

prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR),
Jamova 2, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.04:531.2

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVEM EVROKODU 8: 1. DEL – POVZETEK PROJEKTIRANJA PO METODI SIL IN NJEGOVA OCENA Z N2-METODO

DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO NEW EUROCODE 8: PART 1 – SUMMARY OF THE FORCE-BASED DESIGN AND ITS EVALUATION BY THE N2 METHOD

Povzetek

Predstavljeni so značilni koraki in rezultati potresnega projektiranja širokega nabora enonadstropnih armiranobetonskih montažnih hal po metodi sil v skladu z drugo generacijo standarda Evrokod 8. Merodajen kriterij, ki je določal minimalne dimenzij stebrov, je bila omejitev njihovega maksimalnega pomika na največ 2 % višine stebra. Pri projektiranju je bil v vseh primerih upoštevan faktor obnašanja $q = 3$ in reducirana efektivna upogibna togost, ki je znašala 50 % teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu.

Potresni odziv tako projektiranih stavb je bil ocenjen z nelinearno potisno analizo (N2-metodo). Izkazalo se je, da je povprečni zasuk stebrov približno dvakrat večji od vrednosti, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Tudi vplivi teorije drugega reda so bili, v splošnem, nepričakovano veliki, še zlasti v visokih stebrih, kjer so presegli dovoljene vrednosti. Glavni razlogi za velike razlike med elastično in nelinearno analizo sta bila poljubno izbrani faktor obnašanja q in poljubno reducirana efektivna togost konstrukcij, ki nista bila ustrezno korelirana. Efektivna togost v elastični analizi je bila približno dvakrat večja kot tista v nelinearni analizi. Podrobna analiza razlik med elastično in nelinearno analizo in postopek projektiranja, ki odpravi te razlike, sta prikazana v spremljajočem članku.

Ključne besede: Evrokod 8 druge generacije, projektiranje po metodi sil, projektiranje za vpliv potresne obtežbe, enoetažne armiranobetonске montažne hale, nelinearna potresna analiza.

Summary

The article provides an overview of the steps and outcomes of the force-based seismic design for a broad range of single-story precast reinforced concrete buildings according to the second generation of Eurocode 8. The criterion defining the cross-sectional dimensions of the columns was the 2 % drift limitation. Buildings were designed considering a behaviour factor of $q = 3$ and an effective stiffness equal to 50 % of the stiffness corresponding to the gross cross-section.

The seismic response of the analysed buildings was evaluated using nonlinear pushover analysis (N2 method). It was found that the chord rotations of the columns were roughly double the value accounted for in the design. The second-order effects were also unexpectedly large, particularly in taller columns, where they exceeded permissible limits. The main causes for the substantial discrepancies between elastic and nonlinear analysis were an arbitrarily chosen behaviour factor q and an arbitrarily reduced effective stiffness, which were improperly aligned. The effective stiffness in the elastic analysis was nearly twice as high as observed in the nonlinear analysis. A comprehensive review of the differences between elastic and nonlinear analysis, along with a design method to address these gaps, is given in the accompanying article.

Key words: second generation of Eurocode 8, force-based design, seismic design, single-story precast reinforced concrete buildings, nonlinear seismic analysis.

1 UVOD

V pripravi je nova generacija Evrokodov, ki bo predvidoma marca 2028 popolnoma nadomestila trenutno veljavne standarde. Evrokod 8 [CEN 2024a, CEN 2024b] za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih uvaja številne novosti. Na primer, poleg tradicionalnega projektiranja na osnovi sil so dovoljeni tudi postopki projektiranja na osnovi pomikov, ki temeljijo na rezultatih nelinearnih analiz; projektni spekter pospeškov ni več določen na osnovi pospeška temeljnih tal, pač pa na osnovi značilnih spektralnih pospeškov; pri projektiranju armiranobetonskih konstrukcij je spremenjeno dimenzioniranje na strig in posamezni konstrukcijski detajli ter pravila konstruiranja; v armiranobetonskih montažnih halah so spremenjena pravila za določanje potrebnih dimenzij stebrov itd.

V članku je prikazan postopek projektiranja armiranobetonskih enoetažnih hal po metodi sil, nato so rezultati ocenjeni z nelinearno N2-metodo. V študiji je obravnavan širok nabor najpogostejšega tipa enoetažnih hal, kjer so stebri in grede povezani z mozniki, fasadni paneli pa z glavno nosilno konstrukcijo z najpogostejše uporabljanimi vrstami stikov, ki zagotavljajo, da paneli bistveno ne vplivajo na togost glavne konstrukcije (slika 1). Bili sta upoštevani dve intenziteti potresnega vpliva, ki za tip tal B ustrezata pospešku temeljnih tal 0,31g in 0,47g.



Slika 1. Analizirani tip armiranobetonskih montažnih hal.

V drugem poglavju je najprej podan povzetek zahtev za projektiranje obravnavnega tipa stavb po novem Evrokodu 8 in predstavljene najpomembnejše spremembe glede na trenutno veljavni standard, vključno z novim elastičnim in reduciranim spektrom pospeškov. Stavbe, vključene v parametrično študijo, so prikazane v poglavju 3.1. Izbira dimenzij stebrov je opisana v poglavju 3.2. Konstruiranje in armatura stebrov sta povzeti v poglavju 3.3. V zadnjem, 4. poglavju je potresni odziv tako projektiranih hal ocenjen z nelinearno potisno analizo oziroma z N2-metodo.

Potresni odziv, ocenjen z nelinearno analizo, je bil bistveno drugačen od tega, kar je predpostavljeno in upoštevano pri projektiranju. Razlogi za velike razlike med elastično in nelinearno analizo kakor tudi nov postopek projektiranja, s katerim dosežemo, da so rezultati obeh postopkov projektiranja primerljivi, so predstavljeni v spremljajočem članku [Isaković, 2025].

2 POVZETEK OSNOVNIH ZAHTEV PRI PROJEKTIRANJU MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH HAL PO DRUGI GENERACIJI EVOKODA 8

2.1 Dimenzije stebrov in njihova začetna togost

Novi EC8-1-2 [CEN 2024b] ohranja podobne kriterije za določitev dimenzij stebrov kot sedanji standard EC8-1 [SIST 2005a], vendar so občutno spremenjene posamezne meje, ki jih je treba upoštevati v teh kriterijih. Maksimalni dovoljen vodoravni pomik stebra (angl. »drift«) je sicer še vedno omejen na 2% višine stebra H , vendar se je občutno spremenil kriterij glede vpliva teorije 2. reda na dimenzije stebra. Mejna vrednost ustreznega koeficienta θ , ki določa minimalne zahtevane dimenzije stebra, je s členom 10.14.3.3(2) standarda EC8-1-2 prepolovljena na 0,05 (v trenutni verziji je ta vrednost 0,1). Treba je omeniti, da je ta koeficient tudi definiran nekoliko drugače kot doslej:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_R q_s V_{tot} H} \quad (1)$$

V zgornji enačbi sta P_{tot} in V_{tot} navpična sila zaradi stalne obtežbe in vodoravna sila zaradi potresnega vpliva (ko obravnavamo tipičen steber v armiranobetonskih halah sta ti dve sili osna in



strižna sila v stebru); $d_{r,SD}$ je projektna vrednost maksimalnega pomika na vrhu stebra pri mejnem stanju velikih poškodb SD (angl. »significant damage limit state«); H je višina stavbe/stebra; q_R in q_s sta komponenti faktorja obnašanja, s katerima se upošteva dodatna nosilnost (angl. »overstrength«) zaradi prerazporeditev potresnih vplivov v statično nedoločene konstrukcije in dodatna nosilnost zaradi drugih virov.

Na prvi pogled se zdi, da je kriterij dosti bolj oster kot v trenutno veljavnem standardu, ki zahteva, da je minimalna dimenzija stebra $H/10$, če θ preseže vrednost 0,1. V novem EC8-1-2 je mejna vrednost θ sicer prepolovljena, a je prepolovljena tudi zahtevana minimalna dimenzija stebra, in sicer na $H/20$. Za razred duktilnosti DC3 (za razlago razredov duktilnosti glejte poglavje 3.1) je absolutni minimum za dimenzijo stebra 25 cm, za razred duktilnosti DC2 pa 20 cm. V značilnih enoetažnih montažnih halah to vodi k zelo podajnim stebrom z dimen-

zijami med 25 cm in 50 cm. Posledično so lahko vrednosti θ zelo velike in v določenih primerih celo presežejo največjo dovoljeno vrednost 0,3.

