

PRORAČUN SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIKA I BETONA

ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS

Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ
Svetlana KOSTIĆ
Sasa STOSIĆ

STRUČNI RAD

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

1 UVOD

Dva osnovna elementa koji čine poprečni presek spregnutog stuba su čelični profil i beton. U zavisnosti od oblika preseka čeličnog profila i veličine presečnih sila, spregnuti stubovi mogu da sadrže i armaturu i moždanike. Ovde će se razmatrati samo spregnuti stubovi čiji poprečni preseki imaju dve ose simetrije. Tipični poprečni preseki spregnutih stubova su prikazani na slici 1 i date su karakteristične oznake koje se koriste pri proračunu spregnutih stubova [1].

Uočavaju se dva osnovna tipa poprečnih preseka spregnutih stubova:

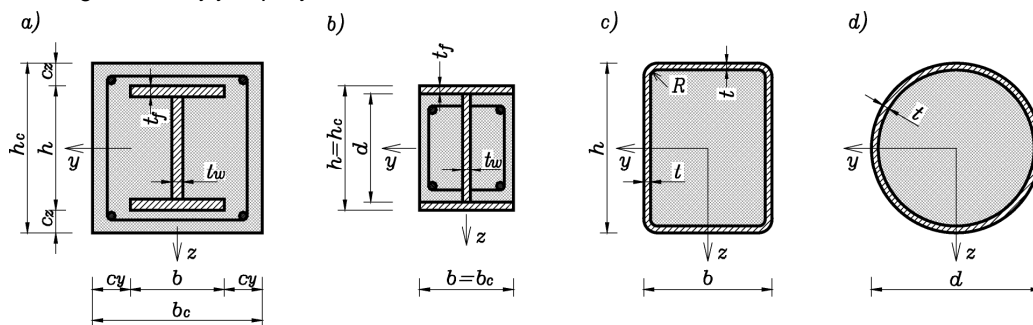
- poprečni preseki sa potpuno ili delimično ubetoniranim čeličnim profilom i
- poprečni preseki sa čeličnim profilom, pravougaonog ili kružnog oblika, koji je ispunjen betonom.

1 INTRODUCTION

Two main components of a composite steel-concrete column cross-section are steel section and concrete. Depending on the shape of steel section and size of section forces, the composite columns may contain reinforcement and shear studs. In this paper, only the composite columns with double symmetrical cross-section are considered. Typical cross-sections of composite columns are shown in Figure 1 together with notation used in the analysis of composite columns [1].

There are two principal types of composite column cross-sections:

- cross-sections with fully or partially encased steel section and
- cross-sections with concrete-filled rectangular or circular hollow steel section



Slika 1. Osnovni oblici poprečnih preseka spregnutih stubova i oznake
Figure 1. Typical cross-sections of composite columns with notation

Prof. dr Biljana Deretić-Stojanović, dipl.inž.građ.
Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, e-mail: 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
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

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
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
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

Spregnuti stubovi imaju znatne prednosti u odnosu na čisto čelične ili armirano betonske stubove. Sa manjim dimenzijama, a time i utroškom materijala, postiže se znatno veća nosivost. Povećanjem debljine čeličnog profila i dodavanjem armature može se povećati nosivost a da se ne promene spoljašnje dimenzije. Na taj način se na svim spratovima zgrade mogu postići iste spoljašnje dimenzije stubova što ima znatne funkcionalne i arhitektonske prednosti [4],[10]. Spregnuti stubovi imaju znatnu protivpožarnu otpornost. Smanjen je problem izbočavanja delova čeličnog profila. Omogućava se jednostavno povezivanje sa drugim konstruktivnim elementima, kao što su oni od čelika. Jednostavna je i brza izrada.

2 METODE PRORAČUNA SPREGNUTIH STUBOVA

Prikazaće se proračun spregnutih stubova prema Evrokodu 4 [1], [2], [3]. Obuhvataju se izolovani stubovi sa nepomerljivim čvorovima, kao i stubovi i spregnuti pritisnuti elementi u okvirnim konstrukcijama sa nepomerljivim čvorovima, u kojima su ostali elementi konstrukcije spregnuti ili čelični elementi. Delovi stuba od čelika su kvaliteta S235 do S460, a betona klase čvrstoće C20/25 do C50/60.

Kod spregnutog stuba koeficijent doprinosa čelika δ mora da ispunjava sledeći uslov:

$$0,2 \leq d \leq 0,9. \quad (1)$$

gde je δ definisano izrazom (17).

Ukoliko je $d < 0,2$ vrši se proračun za armirano betonske stubove prema Evrokodu 2,

a ukoliko je $d > 0,9$ vrši se proračun čeličnih stubove prema Evrokodu 3.

Proračun spregnutih stubova se zasniva na konceptu graničnih stanja [6], [8]. Granično stanje nosivosti je dokazano ako sile u preseku, usled najnepovoljnije kombinaciji dejstava ni na jednom delu stuba nisu veće od odgovarajuće proračunske nosivosti. Moraju se razmatrati uticaji drugog reda i imperfekcije, a uticaji skupljanja i tečenja se uzimaju u obzir ako postoji verovatnoća da će znatno smanjiti stabilnost stuba. Dokaz za granično stanje upotrebljivosti kod stubova nije potreban. Kod spregnutih stubova je podužno smicanje znatno manje nego kod greda. Veza između čelika i betona ostvaruje se prijanjanjem i trenjem, a spojna sredstva (moždanici) se postavljaju samo u zoni unošenja opterećenja.

Spregnut stub proizvoljnog poprečnog preseka opterećen normalnom silom i momentom savijanja, po konceptu graničnog stanja se proverava u pogledu: a) nosivosti poprečnih preseka; b) nosivosti elementa; c) nosivosti pri izbočavanju; d) unošenja opterećenja; e) nosivosti pri smicanju (podužno i poprečno smicanje).

Pri proračunu nosivosti spregnutih stubova posebnu pažnju treba posvetiti problemu stabilnosti kako opšte tako i lokalne. Uticaji lokalnog izbočavanja mogu da se zanemare kod potpuno ubetoniranih čeličnih preseka, ali i kod drugih tipova spregnutih stubova, u slučaju malih dimenzija u odnosu na debljinu zidova čeličnog preseka, kada su zadovoljeni sledeći uslovi dati u tabeli 1:

Composite columns have significant advantages over the steel columns or reinforced concrete columns. With smaller dimensions, and therefore, less used materials, it is possible to obtain significantly higher carrying capacity. Increasing the thickness of the steel-section and including the reinforcement, higher carrying capacity can be achieved, while keeping the same outer dimensions of the column. Thus, a building has the same outer dimensions of the columns over all floors, which is, functionally and architecturally, very desirable solution [4]. Composite columns have notable fire resistance. The problems with buckling of steel section are significantly reduced. Connections with other structural elements, for example steel members, are simple. Construction is easy and very fast.

2 COMPOSITE COLUMN DESIGN METHODS

Design methods for composite columns according to Eurocode 4 will be presented in [1], [2], [3]. The scope is limited to the isolated columns and to columns and compression members in non-sway framed structures where other structural elements are composite or steel members. The grades of steel parts of the column are from S235 to S460, and concrete has classes from C20/25 to C50/60.

For the composite column, the steel contribution ratio δ has to satisfy the following condition:

with δ defined in expression (17).

In the case $d < 0,2$, the column is analysed as reinforced concrete column, according to Eurocode 2, while for $d > 0,9$ the column is analysed as steel column, according to Eurocode 3.

The analysis of composite columns is based on concept of limit states [6],[8]. Ultimate limit state is verified if section forces for the most unfavourable combination of actions in all column cross-sections are not greater than the corresponding column resistance. The second-order effects and imperfections have to be considered, while shrinkage and creep effects of concrete are taken into account only if there is a possibility that they will significantly reduce the stability of the column. Verification of serviceability limit states for columns is unnecessary. The longitudinal shear for composite columns is much smaller than for composite beams. The connection between steel and concrete is due to friction and bond, and shear connectors (studs) are placed only in the region of loading introduction.

The composite column with a general cross-section subjected to axial force and bending moment, according to the limit state concept, should be verified for: a) cross-section ultimate capacity; b) column ultimate capacity; c) buckling capacity; d) load introduction; e) shear resistance (longitudinal and transverse shear).

In composite column analysis, the special attention should be made for stability problems, local and global. The effects of local buckling can be neglected for fully encased steel sections and, also, for other cross-section types with small dimensions relatively to the thickness of steel-section, when the limits given in Table 1 are satisfied:

Tabela 1. Uslovi za zanemarenje uticaja lokalnog izbočavanja
Table 1. Limits for neglecting local buckling effects

Tip spregnutog stuba Composite column type	Granični uslov / Condition ($e = \sqrt{235 / f_y}$)
Delimično ubetoniran I-presek (slika 1.b) Partially encased I section (Figure 1.b)	$d / t_f \leq 44e$
Pravougaoni šuplji profil ispunjen betonom (slika 1.c) Concrete-filled rectangular hollow steel section (Figure 1.c)	$h / t \leq 52e$
Kružni šuplji profil ispunjen betonom (slika 1.d) Concrete-filled circular hollow steel section (Figure 1.d)	$d / t \leq 90e^2$

gde je f_y nominalna vrednost granice razvlačenja konstrukcionog čelika.

Provera nosivosti spregnutih stubova može se izvršiti opštom ili uprošćenom metodom. Obe metode se zasnivaju na sledećim pretpostavkama: a) postoji potpuna interakcija između čelika i betona sve do loma; b) ravni poprečni preseki i posle deformacije ostaju ravni.

Opšta metoda proračuna se koristi kod stubova sa nesimetričnim poprečnim presekom i stubova kod kojih se poprečni presek menja po dužini stuba. U proračunu se uzimaju u obzir uticaji drugog reda uključujući rezidualne napone, geometrijske imperfekcije, lokalnu nestabilnost, pukotine u betonu i nelinearno ponašanje materijala uključujući tečenje i skupljanje betona [7], [11]. Obuhvatiti sve ove nelinearne probleme moguće je korišćenjem numeričkih i inkrementalnih postupaka u okviru kompleksnog kompjuterskog programa [5].

