u kritičnoj zoni za pojavu defekta usled zamora materijala (slika 18).

Pojedine železničke uprave u Evropi razvile su u poslednje vreme specijalne profile šine koji uklanjaju šinskog čelika brušenjem iz kritične zone ostvaruju slobodan prostor između venca točka i vozne ivice šine. Geometrija profila se razlikuje u skladu sa lokalnim specifičnostima svake železnice (slika 19) [9].



Slika 18. Kritična zona za pojavu defekta tipa head checking [5]  
Figure 18. Head checking emergence zone [5]

U Francuskoj se koriste dva tipa profila za redukciju zamora šinskog čelika: AHCP (Anti-Headcheck-Preventif) i AHCC (Anti-Headcheck-Correctif).

AHCP profil se koristi kao ciljni profil pri brušenju novih šina koje se nalaze u zonama očekivane pojave head checking defekata. Pored toga ovaj profil se koristi i u slučaju kada se još uvek vizuelno ne uočavaju posledice zamora šinskog čelika na glavi spoljne šine koloseka u krivini.

AHCC profil se koristi u slučaju kada se na šinama već uočava zamor materijala u početnoj fazi. Profil se odlikuje značajnijim slojem koji se uklanja brušenjem vozne ivice (npr. 1 mm umesto 0.3 mm u odnosu na profil 60E1 pri poprečnom nagibu šine 1:20).

Švedska, Holandija, Austrija i Nemačka razvile su, takođe, anti head check profile prema lokalnim uslovima i iskustvima.

#### 4 ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

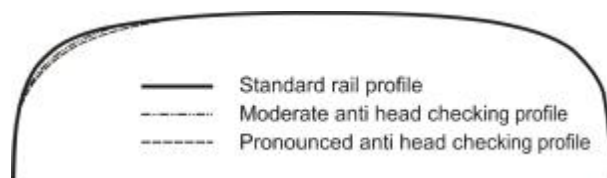
Defekti šine usled zamora pod točkom vozila predstavljaju ozbiljnu opasnost za železnički saobraćaj širom sveta.

Upravljanje šinskim defektima zasniva se na planskoj kontroli šina u koloseku. Prema ustaljenoj praksi inspekcija šina se obavlja po unapred utvrđenom planu. Ova-

checking rail profile, but for their own needs and according to their own experience, every railway management develops a rail profile by re-profiling standard rail profiles manufactured according to EN 13674-1: 2003: Railway applications - Track - Rail - Vignole railway rails 46 kg/m and above. Rail re-profiling is performed by grinding within very strict tolerances, since geometry is very sensitive in the wheel/rail contact. Grinding the area where short raked fissures on gauge corner due to rolling contact fatigue are expected during exploitation (head checking defect), extends rail life and increases traffic safety.

For a long time already, the grinding procedure of the running surface of the rail in the critical area for occurrence of defects due to rolling contact fatigue is successfully applied on the railways with heavy traffic (figure 18).

Some railway managements in Europe have recently developed special rail profiles where removing rail steel from the critical zone by grinding creates free space between the wheel flange and the running surface of the rail. Profile geometry differs according to the local specifics of every railway (figure 19) [9].



Slika 19. Opšti princip anti head checking profila  
Figure 19. General principle of anti head checking profile

Two profile types for rolling contact fatigue reduction are used in France: AHCP (Anti-Headcheck-Preventif) and AHCC (Anti-Headcheck-Correctif).

AHCP profile is used as a target profile while grinding new rails in the areas of the expected occurrence of head checking defects. Moreover, this profile is also used when consequences of rolling contact fatigue are still not visible on the outer rail head in the curve.

AHCC profile is used when fatigue in the initial phase is already discernable on the rails. The profile is characterized by a significant layer which is removed by grinding the running surface (for example, 1 mm instead of 0.3 mm in for the profile 60E1 at the rail cant of 1:20).

Sweden, Holland, Austria and Germany have also developed anti head checking profiles according to the local conditions and experience.

#### 4 FINAL CONSIDERATIONS

Rail defects due to rolling contact fatigue are a serious danger for railway traffic worldwide.

Defect management is based on the definition of rail test schedule. Traditionally, rail testing has been performed at fixed time intervals. However, this method does not always result in the optimum system in respect

kav pristup nije optimalno rešenje ni u pogledu troškova, ni u pogledu sigurnosti. Nažalost, upravo ovakav koncept primenjuju Železnice Srbije prema postojećoj tehničkoj regulativi.

Pored toga, postojeća tehnička regulativa je zastarela i ne odgovara zahtevima bezbednosti savremenih konvencionalnih pruga za mešoviti saobraćaj. Postojećom tehničkom regulativom nisu obuhvaćeni defekti prikazani u ovom radu (defekt belgrospi nije od interesa za konvencionalne pruge).

U radu je ukazano da optimalna periodičnost inspekcije šina zavisi od lokalnih uslova: konstrukcija gornjeg stroja, brzina, osovinskog i saobraćajnog oprećenja. To znači da se ne mogu nekritički prihvatiti tuđe strategije održavanja.

Za određivanje optimalne periodičnosti mogu se koristiti različiti matematički modeli zasnovani na teoriji rizika ili analizi troškovi/dobit.

Za razvoj modela zasnovanih na definisanom nivou prihvatljivog rizika upravljač infrastrukture mora da obezbedi sledeće podatke:

- broj šinskih lomova u vremenskom intervalu (npr. u toku jedne godine),
- šinske defekte u vremenskom intervalu,
- profil šine, kvalitet čelika i datum proizvodnje,
- maksimalno dozvoljenu veličinu defekta,
- bezbedno vreme između pojave i kritične veličine defekta,
- pouzdanost detekcije,
- podaci o saobraćaju.

Upravljač infrastrukture mora da definiše prihvatljiv nivo rizika iskazan kroz broj dozvoljenih lomova šine po jedinici dužine u određenom vremenskom intervalu.

Za razvoj modela zasnovanih na analizi troškovi/dobit upravljač infrastrukture treba da obezbedi sledeće podatke:

- troškovi za ispitivanja šine,
- troškovi za saniranje loma šine,
- troškovi prekida saobraćaja zbog loma šine,
- troškovi korektivnog održavanja defekata nastalih pod saobraćajem,
- troškovi iskliznuća vozila zbog loma šine,
- verovatnoća nastupanja iskliznuća vozila zbog loma šine.

Metod ispitivanja šine mora da odgovara tipu defekta. Ultrazvučna ispitivanja (preporučena kao univerzalna prema [11] i odgovarajuća prema [3]) ne mogu obuhvatiti sve defekte i izrazito zavise od spoljne temperature. Pored ultrazvučnog ispitivanja treba koristiti vizuelnu i druge vrste inspekcije prema [5].

U radu je ukazano da upotreba šine sa tvrdom glavom u krivini i podmazivanje radi smanjenja bočnog habanja, može da dovede do progresivnog razvoja head checking defekta.

Sprovođenje preventivnog, korektivnog i cikličnog brušenja preporučuje se kao mera za produženje veka trajanja šine u koloseku, smanjenje ukupnih troškova održavanja koloseka i vozila, kontrolu nivoa buke i vibracija od železničkog saobraćaja prema evropskim standardima.

Za sprovođenje zaključaka ovog rada neophodna je hitna harmonizacija propisa iz oblasti održavanja železnica sa evropskom regulativom, uz poštovanje lokalnih specifičnosti i ograničenja.

of cost and safety. Unfortunately, Serbian Railways are applying precisely this kind of concept according to technical regulations.

Moreover, the existing technical regulations are outdated and don't correspond to the safety requirements of the modern mixed traffic conventional lines. Defects illustrated in this paper are not included in the technical regulations (belgrospi defect is not of interest for conventional lines).

This paper emphasizes that the optimum test interval is based on the local conditions: superstructure construction, vehicle speed, axle load and traffic load. Foreign strategies cannot be uncritically accepted.

Different models can be used to find the optimum test interval. Some models are based on a defined risk level. Other models use cost/benefit analyses.

Defect management models based on a defined risk level require certain input parameters:

- historical rail breaks per time unit (e.g. breaks per year),
- historical in service rail defects per time unit,
- profile, steel and age of rail,
- maximum allowed defect size,
- safe time between detectable and critical defect size,
- detection reliability,
- traffic data.

The infrastructure manager must define the acceptable risk level in terms of number of rail breaks per track length unit over a given period.

In case of a cost/benefit model, the infrastructure manager must define the following parameters:

- rail testing costs,
- costs for repairing rail breaks,
- costs for traffic interruptions caused by rail breaks,
- cost for repairing in service rail defects,
- costs related to a derailment caused by rail break,
- probability of having a derailment caused by a rail break.

Rail inspection method must correspond to the type of the defect. Ultrasonic inspection (recommended as universal according to [11] and adequate according to [3]) cannot include all the defects and they very much depend on the outer temperature. Apart from ultrasonic inspection, visual and other types of inspection should be used according to [5].

This paper indicates that the use of hard head rail in the curve and lubrication in order to decrease lateral wear, can lead to a progressive development of the head checking defect.

Preventive, corrective and cyclic grinding is recommended as a measure to prolong rail life, decrease total track and vehicle maintenance expenses, control railway traffic vibration and noise levels, according to European standards.

An urgent harmonization of railway maintenance regulations with European regulations is necessary for pursuing the conclusions of this paper, while respecting local specifics and limitations.

## ZAHVALNICA

Ovaj rad je rezultat istraživanja u okviru Tehnološkog projekta 36012 „Istraživanje tehničko-tehnološke, kadrovske i organizacione osposobljenosti Železnica Srbije sa aspekta sadašnjih i budućih zahteva Evropske Unije“ finansiranog od strane Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije.