Za določitev minimalnih dimenzij stebra je po novem EC8-1-2 merodajen kriterij, ki omejuje maksimalni pomik stebra na 2 % višine stebra, saj ta pogoj zahteva večje dimenzije kot kriterij glede teorije 2. reda (glej poglavje 3.2).

Tako kot trenutni tudi novi EC8-1-2 zahteva, da se v analizi upošteva reducirana efektivna togost armiranobetonskih elementov in dovoljuje, da takrat, ko nimamo natančnejših podatkov, upoštevamo, da je ta togost enaka 50 % teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu.

2.2 Reducirani spekter pospeškov in faktor obnašanja

V novem EC8-1-1 [CEN 2024a] je elastični spekter pospeškov definiran na drugačnih osnovah kot doslej. Namesto referenčnega pospeška temeljnih tal sta ključna parametra, ki ju upoštevamo pri določanju elastičnega spektra pospeškov, referenčni spektralni pospešek v resonančnem območju spektra, $S_{a,ref}$, in referenčni spektralni pospešek, $S_{\beta,ref}$, ki ustreza nihajnemu času $T_{\beta} = 1$ s.

Nihajni časi večine montažnih enoetažnih stavb se nahajajo v delu spektra pospeškov, ki ustreza konstantnim hitrostim. V tem spektralnem območju lahko elastični pospešek, $S_e(T)$, ki ustreza nihajnemu času, T , določimo kot:

$$S_e(T) = \frac{S_{\beta} T_{\beta}}{T} \quad (2)$$

Pri tem je $S_{\beta} = F_T F_{\beta} S_{\beta,RP}$; F_T je topografski koeficient, ki je imel v prikazani študiji vrednost 1,0; F_{β} je faktor tal, ki je v prikazani študiji določen kot $F_{\beta} = 1,6 (1 - 0,2 S_{\beta,475}/g)$; $S_{\beta,RP}$ je pospešek v elastičnem spektru, ki ustreza nihajnemu času 1 s in povratni dobi RP, ki je bil v prikazani študiji pri mejnem stanju velikih poškodb – SD (angl. »significant damage«) enak $S_{\beta,475} = 0,4 S_{a,475}$, kjer je $S_{a,475}$ referenčni spektralni pospešek v resonančnem območju elastičnega spektra pospeškov, ki ustreza povratni dobi 475 let.

Projektni spekter pospeškov, katerega ekvivalent je v novem EC8-1-1 reducirani spekter pospeškov, določimo kot:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \quad (3)$$

Pri tem je za obravnavne konstrukcije, za katere so značilni razmeroma dolgi nihajni časi, redukcijski faktor $R_q(T) = q$, kjer je q faktor obnašanja.

Faktor obnašanja q je odvisen od razreda duktilnosti stavbe. Za obravnavne enoetažne armiranobetonske montažne stavbe in razred duktilnosti DC3 (ki približno ustreza razredu DCM v prvi generaciji EC8) je maksimalni $q = 3$. Faktor obnašanja q določimo kot produkt treh koeficientov:

$$q = q_s q_R q_D \quad (4)$$

Koeficienta q_R in q_s sta bila definirana v poglavju 2.1, medtem ko je q_D komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresno energijo. Za obravnavni tip stavb in razred duktilnosti DC3 je $q_D = 2,1$.

2.3 Upogibna armatura

Pri dimenzioniranju na upogib ni bistvenih razlik med novim in trenutno veljavnim EC8. Edina razlika je v količini zahtevane minimalne armature. Ta je v novem standardu odvisna od kvalitete betona in tipa konstrukcijskih elementov. Za beton C 40/50, ki je upoštevan v prikazani študiji, znaša minimalna upogibna armatura v stebrih 0,7 %.

2.4 Dimenzioniranje na strig

Projektne strižne sile določimo tako kot doslej z metodo načrtovanja nosilnosti. V konzolnih stebrih projektne vrednosti maksimalnih strižnih sil V_d določimo tako, da upogibno nosilnost stebra ob vpetju v temelje delimo z višino stebra H . Upogibno nosilnost določimo tako, da njeno projektno vrednost M_{Rd} pomnožimo s faktorjem povečane nosilnosti $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Pri dimenzioniranju na strig je treba upoštevati tudi novi standard Evrokod 2 (EC2) [CEN 2022]. Ta dovoljuje dva različna postopka dimenzioniranja na strig: a) klasičen postopek s spremenljivim naklonom betonske tlačne diagonale in b) dimenzioniranje v skladu s teorijo modificiranega tlačnega polja [Vecchio in Collins, 1986; Biskins in Fardis, 2020].

V prikazani študiji je uporabljen klasični postopek, ki je nekoliko spremenjen glede na trenutni standard EC2 [SIST 2005b]. Namesto sil se kontrolirajo strižne napetosti. Projektna vrednost strižne nosilnosti betona brez strižne armature $\tau_{Rd,c}$ se oceni kot:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{1,4} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (5)$$

$$k_1 = \frac{0,5}{a_{cs,0}} \frac{d}{3} \frac{A_c}{b_w z}; a_{cs,0} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d; k_1 \leq 0,18 \frac{A_c}{b_w z} \quad (6)$$

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{1,4} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \left(\frac{d_{dg}}{d} \right) \quad (7)$$

Pri tem je d statična višina prereza; ρ je delež natezne armature na razdalji d od obravnavanega prereza; f_{ck} je karakteristična tlačna trdnost betona (v tej študiji je upoštevano, da je $f_{ck} = 40$ MPa); d_{dg} je parameter, ki opisuje hrapavost v območju porušitve [$d_{dg} = 16$ mm, glede na 7.2.3(2) in EC8-1-1]; $z = 0,9 d$; b_w je širina prečnega prereza; A_c je ploščina prečnega prereza; $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ je tlačna napetost, ki jo določimo kot razmerje med projektno osno silo in ploščino prereza; M_{Ed} in V_{Ed} sta projektni upogibni moment in projektna prečna sila; f_{yd} je projektna vrednost meje elastičnosti jekla upogibne armature.

Projektno vrednost strižne nosilnosti stremen $\tau_{Rd,sy}$ določimo kot:

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w f_{ywd} \cot \theta \quad (8)$$

Pri tem je ρ_w delež strižne armature; f_{ywd} je projektna vrednost meje elastičnosti jekla strižne armature. Projektne napetosti σ_{cd} v betonskih tlačnih diagonalah so lahko največ enake njeni projektni tlačni nosilnosti $v_{f,cd}$:

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} (\cot \theta + \tan \theta) \leq v_{f,cd} \quad (9)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_d}{z b_w} \quad (10)$$

V zgornjih enačbah je τ_{Ed} projektna strižna napetost; V_d projektna strižna sila, določena po metodi načrtovanja nosilnosti; z je ročica notranjih sil ($z = 0,9d$, d je statična višina prečnega prereza); b_w je širina prečnega prereza. Pri projektiranju za vpliv potresa, se nosilnost betonskih tlačnih diagonal določi tako, kot zahteva EC8-1-1, in sicer kot $v f_{cd} = 0,5/1,6 f_{cd}$, pri čemer je f_{cd} projektna vrednost tlačne nosilnosti betona.

2.5 Armatura za objetje in dolžina plastičnega členka

Dolžina plastičnega členka l_{cr} se oceni kot:

$$l_{cr} = \max\{2b_{max}; 1,0 m\} \quad (11)$$

kjer je b_{max} večja dimenzija prečnega prereza stebra.

V področju plastičnega členka mora mehanski volumski delež prečne armature ω_{wd} znašati vsaj 0,08. Določi se kot:

$$\omega_{wd} = \frac{vol_{wd} f_{ywd}}{vol_{oc} f_{cd}} \quad (12)$$

Pri tem je vol_{wd} volumen armature za objetje; vol_{oc} je volumen objetega betonskega jedra na dolžini plastičnega členka; f_{ywd} projektna vrednost meje elastičnosti prečne armature in f_{cd} projektna tlačna trdnost betona.

Ko upoštevamo razred duktilnosti DC3, sta lahko dve vzdolžni armaturni palici, ki sta podprti s stremeni, medsebojno oddaljeni največ 20 cm. Maksimalna razdalja med stremeni vzdolž stebra s_{max} je lahko največ:

$$s \leq \min\left\{\frac{b_{oc}}{2}; 175 mm; 8d_{bl,min}\right\} \quad (13)$$

Pri tem je b_{oc} manjša dimenzija objetega betonskega jedra; $d_{bl,min}$ je minimalni premer vzdolžne armature.