Uvođenjem određenih pojednostavljenja u Evrokodu 4 je uspostavljena **uprošćena metoda proračuna** kojom se bez većih teškoća dolazi do rešenja. Za razliku od opšte metode koja se može primeniti u svim slučajevima, tj. bez uslova, primena približne metode je ograničena. Ova metoda obuhvata spregnute stubove čiji su poprečni preseki dvostruko simetrični i konstantni duž stuba, a bazira se na primeni evropskih krivih izvijanja (slika 6) koje su u saglasnosti sa Evrokodom 3.

Za primenu uprošćene metode je potrebno da budu ispunjeni sledeći uslovi:

- Poprečni presek stuba je simetričan i konstantan po čitavoj dužini stuba, što podrazumeva da se težišta čeličnog i betonskog dela preseka bez prslina poklapaju;

- Relativna vitkost $\bar{\Gamma}$ spregnutog stuba treba da zadovolji uslov $\bar{\Gamma} \leq 2,0$.

- Maksimalna površina poprečnog preseka podužne armature koja može da se koristi u proračunima ne treba da je manja od 0,3% niti veća od 6% površine poprečnog preseka betona.

- Granične debljine zaštitnog betonskog sloja c_y i c_z (sl.1.a), koje se mogu koristiti u proračunima za potpuno ubetonirane čelične preseke, iznose: $\max c_z = 0,3 h$ i

$$\max c_y = 0,4 b$$

- Zaštitni sloj betona za nožice čeličnog preseka obloženog betonom ne treba da je manji od 40mm, ni manji od jedne šestine širine nožice b , da bi se obezbedilo sigurno prenošenje sila prijanjanja, zaštita

where f_y is a nominal value of the yield strength of structural steel.

There are two methods of design of composite columns: a general method and a simplified method. The underlying assumptions for both methods are: a) there is a full interaction between steel and concrete until failure; b) cross-section remains plain after deformation.

The general design method is used for design of columns with non-symmetrical or non-uniform cross sections over the length of the column. The second order effects including residual stress effects, geometrical imperfections, local instabilities, cracking of concrete and nonlinear behaviour including creep and shrinkage [7],[11] are all considered. In order to perform this complex analysis, the appropriate computer program which uses different numerical and incremental procedures, is required [5].

Introducing specific assumptions, **the simplified design method** is established in Eurocode 4. However, while the general design method can always be applied, i.e. without restrictions, the range of application of the simplified method is limited. This method is limited to composite columns with double symmetrical and uniform cross-section over the column length, and it is based on application of European buckling curves (Figure 6) for steel sections (Eurocode 3).

In order to apply the simplified design method, the following conditions need to be satisfied:

- Cross-section is double symmetrical and uniform over the column length, which means that centroids of steel section and uncracked concrete section coincide;

- Relative slenderness $\bar{\Gamma}$ of the composite column needs to satisfy the condition $\bar{\Gamma} \leq 2,0$.

- Maximal cross-sectional area of the longitudinal reinforcement that can be included in the calculation of cross-sectional resistance should not be less than 0.3% and greater than 6% of the area of the concrete.

- The limiting values of the concrete cover c_y and c_z (Figure 1.a), that can be used in the calculation of concrete fully encased sections are: $\max c_z = 0,3 h$

$$\text{and } \max c_y = 0,4 b.$$

- The concrete cover for flanges of steel-section should not be less than 40mm or 1/6 of width of steel flange b , in order to ensure transfer of bond forces, protection of steel section from corrosion and splitting of concrete.

čelika od korozije i odvajanje betona

– Odnos visine i širine spregnutog poprečnog preseka treba da se kreće u granicama:

$$5,0 > h_c/b_c > 0,2.$$

U okviru proračuna spregnutog stuba koristi se teorija plastičnosti za analizu nosivosti preseka, a teorija elastičnosti za analizu nosivosti i stabilnosti stuba kao izdvojenog elementa.

Prikazaće se prvo analiza nosivosti poprečnog preseka spregnutog stuba izloženog aksijalnom pritisku i kombinaciji aksijalnog pritiska i savijanja. Pretpostavlja se potpuna plastifikacija poprečnog preseka i usvaja se pravougaoni dijagram napona u svim delovima preseka, pri tome se zategnuti deo betona zanemaruje. Ose y i z su glavne centralne ose inercije i usvojiće se osa y kao osa oko koje je moment inercije veći ($I_y=I_{max}$, $I_z=I_{min}$).

3 NOSIVOST POPREČNOG PRESEKA SPREGNUTOG STUBA

3.1 Nosivost poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku

Nosivost pri aksijalnom pritisku potpuno plastifikovanog poprečnog preseka $N_{pl,Rd}$ jednaka je zbiru odgovarajućih nosivosti čeličnog profila (a), armature (s) i betona (c):

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (2)$$

gde su A_a, A_c, A_s površine poprečnog preseka čeličnog profila, betona i armature;

$f_{yd} = f_y / \gamma_a$, $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ - odgovarajuće proračunske vrednosti- granice razvlačenja za čelik i armaturu, odnosno čvrstoće betona na pritiska i f_y, f_{ck}, f_{sk} - njihove odgovarajuće karakteristične vrednosti i u skladu sa EC3 i EC2; $\gamma_a=1,0$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_c=1,5$ koeficijenti sigurnosti za odgovarajuće materijale.

Parametar α , kojim se redukuje čvrstoća betona zavisi od tipa spregnutog preseka. Za ubetonirane čelične profile $\alpha=0,85$, a u slučaju šupljih profila ispunjenih betonom, zbog efekata utezanja betona povećava se nosivost betona, pa je $\alpha=1$.

Kod kružnih šupljih profila ispunjenih betonom može se uzeti u obzir povećanje čvrstoće betona usled utezanja, pod uslovom da je relativna vitkost $\bar{I} \leq 0,5$, da je i $e/d < 0,1$, gde je e ekscentricitet opterećenja dobijen preko M_{Ed}/N_{Ed} , a d je spoljni prečnik šupljeg profila. Nosivost pri pritisku $N_{pl,Rd}$ potpuno plastifikovanog spregnutog preseka može tada da se proračuna preko sledećeg izraza:

$$N_{pl,Rd} = h_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left[1 + h_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s \cdot f_{sd} \quad (3)$$

gde su t i d debljina zida i spoljni prečnik šupljeg profila, a h_a i h_c koeficijenti dati u EC4 u zavisnosti od relativne vitkosti \bar{I} . Koeficijentima h_a i h_c se uvode efekti utezanja betona.

– The ratio of the depth to the width of the composite cross-section should be within the limits: $5,0 > h_c/b_c > 0,2$.

In the analysis of composite columns, the theory of plasticity is used for the calculation of cross-sectional resistance, while theory of elasticity is used for the calculation of individual column resistance and stability.

The calculation of the cross-sectional resistance of a composite column to axial compression and to compression and bending are explained firstly. The complete plastification of a cross-section and the rectangular stress diagrams in all parts of a cross-section are assumed, neglecting the concrete in tension. Axes y and z are the principal centroidal axes of inertia and the axial moment of inertia about the axis y represents the maximum and, about axis z , the minimum principal moment of inertia ($I_y=I_{max}$, $I_z=I_{min}$).

3 RESISTANCE OF A COLUMN CROSS-SECTION

3.1 Resistance of cross-section to axial compression

The resistance of the fully plastified cross-section $N_{pl,Rd}$ is equal to the sum of the resistances of a steel section (a), reinforcement (s) and concrete (c):

where A_a, A_c, A_s represent areas of steel section, concrete and reinforcement,

$f_{yd} = f_y / \gamma_a$, $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ - represent the corresponding design strengths of each material, i.e. design value of the yield strength of structural steel, of reinforcement and the cylinder compressive strength of concrete, and f_y, f_{ck}, f_{sk} their corresponding characteristic values according to EC3 and EC2. $\gamma_a=1,0$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_c=1,5$ are partial safety factors for these materials.

Parameter α which reduces the strength of concrete depends on the type of composite cross-section. For concrete encased sections it takes a value $\alpha=0,85$, and for concrete-filled hollow steel sections, because of confining effect of the steel tube, it is $\alpha=1$.

For concrete-filled circular hollow steel sections the increased concrete resistance due to confining effect can be taken if relative slenderness $\bar{I} \leq 0,5$, and if $e/d < 0,1$, where e is the eccentricity of the force obtained from the expression M_{Ed}/N_{Ed} , and d is the outer diameter of the hollow section. The resistance to axial compression $N_{pl,Rd}$ of fully plastified composite section can be found from the following expression:

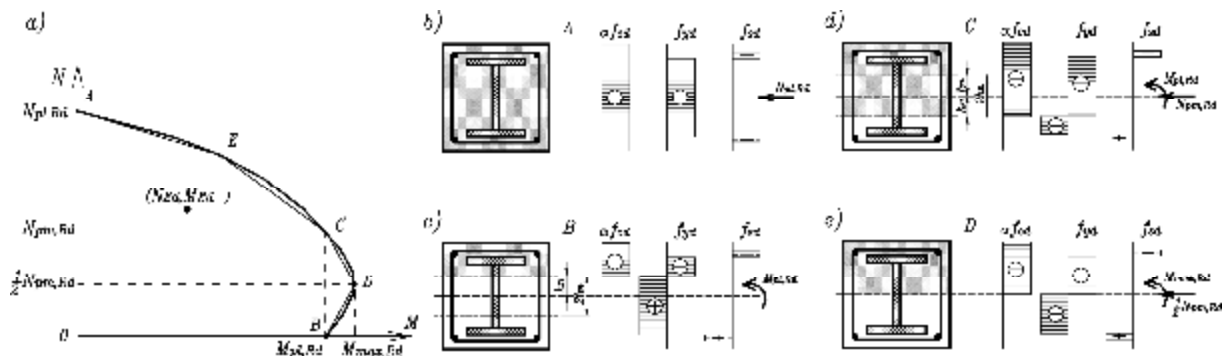
where t and d are the wall thickness and the outer diameter of the hollow section. The coefficients h_a and h_c are given in EC4 and depend on the relative slenderness \bar{I} . Coefficients h_a and h_c include confining effects.