## 5 LITERATURA REFERENCES

- [1] Dollevoet, R.P.B.J.: Design of an Anti Head checking profile based on stress relief, PhD Thesis, University of Twente, 2010
- [2] Grohmann, H.D.: "Beschädigungsarten an der Schiene - verursacht durch den Betrieb", Internationales Symposium Schienenfehler, Brandenburg, 2000, S. 27-38
- [3] International Union of Railways: "UIC Code 712 Rail Defects", 2002
- [4] International Union of Railways: "UIC Code 721 Recommendation for the use of rail steel grades", 2005
- [5] International Union of Railways: "UIC Code 725 Treatment of rail defects", 2007
- [6] Krull, R., Hintze, H., Thomas, H.: "Moderne Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im Oberbau", Internationales Symposium Schienenfehler, Brandenburg, 2000, S. 39-54

## REZIME

### ŠINSKI DEFEKTI USLED ZAMORA MATERIJALA

Zdenka POPOVIĆ  
Leposava PUZAVAC  
Luka LAZAREVIĆ

Sa porastom brzina, osovinskog i saobraćajnog opterećenja na savremenim železničkim prugama raste dinamičko opterećenje. Zbog velikih kontaktnih napona u dodiru točka i šine, pojava defekata šine usled zamora materijala postaje sve izraženija. Brušenjem šina uklanja se materijal u očekivanoj, ili uočenoj zoni zamora čelika i vrši reprofilisiranje geometrije poprečnog preseka šine. Oblik geometrije reprofilisane šine nije jedinstven, već izrazito zavisi od strategije održavanja. Ipak, cilj svih strategija brušenja je jedinstven. To je namera da se odloži i uspori ponovna pojava defekta šine u koloseku. Ovakva strategija održavanja zahteva ponavljanje aktivnosti brušenja, koje spadaju u "negu šine". Na Železnici Srbije još uvek ne postoji razvijena strategija održavanja gornjeg stroja železničkih pruga koja uključuje aktivnosti nege šine u koloseku. U ovom radu se iznose iskustva železničkih uprava u Evropi i daje pregled i analiza rezultata istraživanja iz oblasti šinskih defekata usled zamora materijala (head checking, squat, belgrospi).

**Ključne reči:** železnica, održavanje, šina, brušenje, head checking, squat, belgrospi

## ACKNOWLEDGEMENT

This work was supported by the Ministry of Science and Technological Development of Republic of Serbia through the research project No. 36012: "Research of technical-technological, staff and organisational capacity of Serbian Railways, from the viewpoint of current and future European Union requirements".

- [7] Lichtberger, B.: Handbuch Gleis, Eurailpress Tetzlaff-Hestra, Hamburg, 2005
- [8] Popović, Z: Konstrukcije koloseka na čvrstoj podlozi, Građevinski fakultet, Akademska misao, Beograd, 2010.
- [9] Schöch, W.: "Entwicklung von Schleifstrategien gegen Rollkontaktermüdung - Ein internationaler Überblick", ZEVrail Glasers Annalen 132, 2008, S. 2-10
- [10] UIC/WEA Joint research project on Rail Defect Management: Analytical Modelling of Rail Defects and Its Applications to Rail Defect Management, U.S. Department of Transportation, Research and Special Programs Administration, Volpe National Transportation Systems Center, Cambridge, Massachusetts, 2003
- [11] Zajednica Jugoslovenskih železnica, Uputstvo (339) o jedinstvenim kriterijumima za kontrolu stanja pruga na mreži JŽ, Beograd, 2002.

## SUMMARY

### RAIL DEFECTS DUE TO ROLLING CONTACT FATIGUE

Zdenka POPOVIĆ  
Leposava PUZAVAC  
Luka LAZAREVIĆ

Dynamic load on modern railways is increasing with speed, traffic and axle load. Defects due to rolling contact fatigue are becoming more expressed because of high wheel/rail contact stress. Rail grinding removes the material in expected or distinguished fatigue area and re-profiles rail cross section geometry. Re-profiled rail geometry is not unique; it depends heavily on the maintenance strategy. However, the objective of all rail grinding is unique: the intention to defer and delay rail defect recurrence. Such maintenance strategy requires the repetition of grinding activities, which are part of "rail-care". Serbian Railways still don't have a developed railway superstructure maintenance strategy which includes rail-care activities. This paper presents the experience of railway managements in Europe and gives an overview and analysis of research results in the area of rail defects due to rolling contact fatigue (head checking, squat, belgrospi).

**Key words:** railway, maintenance, rail, grinding, head checking, squat, belgrospi

# DIREKTNA DINAMIČKA ANALIZA ČELIČNIH RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA UKRUĆENIH SPREGOVIMA

## DIRECT DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL BRACED FRAME CONSTRUCTIONS

Mirsad TARIĆ  
Enis SADOVIĆ  
Emir MASLAK

PRETHODNO SAOPŠTENJE

UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Poslednjih desetak godina aseizmičko projektovanje napredovalo zahvaljujući permanentnom razvoju nauke. Međutim, potrebe za praktičnim i relativno grubim konceptima projektovanja rezultirale su različitim simplifikacijama i idealizacijama. Ovakve pretpostavke mogu imati u nekim slučajevima suprotne implikacije kod očekivanog seizmičkog ponašanja i racionalnosti i pouzdanosti principa projektovanja [5]. Zbog toga je neophodno principe i primenjena pravila konstantno usavršavati i ispitivati kako bi se unapredilo shvatanje seizmičkog ponašanja.

Metode predviđanja predstavljaju uvek kompromis između tačnosti i složenosti metode, prema [8]. Najpoželjniji je onaj metod koji je ujedno i najprostiji i koji omogućava dobijanje informacija dovoljne tačnosti (obično je to i najbolji metod). Ovakav pristup najviše odgovara inženjerima u praktične svrhe čija se metoda zasniva na korišćenju numeričkih aparata tj. programa u kojima je moguće modelirati konstrukciju, seizmičke uticaje i dobiti na kraju realan rezultat primenjiv u projektovanju. Pretpostavka je da objektivnu analizu odgovora čini proces modeliranja svih parametara za određivanje performansi ramovskih sistema sa posebnim naglaskom na silama i neelastičnim deformacijama u okolini veza gređa-stub i na sprečavanju prekoračenja dozvoljenog opterećenja stubova [8]. Postoji takođe još potencijalnih zahteva za posebnim naglašavanjem kao što je formiranje plastičnih mesta u gređama.

---

Doc. dr Mirsad Tarić, dipl.inž.građ., Univerzitet u Prištini, Fakultet tehničkih nauka, Kneza Miloša 7, Kosovska Mitrovica, [mirsadtarić@hotmail.com](mailto:mirsadtarić@hotmail.com)  
Enis Sadović, dipl.inž.građ., Ambijent doo, 37 Sandžačke divizije 18, 36300 Novi Pazar  
Ass. Emir Maslak, dipl.inž.građ., Univerzitet u Novom Pazaru, Departman za građevinarstvo, Vuka Karadžića bb, 36300 Novi Pazar

### 1 INTRODUCTION

Even though the aseismic design progressed thanks to the continuous development of science in recent years, the need for practical and relatively rough design concepts have resulted in a variety of simplifications and idealizations. In some cases these assumptions may have opposite implications at the expected seismic behavior and the rationality and reliability of design principles [5]. It is therefore essential to constantly improve and test the principles and applied rules in order to improve understanding of seismic behavior.

Prediction methods are always a compromise between accuracy and complexity of the method according to [8]. The preferred method is the one which is also the simplest and which allows obtaining information of sufficient accuracy (usually the best method). This approach best suits to engineers for practical purpose, whose method is based on the use of numerical devices i.e. programs where it is possible to model the structure, seismic effects and get a realistic result in the end, that is applicable in the design. Therefore, the assumption is that an objective analysis of response is made of the modeling of all the parameters for determining the performance of frame system, with special emphasis on the forces and inelastic deformations in the vicinity of beam-column connection and to prevent exceeding the allowable load pillars [8]. There is also another potential application for special emphasis such as the formation of plastic seats in the rafters.

---

Doc. dr Mirsad Tarić, dipl.inž.građ., Univerzitet u Prištini, Fakultet tehničkih nauka, Kneza Miloša 7, Kosovska Mitrovica, [mirsadtarić@hotmail.com](mailto:mirsadtarić@hotmail.com)  
Enis Sadović, dipl.inž.građ., Ambijent doo, 37 Sandžačke divizije 18, 36300 Novi Pazar  
Ass. Emir Maslak, dipl.inž.građ., Univerzitet u Novom Pazaru, Departman za građevinarstvo, Vuka Karadžića bb, 36300 Novi Pazar



Raniji standardi, koji su zastupali stav o elastičnom odgovoru konstrukcije, bili su ograničeni u smislu primene u područjima sa niskom seizmičnošću ili sa primenom na specijalnim objektima posebne važnosti. Zato se konstrukcije ne mogu projektovati prema svom disipacijskom ponašanju prema [2]. Cilj standarda je da omogući ekonomičan dizajn upošljavajući disipativno ponašanje u kojem značajne neelastične deformacije mogu biti smeštene u toku velikih seizmičkih aktivnosti [5]. U ovom slučaju neregularne ili kompleksne konstrukcije je neophodno tretirati detaljnim nelinearnim dinamičkim analizama.