2.6 Nelinearna analiza in največji povprečni zasuk stebrov

Spremenjena sta postopka, s katerima določamo povprečni zasuk stebra na meji elastičnosti θ_y in mejno vrednost povprečnega zasuka θ_u [Enačbe (7.1), (7.4) in (7.5) v EC8-1-1]. Povprečni zasuk na meji elastičnosti θ_y določimo kot:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + \frac{\phi_y d_{bl} f_y}{8 \sqrt{f_c}} + 0,0019 \left(1 + \frac{h}{1,6 L_v}\right) \quad (14)$$

Pri tem je ϕ_y ukrivljenost na meji elastičnosti; L_v je strižni razpon; d_{bl} je povprečen premer natezne vzdolžne armature; f_y je povprečna napetost na meji elastičnosti vzdolžne armature; f_c je povprečna tlačna trdnost betona; h je višina prečnega prereza.

Mejni povprečni zasuk θ_u se izračuna kot:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (15)$$

V stebrih pravokotnega prečnega prereza se plastični del mejnega povprečnega zasuka θ_u^{pl} določi kot:

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \kappa_{axial} \kappa_{rein} \kappa_{concrete} \kappa_{shearspan} \kappa_{confinement} \theta_{u0}^{pl} \quad (16)$$

Pri tem je $\theta_{u0}^{pl} = 0,039$ osnovna vrednost plastičnega dela mejnega povprečnega zasuka v pravokotnih prerezi; $\kappa_{conform} = 1$ za razred duktilnosti DC3; $\kappa_{axial} = 0,2^v$; $v = N/(A f_c)$ je normirana osna sila; $\kappa_{rein} = [\max(0,01;\omega')/\max(0,01;\omega_{tot}-\omega')]^{0,25}$; $\omega_{tot} = \rho_{tot} f_y/f_c$ je mehanski delež vzdolžne armature; $\omega' = \rho' f_y/f_c$ je mehanski delež tlačne armature; $\kappa_{concrete} = [\min(2;f_c (MPa)/25)]^{0,1}$, korekcijski faktor za beton, katerega tlačna trdnost je različna od 25 MPa; $\kappa_{shearspan} = [1/2,5 \min(9;L_w/h)]^{0,35}$, korekcijski faktor za strižni razpon, ki je različen od 2,5; $\kappa_{confinement} = 24(\alpha \rho_{sw} f_{yw})/(f_c (MPa))$, faktor, s katerim upoštevamo objetje betonskega jedra s prečno armaturo; α je faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, tako kot je definiran v novem EC2; ρ_{sw} je delež prečne armature v smeri strižne sile; f_{yw} je napetost na meji elastičnosti prečne armature (v MPa).

Mejni zasuk je treba zmanjšati z varnostnim faktorjem, ki je odvisen od tega, kakšno mejno stanje obravnavamo, mejno stanje velikih poškodb SD ali mejno stanje blizu porušitve NC (angl. near collapse limit state). Mejni povprečni zasuk, ki ustreza NC-stanju, določimo tako, da vrednost θ_u iz enačbe (15) delimo z varnostnim faktorjem $\gamma_{Rd} = 1,55$ (glej preglednico 10.2 v EC8-1-2). Mejni povprečni zasuk, ki ustreza SD-stanju določimo kot $\theta_{SD} = (\theta_y + 0,5 \theta_u^{pl})/\gamma_{Rd}$, pri tem je $\gamma_{Rd} = 1,35$.

V prikazani študiji smo ukrivljenost na meji elastičnosti ϕ_y določili z analizo prereзов, pri čemer smo upoštevali povprečne vrednosti za mejo elastičnosti jekla in tlačne trdnosti betona. Lastnosti betona objetega betonskega jedra smo določili v skladu z novim EC2. Pri tem smo tudi upoštevali povprečne vrednosti tlačne trdnosti betona. Postopek, s katerim smo določili lastnosti betona objetega betonskega jedra, je povzet v nadaljevanju.

Učinkovitost prečne armature v področju plastičnega členka smo ocenili na standarden način s faktorjem $k_{conf} = k_{conf,b} k_{conf,s}$. Pri tem s koeficientom $k_{conf,b}$ upoštevamo učinkovitost stremen v ravnini prereza, s koeficientom $k_{conf,s}$ pa njihovo učinkovitost vzdolž stebra. Povprečno vrednost tlačne trdnosti objetega betona $f_{cm,e}$ smo določili kot:

$$f_{cm,e} = f_{cm} + k_{conf} \Delta f_{cm}; \Delta f_{cm} = 4 \sigma_{c2m} d_{dg}/32 \quad (17)$$

$$\sigma_{c2m} = \frac{\Sigma A_{s,conf} f_{ym}}{b_{cs} s} \quad (18)$$

Pri tem je f_{cm} povprečna tlačna trdnost betona; d_{dg} je parameter, ki opisuje hrapavost v območju porušitve (glej poglavje 2.4); $A_{s,conf}$ je ploščina enega kraka stremen; f_{ym} je povprečna vrednost meje elastičnosti jekla stremen; b_{cs} je dimenzija objetega betonskega jedra; s je razdalja med stremeni vzdolž stebra.

Deformacijo ε_{c2} pri doseženem $f_{cm,e}$ smo določili kot:

$$\varepsilon_{c2} = 0,002 \left(1 + 5 \frac{\Delta f_{cm}}{f_{cm}}\right) \quad (19)$$

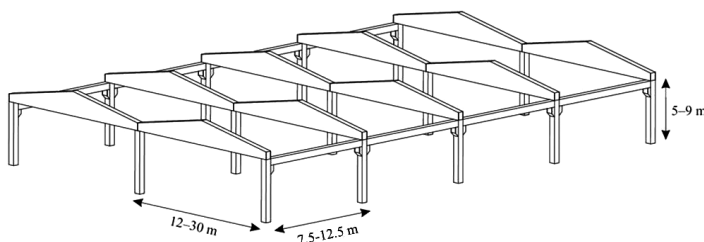
Mejno deformacijo za objeti beton ε_{cu} smo izračunali kot:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 + 0,2 \frac{\Delta f_{cm}}{f_{cm}} \quad (20)$$

3 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH HAL, PROJEKTIRANIH PO METODI SIL V SKLADU Z DRUGO GENERACIJO EVOKODA 8

3.1 Opis konstrukcij, potresni vpliv in faktor obnašanja

Analizirali smo širok nabor armiranobetonskih enoetažnih montažnih hal (slika 2). Tipične razpone, višine stavb in mase smo povzeli po doktorski disertaciji Blaža Zoubka [Zoubek, 2015].



Slika 2. Analizirane stavbe (povzeto po Zoubek, 2015).

Ker je obravnavani konstrukcijski sistem sestavljen iz enakih konzolnih stebrov, povezanih s togo diafragmo, smo namesto celotnih stavb analizirali le značilne stebre, upoštevajoč njihovo pripadajočo maso.

Analizirali smo vse kombinacije mas $m = 40, 60$ in 80 t in višin stebrov $H = 5, 7$ in 9 m. Vsako analizirano stavbo smo označili glede na pripadajočo maso in višino stebra. Na primer »m60H9« označuje stavbo s stebrom višine $H = 9$ m in pripadajočo maso $m = 60$ t. V vseh primerih smo upoštevali beton C 40/50 in jeklo B500 C.

V vseh analiziranih stebrih so normirane projektne osne sile v_d bile mnogo manjše od mejne vrednosti 0,3. Zato je bil povod upoštevan faktor obnašanja $q = 3$. Treba je opomniti, da se duktilnost konstrukcij bistveno zmanjša in da je potresni odziv bistveno drugačen, kot je prikazano v članku, če je meja $v_d = 0,3$ presežena.

V vseh primerih smo pri projektiranju upoštevali razred duktilnosti DC3, ki je eden izmed naslednjih treh razredov duktilnosti, predvidenih v novem standardu EC8:

a) DC1, ki ga lahko približno primerjamo z razredom DCL v trenutnem EC8 [SIST 2005a], pri katerem predpostavimo, da konstrukcija razpolaga z dodatno nosilnostjo (angl. overstrength) in da je njena sposobnost, da se plastično deformira in sipa potresna energija, majhna, zato jo zanemarimo.

b) DC3, ki je podoben razredu DCM v trenutnem EC8, pri katerem upošteevamo, da se lahko pri SD-stanju ustvari globalni mehanizem porušitve konstrukcije, hkrati pa upošteevamo tudi njeno dodatno nosilnost, sposobnost, da se plastično deformira in sipa energija na lokalnem nivoju oziroma v posameznih konstrukcijskih elementih.