3.2 Nosivost poprečnog preseka pri pritisku i jednoosnom savijanju

Kada u spregnutom preseku pored aksijalne sile pritiska deluje i moment savijanja, tada se nosivost pri aksijalnom pritisku $N_{pl,Rd}$, dobijena na prethodno opisani način, smanjuje.

Veza između nosivosti pri aksijalnom pritisku $N_{pl,Rd}$ i nosivosti pri savijanju $M_{pl,Rd}$ može da se prikaže pomoću interakcione krive (slika 2.a). Ova kriva prikazuje redukciju nosivosti preseka pri aksijalnom pritisku sa porastom momenta savijanja

Poprečni presek izložen dejstvu proračunske aksijalne sile N_{Ed} i proračunskog momenta savijanja M_{Ed} imaće zadovoljavajuću nosivost ukoliko se tačka (N_{Ed}, M_{Ed}) nalazi unutar oblasti ograničene ovom interakcionom krivom.



Slika 2 a) Interakciona kriva N-M za pritisak i jednoosno savijanje;
 b)-e) Raspodele napona za karakteristične tačke na interakcionoj krivoj
 Figure 2. a) Interaction curve N-M for compression and uniaxial bending;
 b)-e) Stress diagrams for different points on the interaction curve

Interakciona kriva može da se odredi analizirajući različite položaje neutralne ose koja se postupno pomera duž preseka. Pretpostavljajući pravougaoni dijagram raspodele napona, za svaki položaj neutralne ose se određuju vrednosti normalne sile i odgovarajućeg momenta savijanja. Ako se izaberu mali koraci u analizi, dobija se kontinualna kriva interakcije.

U okviru uprošćene metode prema EC4 moguće je jednostavno odrediti samo četiri ili pet tačaka (A,B,C,D i E) ove interakcione krive. Stvarna interakciona kriva se može zameniti poligonarnim dijagramom (slika 2.a) koji prolazi kroz te tačke.

Tačke A, B, C i D na interakcionom dijagramu mogu se odrediti ako se pretpostavi da je raspodela normalnih napona pravougaona, kao što je prikazano na slici 2.b-e, uz korišćenje simetrije preseka. Zanimljivo je da se zanemaruje deo betona koji je zategnuti deo preseka. Neutralna osa se postupno pomera iz položaja koji odgovara momentu pune plastičnosti $M_{pl,Rd}$ (slika 2.c, i tačka B na slici 2.a) prema donjoj ivici poprečnog preseka i za svaki njen položaj iz uslova ravnoteže se računaju vrednosti normalne sile i odgovarajućeg momenta savijanja prikazani na interakcionoj krivoj.

Na slici 2.b-e su prikazane raspodele napona koje odgovaraju tačkama A do D interakcione krive, za uobičajeni ubetonirani I-presek izložen savijanju oko ose y ($I_y = I_{max}$). Ovaj postupak se primenjuje za sve dvostruko simetrične preseke spregnutog stuba, ne samo za ubetonirani I presek. Za slučaj šupljih profila ispunjenih

3.2 Resistance of cross-section to compression and bending

When a composite section is subjected to combined compression and bending, the previously described resistance to compression $N_{pl,Rd}$, decreases.

The relationship between resistance to compression $N_{pl,Rd}$ and resistance to bending $M_{pl,Rd}$ is given by an interaction curve (Figure 2.a). This curve shows the reduction of section resistance to compression with increase of bending moment.

A cross-section subjected to design axial force N_{Ed} and design bending moment M_{Ed} have sufficient resistance if the point (N_{Ed}, M_{Ed}) is within the area limited with the interaction curve.

Interaction curve can be constructed point by point, considering different positions of the plastic neutral axis. Assuming the rectangular stress block diagram, for each position of the neutral axis, values of axial force and corresponding bending moment can be calculated. If a neutral axis moves in small steps, the continuous interaction curve can be obtained.

The simplified design method of EC4 allows easy calculation of only four or five points of the interaction curve (A,B,C,D and E). The real interaction curve can be represented with polygonal curve passing through these points (Figure 2.a).

The points A, B, C and D of the interaction curve can be determined if the rectangular-shaped stress distribution is assumed, as shown in Figure 2.b-e, using the symmetry of the cross-section. The concrete in tension is neglected. The neutral axis moves from the position that corresponds to the fully plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ (Figure 2.c, and point B on Figure 2.a) forward to the lower edge of the cross section and for each its position, from equilibrium equations, values of the axial force and corresponding bending moment are calculated and shown on the interaction curve.

Figures 2.b-e show the stress diagrams for points A to D of the interaction curve, for concrete fully encased I steel section subjected to bending about y axis. The same procedure applies for all double symmetrical cross sections of any type of composite column. For concrete-filled hollow steel sections, the resistance of completely

betonom, nosivost potpuno plastifikovanog poprečnog preseka se može izračunati sa povećanom čvrstoćom betona, odnosno zamenom $0,85f_{ck}$ sa f_{ck} .

Tačka A (slika 2.b): Označava samo plastičnu nosivost pri aksijalnom pritisku $N_{pl,Rd}$, koja se može odrediti na osnovu izraza (1), a moment savijanja je jednak nuli:

$$N_A = N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot a f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad , \quad M_A = 0 \quad (4)$$

Tačka B (slika 2.c): Označava samo plastičnu nosivost pri jednoosnom savijanju $M_{pl,Rd}$, dok je normalna sila jednaka nuli:

$$N_B = 0 \quad , \quad M_B = M_{pl,Rd} \quad (5)$$

Da bi se odredila vrednost plastičnog momenta nosivosti $M_{pl,Rd}$ potrebno je prethodno odrediti položaj neutralne ose h_n .

Tačka C (slika 2.d):

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c a f_{cd} \quad , \quad M_C = M_{pl,Rd} \quad (6)$$

Položaj neutralne ose za tačku C izabran je na odstojanju h_n u odnosu na težišnu liniju, simetrično sa neutralnom osom za tačku B. Zbog simetrije, u dodatim pritisnutim delovima poprečnog preseka (zona $2h_n$) rezultujući momenti u odnosu na težište se poništavaju, pa je ukupni moment u preseku isti kao za tačku B, tj. jednak je plastičnom momentu nosivosti $M_{pl,Rd}$, ali se u ovim delovima kao rezultanta napona pritisaka javlja normalna sila $N_{pm,Rd}$.

Sabiranjem naponskih dijagrama za tačke C i B (slika 3.a) očigledno je da se svi delovi dijagrama za čelični nosač i armaturu međusobno poništavaju, a kako je zbog simetrije preseka pritisnuti deo betona za tačku B identičan sa zategnutim delom betona za tačku C, to je onda rezultujuća normalna sila nosivosti za ceo presek u tački C (jer je $N=0$ u tački B) jednaka nosivosti celokupnog betonskog dela preseka ($N_C = N_{pm,Rd} = A_c a f_{cd}$).

Tačka D (slika 2.e):

$$N_D = N_{pm,Rd} / 2 \quad , \quad M_D = M_{max,Rd} \quad (7)$$

U tački D neutralna osa se poklapa sa težišnom osom poprečnog preseka. U ovom slučaju je na osnovu slike 2.d i slike 2.e rezultujuća normalna sila jednaka polovini normalne sile koja odgovara tački C, tj. $N_{pm,Rd}/2$, a iz naponske raspodele se dobija odgovarajući moment:

$$M_{max,Rd} = \frac{1}{2} W_{pc} \cdot a f_{cd} + W_{pa} \cdot f_{yd} + W_{ps} \cdot f_{sd} \quad (8)$$

gde su W_{pc} , W_{pa} i W_{ps} plastični otporni momenti betonskog dela preseka (bez prslina), čeličnog profila i armature u odnosu na neutralnu (težišnu) osu:

$$W_{pa} = \frac{(h - 2t_f)^2 t_w}{4} + b t_f (h - t_f) \quad , \quad W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_i| \quad , \quad W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \quad (9)$$

A_{si} je površina pojedinačne armaturene šipke, a e_i odgovarajuće odstojanje do neutralne ose.

plastified cross-section can be found with increased value of concrete strength, i.e. f_{ck} instead of $0.85f_{ck}$.

Point A (Figure 2.b): Represents the resistance to axial compression of fully plasticized cross-section $N_{pl,Rd}$, which can be found from the expression (1), while the corresponding bending moment is zero:

Point B (Figure 2.c): Represents only the resistance to uniaxial bending $M_{pl,Rd}$, while the corresponding axial force is zero:

In order to find the value of the resistance to uniaxial bending $M_{pl,Rd}$, the position of the plastic neutral axis h_n should be known.

Point C (Figure 2.d):

Position of the plastic neutral axis for point C is such that its distance from the centroid of the section is h_n , and has the position that is symmetric to the position of the plastic neutral axis for point B. Due to the symmetry, in the additionally compressed parts of the cross-section (region $2h_n$) the resultant moments about the centroid of the section nullify, and, therefore, the total moment is the same as for the point B, i.e. it is equal to the resistance to uniaxial bending $M_{pl,Rd}$, but the corresponding axial force exists and is equal to $N_{pm,Rd}$.

By adding the stress distributions for points C and B (Figure 3.a), all parts of the stress diagram for steel-section and reinforcement nullify, and due to symmetry of the cross-section, the part of the concrete under compression for point B is identical to the part of the concrete under tension for point C. Therefore, the resultant axial force at point C (since $N=0$ at point B) is equal to the resistance of the concrete section to compression ($N_C = N_{pm,Rd} = A_c a f_{cd}$).