Uticaj zemljotresa na konstrukciju u praksi se simulira horizontalnim seizmičkim silama čiji intenzitet zavisi od ukupne spratne mase, koeficijenta seizmičnosti, vrste tla i kategorije objekta. Ovaj pristup se naziva metoda ekvivalentnog statičkog opterećenja koja je još uvek u upotrebi i prisutna je u standardima [16], [2], a u praksi se koristi kao preliminarna metoda proračuna. Ona predstavlja linearno statičku metodu koja zbog osnovnih postulata mora davati jedan grublji prikaz seizmičkog dejstva u odnosu na stvarni. Samim tim su i sile veće i posledično veći uticaji u konstrukciji, a korišćenje takve proizvoljne raspodele sila po visini konstrukcije ne može voditi ka optimalnom iskorišćenju materijala [10]. Razlog ovome jeste i nepoznavanje stvarnih podrhtavanja tla koja se prenose na konstrukciju. Da bi se otklonili nedostaci ove metode razvijene su dinamičke linearne i nelinearne metode na osnovu kojih se konstrukcija projektuje kao seizmički otporna, ali sa kontrolisanim smanjenjem nosivosti [12] čime se dozvoljavaju kontrolisana oštećenja konstrukcije bezopasna po stabilnost sistema. U tom slučaju je konstrukciji omogućeno nelinearno ponašanje u toku dejstva zemljotresa u kojem se seizmičke sile približavaju nosivosti elemenata konstrukcije. Bitnu ulogu u analizi odgovora konstrukcije ima i njen kapacitet deformabilnosti izražen duktilnošću.

Veliki broj eksperimenata i analitičkih istraživanja sprovedeno je u cilju ispitivanja validnosti pristupa distribucije horizontalnih sila prema standardima, ali je i nelinearnoj analizi posvećen veliki broj radova [15].

Oštećenja izazvana zemljotresima Northridge u Kaliforniji (1994) i Kobe u Japanu (1995) pokazala su nedostatke trenutnih ograničenja dizajna zasnovanog na silama (force-based seismic design). Tokom ovih zemljotresa više od 150 čeličnih ramovskih konstrukcija je oštećeno iako su ispunjavali zahteve tadašnjih standarda. Posle ovakvih dešavanja postaje imperativ određivanje performansi konstrukcija pri seizmičkoj analizi [19].

Ovaj rad predstavlja uvod u dinamičku analizu ramovskih čeličnih konstrukcija sa elementima za ukrućenje, čiji je osnovna uloga u konstrukciji navlačenje seizmičke energije. Predstavljeni su rezultati direktne dinamičke analize, uz pretpostavku nelinearnog ponašanja ramova, za različite vrste spregova postavljenih centrično i ekscentrično. Aktuelnim problemom uticaja ovih delova na odgovor konstrukcije su se bavili različiti autori. Postoje rezultati evropskih projekata autora Elghazouli, Broderick, Goggins i ostalih prema [6] koji su prodrli u osnovu ponašanja kako glavnih tako i sekundarnih elemenata konstrukcije pri cikličnom opterećenju.

The older standards, which were argued on the elastic response of the structure, were limited in terms of application in areas with low seismic activity or the implementation on the special objects of great importance. Therefore, the structures can be designed according to their dissipation behavior toward [2]. The objective standard is to provide cost-effective design employing dissipative behavior in which significant inelastic deformation can be stored during high seismic activity [5]. In the case the irregular or complex structures have to be treated with the detailed nonlinear dynamic analysis.

Impact of earthquakes on the form is simulated, in practice, with horizontal seismic forces, whose intensity depends on the total storey mass, coefficient of seismicity, soil type and category of object. This approach is called the method of the equivalent static load that is still in use and is present in the standards [16], [2], and it is used as a preliminary method of analysis in practice. It is a linear static method which on account of the basic postulates must provide a coarse view of the seismic action in relation to the actual. Thus the forces are stronger and consequently there is bigger influence in the construction and use of such arbitrary power distribution by the amount of construction cannot lead to optimal utilization of the material [10]. The reason for this is the ignorance of the actual tremors, which are transmitted to the structure. In order to eliminate the disadvantages of these methods dynamic linear and nonlinear methods have been developed. On the basis of these models the construction is projected as the seismic-resistant, but with controlled reducing capacity [12] which allow controlled structural damage, harmless to the stability of the system. In that case, the design is enabled with nonlinear behavior during the earthquake in which the seismic forces approach the carrying capacity of structural components. Important role in the analysis of the structure responses has the capacity of deformability expressed by ductility.

Many experimental and analytical researches were conducted to examine the validity of the approach to the distribution of horizontal forces to the standards, and likewise, a great number of analysis are devoted to the nonlinear analysis [15].

The damage caused by earthquakes in Northridge California (1994) and Kobe in Japan (1995) have shown the shortcomings of current limitations of force-based seismic design. During these earthquakes, more than 150 steel frame structures were damaged, although they fulfilled the requirements of that time actual standards. After these events it becomes imperative to assess the performance of structures during seismic analysis [19].

This paper presents an introduction to dynamic analysis of frame steel construction with stiffening elements, whose primary role in construction is to contract the seismic energy. The results of direct dynamic analysis, assuming nonlinear behavior of frames, for various types of centric and eccentric bracings are presented. Current problem of the impact of these parts on the response of the structure are dealt with by different authors. There are results of European projects by Elghazouli, Broderick, Goggins and others, according to [6] that have penetrated into the behavior of both the main and secondary structural elements of a structure under cyclic loading.

## 2 DUKTILNOST ČELIČNIH RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA

Odgovor i ponašanje čelične konstrukcije usled seizmičkog opterećenja zavisi od mehaničkih karakteristika čelika. Za aseizmičku otpornost objekata od čelika najvažniji su:

- granica popuštanja i zatežuća čvrstoća
- duktilnost
- žilavost

Granica popuštanja i zatezna čvrstoća su u direktnoj sprezi zavisno od vrednosti opterećenja i karakteristika čelika koje se mogu sagledati sa radnog dijagrama [14]. Granica popuštanja predstavlja prelaz (prag) između elastičnog i neelastičnog ponašanja, a zatežuća čvrstoća najveće stvarno naprezanje pri aksijalnom zatezanju prema istom radu.

Na osnovu radnog dijagrama čelika izloženog naprima zatezanja i pritiska može se zaključiti da se čelik ponaša isto za navedena naprezanja. Dakle, radni dijagrami zatezanja i pritiska su identični. Osim navedenog može se zaključiti i to da čelik ima veliki napon tečenja, veliki napon loma i veliki modul elastičnosti (njihove vrednosti zavise od vrste odnosno kvaliteta čelika, osim modula elastičnosti koji je za sve vrste čelika konstantan) u odnosu na druge materijale koje koristimo u građevinarstvu. Bitno je napomenuti da se konstruktivni elementi sistema retko nalaze u jedno-aksijalnom stanju naprezanja osim elemenata za ukrućenje. Ovde je pre svega reč o zgradama.

Nelinearno ponašanje konstrukcije u toku zemljotresa je jedno od centralnih problema u zemljotresnom inženjerstvu. Pošto je takav odgovor u kauzalnom odnosu sa karakteristikama materijala, u literaturi su materijali podeljeni na duktilne i krte [9]. Upravo duktilni materijali mogu trpeti značajne nelinearne deformacije pre nastanka loma. Ovakve konstrukcije svojim radom mogu uspešnije disipirati energiju unešenu pobudom (zemljotresom) ili prema [14] imaju mogućnost održavanja nosivosti u nelinearnom području.

Pri definisanju duktilnosti obično se pretpostavlja elasto-plastični radni dijagram materijala dat u standardima [1],[3]. Pauley i Prestley navode da je kod konstrukcija koje imaju veliku obezbeđenu duktilnost moguće u većoj meri smanjiti nosivost nego kod zgrada sa manjom raspoloživom duktilnošću prema [13]. To znači da treba iskoristiti nelinearno ponašanje konstrukcije, a da pri tome ipak ne dođe do rušenja objekta. U zavisnosti od postignutog balansa između nosivosti i duktilnosti pri određenoj krutosti, može se očekivati i različit odgovor konstrukcije pri dejstvu jakih zemljotresa.

Konstrukcija poseduje zadovoljavajuću seizmičku otpornost samo pod uslovom da njen granični kapacitet deformisanja, uz određenu rezervu kao meru sigurnosti, prevazilazi zahtevane maksimalne deformacije koje se dostižu za vreme jakih zemljotresa.

• Duktilnost se može analizirati sa više aspekata tj. postoje različite vrste duktilnosti, a najvažnije su prema [14].

- duktilnost na nivou konstruktivnih materijala
- duktilnost na nivou cele konstrukcije

Prema ovim pristupima poračun duktilnosti je opisan u više radova [7],[9], [14]. Na osnovu klase duktilnosti i vrednosti faktora ponašanja postoje dva osnovna pristupa konceptu projektovanja [2].

## 2 DUCTILITY OF STEEL FRAME STRUCTURES

Response and behavior of steel structure due to seismic loads depend on the mechanical properties of steel. For aseismic resistance of steel structures are the most important:

- yield point and the tightening strength
- ductility
- toughness

Yield point and tensile strength are directly tied, depending on the load values and characteristics of steel which can be seen in the work diagram [14]. Yield point represents a transition (threshold) between the elastic and inelastic behavior, and the tightening strength represents the largest real strain in axial tension to the same work.

Based on the working diagram of steel exposed to tensile and compressive stresses it can be concluded that steel has the same behavior for mentioned strains.

So, working diagrams of tension and pressure are identical. Except the mentioned, it can be concluded that the steel has high level of lapse stress, stress fracture and high modulus of elasticity (their values depend on the type and quality of steel, except the elastic modulus, which is constant for all kinds of steel) compared to other materials used in a construction. It is noteworthy that the structural elements of the system are rarely found in the uniaxial state of stress beside stiffening elements. Buildings are primarily concerned here.

Nonlinear behavior of structure during earthquakes is one of the central problems in earthquake engineering. Since such a response in a causal relationship with the characteristics of the material in the literature materials are divided on the ductile and brittle [9]. Exactly ductile materials can suffer significant inelastic deformation prior to the fracture. Through their work, such structures can successfully dissipate energy entered by inducement (earthquake) or by [14] are allowed to maintain the load in the nonlinear region.