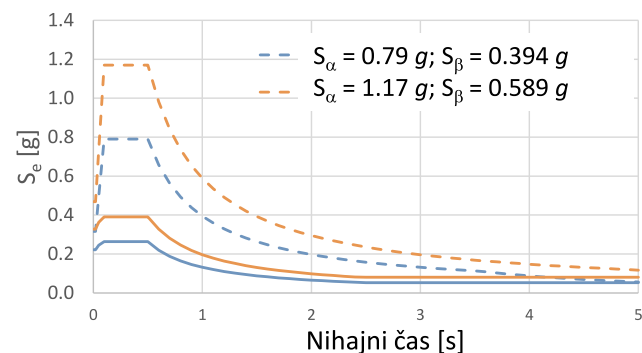
c) DC2 je vmesni razred med DC1 in DC3, pri katerem predvsem upoštevamo dodatno nosilnost konstrukcije in njeno sposobnost, da se plastično deformira in sipa energija na lokalnem nivoju, medtem ko globalni mehanizem porušitve kontroliramo le v omejenem obsegu.

V študiji smo upoštevali dve intenziteti potresnega vpliva in temeljna tla tipa B. Šibkejši intenziteti potresa približno ustreza pospešek temeljnih tal $0,31$ g, močnejši pa $0,47$ g.

Potresni vpliv smo upoštevali z reduciranimi spektri pospeškov. Elastična in ustrezna reducirana (projektna) spektra pospeškov sta za obe obravnavni intenziteti potresnega vpliva prikazana na sliki 3. Šibkejši intenziteti pri nihajnem času $T_\beta = 1$ s ustreza spektralni pospešek $S_\beta = 0,394$ g. Pri močnejši intenziteti je ta vrednost $S_\beta = 0,589$ g.

Obe vrednosti S_β smo določili na osnovi pospeška $S_{\beta,475} = f_h S_{\alpha,475}$ (glej poglavje 2.2), kjer je $S_{\alpha,475}$ spektralni pospešek v resonančnem področju spektra pospeškov, ki ustreza tlom tipa A. Pri šibkejši intenziteti smo upoštevali, da ta znaša $0,65$ g, pri močnejši $1,0$ g. Upoštevali smo, da je faktor $f_h = 0,4$ (glejte člen 5.2.1(4) v EC8-1-1). Navpična komponenta potresa je imela zanemarljiv vpliv na odziv analiziranih stebrov, zato smo jo zanemarili.

Elastična in reducirana spektra pospeškov za tla tipa B



Slika 3. Elastična (črtkani črti) in ustrezna reducirana (projektna) spektra pospeškov (polni črti) za dve intenziteti potresnega vpliva (upoštevana je največja vrednost faktorja obnašanja $q = 3$).

3.2 Dimenzije stebrov

Večina enoetažnih montažnih hal ima visoke in podajne stebre. Posledično so ustrezni nihajni časi T večinoma v delu spektra, ki mu ustrezajo konstantne hitrosti. V takšnih primerih je običajno omejitev njihovega maksimalnega pomika na 2% njihove višine (glej poglavje 2.1) merodajni kriterij za določitev potrebnih dimenzij njihovega prečnega prereza. Potrebne dimenzije stebrov h lahko določimo na osnovi 2% ciljnega povprečnega zasuka $\Delta T = D_T/H$ kot (izpeljave enačb, ki sledijo, so prikazane v spremljajočem članku Isaković, 2025):

$$h = \sqrt[4]{\frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m H}{R S \pi^2 E_c \Delta_T^2}} \quad (21)$$

V zgornji enačbi je S_β pospešek v elastičnem spektru pospeškov pri $T_\beta = 1$ s; H je višina stebra; m je pripadajoča masa tipič-

nega stebra; E_c modul elastičnosti betona; RS je razmerje med efektivno in togostjo, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, D_T je ciljni pomik na vrhu stebra.

V splošnem so stebri v armiranobetonskih halah zelo podajni. Zato je pri njihovi analizi in projektiranju treba upoštevati tudi učinke teorije 2. reda (P- Δ učinke). To zahteva EC8-1-2 v vseh primerih, ko koeficient θ (glejte enačbo 1) preseže vrednost 0,1. Dokler ta koeficient ne preseže vrednosti 0,2, lahko učinke teorije 2. reda upoštevamo približno tako, da upogibne momente in prečne sile v konstrukciji pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Ko je $\theta > 0,2$ je treba te učinke določiti bolj natančno.

Potrebno dolžino stranice kvadratnega prečnega prereza stebrov h , s katero dosežemo določeno vrednost θ , lahko izračunamo kot (bolj splošna formula je izpeljana v spremljajočem članku):

$$h = \sqrt[4]{\frac{4mgH^2}{RS E_c \theta} \cdot \frac{q}{q_R q_S}} \quad (22)$$

Kot smo že omenili, je v vseh stavbah narekovala dimenzijo prečnega prereza omejitev maksimalnega pomika $d_m = 0,02 H$ (člen 10.4.4 v EC8-1-2). V vseh primerih smo pri računu potrebnega h upoštevali $RS = 0,5$ (razmerje med efektivno in togostjo, ki ustreza bruto prečnemu prerezu). Tako določene dimenzije stebrov so prikazane v preglednici 1, in sicer pri obeh upoštevanih intenzitetah potresnega vpliva. Za primerjavo so v isti preglednici podane tudi dimenzije prečnega prereza, ki ustrezajo različnim vrednostim faktorja θ (0,05, 0,1, 0,2, 0,3). V zadnji vrstici so prikazane tudi absolutno minimalne dimenzije stebrov, ki jih predpisuje standard EC8-1-2 v členu 10.14.3.3(2) z namenom, da pokažemo, da so te dimenzije nedopustno majhne, saj so manjše od tistih, ki ustrezajo maksimalni dovoljeni vrednosti $\theta = 0,3$.

ti, kot je običajna praksa, in sicer zato, da bi se izognili različnim stopnjam dodatne nosilnosti stebrov (angl. overstrength), in zato, da bi čim bolj jasno prikazali določene ugotovitve, ki bi jih ta dodatna nosilnost lahko do določene mere zameglila.

3.3 Upogibna, strižna in armatura za objetje

3.3.1 Upogibna armatura in upogibna nosilnost

V preglednicah 2 in 3 so prikazane osnovne lastnosti analiziranih stavb, in sicer pri dveh različnih intenzitetah potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g). Prikazani so: višina prečnega prereza stebra h , višina stebra H , pripadajoča masa m , osnovni nihajni čas konstrukcije T , ustrezna togost k_T , reduciran (projektni) spektralni pospešek S_r , ustrezna računsko prečna sila V_r , maksimalni pomik stebra D_{max} , ustrezen povprečni zasuk Δ določen kot razmerje D_{max}/H , koeficient θ , ki se nanaša na P- Δ učinke.

Za stavbe v preglednici 2 smo računsko prečne sile V_r korigirali s faktorjem $1/(1-\theta)$ zaradi pomembnih P- Δ učinkov (sile V_θ). V vseh primerih smo projektne upogibne momente M_d določili tako, da smo prečne sile pomnožili z višino stebrov H . Pri računu potrebne upogibne armature FR smo upoštevali projektno osno silo N_d in dvoosni upogib, pri čemer smo upoštevali sočasno delovanje 100% in 30% upogibnega momenta M_d v dveh medsebojno pravokotnih smereh.

V večini primerov smo za upogibno armaturo izbrali palice različnih premerov, zato da smo zagotovili upogibno nosilnost, ki je čim bolj podobna zahtevani nosilnosti, predvsem da se izognemo različnim stopnjam dodatne nosilnosti stebrov (angl. overstrength), ki bi lahko zmanjšale jasnost posameznih trendov in ugotovitev, ki so prikazani v nadaljevanju. Zato smo

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$S_\beta = 0,394$ g	46	50	53	50	55	58	54	59	63
$S_\beta = 0,589$ g	56	61	65	62	67	71	66	72	77
$\theta = 0,05$	55	66	74	61	73	82	66	78	88
$\theta = 0,10$	47	55	62	52	61	69	55	66	74
$\theta = 0,20$	39	46	53	43	51	58	47	55	62
$\theta = 0,30$	35	42	47	39	46	53	42	50	56
H/20	25	35	45	25	35	45	25	35	45

Preglednica 1. Dimenzije prečnega prereza stebrov h [cm], ki ustrezajo maksimalnemu pomiku 2% H za dve različni intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g), in dimenzije h , ki ustrezajo različnim vrednostim θ .

Pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g) lahko vplive teorije 2. reda zanemarimo, saj so ustrezne vrednosti θ v vseh stebrih manjše od 0,1. Pri šibkejšem potresnem vplivu so ti učinki bolj pomembni in so bili upoštevani na približen način, kot je bilo že razloženo.

Treba je tudi poudariti, da smo v nadaljnji analizi upoštevali natanko takšne dimenzije stebrov, ki so prikazane v prvih dveh vrsticah preglednice 1. Nismo jih zaokrožali na 5 cm natančnos-

v vseh primerih upoštevali tudi enak razpored vzdolžnih palic, ki so omogočale tudi enako oblikovanje prečne armature, ki vpliva na objetje betonskega prereza (glejte sliko 4). V tabelah 2 in 3 sta prikazana tudi delež vzdolžne armature μ in ustrezna upogibna nosilnost M_{Rd} .

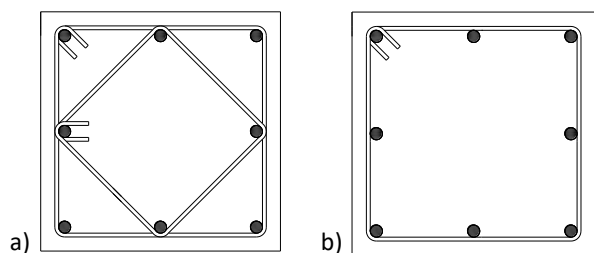
V vseh primerih smo upoštevali beton C 40/50 in jeklo B500 C. Ko smo določali projektno upogibno nosilnost stebrov, smo upoštevali delni varnostni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in za jeklo

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
H [m]	5	7	9	5	7	9	5	7	9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
h [cm]	46	50	53	50	55	58	54	59	63
k_T [kN/m]	1514	772	467	2271	1158	701	3027	1545	934
T [s]	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84
S_r [m/s ²]	1,26	0,90	0,70	1,26	0,90	0,70	1,26	0,90	0,70
V_r [kN]	50,5	36,0	28,0	75,7	54,1	42,0	100,9	72,1	56,1
D_{max} [cm]	10	14	18	10	14	18	10	14	18
$\Delta=D_{max}/H$	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
θ	0,109	0,152	0,196	0,109	0,152	0,196	0,109	0,152	0,196
V_θ [kN]	56,6	42,5	34,9	84,9	63,8	52,3	113,2	85,0	69,7
M_d [kNm]	283	298	314	425	446	471	566	595	627
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
$v_d = N_d/(Af_{cd})$	0,070	0,059	0,052	0,088	0,073	0,066	0,101	0,085	0,074
FR-palice	12ø8	4ø18+ 8ø16	4ø18+ 8ø16	4ø22+8ø20	12ø20	4ø20+8ø18	4ø25+8ø22	12ø22	4ø22+8ø20
FR [cm ²]	30,5	26,2	26,2	40,3	37,7	32,9	50,0	45,6	40,3
μ [%]	1,47	1,07	0,94	1,58	1,25	0,96	1,70	1,31	1,02
M_{Rd} [kNm]	310	315	340	450	495	495	615	660	670

Preglednica 2. Dimenzioniranje na upogib; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
H [m]	5	7	9	5	7	9	5	7	9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
h [cm]	56	61	65	62	67	71	66	72	77
k_T [kN/m]	3383	1726	1044	5074	2589	1566	6765	3452	2088
T [s]	0,68	0,96	1,23	0,68	0,96	1,23	0,68	0,96	1,23
S_r [m/s ²]	2,82	2,01	1,57	2,82	2,01	1,57	2,82	2,01	1,57
V_r [kN]	112,8	80,5	62,6	169,1	120,8	94,0	225,5	161,2	125,3
D_{max} [cm]	10	14	18	10	14	18	10	14	18
$\Delta=D_{max}/H$	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
θ	0,049	0,068	0,088	0,049	0,068	0,088	0,049	0,068	0,088
M_d [kNm]	564	564	564	846	846	846	1128	1128	1128
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
$v_d = N_d/(Af_{cd})$	0,047	0,040	0,035	0,057	0,049	0,044	0,068	0,057	0,050
FR-bars	4ø22+8ø25	12ø22	4ø22+8ø20	12ø28	4ø28+8ø25	4ø22+8ø25	12ø32	12ø28	4ø28+8ø25
FR [cm ²]	54,5	45,6	40,3	73,9	63,9	54,5	96,5	73,9	63,9
μ [%]	1,75	1,24	0,97	1,94	1,42	1,07	2,19	1,42	1,08
M_{Rd} [kNm]	620	600	600	940	940	900	1280	1200	1190

Preglednica 3. Dimenzioniranje na upogib; $S_\beta = 0,589$ g.



Slika 4. Razpored vzdolžne in prečne armature v stebrih: a) v področju plastičnega členka, b) v preostalem delu stebra.

$\gamma_s = 1,15$. V vseh obravnavanih stebrih smo upoštevali enak ciljni povprečni zasuk $\Delta_T = 0,02$. Ta je definiran kot razmerje ciljnega pomika D_T in višine stebra H ($\Delta_T = D_T/H$).

Ko so bili učinki teorije drugega reda zanemarljivi, je bilo razmerje prečnih sil v različnih stebrih z enako pripadajočo maso obratno sorazmerno z njihovo višino, upogibni momenti ob vpetju pa enaki. To lahko preverimo z naslednjima dvema enačbama, ki jih lahko uporabimo za račun upogibnih momentov M_d in računskih prečnih sil V_r :

$$V_r = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T H q} \quad (23)$$

$$M_d = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T q} \quad (24)$$

Pri šibkejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,394$ g) upogibni momenti v stebrih z enako pripadajočo maso niso bili povsem enaki, ker smo jih zaradi P- Δ učinkov povečali s faktorjem $1/(1-\theta)$, ki v vseh stebrih ni bil enak. Pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g) smo lahko te učinke zanemarili, saj so bile vrednosti θ pod kritično mejo ($\theta < 0,1$).

V najvišjih stebrih je bila potrebna količina vzdolžne armature tako v absolutnem (v cm^2) kot tudi v relativnem smislu (%) najmanjša, zato ker je 2 % omejitev povprečne rotacije stebra terjala večje prečne prereze kot v krajših stebrih.

3.3.2 Strižna armatura in strižna nosilnost

Pri dimenzioniranju na strig smo upoštevali projektne prečne sile V_d , ki smo jih določili z metodo načrtovanja nosilnosti:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} / H = 1,1 M_{Rd} / H \quad (25)$$

Pri tem je M_{Rd} projektna upogibna nosilnost stebra ob vpetju; $\gamma_{Rd} = 1,1$ je faktor povečane nosilnosti. V novi generaciji Evrokodov pri dimenzioniranju na strig kontroliramo strižne napetosti. Zato je treba tudi strižne zahteve izraziti z ustreznimi napetostmi τ_{Ed} [glej enačbe (5)–(7)]. Povzetek dimenzioniranja na strig je prikazan v preglednicah 4 in 5.

V večini analiziranih stebrov je nosilnost betona brez strižne armature (glej poglavje 2.4) zadoščala za prevzem strižnih zahtev. Zato je večina stebrov armirana z minimalno strižno armaturo, in sicer z dvostriznimi stremeni $\varnothing 8$ mm/30 cm. Izjema so posamezni kratki stebri. V teh stebrih so strižne zahteve presegle nosilnost betona brez strižne armature, zato smo jih v celoti prevzeli s strižno armaturo.

Ena izmed možnosti, ki je v teh primerih predvideva novi EC2, je, da pri dimenzioniranju na strig upoštevamo, da se hkrati, ko steče strižna armatura, doseže tudi porušitev betonske tlačne diagonale. V zelo vitkih in podajnih stebrih v montažnih halah takšna predpostavka pripelje do nerealističnih rešitev, ker porušitev betonskih tlačnih diagonal težko dosežemo. Zato smo v obravnavanih stebrih količino potrebne strižne armature SR oziroma A_{sw}/s (A_{sw} je ploščina vseh krakov stremen, s pa razdalja med stremeni vzdolž stebra) določili tako, da smo izbrali naklon tlačne diagonale $\theta = 21,8^\circ$, ki mu ustreza maksimalno dovoljen $\cot \theta = 2,5$. Pri tem smo upoštevali tudi člen 7.2.3 v EC8-1-1, ki določa, da je vrednost parametra, ki opisuje hrupavost v območju porušitve $d_{dg} = 16$ mm, vrednost parametra, ki določa nosilnost betonske tlačne diagonal pa $v = 0,5/1,6$.