Point D (Figure 2.e):

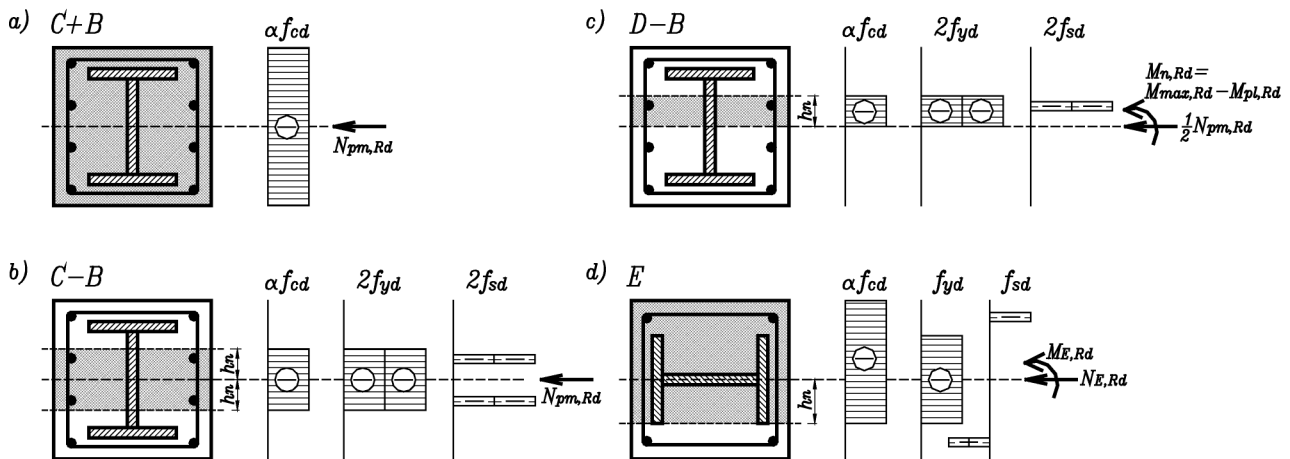
At point D, the plastic neutral axis coincides with the centroidal axis of the cross-section. In this case, based on Figure 2.d and Figure 2.e, the resulting axial force is equal to the half of the axial force at point C, i.e. $N_{pm,Rd}/2$. The corresponding bending moment can be found from the stress distribution:

where W_{pc} , W_{pa} and W_{ps} are the plastic section modules of the concrete part (uncracked), steel part and reinforcement about the neutral (centroidal) axis:

A_{si} is the area of a single reinforcement bar, and e_i is the corresponding distance from the neutral axis.

U tački D se javlja najveći moment nosivosti koji može da se razvije u preseku $M_{max,Rd}$. Ovaj moment je veći od plastičnog momenta nosivosti $M_{pl,Rd}$ jer aksijalna sila pritiska sprečava razvoj prslina u zategnutom betonu što utiče na povećanje nosivosti.

The largest bending moment that can be resisted with a cross-section is the moment $M_{max,Rd}$ at point D. This moment is larger than the plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ since the axial compression force reduces cracking of concrete in tension, and produces higher resistance.



Slika 3. Kombinacija raspodele napona za tačke B, C, D i E:

- a) Normalna sila $N_{pm,Rd}$ - sabiranje komponenti napona za C i B;
 b) Normalna sila $N_{pm,Rd}$ - oduzimanje komponenti napona za C i B;
 c) Plastični moment nosivosti $M_{pl,Rd}$ - razlika raspodele napona za D i B;
 d) Raspodela napona koja odgovara tački E na interakcionoj krivoj

Figure 3. Combinations of stress distribution for points B, C, D and E:

- a) Axial force $N_{pm,Rd}$ - addition of stresses for C and B;
 b) Axial force $N_{pm,Rd}$ - subtraction of stresses for C and B;
 c) Plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ - subtraction of stresses for D and B;
 d) Stress distribution for point E on interaction curve

Oduzimanjem naponskih raspodela za tačke C i B (slika 3.b) dobija se jednostavna raspodela napona samo u oblasti $2h_n$ čija je rezultujuća sila $N_{pm,Rd}$ (ranije određena na osnovu raspodele napna C+B, slika 3.a, izraz (6)). Raspodela napona sa slike 3.b se koristiti da bi se odredila veličina h_n .

Određićemo izraz za sračunavanje veličine h_n za primer spregnutog preseka sa ubetoniranim I profilom, neutralnom osom u rebro profila, kao i savijanjem oko y ose. Koristeći sliku 3.b, iz uslova ravnoteže sledi:

$$N_{pm,Rd} = A_c a f_{cd} = 2h_n (b_c - t_w) a f_{cd} + 2h_n t_w 2f_{yd} + A_{sn} 2f_{sd} - A_{sn} a f_{cd} \quad (10)$$

Pretpostavlja se da u zoni $2h_n$ preseka postoji armatura A_{sn} . Iz relacije (10) sledi traženi izraz za veličinu h_n :

$$h_n = \frac{A_c a f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - a f_{cd})}{2b_c a f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - a f_{cd})} \quad (11)$$

Za neutralnu osu koja prolazi kroz flanšu, ili je u betonu iznad čeličnog profila na sličan način treba izvesti nove izraze za h_n .

Plastični moment nosivosti $M_{pl,Rd}$ se jednostavno može odrediti iz razlike naponske raspodele za tačke D i B (slika 3.c):

By subtracting the stress distributions for points C and B (Figure 3.b), a simple stress distribution in region $2h_n$ with the resulting axial force $N_{pm,Rd}$ (determined previously from stress distribution C+B, Figure 3.a, expression (6)) can be found. The value h_n can be calculated from the stress distribution shown in Figure 3b.

The expression from which h_n can be calculated in the case of fully encased I section with plastic neutral axis passing through the web of the steel section and subjected to the bending about y axis, will be derived. From the equilibrium equation and using the Figure 3.b, it follows:

where A_{sn} is the area of the reinforcement that exists in the region $2h_n$. From the expression (10), the expression for the unknown h_n follows:

If neutral axis passes through the steel flange or through the cover concrete above the steel section, similarly, the new expression for h_n should be found.

The plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ can be found simply, by subtracting stress distributions for points D and P (Figure 3.c):

$$M_{n,Rd} = W_{pan} 2f_{yd} + W_{pcn} a f_{cd} + W_{psn} 2f_{sd} \quad (12)$$

odnosno:

that is:

$$M_{n,Rd} = W_{pan} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pcn} a f_{cd} + W_{psn} f_{sd} \quad (13)$$

gde su W_{pcn} , W_{pan} i W_{psn} plastični otporni momenti delova preseka u zoni $2h_n$, betonskog dela, čeličnog profila i armature u odnosu na težišnu osu (osu y):

where W_{pcn} , W_{pan} and W_{psn} are the plastic section modules about the centroidal y axis of the parts of concrete section, steel section and reinforcement in the region $2h_n$:

$$W_{pan} = t_w h_n^2, \quad W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} |e_i|, \quad W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} \quad (14)$$

Koristeći izraze (8) i (13) može se odrediti plastični moment nosivosti $M_{pl,Rd}$.

From the expressions (8) and (13), the plastic resistance moment $M_{pl,Rd}$ can be found:

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (15)$$

Premda poligonalna linija leži ispod tačne interakcione krive, proračunska vrednost ne leži uvek na očekivanoj strani. Ako je odstupanje između pologonalne i tačne krive na delu AC znatno, onda se na tom delu uvodi još jedna tačka E (slika 2.a). To je obično slučaj sa savijanjem ubetoniranog I profila oko ose z ($I_z = I_{min}$).

Although the polygonal curve is always below the exact interaction curve, the design resistance does not lay always on the expected side. If the offset between polygonal and the exact curve over the part AC is significant, an additional point E at this part can be introduced on the curve (Figure 2.a). This is usually the case with the bending about the weak z axis of the enclosed I steel-section.

Položaj neutralne ose se bira tako da je što jednostavnije iz naponske raspodele odrediti vrednosti normalne sile $N_{E,Rd}$ i odgovarajućeg momenta $M_{E,Rd}$ (slika 3.d).

The position of the neutral axis for point E should be picked in a way that the axial force $N_{E,Rd}$ and the bending moment $M_{E,Rd}$ can be determined easily from the corresponding stress distribution (Figure 3.d).

Dodatnu tačku E na interakcionom dijagramu (slika 2.a) treba odrediti približno na sredini između tačaka A i C, ukoliko je nosivost stuba pri aksijalnom pritisku ($cN_{pl,Rd}$) veća od nosivosti potpuno plastifikovanog betonskog dela preseka ($N_{pm,Rd}$).

The additional point E of the interaction curve (Figure 2.a) should be placed near the middle of the distance between points A and C, if the column resistance to axial load ($cN_{pl,Rd}$) is higher than the resistance of the fully plastified concrete section to compression ($N_{pm,Rd}$).

3.3 Uticaj poprečne smičuće sile

Uz savijanje je uvek prisutna i poprečna sila V_{Ed} . Iako beton znatno doprinosi prenosu ove sile, iz praktičnih razloga se taj doprinos zanemaruje, pa se može pretpostaviti da poprečnu silu smicanja prihvata samo čelični presek:

3.3 Influence of transverse shear force

The transverse shear force V_{Ed} is always present along with bending. Although a part of this force is resisted by concrete, due to practical reasons it is usually neglected, and it is assumed that the whole shear force is resisted by the steel - section alone:

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{g_a} \quad (16)$$

gde je A_v površina smicanja, i sačinjavaju je najvećim delom delovi poprečnog preseka koji su paralelni sa pravcem delovanja smičuće sile, f_y je nominalna vrednost granice razvlačenja čelika, a g_a je koeficijent sigurnosti ($g_a=1,0$).

where A_v is the shear area of the steel-section and mainly consists of the parts of steel section which are parallel to the shear force direction; f_y is the nominal value of the yield strength of structural steel, and g_a is a partial safety factor ($g_a=1,0$).

Ako je smičuća sila $V_{a,Ed}$ koja deluje na čelični presek veća od 50% proračunske nosivosti na smicanje čeličnog preseka $V_{pl,a,Rd}$ treba uzeti u obzir njen uticaj na nosivost na savijanje i aksijalnu silu.

If shear force $V_{a,Ed}$ that acts on the steel section is greater than 50% of the plastic resistance of the steel-section to vertical shear $V_{pl,a,Rd}$, its influence on the resistance to bending and compression should be taken into account.

Kada je $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, uticaj poprečnog smicanja na nosivost pri kombinaciji savijanja i pritiska, treba uzeti u obzir pomoću redukovane granice razvlačenja $(1-r)f_{yd}$ za površinu smicanja A_v , gde je $r = (2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$.

Where $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$, the influence of the transverse shear force on the resistance to bending and compression should be taken into account by reducing the design steel strength to $(1-r)f_{yd}$ for the shear area A_v , where $r = (2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$.