Nonlinear behavior of structure during earthquakes is one of the central problems in earthquake engineering. Since such a response in a causal relationship with the characteristics of the material in the literature materials are divided on the ductile and brittle [9]. Exactly ductile materials can suffer significant inelastic deformation prior to the fracture. Through their work, such structures can successfully dissipate energy entered by inducement (earthquake) or by [14] are allowed to maintain the load in the nonlinear region.

When defining the ductility it is generally assumed the elastic-plastic working diagram of materials given in standards [1], [3]. Pauley and Prestley indicate that the load in the structures which have high secured ductility, can be reduced to a greater extent than with buildings with less available ductility toward [13]. That means that we need to use non-linear behavior of structure, and in doing so, be sure that it won't come to demolition. Depending on the balance achieved between strength and ductility at a given stiffness, it can be expected a different response of the structure during the effect of strong earthquakes.

A construction has sufficient seismic resistance only if its limit capacity strain, with a reservation as a measure of security, is beyond the required maximum strain that is reached during strong earthquakes.

Pored numeričkog pristupa, nekoliko autora se bavilo eksperimentalnim istraživanjem ovog problema. Lee i Goel su analizirali seriju od 2 do 20-spratnih ramovskih modela, Chopra je analizirao zahteve duktilnosti nekoliko modela i zaključeno je da horizontalna distribucija ne zahteva istu duktilnost na svim spratovima već je najveća na prvoj etaži citirano u [10].

### 3 RAMOVSKJE KONSTRUKCIJE SA SPREGOVIMA

Elastičnom teorijom i statičkim metodama se objekat opterećuje silama velikog intenziteta i dimenzionisanje često prelazi u domen neracionalnog. Iz tog razloga je puno racionalnije uspostavljanje i modeliranje disipacijskih područja u konstrukciji koja seizmičku energiju troši preko histerezisnog ponašanja. Osnovni načini trošenja energije kod čelika, opisani u radu [10] su:

- plastični zglobovi pri savijanju
- smičuća rebra
- elementi pod uticajem plastičnog zatezanja

U istom radu je opisana razlika u elastičnom i neelastičnom konceptu preko histerezisnih dijagrama. U toku zemljotresnih dejstava konstrukcija više puta menja kvadrante koordinatnog sistema i pri prelasku u nelinearno područje odgovora obrazuju se krivolinijski ograničene površi. Površni su ograničene histerezisnim petljama (krivim), a predstavljaju utrošenu energiju na deformacije.

Zavisno od ponašanja primarnih konstruktivnih elemenata pri dejstvu seizmičkih sila postoje različiti sistemi čeličnih konstrukcija. Predmet ovog rada su ramovske konstrukcije sa centričnim i ekscentričnim spregovima (ukrućenjima) koje zavisno od vrste ukrute imaju različitu disipaciju energije. Kod visokih zgrada postavljenih na malom rastojanju postoji problem od velikih horizontalnih pomeranja i eventualnog sudara usled delovanja seizmičkog opterećenja kao što je to kod armirano betonskih zgrada. Takav problem je detaljnije opisan u radu [20], ali je težnja da se kod čeličnih konstrukcija otkloni upravo primenom određene vrste spregova.

Pojedinosti i konstruktivni predlozi za štapove ukrućenja su dati u standardima [1],[2], a ovde je pažnja usmerena na značaj izbora oblika ispune ( $X$ ,  $V$ ,  $I$ ) na odgovor konstrukcije i trošenje energije. Rezultati su predstavljeni histerezisnim petljama za momente savijanja i ukupne smičuće sile u dnu rama. Bitno je napomenuti da se najveći deo energije troši preko zatezanjem napregnutih štapova, a ponašanje veza zavisi od izbora poprečnih preseka štapova. Manje vitki elementi mogu apsorbovati mnogo više energije nego vrlo vitki [14] i ako su ovi drugi popustljiviji u području pritisaka.

Ideja o primeni escentrično postavljenih spregova (veza) leži u namernom izazivanju momenata savijanja i smičućih sila u gredama kako bi se smanjilo izvijanje štapova ispuna. Ovim načinom ukrućenja se postižu dve korisne stvari: troši se velika energija zbog ekscentriciteta i omogućava se plastifikacija čvora u gredama što odgovara povoljnom mehanizmu loma konstrukcije. Elementi koji se formiraju na mestu spoja ispuna-greda se nazivaju seizmičke veze (spone) i kao u [1] mogu se oblikovati kao na slici 1.

Ductility can be analyzed from several aspects, i.e. There are different types of ductility, and most important, according to [14] are:

- ductility at the level of material
- ductility at the level of construction materials
- ductility in the whole structure

According to these approaches, estimation of ductility is described in several papers [7], [9], [14]. On the basis of ductility class and behavior factor values, there are two basic approaches to the concept of design [2].

Besides the numerical approach several authors were occupied by experimental investigation of this problem. Lee and Goel have analyzed a series of 2 to 20-storey frame models, Chopra has analyzed the requirements of ductility for several models and it is concluded that the horizontal distribution does not require the same ductility on all floors but the highest at the first level cited in [10].

### 3 PANEL STRUCTURES WITH BRACINGS

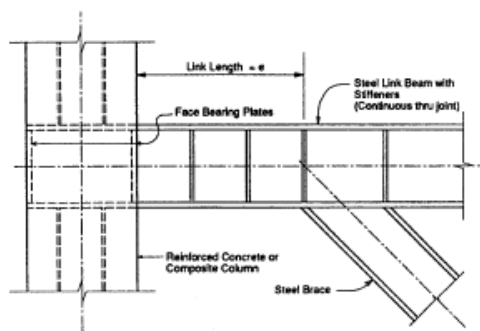
With the elastic theory and static methods, an object is loaded with forces of great intensity and dimensioning often exceeds the domain of the irrational. For this reason, it is much more efficient establishing and modeling of dissipative areas in the construction which consume the seismic energy by hysteresis behavior. The basic ways of spending energy in steel, as described in [14] are:

- plastic hinges in bending
- shear rib
- elements under the influence of plastic strain

There is the difference in the elastic and inelastic concept through hysteresis diagram in the same study. During earthquakes a construction repeatedly change quadrants of the coordinate system and in the transition to non-linear field response, the curvilinear limited surfaces are formed. Surfaces are limited by hysteresis loops (curves), and represent the spent energy on deformation.

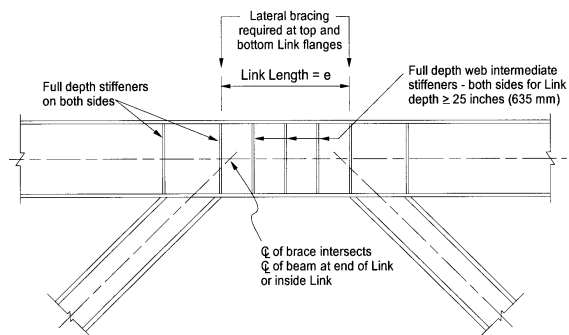
Depending on the behavior of primary structural elements during the effect of seismic forces, there are different systems of steel structures. The paper focuses on frame structure with centric and eccentric bracings (stiffeners) that depending on the type of bracing have different energy dissipation. Multistory building, placed with small distance, have a problem of great horizontal displacements and possibility of crash due to seismic action as it is case of concrete constructions. This kind of problem is in detail described in paper [20] **Error! Reference source not found.**, and ambition at steel constructions is remove this problem with application of adequate kind of braces.

Details and constructive proposals for stiffening rods are given in standards [1], [2], and here, attention is focused on the importance of the shape fill ( $X$ ,  $V$ ,  $I$ ) on the response of the structure and energy consumption. The results are presented by hysteresis loops for bending moments and the total shear force at the bottom of the frame. It is noteworthy that most of the energy is consumed by tension exerted sticks, and the behavior of the connections depends on the choice of cross sections of rods. Less slender elements can absorb much more energy than a very slender ones [14] though the latter



are permissible in the area of pressure.

The idea of applying the eccentrically set bracings (links) lies in intentional causing of bending moments and shear forces in beams, in order to reduce buckling of diagonal bars. This way of stiffening run down to two useful things: the great energy is consume due to eccentricity and beam nodes plasticization is enabled, which corresponds to a favorable mechanism of fracture of the structure. Elements that are formed in the area of filling-beams joint are called seismic ties (bonds) as in [1] and can be formulated as in figure 1.



Slika 1. Detalji konstruisanja seizmičkih veza prema [1]  
Figure 1. Details of the constructing of seismic links according to (AISC)

## Spregovi

U literaturi **Error! Reference source not found.** su dati razlozi za slabo ponašanje ramova sa spregovima od kojih su najvažniji ograničena duktilnost i disipacija energije u trenucima cikličnog opterećenja i sklonost krtom ponašanju njihovih veza u konstrukciji. Histerezisno ponašanje spregova je takođe kompleksno. Misli se na ispoljavanje asimetričnih karakteristika pri zatezanju i pritisku i tipičan gubitak čvrstoće pri monotono pritiskajućem ili cikličnom naprezanju u neelastičnom području. Kompleksno ponašanje je rezultanta značajnih razlika u distribuciji unutrašnjih sila i deformacija predviđenih nekom od konvencionalnih metoda baziranih na elastičnom ponašanju materijala prema [17]. To može dovesti do posledica da su izabrani preseći štapova spregova predimenzionisani na nekim spratovima dok su na drugim na granicama nosivosti. Isto tako distribucija sila na grede i stubove je drugačija nego što se u stvarnosti očekuje. Tako postoje realni izgledi da se formiraju „meki“ spratovi. Prevelika izvijanja spregova dovode do oštećenja nekonstruktivnih elemenata.