Strižne zahteve so tudi v teh stebrih le rahlo presegle kapaciteto, zato je tudi v njih zadoščala minimalna strižna armatura.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
h [cm]	46	50	53	50	55	58	54	59	63
M_{Rd} [kNm]	310	315	340	450	495	495	615	660	670
V_d [kN]	68	50	42	99	78	61	135	104	82
τ_{Ed} [MPa]	0,402	0,244	0,181	0,489	0,314	0,219	0,568	0,362	0,249
$\tau_{Rd,c}$ [MPa]	0,480	0,415	0,385	0,500	0,425	0,383	0,508	0,428	0,381
$\tau_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,471	0,449	0,435	0,449	0,426	0,414	0,431	0,410	0,396
SR [mm/cm]	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30	2 $\varnothing$ 8/30
A_{sw}/s	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
ρ_w [%]	0,072	0,067	0,063	0,067	0,061	0,057	0,062	0,056	0,053
$\tau_{Rd,sy}$	–	–	–	–	–	–	0,671	–	–

Preglednica 4. Dimenzioniranje na strig; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
h [cm]	56	61	65	62	67	71	66	72	77
M_{Rd} [kNm]	620	600	600	940	940	900	1280	1200	1190
V_d [kN]	136	94	73	207	148	110	282	189	145
τ_{Ed} [MPa]	0,531	0,307	0,209	0,650	0,395	0,261	0,777	0,434	0,291
$\tau_{Rd,c}$ [MPa]	0,460	0,395	0,355	0,473	0,411	0,354	0,492	0,402	0,356
$\tau_{Rd,c,min}$ [MPa]	0,422	0,403	0,389	0,399	0,383	0,371	0,386	0,368	0,355
SR [mm/cm]	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/27	2ø8/30	2ø8/30	2ø8/21	2ø8/30	2ø8/30
A_{sw}/s	0,033	0,033	0,033	0,037	0,033	0,033	0,048	0,033	0,033
ρ_w [%]	0,060	0,055	0,051	0,060	0,050	0,047	0,159	0,046	0,043
$\tau_{Rd,sy}$	0,647	–	–	0,650	–	–	0,785	0,503	–

Preglednica 5. Dimenzioniranje na strig; $S_{\beta} = 0,589$ g.

Izjemi sta stavbi m60H5 in m80H5, kjer je bila potrebna nekoliko večja strižna armatura. V vseh analiziranih primerih so bile obremenitve tlačnih diagonal σ_{cd} (vrednosti med 1,26-2,25 MPa) mnogo manjše od nosilnosti νf_{cd} (8,33 MPa).

3.3.3 Objetje

S ciljem, da se izognemo vplivu različnih armaturnih detajlov na ugotovitve in sklepe, smo v vseh stebrih prečno armaturo v področju plastičnih členkov oblikovali na enak način (glejte sliko 4). V stebrih z manjšo pripadajočo maso, ki so bili

izpostavljeni šibkejšemu izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov (glejte preglednico 6), so stremena, postavljena na maksimalni dovoljeni razdalji ($s_{req} = s_{max}$), zagotavljala zadostno objetje betonskih prereзов. V stebrih z večjo pripadajočo maso smo to razdaljo morali zmanjšati. Ko smo stebre obremenili z močnejšim izmed upoštevanih potresnih vplivov, je bilo treba razdaljo med stremeni zmanjšati v vseh stebrih (glejte preglednico 7).

Kratika CR pomeni: armatura za objetje, za razlago ostalih oznak glejte 2. poglavje.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
b_o	41,2	45,2	48,2	45,2	50,2	53,2	49,2	54,2	58,2
s_{max} [cm]	14	13	13	16	16	16	18	18	18
s_{req} [cm]	14	13	13	16	15	14	15	13	12
ω_{wd}	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
CR[mm/cm]	ø8/14	ø8/13	ø8/13	ø8/16	ø8/15	ø8/14	ø8/15	ø8/13	ø8/12
l_{cr} [cm]	100	100	106	100	110	116	108	118	126

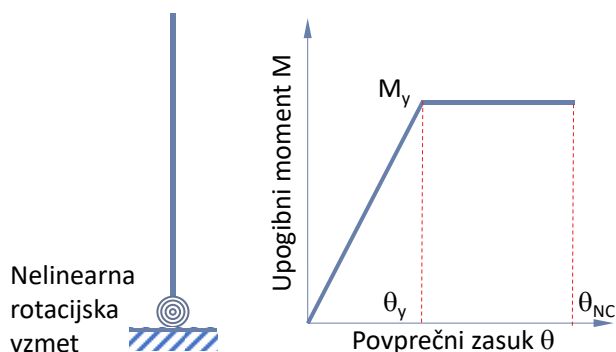
Preglednica 6. Armatura za objetje v področju plastičnih členkov stebrov; $S_{\beta} = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
b_o	51,2	56,2	60,2	57,2	62,2	66,2	61,2	67,2	72,2
s_{max} [cm]	18	18	16	18	18	18	18	18	18
s_{req} [cm]	14	13	12	13	12	11	12	11	10
ω_{wd}	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
CR[mm/cm]	ø8/14	ø8/13	ø8/12	ø8/13	ø8/12	ø8/11	ø8/12	ø8/11	ø8/10
l_{cr} [cm]	112	122	130	124	134	142	132	144	154

Preglednica 7. Armatura za objetje v področju plastičnih členkov stebrov; $S_{\beta} = 0,589$ g.

4 OCENA POTRESNEGA ODZIVA HAL, PROJEKTIRANIH NA OSNOVI METODE SIL, Z NELINEARNO POTISNO ANALIZO; DEJANSKI POMIKI

Potresni odziv hal, ki so prikazane v predhodnih poglavjih, smo ocenili z N2-metodo [Fajfar, 2021]. Stebre smo modelirali z Gibersonovim modelom s koncentrirano plastifikacijo [Giberson, 1967]. Nelinearni odziv plastičnega člena ob vpetju stebra v temelj smo modelirali z bilinearnim odnosom upogibni moment – povprečni zasuk stebra (glej sliko 5). Za ta model sta značilni dve točki, s katerima definiramo odziv na meji elastičnosti (Y) in mejno stanje blizu porušitve NC. Ustrezne povprečne zasuke stebrov smo določili tako, kot je opisano v poglavju 2.6.



Slika 5. Gibersonov model in ustrezna ovojnica upogibni moment – povprečni zasuk v področju plastičnega člena.

Povprečne zasuke na meji elastičnosti θ_y smo določili na osnovi ocenjenih ukrivljenosti na meji elastičnosti ϕ_y . Slednje smo izračunali s programom OpenSees [Mazzoni, McKenna, Scott, Fenves, 2006], in sicer s standardnim numeričnim modelom, kjer smo prerez razdelili na betonska in jeklena vlakna. Na ta način smo določili teoretično vrednost za povprečni zasuk na meji elastičnosti, ki smo ga potem povečali zaradi prispevkov izvleka vzdolžne armature in strižnih deformacij, kot to zahteva EC8-1-1 (glejte enačbo 14).

V vseh teh računih smo upoštevali povprečno vrednost meje elastičnosti jekla $f_{ym} = 1,15 f_{yk} = 1,15 \times 500 = 575$ MPa. Lastnosti objetege betona smo določili tako, kot je opisano v poglavju 2.6. Osnovne lastnosti objetege betona so povzete v preglednicah 8 in 9. Prikazane so tlačna trdnost objetege betona $f_{cm,c}$, ustrežna deformacija ϵ_{c2} in mejna deformacija ϵ_{cu} .

V preglednicah 10 in 11 so prikazane osnovne lastnosti nelinearnega odziva stebrov: povprečni zasuk na meji elastičnosti θ_y , mejni povprečni zasuk θ_u in upogibni moment na meji elastičnosti M_y .

V potisni analizi smo upoštevali vplive teorije 2. reda (P- Δ učinki), vendar smo za primerjavo naredili tudi analizo, kjer smo te vplive zanemarili. V nelinearni analizi smo obravnavali tri mejna stanja: SD-stanje velikih poškodb (angl. »significant damage«), NC-stanje blizu porušitve (angl. »near collapse«) in DL-stanje omejitve poškodb (angl. »damage limitation«). V primeru NC-stanja smo potresni vpliv, ki je opisan v predhodnih poglavjih, pomnožili s faktorjem 1,5 in v primeru DL-stanja s faktorjem 0,6. Za več informacij in razlago glejte preglednico 4.4 v EC8-1-2.