4 NOSIVOST SPREGNUTOG STUBA

Posmatraće se izdvojeni spregnuti stub koji je na krajevima opterećen normalnom silom pritiska N_{Ed} i momentima savijanja $M_{z,Ed}$ i $M_{y,Ed}$. Normalna sila i momenti savijanja su određeni globalnom analizom, tj. analizom konstrukcije kojoj pripada posmatrani stub. Analiziraće se posebno nosivost spregnutog stuba izloženog samo aksijalnom pritisku i posebno izloženog istovremenom uticaju aksijalnog pritiska i savijanja momentima.

Definisaće se neke karakteristične veličine vezane za analizu spregnutog stuba potrebne kako za globalnu analizu, tako i za lokalnu analizu.

– **Koeficijent doprinosa čelika d** je dat sledećim izrazom:

$$d = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (17)$$

Kako je navedeno u odeljku 2, da bi se posmatrani stub računao kao spregnuti stub potrebno je da bude ispunjen uslov (1), tj. da d bude u granicama: $0,2 \leq d \leq 0,9$.

– **Bezdimenziona vitkost \bar{I}** se, u slučaju spregnutih stubova, definiše kao:

$$\bar{I} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (18)$$

$N_{pl,Rk}$ je karakteristična vrednost nosivosti pri pritisku, dobijena iz (2) ili (3), ako se umesto proračunskih čvrstoća koriste karakteristične vrednosti ($\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1,0$);

Kritična elastična (Ojlerova) sila N_{cr} , definisana je kao:

$$N_{cr} = \frac{p^2 \cdot (EI)_{eff}}{l^2} \quad (19)$$

gde je l dužina izvijanja. Za dužinu izvijanja l izdvojenog spregnutog stuba sa nepomerljivim čvorovima može se usvojiti, na strani sigurnosti, da je jednaka njegovoj sistemnoj dužini.

– **$(EI)_{eff}$ efektivna krutost na savijanje** poprečnog preseka spregnutog stuba oko glavnih osa y ili z jednaka je sumi odgovarajućih krutosti čeličnog profila (a), armature (s) i betonskog dela (c) i za kratkotrajno opterećenje je data sledećim izrazom:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (20)$$

gde su I_a, I_c, I_s momenti inercije za posmatranu ravan savijanja konstrukcionog čelika, betona (bez prslina) i armature; E_a, E_s moduli elastičnosti konstrukcionog čelika i armature; E_{cm} sekantni modul elastičnosti betona, i K_e korekcionni faktor koji treba uzeti kao 0,6.

Pri dugotrajnom opterećenju uzima se u obzir uticaj tečenja i skupljanja betona. U izraz za efektivnu elastičnu krutost $(EI)_{eff}$ tada se umesto E_{cm} uvodi efektivni modul elastičnosti betona $E_{c,eff}$:

4 RESISTANCE OF COMPOSITE COLUMN

The column is considered as an individual member loaded at its ends with the axial compression force N_{Ed} and bending moments $M_{z,Ed}$ and $M_{y,Ed}$. The axial force and bending moments are determined from the global analysis, i.e. by the analysis of the whole structure which contains the considered column. The resistance of the column subjected to axial compression only, and subjected to combined bending and compression are analyzed separately.

The following characteristic values that will be used in the global and local analysis of the composite column are defined.

– **The steel contribution ratio d** is defined as:

As mentioned before in section 2, in order to analyze a column as a composite, it is necessary that this ratio is within the following limits (1): $0,2 \leq d \leq 0,9$.

– **Relative slenderness \bar{I}** is, for composite columns, defined as:

$N_{pl,Rk}$ is the characteristic value of the resistance to compression and can be obtained from the expression (2) or (3), when characteristic strength of each material is used instead of the design strengths ($\gamma_a = \gamma_s = \gamma_c = 1,0$);
The elastic critical (Euler's) force N_{cr} , is defined as:

where l is the buckling length. The buckling length l for an individual column can be taken as equal to its system length, which is on the safe side.

– **$(EI)_{eff}$ effective flexural stiffness** of a cross section of a composite column about principal axis y or z is equal to the sum of the flexural stiffness of steel section (a), reinforcement (s) and concrete (c) and for short-term loading can be calculated from:

where I_a, I_c, I_s are second moments of area, for the considered bending plane, of the steel section, concrete (uncracked) and reinforcement; E_a, E_s are modulus of elasticity of steel section and reinforcement; E_{cm} is the secant modulus of concrete, and K_e is a correction factor that should be taken as 0.6.

For long-term loading, the creep and shrinkage effects of concrete should be taken into account. In this case, in the expression of effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$, instead of E_{cm} the effective modulus of elasticity $E_{c,eff}$ should be used:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (21)$$

gde je: φ_t koeficijent tečenja; N_{Ed} ukupna proračunska normalna sila; $N_{G,Ed}$ normalna sila od stalnog opterećenja.

Tečenje i skupljanje betona izazivaju povećanje ugiba, pa time i prirast sekundarnih momenata savijanja. U zavisnosti od vitkosti stuba i ekscentriciteta ovi uticaji mogu biti značajni, a kod kratkih stubova se mogu zanemariti.

Radi uprošćenja uticaji tečenja i skupljanja betona se mogu zanemariti ako povećanje momenta savijanja po teoriji prvog reda, usled deformacije tečenja i podužne sile koja nastaje usled stalnog opterećenja, nije veće od 10%.

Kada se uzimaju u obzir uticaji drugog reda u okviru dužine stuba za određivanje sila u preseku, proračunska vrednost efektivne krutosti na savijanje $(EI)_{eff,II}$ određuje se preko sledećeg izraza:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (22)$$

gde je $K_{e,II}$ korekcionni koeficijent, koji treba uzeti kao 0,5 a K_0 kalibracioni koeficijent, koji treba uzeti kao 0,9.

Ako se u ovom slučaju uzimaju u obzir dugotrajni uticaji onda se u izrazu (22) umesto E_{cm} koristi $E_{c,eff}$ prema izrazu (21).

4.1 Nosivost spregnutog stuba pri aksijalnom pritisku

Posmatra se izdvojeni spregnuti stub koji je na krajevima izložen uticaju aksijalne sile pritiska određene globalnom analizom. Ukoliko globalna analiza nije sprovedena prema teoriji drugog reda, što je i uobičajeno, za najveći broj izdvojenih spregnutih stubova lokalna analiza se vršiti prema teoriji drugog reda uzimajući u obzir imperfekcije stuba.

Imperfekcija prvenstveno obuhvata odstupanje od vertikalnosti stuba, a pored toga i uticaje rezidualnih napona u čeliku i neke manje uticaje kao što je neravnomerna temperaturna raspodela u stubu.

Prema uprošćenoj metodi proračuna predloženoj u EC4, uticaji imperfekcije pri aksijalnom pritisku se uzimaju u obzir indirektno prilikom određivanja nosivosti stuba korišćenjem odgovarajućih evropskih krivih izvijanja. Tako da nije potrebno određivati moment nastao zbog početne imperfekcije, jer je njegov uticaj na nosivost stuba obuhvaćen krivama izvijanja.

Evropske krive izvijanja su bazirane na ponašanju zglobo oslonjenog stuba sa početnom imperfekcijom. Imperfekcije se uzimaju u obzir pomoću ekvivalentnih geometrijskih imperfekcija. Ekvivalentne geometrijske imperfekcije su predstavljene početnom krivom zakrivljenja ose stuba koja uobičajeno ima oblik sinusnog polutalasa sa najvećom ordinatom e_0 na sredini visine stuba. Početno zakrivljenje (početna imperfekcija) e_0 za spregnut stub ima vrednost $L/300$ do $L/150$, gde je L dužina stuba i u zavisnosti od tipa spregnutog stuba i ose savijanja dato je u tabeli 4.

Na osnovu mnogobrojnih teorijskih i eksperimentalnih ispitivanja pokazano je da se krive izvijanja koje od-

where: φ_t is creep coefficient; N_{Ed} is the total design axial force; $N_{G,Ed}$ is the axial force from the permanent loadings.

Creep and shrinkage of concrete increase deflections, and, therefore, increase second order bending moments, as well. Depending on the column slenderness and eccentricity, these effects can be significant, while in the case of short columns they can be neglected.

In order to simplify the analysis, the effects of creep and shrinkage can be neglected if the increase in the first order bending moments due to creep deformation and longitudinal force from permanent loading is not greater than 10%.

When second order effects are taken into account for determination of section forces, the effective flexural stiffness $(EI)_{eff,II}$ should be found from the following expression:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (22)$$

where $K_{e,II}$ is the correction factor, equal to 0.5, and K_0 the calibration factor, taken as 0.9.

If long-term loading is considered, then E_{cm} from expression (22) should be replaced with $E_{c,eff}$ from expression (21).

4.1 Resistance of composite column to axial compression

The column is considered as an individual member loaded at its ends with the axial compression force determined from the global analysis. If the global analysis is not based on the second order theory, which is common, for the largest number of individual columns the local analysis is performed according to the second order theory, taking into account the column imperfections.

Imperfection primarily includes deviation of the column from verticality, and in addition, the effects of residual stresses in steel section and some other less significant effects such as column non-uniform temperature distribution.

According to the simplified design method of EC4, the effect of imperfections in the axial compression is taken into account indirectly, during the calculation of column resistance using the relevant European buckling curves. Therefore, it is not necessary to determine the bending moment caused by the initial imperfection, since its influence on the column resistance is included through the buckling curves.

European buckling curves are based on the behaviour of a pinned column with an initial imperfection. Imperfections are taken into account by equivalent geometrical imperfections. These equivalent geometrical imperfections are represented with an initial curve of the column bending axis, usually assumed to be sinusoidal with a maximum ordinate e_0 at the mid-span. The initial imperfection e_0 for a composite column has a value between $L/300$ and $L/150$, where L represents the column length, and depending on the length of the

govaraju elementima od čelika (EC3) mogu koristiti i za aksijalno opterećene spregnute stubove. U zavisnosti od tipa spregnutih stubova definisane su sledeće krive izvijanja (slika 4):

- kriva *a*, za šuplje profile ispunjene betonom, sa procentom armiranja manjim od 3%,
- kriva *b*, za potpuno ili delimično ubetonirane I-preseke, za izvijanje oko ose sa
- maksimalnim momentom inercije čeličnog preseka,
- kriva *c*, za potpuno ili delimično ubetonirane I-preseke, za izvijanje oko ose sa minimalnim momentom inercije čeličnog preseka (tabela 4).