Za razvoj novih metoda projektovanja čeličnih ramova, poučena zemljotresom NorthRidge, američka agencija FEMA je usvojila metodološki pristup baziran na performansama [7]. U ovoj metodologiji cilj pristupa je predvideti performanse u vidu stepena oštećenja i nivoa seizmičkog hazarda koji očekuje konstrukciju. Prednost ovog pristupa leži u eksplicitnom opisu neodređenosti i proizvoljnosti seizmičkog hazarda, odgovora konstrukcije, analitičkom modeliranju i nosivosti sistema i njegovih elemenata. Kod novih konstrukcija naglasak je stavljen na obezbeđenje veka konstrukcije i prevenciju kolapsa [17].

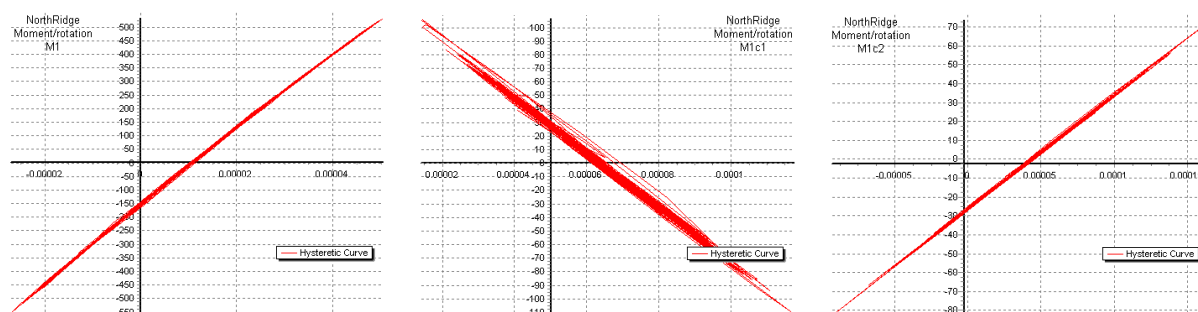
## Bracings

Reason for poor behavior of frames with bracings, are given in the literature [17], whereof the most important are limited ductility and energy dissipation in times of cyclic loading and the tendency to brittle behavior of their interactions in the structure. Hysteresis behavior of bracings is also complex. This refers to the manifestation of asymmetrical characteristics of tensile and compressive strength and typical loss of the thickness in monotonous pressure or cyclic strain in the inelastic region. Complex behavior is the result of significant differences in the distribution of internal forces and deformations provided by some of the conventional methods that are based on elastic material behavior according to [17]. This can lead to consequences that selected sections of sticks are too excessive on some floors, while they are at the limits of carrying capacity on other floors. Also distribution of power in the beams and studs is different than it is expected in reality. So there is realistic prospect of forming a "soft" floors. Excessive buckling of bracings cause damage to non-structural elements.

For the development of new methods of steel frames design, after the earthquake in Northridge, U.S. agency FEMA has adopted a methodological approach based on the performances [7]. The goal approach of this methodology is to predict performances in mind of degree of damage and the level of seismic hazard that structure is expected to endure. The advantage of this approach lies in its explicit description of the vagueness and arbitrariness of seismic hazard, structure response, analytical modeling and capacity of the system and its elements. At new construction the emphasis is placed on providing endurance of the construction and prevention of collapse [17].

## Grede

Pod značajnim seizmičkim opterećenjima nastaju delimično ili potpuno plastificirana mesta čija lokacija, dužina i raspodela dilatacija zavise od geometrijskih karakteristika, graničnih uslova, efekta stalnog opterećenja [8]. Iskustvo je pokazalo da su plastični zglobovi smešteni uglavnom (ne u svim slučajevima) u blizini stubova što je u neku ruku poželjno, ali je opasno zbog prenošenja energije na veze i očekivanja njihovog dobrog odgovora. Ako je lokalno i horizontalno izvijanje sprečeno naponska slika usled momenata savijanja u poprečnim presecima dalje od plastičnih zglobova je zadovoljavajuća [8]. Kod zemljotresa koji izazivaju proizvoljne cikluse, odgovor grede može biti ilustrovan kao na slici 2.



Slika 2. Histerezisne krive grede rama  
Figure 2. Hysteresis curves of beam frame

Grede pokazuju stabilne i dosta velike histerezisne putanje. Na slici su prikazani odgovori iste grede rama sa i bez spregova. Oznake: M1, M1c1 i M1c2 predstavljaju: ram bez spregova, ram sa centričnim „V“ spregom i ram sa ekscentričnim „V“ spregovima respektivno. Očigledna razlika u vrednostima momenata savijanja u gredama govori kolika se energija troši u štapovima spregova, a na poslednja dva grafika se vidi razlika i između centričnih i ekscentričnih ukruta. Karakteristike modela su date u sledećem poglavlju na slici 7.

## Stubovi

Prisustvo velikih normalnih sila, koje razlikuje stubove od greda, znatno komplikuje ponašanje stubova generalno ako se uporedi sa gredama i delimično ako se pojave neelastične deformacije u stubovima. Veza distribucije neelastičnih dilatacija i momenata savijanja u poprečnom preseku postaje komplikovana i zavisi od istorije aksijalne sile praćene momentima. Ako je normalna sila velika, plastična mesta se povećavaju u značajnoj meri u odnosu na dužinu stuba i aproksimacija sa plastičnim zglobovima postaje beznačajna. Kapacitet plastičnih deformacija zavisi od mnogo parametara prema Nakashima, citirano u [8] koji opet mogu značajno varirati. Mogućnost pojave P- $\Delta$  efektata, koje je teško odrediti za svaki neelastično deformisani stub, prati svaki stub izložen momentima savijanja [8]. Zbog pomenutih P- $\Delta$  efektata maksimalni momenti ne moraju biti kod

## Beams

Under significant seismic loads that are part of frame steel system there are elastic parts and partially or completely coated places whose location, size and distribution depend on the geometric characteristics, boundary conditions and the effects of constant stress [8]. Experience has shown that the plastic hinges located mainly (not in all cases) near the poles, which is in some ways preferable, but is dangerous due to the transfer of energy and expectations of their good response. If the local and the horizontal deflection is prevented the voltage image, due to of bending moments in cross sections away from the plastic hinge, is satisfactory [8]. At earthquake that cause arbitrary cycles, the response beam can be illustrated as in figure 2.

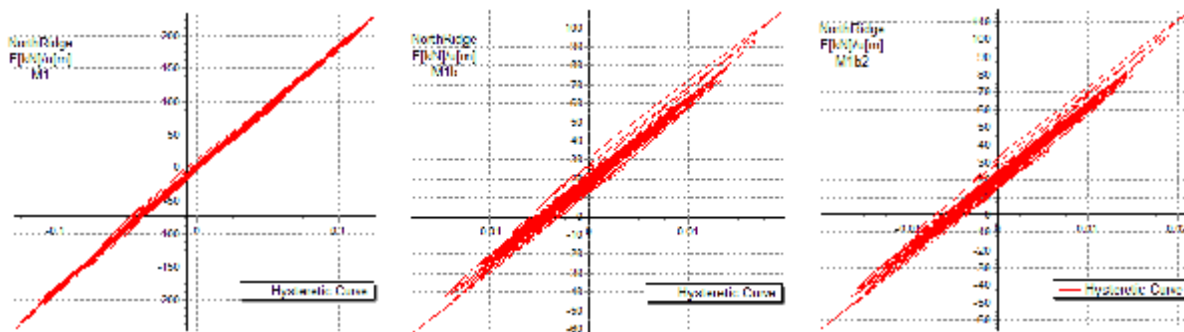
Beams show a stable and great hysteresis path. The picture shows the same beam frame responses with and without bracings. Tags: M1, M1c1 and M1c2 are: frame without bracings, the frame with centric "V" bracing and frame with an eccentric "V" bracings respectively. The obvious difference in the values of bending moments in beams tells how much energy is spent in the bracing sticks, while in the last two graphs we can see the difference between centric and eccentric bracing. Characteristics of the models are given in the next chapter in the picture.

## Pillars

The presence of large normal forces, which differ pillars from beams, significantly complicate behavior of pillars in general when compared to beams and partially if there are non-elastic deformation in the pillars. The link between inelastic dilatations and moments of bending in the cross section, become complicated and depends on the history of the axial force followed by moments. If the normal force is great, plastic seats are increased significantly, compared to the length of the pillars, the approximation with plastic joints becomes insignificant. The capacity of plastic deformation depends on many parameters by Nakashima, cited in [8], which again can vary significantly. The potential for P- $\Delta$  effects, which are difficult to determine for each inelastic deformed pillar, can appear in each pillar exposed to bending moments [8]. Because of the P- $\Delta$  effects, maximal moments may

oslonaca. Pored toga stubovi su izloženi izvijanju u odnosu na obe ose pa superpozicija momenata savijanja u jednoj ravni i izvijanja u drugoj predstavlja poseban problem.

Za razliku od greda stubovi su podložniji značajnijim neelastičnim deformacijama pa su površine okvirene histerezisnim petljama veće (slika 3). Posebno su razmatrani slučajevi ramova sa ukrućenjima kod kojih su manje i sile i pomeranja u pravcu delovanja zemljotresa.



Slika 3. Histerezisne krive vertikalnih elemenata za model bez ukrućenja i model sa ukrućenjima  
Figure 3. Hysteresis curves of the vertical elements for the model without stiffeners and the model with stiffeners

U radu [15] je sprovedena analiza jednog rama trospratne zgrade kako bi se istražili efekti seizmičkih sila (akcelrograma) i odredili odgovarajući profili stubova i greda i ispunila ograničenja koncepta dizajniranja. Dokazano je da se određenim rasporedom krutosti elemenata može obezbediti ujednačena deformacija i olakšati konstrukcija uz potpuno iskorišćenje nosivosti.