Rezultati potisne analize so za dve upoštevani intenziteti potresnega vpliva prikazani na sliki 6 ($S_B = 0,394$ g) in sliki 7 ($S_B = 0,589$ g). S polnimi črtami so predstavljeni rezultati analiz, v katerih so upoštevani vplivi teorije 2. reda, s črtkanimi pa rezultati analiz, kjer so ti vplivi zanemarjeni. S kvadrati so predstavljene potresne zahteve, in sicer rumen kvadrat ustreza SD, zelen NC in moder DL mejnemu stanju. Z rdečim kvadratom so prikazane potresne zahteve, kjer so zanemarjeni vplivi teorije 2. reda. S križi sta prikazani kapaciteti. Rumeni križ predstavlja kapaciteto, ki ustreza SD mejnemu stanju, zeleni pa NC mejnemu stanju. Pri računu kapacitet smo upoštevali delna varnostna faktorja 1,55 za NC in 1,35 za SD-stanje, in sicer tako, kot je pojasnjeno v poglavju 2.6.

V vseh analiziranih primerih je maksimalni pomik na vrhu stebra precej presegel omejitev, ki smo jo upoštevali pri projektiranju. Čeprav smo pri projektiranju upoštevali, da ta pomik ne sme preseči 2 % višine stebra, je bil maksimalni pomik pri SD mejnem stanju v razponu 3,3–4,6 % višine

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$f_{cm,c}$ [MPa]	49,5	49,6	49,6	49,2	49,3	49,4	49,3	49,5	49,6
ϵ_{c2}	0,0027	0,0027	0,0027	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
ϵ_{cu}	0,0110	0,0109	0,0104	0,0095	0,0092	0,0093	0,0094	0,0096	0,0097

Preglednica 8. Lastnosti objetege betona; $S_B = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
$f_{cm,c}$ [MPa]	49,4	49,5	49,6	49,5	49,5	49,6	49,5	49,6	49,7
ϵ_{c2}	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
ϵ_{cu}	0,0095	0,0094	0,0095	0,0093	0,0093	0,0094	0,0094	0,0093	0,0095

Preglednica 9. Lastnosti objetege betona; $S_B = 0,589$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
θ_y	0,031	0,035	0,042	0,029	0,032	0,037	0,027	0,031	0,035
θ_u	0,095	0,100	0,107	0,091	0,096	0,101	0,088	0,095	0,099
M_y [kNm]	423	418	448	625	667	643	854	886	878

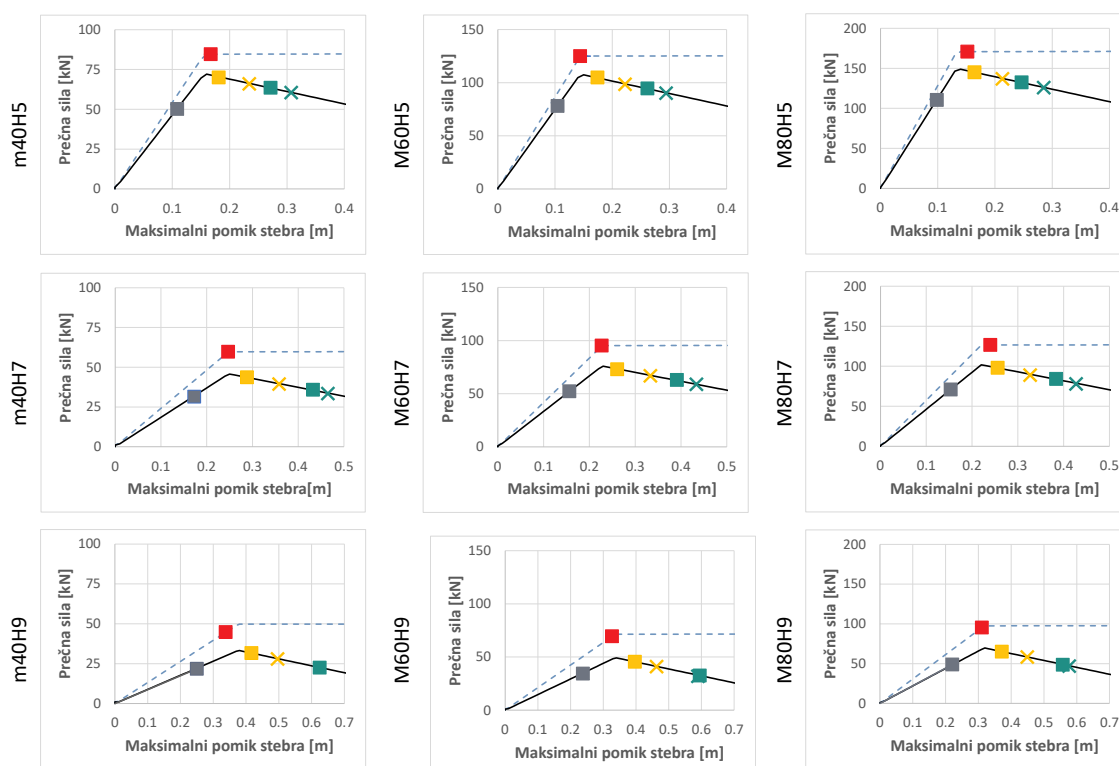
Preglednica 10. Lastnosti plastičnih členkov; $S_\beta = 0,394$ g.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
θ_y	0,027	0,031	0,034	0,025	0,029	0,033	0,023	0,027	0,031
θ_u	0,092	0,097	0,100	0,087	0,094	0,099	0,084	0,093	0,097
M_y [kNm]	864	826	804	1320	1288	1205	1832	1635	1579

Preglednica 11. Lastnosti plastičnih členkov; $S_\beta = 0,589$ g.

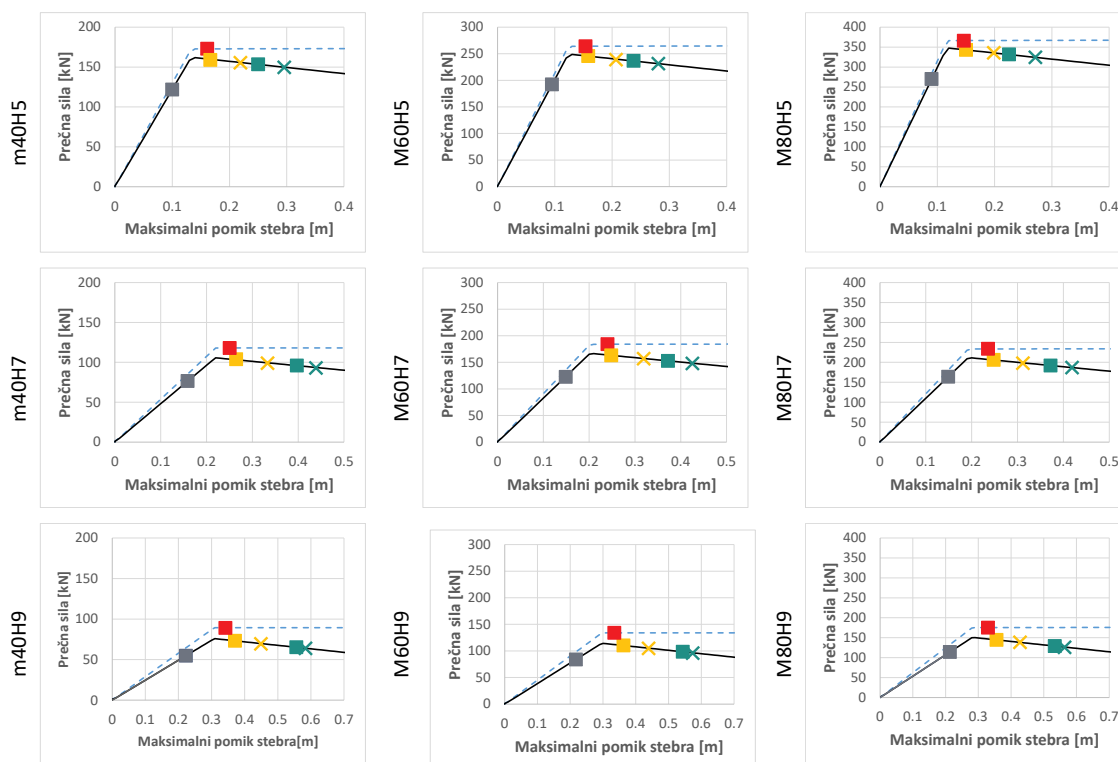
stebra pri manjši upoštevanju intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ g) in med 3,0–4,6 % pri močnejšem potresnem vplivu ($S_\beta = 0,589$ g). Maksimalni pomiki stebrov pri NC mejnem stanju so bili med 4,5–6,9 % višine stebrov (velja za obe intenziteti potresnega vpliva). Celo pomiki na meji elastičnosti D_{yNA} oziroma ustrezni povprečni zasuki $\Delta_{yNA} = D_{yNA}/H$ so presegli maksimalno dovoljena 2 % H , upoštevana pri projektiranju. Pri manjši intenziteti potresnega vpliva so bili ti pomiki v mejah 2,7–4,2 % višine stebrov, pri močnejšem potresnem vplivu pa med 2,3–3,4 %.