U realnim stubovima opterećenih aksijalnom silom pritiska, zbog postojanja geometrijskih imperfekcija, javljaju se sekundarni momenti savijanja (imperfekcijski momenti), pa se nosivost na aksijalni pritisak poprečnog preseka određena izrazom (2) ili (3) smanjuje, zbog čega se uvodi redukcionni koeficijent *c*.

Dokaz nosivosti spregnutog stuba (kao elementa) pri aksijalnom pritisku se svodi na zadovoljenje sledećeg uslova:

$$N_{Ed} \leq c \cdot N_{pl,Rd} \quad (23)$$

gde je: N_{Ed} proračunska vrednost aksijalne sile koja deluje na stub; $N_{pl,Rd}$ nosivost spregnutog preseka prema izrazu (2) ili (3); *c* redukcionni koeficijent za odgovarajući model izvijanja dat u Evrokodu 3 u funkciji odgovarajuće bezdimenzionalne vitkosti \bar{I} , a za odgovarajuću krivu izvijanja.

column and axis of bending, initial imperfection is given in Table 4.

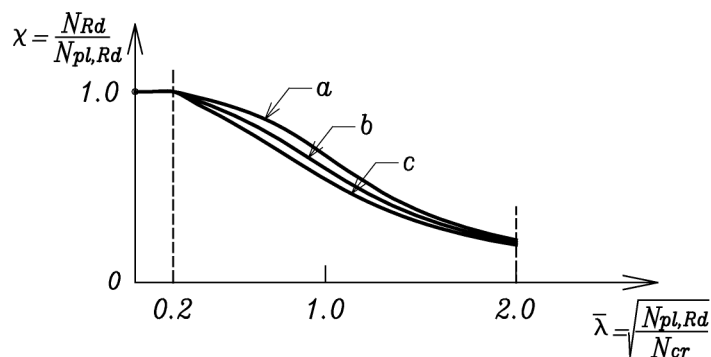
The numerous theoretical and experimental studies have shown that buckling curves for steel sections (EC3) can be used for axially loaded composite columns as well. Depending on the type of composite columns, the following interaction curves are defined: (Figure 4):

- curve *a*, for concrete-filled hollow steel section with reinforcement ration less than 3%,
- curve *b*, for fully and partially encased I sections, for strong axis bending,
- curve *c*, for fully and partially encased I sections, for weak axis bending (Table 4).

In composite columns in reality loaded with axial compression force, due to the presence of geometrical imperfections, the secondary bending moments appear (imperfecion moments), and the resistance to axial compression determined by expressions (2) and (3) reduces by a reduction coefficient *c*.

The verification of the column resistance to axial compression includes the satisfaction of the following condition:

where: N_{Ed} is the design value of axial force that acts on the column; $N_{pl,Rd}$ is the resistance of the composite cross section to compression obtained from expression (2) or (3); *c* is the reduction coefficient for the relevant buckling model of Eurocode 3 and is a function of the relative slenderness \bar{I} , and the relevant buckling curve.



Slika 4. Evropske krive izvijanja prema EC3
Figure 4. European buckling curves of EC3

Redukcionni faktor *c* može da se odredi i na osnovu sledećih izraza:

The reduction coefficient *c* can be found from the following expressions:

$$c = \frac{1}{f + \sqrt{f^2 - (\bar{I})^2}} \leq 1 \quad (24)$$

$$f = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{I} - 0,2) + (\bar{I})^2 \right] \quad (25)$$

α predstavlja stepen ekvivalentnih geometrijskih imperfekcija i ima vrednost u zavisnosti od krive izvijanja (tabela 2).

α is a degree of equivalent geometrical imperfections and have the values given in Table 2, for the relevant buckling curve.

Tabela 2. Imperfekcijski faktor α za krive izvijanja prema EC3
Table 2. Imperfection factors α for buckling curves of EC3

Evropske krive izvijanja Buckling curve	a	b	c
Imperfekcijski faktor α Imperfection factor α	0.21	0.34	0.49

4.2 Nosivost spregnutog stuba pri aksijalnom pritisku i jednoosnom savijanju

Posmatra se izdvojen spregnuti stub opterećen proračunskom aksijalnom silom N_{Ed} i proračunskim momentima na krajevima $M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$, a koji su određeni globalnom analizom po teoriji prvog ili drugog reda. S obzirom da je stub izložen savijanju i aksijalnoj sili pritiska, analiza je pre svega usmerena na proveru stabilnosti pa se prema tome uzima u obzir i uticaj deformisanog oblika elementa (uticaji drugog reda). Dakle, proveru graničnog stanja nosivosti spregnutog stuba izloženog istovremenom dejstvu aksijalne sile pritiska i savijanja sprovodi se u okviru linearne elastične analize drugog reda.

Ako je imperfekcija stuba zanemarena u globalnoj analizi, što se najčešće čini, onda se ona obuhvata pri analizi nosivosti stuba. Pored početne imperfekcije (e_0) koja je kod realnih stubova uvek prisutna, i zbog koje se na sredini stuba javlja dodatni imperfekcijski moment savijanja $N_{Ed}e_0$ (slika 5.a), proračunom se obuhvata i povećanje momenata savijanja u stubu usled povećanja deformacije (uticaji drugog reda). Uticaji drugog reda mogu i da se zanemare, ali se povećanje momenata usled imperfekcije stuba uzima u obzir.

Usled momenata i sila na krajevima i mogućeg poprečnog opterećenja duž stuba, određuju se sile u presecima stuba. Potrebno je definisati najveći moment savijanja koji se javlja na tom stubu $M_{Ed,max}$. Ovaj moment može da se javi i na jednom od krajeva stuba kada je proračunski moment jednak većem od dva momenta na krajevima ($M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$). Maksimalni moment može da se javi i u nekom među-preseku duž stuba s obzirom da poprečno opterećenje duž stuba, početna imperfekcija i uticaji drugog reda, utiču na veličinu momenta savijanja.

Za slučaj kada mogu da se zanemare uticaji drugog reda i s obzirom da imperfekcija može biti u bilo kom pravcu, najveći moment savijanja na stubu, ako je npr. $M_{Ed} = M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ može biti dat izrazom:

$$M_{Ed,max} = M_{Ed,1} + N_{Ed}e_0 \quad (26)$$

Ako su momenti na krajevima različite veličine, ili znaka, a početna imperfekcija nije velika obično je $M_{Ed,max}$ jednako većem od momenata na krajevima (slika 5.b).

U EC4 dat je kriterijum preko koga se određuje da li se pri određivanju najvećeg momenta u stubu uticaji drugog reda duž stuba mogu zanemariti ili ih je potrebno uzeti u obzir (27).

4.2 Resistance to compression and uniaxial bending

The column is considered as an individual member loaded at its ends with the axial compression force N_{Ed} and bending moments $M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$, determined from the first or second order global analysis. Since the column is subjected to bending and axial compression, the analysis is primarily focused on verification of column stability, and the effects of deformed configuration (second order effects) should be taken into account. Therefore, the verification of the limit state of composite column subjected to combined compression and bending is performed within the framework of the second order elastic analysis.

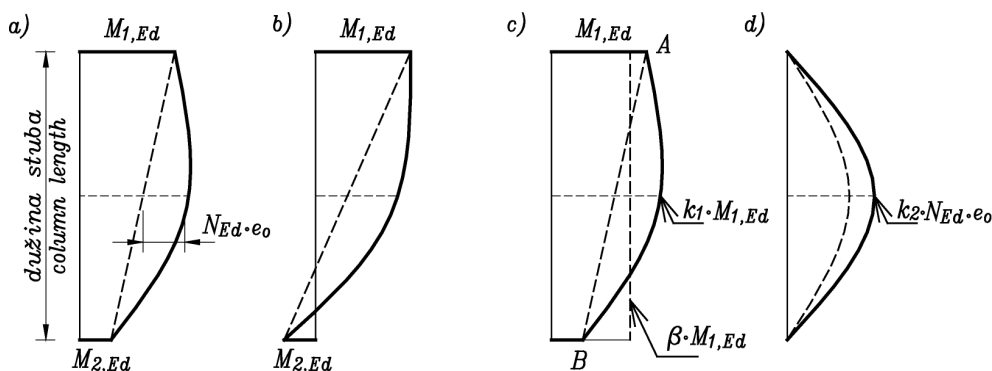
If a column imperfection is neglected in the global analysis, which is common, it should be included in the column analysis. Besides initial imperfection (e_0) which is always present in reality and which produces the additional imperfection moment $N_{Ed}e_0$ (Figure 5.a) at the mid-span, the analysis also include an increase in bending moment due to additional deformations (second order effects). Second order effects can be neglected in some cases, but the additional bending moment due to imperfections has to be taken into account.

The section forces are determined from known column end moments and forces and present lateral loading. It is necessary to define the greatest bending moment of the column $M_{Ed,max}$. This moment can be one of the end moments and the design bending moment is then equal to the greater of two end moments ($M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$). Also, the greatest bending moment can occur at some mid-section since the present lateral loading, initial imperfections and second-order effects affect the moment distribution.

In the case when second order effects can be neglected and since imperfection can exist in any direction, the column greatest bending moment, for the case when $M_{Ed} = M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$, can be expressed as:

If end moments have different values or different signs and initial imperfection is not significant, $M_{Ed,max}$ is usually equal to the greater of the two end moments (Figure 5.b).

Eurocode 4 gives the criteria when second order effects need to be included in determination of the greatest column bending moment (27).