#### 4 NUMERIČKI PRIMER

U saglasnosti sa trenutno važećim aseizmičkim principima projektovanja, koji su u Evropi zastupljeni i uvedeni preko Evrokoda 8 [2], konstrukcije se mogu projektovati prema svom disipacijskom ponašanju. Prethodni standardi, koji su zastupali stav o elastičnom odgovoru konstrukcije, su bili ograničeni u smislu primene u područjima sa niskom seizmičnošću ili primenom na specijalnim objektima posebne važnosti. Cilj standarda je da omogući ekonomičan dizajn upošljavajući disipativno ponašanje u kojem značajne neelastične deformacije mogu biti smeštene u toku velikih seizmičkih aktivnosti [5]. U ovom slučaju neregularne ili kompleksne konstrukcije je neophodno tretirati detaljnim nelinearnim dinamičkim analizama. Suprotno njima, regularne konstrukcije se projektuju dodeljivanjem faktora ponašanja koji se koristi da bi redukovao standardom određene seizmičke sile dobijene na osnovu idealizovanog elastičnog spektra odgovora (slika 6). Ovi principi projektovanja disipativnih konstrukcija su u sprezi sa konceptom projektovanja nosivosti koji zahteva određivanje nosivosti sistema baziranog na pomenutom namernom obezbeđivanju plastifikacije zona u konstrukciji (mehanizmi loma).

Direktna dinamička metoda-vremenska analiza odgovora (time history) podrazumeva proračun uz pretpostavku nelinearnog ponašanja materijala. Zemljotres (pobuda) je predstavljena vremenskim zapisom istog (akcelrogramom) ili vremenskim tokom ubrzanja koje je

not be located in pillars. Furthermore pillars are exposed to buckling with respect to both axes, so the superposition of bending moments in one and buckling in the second plane presents a special problem.

Unlike the beams, pillars are prone to significant non-elastic deformation so the areas bordered by hysteresis loops become larger (fig.3). Cases of stiff frames are discussed in particular where both forces and displacements in the direction of earthquake activity are smaller.

In [15] a three-story frame building analysis is conducted in order to investigate the effects of seismic forces (acceleration) and to determine the appropriate sections of pillars and beams to meet the limitations of the concept design. It is proven that the particular arrangement of stiffness can provide uniform strain and facilitate the construction with the full utilization of capacity.

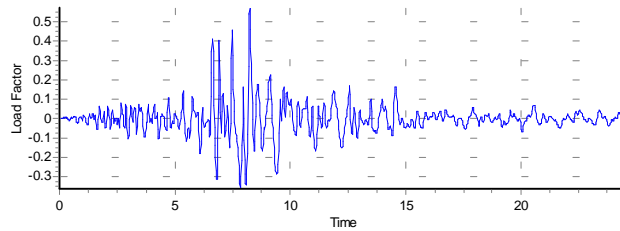
#### 4 NUMERICAL EXAMPLE

In accordance with current applicable seismic design principles, which are presented and introduced by Euro code 8 in Europe [2], structures can be designed according to their dissipation behavior. Previous standards, which argued the elastic response of the structure, were limited in terms of application in areas with low seismic activity or the implementation on the objects of special importance. The standard objective is to provide cost-effective design employing dissipative behavior where significant inelastic deformation can be stored during high seismic activity [5]. In this case irregular or complex structures have to be treated with the detailed nonlinear dynamic analysis. In contrast, regular structures are designed by assigning factors of behavior that is used to reduced the standard specified seismic forces obtained from an idealized elastic spectrum of response (fig.6). These design principles of dissipative structures are in conjunction with the concept of capacity design, which requires the determination of carrying capacity of the system, based on mentioned purposed provision of coating zone within structure (fracture mechanisms).

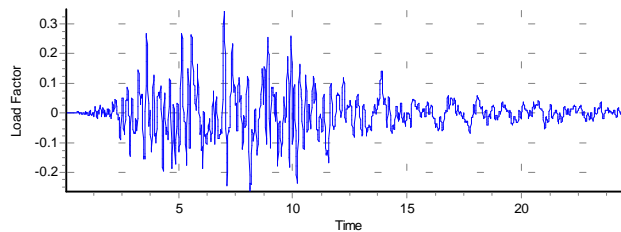
Direct dynamic method- time response analysis (time history) means a budget with the assumption of nonlinear material behavior. An earthquake (excitation) is presented with time record of the same (accelerograms) or acceleration running time divided by

podjeljeno inkrementima  $\Delta t=0.01$ sec. Prednost ove metode je uvid u odgovor konstrukcije u bilo kom vremenskom intervalu delovanja zemljotresa ili njenom deformisanom obliku. S obzirom da su Northridge i Kobe izazvali velika oštećenja u čeličnim konstrukcijama u ovoj analizi biće korišćeni njihovi akceleroگرامи kao opterećenja (slika 4 i 5).

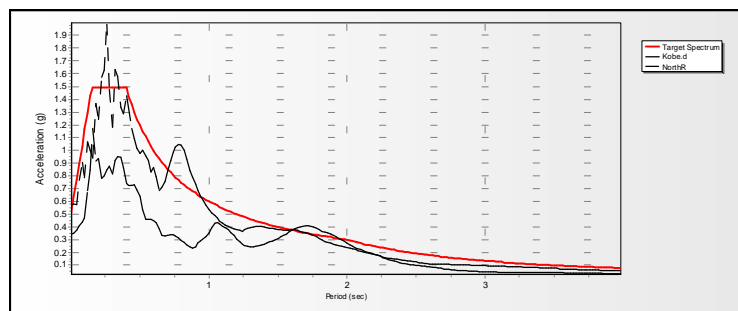
the increments  $\Delta t=0.01$ sec. The advantage of this method is an insight into the response of the structure at any time interval of an earthquake activity or its deformed shape. Since Northridge and Kobe caused severe damage in steel structures, this analysis will use their accelerograms as loadings (figures 4 and 5).



Slika 4. Akceleroگرام za zemljotres NorthRidge  
Figure 4. Accelerogram of an NorthRidge earthquake



Slika 5. Akceleroگرام za zemljotres Kobe  
Figure 5. Kobe earthquake accelerogram



Slika 6. Elastični spekter odgovora prema EC8 i za analizirane zemljotrese  
Figure 6. Elastic spectrum response to EC8 and for the examined earthquakes

Pomenuti događaji u Kaliforniji i Japanu su dokazali da obuhvatajući stalna opterećenja i vetar kao merodavnu kombinaciju za dimenzionisanje, nismo obuhvatili sve parametre kako bi sačuvali konstrukciju od loma. Vetar jeste merodavan povremeni uticaj na čeličnu konstrukciju kod hala, visokih čeličnih zgrada sa velikom fasadnom površinom i sl, ali su zemljotresi nepredvidivi i teško ih je analitički obuhvatiti. Posebno su seizmičkim uticajima izloženi čelični sistemi sa spregnutom međuspratnom konstrukcijom od čelika i armiranog betona. Uobičajena debljina betonskih ploča je od 10 cm pa naviše, zavisno od raspona, i ona predstavlja ozbiljno opterećenje koje povećava seizmičke sile. Ovakvi sistemi se sreću kod višespratnih parkirališta, mostova, nekih zgrada itd. Kod numeričkog primera koji je predstavljen u ovom radu za sve modele je usvojena ista debljina ploče od 10cm sa određenim slojevima podova i usvojeno je korisno opterećenje od 2.0kN/m<sup>2</sup>. Ukupno opterećenje je naneto u vidu koncentrisanih sila u

The mentioned events in California and Japan have shown that we did not include all the parameters, including constant loads and wind as reliable combination of sizing, in order to preserve the structure of the fracture. Wind is the authoritative occasional impact on the steel structure of a hall, high steel building facade with a large surface area, etc, but earthquakes are unpredictable and difficult to capture analytically. Steel systems with composite floor structures of steel and reinforced concrete are particularly exposed to seismic effects. Regular thickness of concrete goes from 10 cm and up, depending on the range, and it is a serious burden that increases the seismic force. Such systems are usually associated with multistory parking lots, bridges, some buildings and so on. In the numerical examples presented in this paper the same plate thickness of 10 cm is adopted for all the models, with certain layers of floors, a payload of 2.0kN/m<sup>2</sup> is also adopted. Total load was applied in the form of concentrated forces in pillars, in

stubovima u nivou spratova. Dimenzije glavnih i sekundarnih elemenata svih modela (slika 7) su :

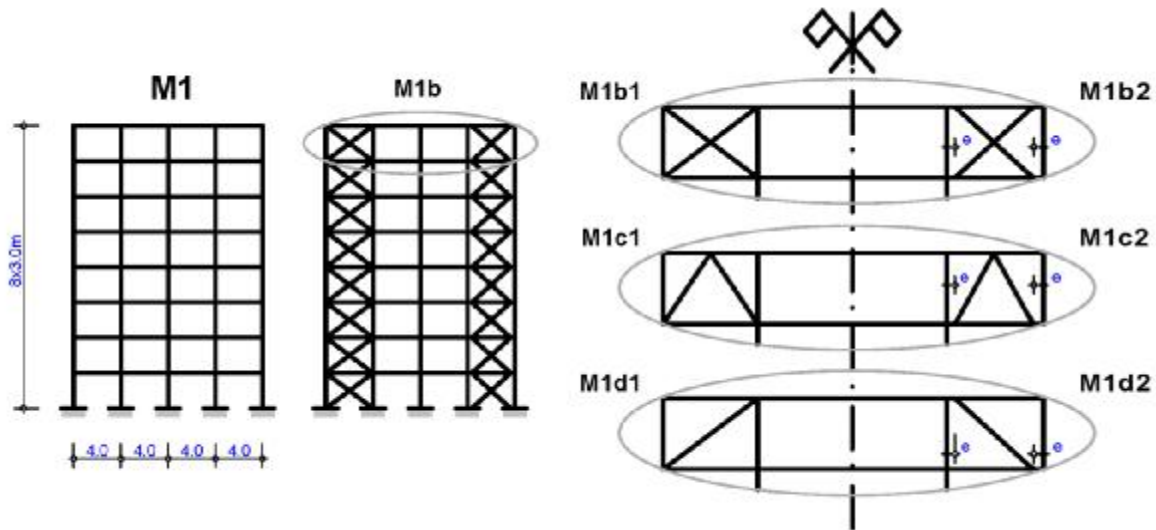
- Stubovi: pravougaone cevi 420x220x10mm
- Grede : I nosač I300
- Spregovi (ispune) : HOP 100x60x4mm.