O tako velikih pomikih in posledično tudi velikih povprečnih zasukih stebrov v montažnih halah so že poročali v literaturi [npr. v člankih Fischinger, Zoubek, Isaković, 2010; Kramar, Isaković, Fischinger, 2010], kjer so opazili, da lahko maksimalni povprečni zasuki dosežejo tudi 10 % višine stebra in da takšni stebri stečejo šele pri povprečnem zasuku 3 % višine stebra. Glede na tako veliko deformacijsko kapaciteto tudi v analiziranih stebrih maksimalni pomiki niso v nobenem primeru presegli kapacitete.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: ✕ SD, ✕ NC

Slika 6. Rezultati N2-metode za šibkejši od dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_\beta = 0,394$ g): polna črta – upoštevani P-Δ učinki; črtkana črta – zanemarejeni P-Δ učinki.



Legenda. Zahteve: ■ DL, ■ SD, ■ NC, ■ P-Δ zanemarjeno. Kapaciteta: × SD, × NC

Slika 7. Rezultati N2-metode za močnejšega od dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_b = 0,589$ g): polna črta – upoštevani P-Δ učinki; črtkana črta – zanemarjeni P-Δ učinki.

Nelinearna analiza je pokazala, da tudi efektivna (začetna) togost ni bila takšna kot tista, ki smo jo upoštevali pri projektiranju. Namesto da ta zanaša 50% togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, je bila približno pol manjša oziroma je znašala med 10–25% teoretične togosti. Nelinearna analiza je pokazala, da so bile tudi zahtevane duktilnosti za pomike precej manjše od vrednosti $\mu = q_D = 2,1$, ki je bila upoštevana pri projektiranju. Zahtevane duktilnosti za pomike so bile v mejah 1,1 - 1,3.

Po drugi strani so bili P-Δ učinki v nelinearni analizi nepričakovano veliki, še zlasti pri šibkejšem potresnem vplivu ($S_b = 0,394$ g). V 9 m visokih stebrih je bil koeficient θ v mejah 0,5–0,57 in je krepko presegel maksimalno dovoljeno mejo 0,3. V 7 m visokih stebrih je bil ta koeficient tudi velik in je presegel vrednost 0,2, kar pomeni, da bi morali P-Δ učinke pri elastični analizi upoštevati na bolj natančen način.

Veliki P-Δ vplivi, ki lahko povzročijo nestabilnost stebrov in njihovo porušitev zaradi navpične obtežbe, so bili predvsem posledica neustrezno ocenjenih efektivnih togosti in potrebnih nosilnosti v fazi projektiranja. Kot je bilo že omenjeno, je bila »dejanska« efektivna togost mnogo manjša od projektne vrednosti, kar je privedlo do mnogo večjih maksimalnih pomikov, kot je bilo upoštevano pri projektiranju. Močno podcenjena vrednost potrebne nosilnosti je pripeljala do razmeroma majhne strižne kapacitete v primerjavi z zahtevami. Veliki pomiki in razmeroma majhna strižna

kapaciteta so še povečali P-Δ učinke, ki so bili še posebej neugodni v vitkih visokih stebrih, obremenjenih s šibkejšim potresnim vplivom.

S ciljem, da natančno pojasnimo trende, ki smo jih opazili v nelinearni analizi, in da tudi ovrednotimo razlike med elastično in nelinearno analizo, smo izpeljali zveze med ključnimi parametri odziva (efektivno togostjo, faktorjem obnašanja oziroma zahtevano nosilnostjo, P-Δ vplivi) in ugotovili, da sta efektivna togost in faktor obnašanja močno med sabo povezana in ju ne moremo izbirati neodvisno enega od drugega. Če ju izberemo neodvisno (kar običajno naredimo), moramo njune vrednosti iterirati toliko časa, da efektivna togost ustreza maksimalnim pomikom konstrukcije in zagotovljeni nosilnosti. Ugotovili smo tudi, kako se lahko takšnim iteracijam izognemo, in predlagali nov postopek projektiranja, katerega rezultati so primerljivi z nelinearno analizo. Natančna analiza zvez med ključnimi parametri odziva, nov postopek projektiranja in primerjava njegovih rezultatov z nelinearno analizo so podani in opisani v spremljajočem članku [Isaković, 2025].

5 SKLEPI

Priprava novih Evrokod standardov se bliža sklepnemu dejanju. Veljavnost trenutnih Evrokodov bo predvidoma prenehala marca 2028. Novi Evrokod 8 uvaja številne spremembe za

projektiranje konstrukcij na potresnih območjih. V članku smo prikazali analizo enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem standardu.

Najprej smo naredili pregled najbolj pomembnih določil, ki se nanašajo na projektiranje teh konstrukcij po metodi sil, in predstavili najbolj značilne spremembe glede na trenutno veljavno različico standarda. Potem smo predstavili rezultate projektiranja po metodi sil širokega nabora najbolj značilnih enoetažnih hal. Njihov potresni odziv smo ocenili z N2-metodo (nelinearno analizo), ki je osnova za projektiranje po metodi pomikov, alternativni projektiranja po metodi sil.

Ugotovili smo velike razlike med rezultati elastične in nelinearne analize. Pomiki stebrov, določeni z nelinearno analizo, so bili približno dvakrat večji od tistih, ki so upoštevani pri projektiranju. Efektivna togost je bila približno dvakrat manjša, potrebna nosilnost pa približno dvakrat večja, kot je bilo ugotovljeno z elastično analizo. Učinki teorije 2. reda so bili nepričakovano veliki, še zlasti v najvišjih stebrih, kjer so v posameznih primerih občutno presegli dovoljene meje.

Podrobna analiza vzrokov za takšna odstopanja med elastično in nelinearno analizo je predstavljena v spremljajočem članku. Najpomembnejši zaključek je, da so odstopanja velika zaradi neustrezno izbrane efektivne togosti (50 % togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu) in faktorja obnašanja oziroma redukcije potresnega vpliva ($q = 3$, ki je največja dovoljena vrednost v obravnavnih konstrukcijah). Ta dva ključna podatka sta medsebojno močno povezana in ju ne moremo izbirati neodvisno enega od drugega. V nasprotnem primeru je treba račun ponavljati toliko časa, da efektivna togost ustreza pomikom konstrukcije in njeni nosilnosti. Kako se lahko izognemo iteracijam, je pokazano v spremljajočem članku, kjer je predstavljen nov postopek za projektiranje enoetažnih armiranobetonskih hal, ki upošteva določila nove generacije Evrokoda 8.

6 LITERATURA

Biskins D, Fardis M. Cyclic shear resistance model for Eurocode 8 consistent with the second-generation Eurocode 2. Bull. Earthq. Eng. 2020;18(6):2891-2915.

CEN 2022 FprEN 1992-1-1:2022. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. European Committee for Standardization (CEN); 2002.

CEN 2024a FprEN 1998-1-1:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action 1. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

CEN 2024b prEN1998-1-2_draft_post-ENQ_48th_meeting:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

Fajfar P. The Story of the N2 Method. CSI, IAEE; 2021.

Fischinger M, Zoubek B, Isakovic T. Seismic response of precast industrial buildings. In: Ansal A, ed. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer; 2014;131-177.

Giberson M. The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitation. PhD dissertation. Caltech; 1967.

Isaković T. Projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem Evrokodu 8: 2. Del – Novi postopek za projektiranje po metodi sil; Gradbeni vestnik; 2025

Kramar M, Isakovic T, Fischinger M. Seismic collapse risk of precast industrial buildings with strong connections. Earthq Eng Struct Dyn. 2010;39(8):847-868.

Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. OpenSees Command Language Manual. UC Berkeley; 2006.

<https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>.

SIST 2005a EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresno-odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Slovenski inštitut za standardizacijo, Ljubljana, 2005.

SIST 2005b EN 1992-1-1:2005. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2004.

Vecchio FJ, Collins MP. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Journal. 1986;83(2):219-231.

Zoubek B. The Influence of Joints on the Seismic Response of Precast Reinforced Concrete Structures. Doktorska disertacija. Univerza v Ljubljani; 2015.