Slika 5. Dijagrami momenata prvog i drugog reda po dužini stuba
a) i b) Momenti prvog reda na krajevima i imperfekcijski moment;
c) Povećanje momenata na krajevima usled uticaja drugog reda;
d) Povećanje imperfekcijskog momenta usled uticaja drugog reda

Figure 5. First order and second order bending moment diagrams
a) and b) First order bending moments and imperfection moment;
c) Increase of end moments due to second order effects;
d) Increase of imperfection moment due to second order effects

Za izdvojene stubove sa nepomerljivim čvorovima, uticaji drugog reda se moraju uzeti u obzir u slučaju kada je ispunjen sledeći uslov:

$$N_{cr,eff} \leq 10N_{Ed} \quad (27)$$

gde je $N_{cr,eff}$ kritična elastična sila (19) koja odgovara krutosti definisanoj izrazom (22).

U praksi je najveći broj stubova relativno vitak i potrebno je uzeti u obzir uticaje drugog reda. U tu svrhu se izolovani stub može posmatrati kao obostrano globno vezan, opterećen na krajevima normalnom silom i momentima savijanja dobijenih globalnom analizom, kao i poprečnim opterećenjem. Korišćenjem diferencijalne jednačine drugog reda može se tada odrediti maksimalni moment u stubu koji se uzima kao proračunski moment $M_{Ed,max}$.

Kao uprošćenje u približnoj metodi proračuna stubova, koju predlaže EC4, uticaji drugog reda duž stuba se mogu uzeti u obzir i množenjem najvećeg proračunskog momenta M_{Ed} koeficijentom uvećanja k koji je dat izrazom

$$k = \frac{b}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}}, \geq 1,0 \quad (28)$$

gde je b koeficijent ekvivalentnog momenta (tabela 3).

Uvećanje početnih momenta koeficijentom k , da bi se uzeli u obzir uticaji drugog reda, se odnosi i na imperfekcijski moment $N_{Ed}e_0$. Dakle, posmatraju se dve odvojene raspodele momenata, pa se koriste i dva koeficijenta k_1 i k_2 . Prva raspodela daje ekvivalentni moment k_1M_{Ed} koji odgovara pravom štapu, a druga raspodela odgovara momentu prvog reda usled imperfekcije $k_2N_{Ed}e_0$. U izrazu k_1M_{Ed} moment M_{Ed} je veći od momenata na krajevima, dobijenih globalnom analizom (tabela 3), a $k_1 = k$.

Koeficijent ekvivalentnog momenta β (dat u tabeli 3) zavisi od raspodele (dijagrama) momenata savijanja duž stuba. Momenti prvog reda na krajevima zamenjuju se ekvivalentnim momentom βM_{Ed} (slika 5.c) koji se na

For individual columns, second order effects need to be taken into account when the following condition is satisfied:

where $N_{cr,eff}$ is the critical elastic normal force (19) that corresponds to the flexural stiffness defined in expression (22).

In practice, the greatest number of columns is relatively slender and second order effects needs to be taken into account. The isolated column can be considered as pinned at both ends, loaded at the ends with axial force and two bending moments for global analysis, and subjected to lateral loading. Using the second order differential equation, the greatest bending moment in the column can be determined, which is taken as design moment $M_{Ed,max}$.

As an additional simplification in the simplified design method of EC4, second order effects can be taken into account by multiplying the greatest design bending moment M_{Ed} by the factor k given by:

where b is an equivalent moment factor (Table 3).

The increase of bending moments by a factor k , in order to include second order effects, refers also to the imperfection moment $N_{Ed}e_0$. Therefore, two different bending moment distributions are considered, with two different coefficients k_1 and k_2 . The first distribution gives the equivalent moment k_1M_{Ed} that corresponds to the flat column, and the second distribution corresponds to the first order moment due to imperfection $k_2N_{Ed}e_0$. In the expression k_1M_{Ed} , moment M_{Ed} is larger of the two end moments, obtained by the global analysis (Table 3), and $k_1 = k$.

The equivalent moment factor β (given in Table 3) depends on the bending moment distribution over the column length. The first order end bending moments are

sredini stuba povećava na $k_1 M_{Ed}$ kako bi se uzeli u obzir uticaji drugog reda.

Moment prvog reda usled imperfekcije $N_{Ed}e_0$, na osnovu tabele 3 ima raspodelu tako da je $\beta=1$, pa je prema tome k_2 različito od k_1 , i k_2 je uvek veće od 1.

S obzirom da je normalna sila konstantna i da imperfekcija može biti u bilo kom pravcu, to se onda moment $k_2 N_{Ed}e_0$ i odgovarajući moment $k_1 M_{Ed}$ mogu sabrati, pa je najveći moment savijanja na stubu obično dat izrazom:

$$M_{Ed,max} = k_1 M_{Ed} + k_2 N_{Ed}e_0 \quad (29)$$

Pri tome $M_{Ed,max}$ mora biti veći ili najmanje jednak većem od momenata na krajevima ($M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$).

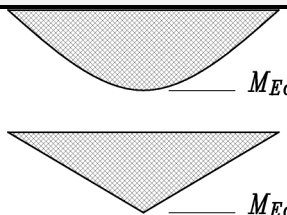
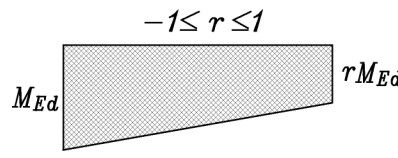
replaced by an equivalent moment βM_{Ed} (Figure 5.c) which increases to $k_1 M_{Ed}$ at the mid-span in order to take into account the second order effects.

The first order bending moment due to imperfection $N_{Ed}e_0$, according to the Table 3, has such the distribution that $\beta=1$, and, therefore, k_2 differs from k_1 , and k_2 is always greater than 1.

Since the axial force is constant and that imperfections can exist in any direction, the moment $k_2 N_{Ed}e_0$ and the corresponding moment $k_1 M_{Ed}$ can add, and the greatest moment is given by the expression:

$M_{Ed,max}$ needs to be greater or equal to the greater of the two end moments ($M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$).

Tabela 3. Koeficijenti b za određivanje momenata po teoriji drugog reda
Table 3. Factor b for the determination of second order bending moment

Raspodela momenta Moment distribution	Koeficijenti momenata b Moment factor b	Komentar Comment
	<p>Momenti savijanja po teoriji prvog reda usled imperfekcije elementa ili poprečnog opterećenja First order bending moment from member imperfection or lateral loading</p> <p>$b = 1,0$</p>	<p>M_{Ed} je maksimalni moment savijanja u okviru dužine stuba, ne uzimajući u obzir uticaje po teoriji drugog reda</p> <p>M_{Ed} the greatest bending moment over the column length ignoring second order effects</p>
	<p>Momenti na krajevima: End moments:</p> <p>$b = 0,66 + 0,44r$ ali / but $b \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} i rM_{Ed} su momenti na krajevima iz globalne analize po teoriji prvog ili drugog reda</p> <p>M_{Ed} and rM_{Ed} are the end moments from the first or second order global analysis</p>

Prema izrazu (28) k mora biti veće ili jednako 1, ovaj uslov je više nego konzervativan kada se zajedno posmatraju obe raspodele momenata drugog reda i tada je često koeficijent ekvivalentnog momenta β za momente na krajevima takav da je odgovarajuće $k < 1$. Pored toga na sredini visine stuba komponenta usled momenata na krajevima zavisi od njihovog odnosa r , pa može imati i malu vrednost tako da u ovom slučaju uslov $k \geq 1$ ne mora da bude ispunjen.

Postupak određivanja nosivosti stuba pri pritisku i jednoosnom savijanju zasniva se na primeni interakcionog dijagrama prikazanog na slici 6, a koji se određuje na osnovu interakcione krive za poprečni presek stuba (slika 2.a).

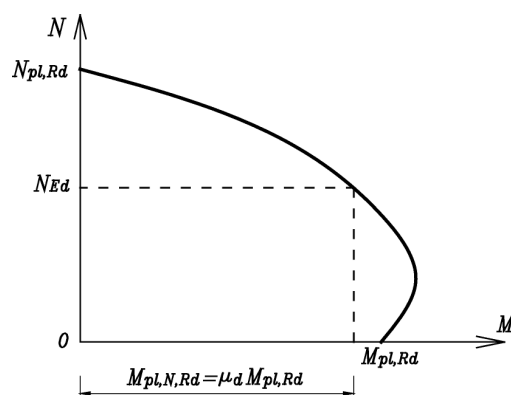
Potrebno je prvo proveriti nosivost stuba pri dejstvu samo aksijalne sile pritiska na način kako je to prikazano u delu 4.1. Ako je zadovoljen uslov (24), tj $N_{Ed} \leq C \cdot N_{pl,Rd}$ onda proračunskoj aksijalnoj sili pritiska N_{Ed} na interakcionom dijagramu (slika 6) odgovara moment savijanja $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$. Da bi stub imao adekvatnu nosivost mora biti zadovoljen i sledeći uslov:

According to the expression (28) k has to be greater or equal to 1. However, this condition is very conservative when the two distributions are considered together and often the equivalent moment factor β for end moments is such that the corresponding $k < 1$. Besides that, the moment at the mid-span depends on the end moments and their ratio r , and can have a small value, so that, in this case, the condition $k \geq 1$ does not need to be satisfied.

The procedure for determining the column resistance to compression and uniaxial bending is based on the interaction diagram shown in Figure 6, which is the ultimate capacity cross-section interaction curve (Figure 2.a).

Firstly, the resistance of the column to compression is verified as it is explained in the section 4.1. If the condition (24) is satisfied, i.e. $N_{Ed} \leq C \cdot N_{pl,Rd}$, the bending moment that corresponds to the design axial force N_{Ed} on the interaction curve (Figure 6), is $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$. The column has sufficient resistance if the following condition is satisfied:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{m_d M_{pl,Rd}} \leq a_M \quad (30)$$



Slika 6: Nosivost stuba: Interakcioni dijagram za pritisak i jednoosno savijanje
Figure 6. Column resistance: interaction curve for compression and uniaxial bending

gde je: $M_{Ed}=M_{Ed,max}$ proračunska vrednost najvećeg momenta savijanja na stubu (na krajevima ili duž stuba) (26) ili (29); $M_{pl,N,Rd}$ proračunska vrednost plastičnog momenta nosivosti, uzimajući u obzir aksijalnu silu N_{Ed} , određena preko $m_b M_{pl,Rd}$, prema slici 6; $M_{pl,Rd}$ proračunska vrednost plastičnog momenta nosivosti određena prema izrazu (15).