Prvi model je ram bez spregova dok su ostali ukrućeni simetrično u zadnjim rasterima. Jedna grupa modela sa zadnjim indeksom 1 je sa centrično postavljenim spregovima, a grupa modela sa zadnjim indeksom 2 imaju ekscentricitet od izabranih 0.6m.

the level of floors. Dimensions of main and secondary elements of the model (figure 7) are:

- Pillars: rectangular pipe 420x220x10mm
- Beams: I mount I300
- Bracings (fill): HOP 100x60x4mm.

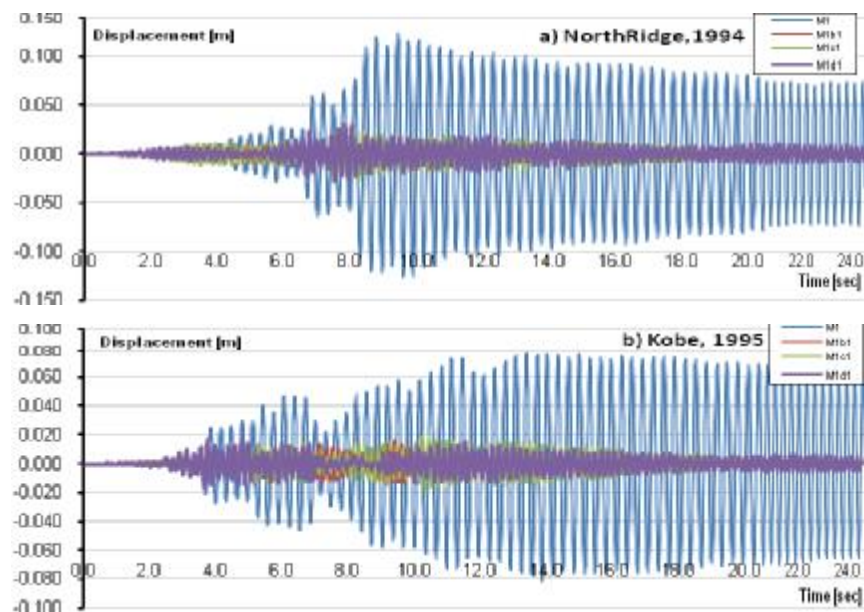
The first model is a frame without bracings while others remain stiff in the hindquarters symmetrical grids. One group of models with the last index 1 is with centrally placed bracings, and a group of models with the last 2 have the eccentricity index of the selected 0.6m.



Slika 7. Modeli čeličnog rama usvojeni za analizu  
Figure 7. Steel frame models adopted for analysis

Prvi deo dinamičke analize čini proračun odgovora konstrukcije tačnije pomeranja vrha rama usled seizmičkog opterećenja zadatog preko akcelorograma zemljotresa NorthRidge.

The first part of the dynamic analysis is the calculation of structures response, more accurately the top frame displacement due to seismic load specified by the earthquake accelerograms in NorthRidge.

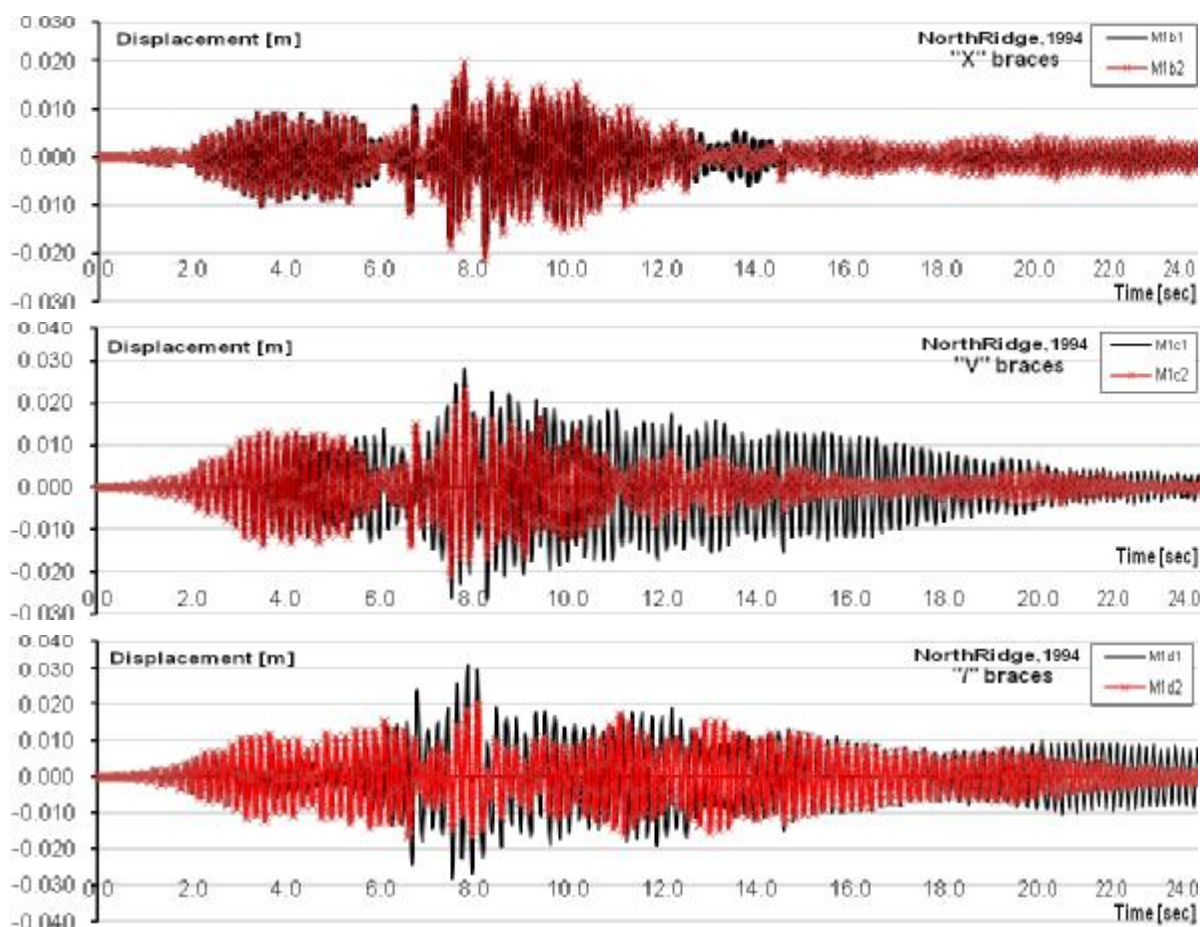


Slika 8. Poređenje odgovora rama bez ukrućenja i sa ukrućenjima za: a) Northridge i b) Kobe  
Figure 8. Comparison of responses of frames with or without stiffening for: a) Northridge b) Kobe



Ukoliko uporedimo odgovor konstrukcije (rama) bez ukrućenja (slika 8) koji je predstavljen plavom bojom dobićemo očekivane rezultate. Evidentna razlika u vrednostima pomeranja vrha srednjeg stuba pri prigušenju od  $\xi=2\%=0.02$  pokazuje koliko energiju seizmičkih sila troše štapovi spregova i to u ovom slučaju centrično postavljeni. U nastavku su upoređeni odgovori modela rama sa istim vrstama spregova, ali je razlika u zadatom ekscentricitetu kod modela sa brojem 2 u indeksu. Razmatrana su samo pomeranja jer se slični odnosi u rezultatima dobijaju i za brzine i ubrzanja.

If we compare the response of the structure (frame) without stiffeners (fig. 8) that is presented in blue, we will get the expected results. Evident difference in the values of the central pillar top displacements during damping period of  $\xi = 2\% = 0.02$  demonstrates the amount of seismic forces power that is used by bracings sticks, in this case centrally placed. The following are compared responses with the same model frame, with similar types of bracings, the difference is in a given eccentricity on models with number 2 in the index. Only movements have been considered because of the similar proportions in the results obtained for speed and acceleration.



Slika 9. Odgovor modela sa centričnim i ekscentričnim spregovima, M1b-M1d za NorthRidge zapis  
Figure 9. Response of the model with centric and eccentric bracings, M1b-M1d for NorthRidge record

Rezultati drugog dela analize nisu prikazani zbog sličnosti sa rezultatima sa slike 9. U ovom slučaju korišćen je zapis zemljotresa Kobe dat na slici 5.

Results of the second part of the analysis are not presented due to similarities with the results in the figure 9. In this case we used the Kobe earthquake record given in figure 5

## 5 ZAKLJUČAK

Odgovor i ponašanje konstrukcija je jako složeno u toku dejstva zemljotresa pre svega zbog same prirode pobude. Seizmičko dejstvo je stohastičkog tipa. Za izučavanje njegovog dejstva potrebna je teorija vibracija, a za proračun konstrukcija postoje različite metode koje se mogu upotrebljavati shodno svojstvima konstrukcije. Čelične konstrukcije su veoma duktilne, imaju malu

## 5 CONCLUSION

Response and behavior of structures is very complicated during an earthquake, primarily due to the nature of excitation. Seismic activity is of stochastic type. To study its effect the theory of vibration is required, and for estimation of structures there are different methods that can be used in accordance to the properties of the

težinu i kod njih postoji više varijanti za prijem seizmičkih sila. Ove konstrukcije se dele prema načinu disperzije energije proizvedene zemljotresom, a standardi i mnogi autori su predstavili širok spektar metoda kojima se može konstrukcija seizmički pojačati. U ovom radu je sprovedena paralelna dinamička analiza poznata kao „time history“ kojom se model tj. konstrukcija izlaže zemljotresnom dejstvu u vidu akceleroograma. Za modele su izabrani čelični ramovi sa jednakim rasterima i spratnim visinama i čine ih jedan ram bez spregova i tri rama sa različitim oblicima spregova, centrično i ekscentrično postavljeni. Iako su prema karakteristikama ovi modeli predstavnici regularnih konstrukcija, izabrana je nelinearna analiza i očekivani odgovor konstrukcije u vidu neelastičnih deformacija. Na osnovu upoređenih rezultata odgovora dokazala se opravdanom upotreba spregova kod ovakvih konstrukcija jer se najveći deo seizmičke energije potroši na štapove ispuna i u plastičnim zglobovima formiranim na krajevima greda. Tako su vertikalni noseći elementi izloženi manjim silama zbog programirane distribucije sila. Svrha ove metode i ostalih nelinearnih metoda jeste da se konstrukcija izloži nelinearnom ponašanju u toku dejstva zemljotresa zbog smanjene nosivosti, ali da se sačuva njena globalna stabilnost.

Pored ove analize upoređivani su i odgovori (pomeranje vrha rama) ramova sa centričnim i ekscentričnim spregovima. Na osnovu dejstva zemljotresa NorthRidge i Kobe može se zaključiti da se energija bolje disipira kod ovih drugih jer je na taj način veštački izaziva plastifikacija u gredama pa su pomeranja i sile u stubovima manje.

Ovaj vid projektovanja konstrukcija je svakako bliži realnoj predstavi zemljotresa i njegovom dejstvu na konstrukcije. Tako se dobijaju lakše konstrukcije koje su istovremeno otpornije na seizmičke aktivnosti. Ostaje samo pitanje njihove praktične primene u toku projektovanja.

structure. Steel structures are very ductile, they are light weighted, and there are several options for the seismic force reception with them. These structures are classified according to the dissipation of energy produced by the earthquake, yet standards and many authors have presented a wide spectrum of methods which can strengthen structures seismically. This paper presents a parallel dynamic analysis known as "time history" by which a model, thus a structure is exposed to seismic effects in the form of acceleration. Steel frames with the same grids and the storey heights were selected for the models. They consist of one frame without bracings and three frames with different types of bracings, set centric and eccentric. Although, according to characteristics, these models are representatives of regular structures, the nonlinear analysis and expected response of the structure in the form of non-elastic deformation were chosen for. According to compared results of responses, the use of bracings proved to be justified, because most of the seismic energy is spent on the filler bars, as well as in plastic hinges formed at the ends of the beams. Thus, the vertical supporting elements are exposed to weaker forces due to the programmed power distribution. The purpose of this method and other nonlinear methods is to expose a structure to nonlinear behavior during the earthquake due to reduced capacity, but to preserve its global stability.

In addition to this analysis, the responses (scroll the frame top) of frames with centric and eccentric bracings were compared, too. On the basis of NorthRidge and Kobe earthquakes, it can be concluded that the energy better dissipates in the latter, because thereby plastification of beams is caused artificially, so displacements and forces in pillars are smaller.

This type of design is certainly closer to the real performance of earthquakes and their effects on structures. Accordingly, we get lighter structures that are also more resistant to seismic activity. However, the question of their practical application in the design still remains.

## 6 LITERATURA REFERENCES

- [1] ANSI/AISC 341-02, An American National Standard, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2002
- [2] CEN-EN 1998-1, Eurocode 8, Deo 1, Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade - prevod, Građevinsko arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2009
- [3] CEN/ EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005.
- [4] Chopra A., Dynamic of Structures -Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, Upper Sadder River, New Jersey, 1995, pp. 763
- [5] Elghazouli A. Y., Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures, Bull Earthquake Eng., Vol. 8, 2010, pp. 65–89
- [6] Elghazouli A.Y., Castro J.M., Izzuddin B.A., Seismic performance of composite moment-resisting frames, Engineering Structures 30,2008,
- [7] FEMA, Recommended Seismic Design Provisions for New Moment Frame Buildings Report FEMA 350, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [8] FEMA, State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking Report FEMA 355C, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [9] Hrasnica M., Seizmička analiza zgrada, Građevinski fakultet Univerziteta u Sarajevu, Sarajevo, 2005, str. 282
- [10] J'armai K., Farkas J., Kurobane Y., Optimum seismic design of a multi-storey steel frame, Engineering Structures 28 (2006), pp. 1038–1048
- [11] Lađinović Đ., Nelinearna dinamička analiza konstrukcija izloženih dejstvu impulsnih zemljotresa, Materijali i konstrukcije 45, Vol. 3-4, 2002, str. 73-77
- [12] Lađinović Đ., Savremene metode seizmičke analize konstrukcija zgrada, Materijali i konstrukcije

- [13] Lađinović Đ., Folić R., Analiza konstrukcija zgrada na zemljotresna dejstva, Materijali i konstrukcije 47, Vol. 3-4, 2004, str. 31-64
- [14] Markulak D., Posebna poglavlja čeličnih konstrukcija, Građevinski fakultet, Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera u Osijeku, 2010, str. 388
- [15] Moghaddam H., Hajirasouliha I., Doostan A., Optimum seismic design of concentrically braced steel frames: concepts and design procedures, Journal of Constructional Steel Research 61, 2005, pp. 151–166
- [16] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Sl. List SFRJ br. 52/90

## REZIME

### DIREKTNNA DINAMIČKA ANALIZA ČELIČNIH RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA UKRUĆENIH

Mirsad TARIĆ  
Enis SADOVIĆ  
Emir MASLAK

Aseizmičko projektovanje čeličnih ramovskih konstrukcija podrazumeva iskorišćenje raspoloživih mehaničkih i geometrijskih karakteristika materijala pri seizmičkom dejstvu uz dirigovanu disipaciju energije. U radu je opisana dinamička nelinearna analize vremenskog odgovora nekoliko modela čeličnog rama sa komparacijom rezultata. Akcenat je stavljen na upotrebu ukrućenja tj. spregova različitog oblika koji su postavljeni centrično i ekscentrično sa namerom da se ispita odgovor konstrukcije i donese zaključak o boljoj disipaciji energije paralelnih modela. Pri analizi su korišćeni zapisi zemljotresa NorthRidge i Kobe koji su prouzrokovali velika oštećenja u čeličnim konstrukcijama.

**Ključne reči:** ramovske konstrukcije, spregovi, nelinearna analiza, duktilnost, disipacija energije

- [17] Sabelli R., Mahin S., Chang C., Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling restrained braces, Engineering Structures 25, 2003, pp. 655–666.
- [18] Uang C.H., et al, Seismic design of steel structures, The seismic design handbook, second edition, eitor. F. Naim, Kluwer Academic Publishers, 2001, pp. 409-462.
- [19] Yousuf M.D., Bagchi A., Seismic performance of a 20-story steel-frame building in Canada, The structural design of tall and special buildings, Struct. Design Tall Spec. Build. 19, 2010, pp. 901–921
- [20] Žugić L.J., Brčić S., Vremenski odgovor nesimetrične zgrade u zavisnosti od dominantnog pravca djelovanja zemljotresa, Materijali i konstrukcije 53, Vol. 1, 2010, str. 14-32.

## SUMMARY

### DIRECT DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL BRACED FRAME CONSTRUCTIONS

Mirsad TARIĆ  
Enis SADOVIĆ  
Emir MASLAK

Aseismic design of steel frame constructions defines usage of capable mechanical and geometrical material characteristics during the seismic action with controlled energy dissipation. This paper presents dynamic nonlinear time history analysis of several steel frame models with comparison of results. The accent is pointed on brace application with different shape which are placed concentrically and eccentrically with aim to investigate construction response and make conclusions about better energy dissipation of models. In this analysis accelerograms of two earthquakes NorthRidge and Kobe were used, which caused great damages in steel constructions.

**Ključne reči:** steel frames, braces, nonlinear analysis, ductility, energy dissipation

## UPUTSTVO AUTORIMA\*

### Prihvatanje radova i vrste priloga

U časopisu 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 podrobnih 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 sopšten 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 sopštenja 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 tehničkom, 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 tehničkom, 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 tabela 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](mailto:folic@uns.ac.rs) ili [miram@uns.ac.rs](mailto:miram@uns.ac.rs) i [dimk@ptt.rs](mailto:dimk@ptt.rs)

Web sajt Društva i časopisa: [www.dimk.rs](http://www.dimk.rs)

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

Izdavanje časopisa "Materijali i konstrukcije" finansijski su pomogli:



**INŽENJERSKA KOMORA SRBIJE**

**MINISTARSTVO ZA NAUKU I TEHNOLOŠKI  
RAZVOJ SRBIJE**



**UNIVERZITET U BEOGRADU  
GRAĐEVINSKI FAKULTET**



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



**INSTITUT IMS AD, BEOGRAD**



**UNIVERZITET CRNE GORE  
GRAĐEVINSKI FAKULTET - PODGORICA**