Koeficijentom a_M obuhvataju se aproksimacije uvedene prilikom određivanja interakcionog dijagrama (slika 2.a), kao što je pretpostavka o pravougaonom dijagramu napona u pritisnutom betonu za koji se uzima da se prostire sve do neutralne ose. Takođe je korišćena efektivna krutost na savijanje $(EI)_{eff}$ gde se zanemaruje ispucalost betona. Tako da je neophodno izvršiti korekciju nosivosti na savijanje.

Za klase čelika od S235 zaključno sa S355, koeficijent a_M ima vrednost 0,9, dok se za klase S420 i S460 uzima 0,8.

4.3 Nosivost spregnutog stuba pri aksijalnom pritisku i dvoosnom savijanju

Za spregnuti stub izložen aksijalnom pritisku i dvoosnom savijanju vrši se provera nosivosti za svaku ravan savijanja pojedinačno u skladu sa delom 4.2. Na osnovu slike 7, određuju se vrednosti μ_{dy} i μ_{dz} . Imperfekcije se uzimaju u obzir samo u ravni u kojoj se očekuje pojava loma.

Stub ima adekvatnu nosivost ako su zadovoljeni i sledeći uslovi:

$$\frac{M_{y,Ed}}{m_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq a_{M,y} \quad , \quad \frac{M_{z,Ed}}{m_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq a_{M,z} \quad (31)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{m_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{m_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (32)$$

where: $M_{Ed}=M_{Ed,max}$ is the greatest design column bending moment (at the end sections or somewhere between) (26) or (29); $M_{pl,N,Rd}$ is the design plastic moment resistance, including axial force N_{Ed} , determined as $m_b M_{pl,Rd}$, according to Figure 6; $M_{pl,Rd}$ is the plastic resistance moment according to (15).

The coefficient a_M includes approximations introduced during the construction of interaction curves (Figure 2.a), such as the assumption of rectangular stress diagram in compressed concrete up to the neutral axis. Also, the effective flexural stiffness $(EI)_{eff}$ that neglects cracking of concrete is used. Therefore, it is necessary to correct the calculated bending resistance.

For steel grades between S235 and S355, the coefficient a_M is equal to 0.9, while for grades S420 and S460 it is 0.8.

4.3 Resistance to compression and biaxial bending

The composite column subjected to axial compression and biaxial bending should be verified for each plane of bending separately, as explained in section 4.2. According to the Figure 7, values μ_{dy} and μ_{dz} can be determined. Imperfections should be considered only in the plane in which failure is expected to occur.

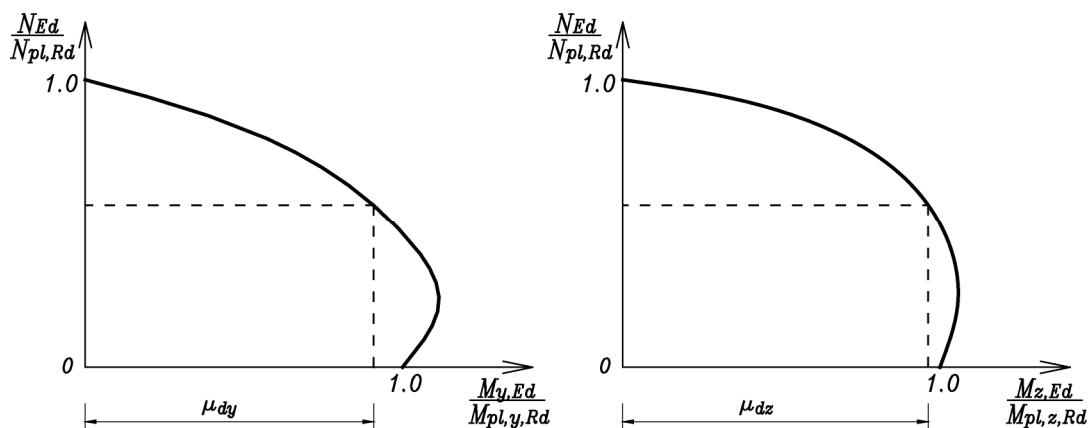
The column should satisfy the following conditions:

$M_{pl,y,Rd}$ i $M_{pl,z,Rd}$ proračunska vrednost plastičnog momenta nosivosti za odgovarajuću ravan savijanja,

$M_{y,Ed}$ i $M_{z,Ed}$ proračunske vrednosti momenata savijanja, uključujući i uticaje drugog reda i imperfekcije

$M_{pl,y,Rd}$ and $M_{pl,z,Rd}$ are the plastic bending resistances of the relevant plane of bending,

$M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$ are the design bending moments including the second order effects and imperfections.



Slika 7. Nosivost stuba pri aksijalnom pritisku i dvoosnom savijanju
Figure 7. Column resistance to compression and biaxial bending

Tabela 4. Krive izvijanja i ekvivalentne početne imperfekcije
Table 4. Buckling curves and equivalent member imperfections

Poprečni presek Cross section	Ograničenja Limitations	Osa izvijanja Axis of buckling	Kriva izvijanja Buckling curve	Imperfekcija elementa Member imperfection
		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
	$r_s \leq 3\%$	bilo koja any	a	L/300
	$3\% < r_s \leq 6\%$	bilo koja any	b	L/200

5 ZAKLJUČAK

U radu je prikazan proračun spregnutih stubova uprošćenom metodom proračuna prema Evrokodu 4. Primena ove metode je ograničena na spregnute stubove čiji su poprečni presezi dvostruko simetrični i konstantni duž stuba. Kako se ovaj tip spregnutih stubova u inženjerskoj praksi i najčešće koristi, to se primenom ove uprošćene metode njihov proračun može sprovesti efikasno i dovoljno tačno bez preteranih teškoća.

NAPOMENA:

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

6 LITERATURA REFERENCES

- [1] Evrokod 4: EN 1994-1-1:2004 Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Beograd, februar 2006.
- [2] Johnson R.P.: Composite Structures of Steel and Concrete, Volume 1, Beams, Columns and Frames for Buildings, Blackwell scientific Publication, Oxford 2004, Third Edition.
- [3] 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.
- [4] Vlajić Lj., Landović A.: Ojačanje armirano-betonskih stubova sprežanjem sa čeličnim cevima, Materijali i konstrukcije, vol. 53, br. 4, str. 39-49, 2010.
- [5] Vlajić Lj., Bešević M., Landović A., Kukaras D.: Numerička analiza nosivosti pritisnutih spregnutih stubova od armiranog betona i čelika, Izgradnja, vol. 64, br. 9-10, str. 513-520, 2010.
- [6] Folić R., Zenunović D.: Spregnute konstrukcije čelik-beton, Monografija, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2009.

5 CONCLUSIONS

The design of composite steel-concrete columns based on the simplified design method according to Eurocode 4 is presented in this paper. The application of this method is limited to composite columns with double symmetric and uniform cross section. As this type of composite columns is used very often in engineering practice, the presented type of analysis is very useful since it allows simple and efficient, but enough accurate analysis of composite columns.

NOTE:

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

- [7] 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.
- [8] 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
- [9] Čukić D., Deretić-Stojanović B.: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Seminar: Evrokodovi za konstrukcije, Beograd 2006, 183-220.
- [10] 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
- [11] Mašović S.: Efekti dugotrajnog opterećenja na ponašanje betonskih konstrukcija, Materijali i konstrukcije, 2008, vol. 51, br. 4, str. 16-26

REZIME

PRORAČUN SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIKA I BETONA

*Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ
Svetlana KOSTIĆ
Sasa STOSIĆ*

U radu se prikazuje proračun nosivosti spregnutih stubova prema važećem evropskom standardu za proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona - Evrokodu 4 (EC4). Daje se detaljni prikaz približne metode proračuna i uslovi za njenu primenu. Stub se posmatra kao izolovani element opterećen mogućim poprečnim opterećenjem i opterećen na krajevima aksijalnom silom pritiska i momentima određenim globalnom analizom tj. analizom konstrukcije kojoj pripada posmatrani stub.

Analizira se nosivost spregnutog stuba izloženog samo aksijalnom pritisku i izloženog istovremenom uticaju aksijalnog pritiska i savijanja momentima. Provera nosivosti poprečnog preseka spregnutog stuba vrši se u okviru teorije plastičnosti, a analiza nosivosti izolovanog stuba u okviru teorije elastičnosti, vodeći računa o uticajima drugog reda i imperfekcijama stuba. 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 interakcionom dijagramu koji se određuje pri analizi nosivosti poprečnog preseka posmatranog stuba.

Kako je u toku usvajanje Evrokodova za konstrukcije kao naših zvaničnih standarda, cilj ovog rada je da detaljnim prikazom proračuna spregnutih stubova prema Evrokodu 4 olakša primenu ovog standarda u našoj inženjerskoj praksi.

Ključne reči: spregnuti stubovi, teorija elastičnosti, teorija plastičnosti, uticaji drugog reda, krive interakcije

SUMMARY

ANALYSIS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE COLUMNS

*Biljana DERETIĆ-STOJANOVIĆ
Svetlana KOSTIĆ
Sasa STOSIĆ*

The paper deals with the design of composite steel-concrete columns according to Eurocode 4. The simplified design method and limitations for its use are explained in details. A column is analysed as an individual member, subjected to lateral loadings over the column height and axial forces and bending moments at the element ends, determined from global analysis, i.e. from the analysis of the whole structure.

The resistance of a composite column subjected to axial compression and biaxial bending is analysed. The verification of bending resistance of a composite steel-concrete column cross section is based on theory of plasticity, while resistance of individual column is based on the theory of elasticity, but include the second-order effects and imperfections. Capacity and stability analysis under axial compression is based on the use of European buckling curves. The verification of column bearing capacity is based on the use of interaction diagram determined from capacity analysis of composite cross-section.

Since the Eurocodes are being accepted as our national standards, the main aim of this paper is to simplify the use of this standard in our ordinary engineering practice through the detailed explanations of the design procedure of composite steel-concrete columns.

Key words: composite columns, theory of elasticity, theory of plasticity, second-order effects, interaction curves