





Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za raziskovalno dejavnost RS, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo Univerze v Mariboru in Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**, predsednik
Dušan Jukić
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Gorazd Humar**
Moja Ravnikar Turk
dr. Branko Zadnik
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FG: **doc. dr. Milan Kuhta**
ZAG: **doc. dr. Matija Gams**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Romana Hudin

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski tisk

Naklada:

500 tiskanih izvodov
3000 naročnikov elektronske verzije

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 23,16 EUR; za študente in upokojece 9,27 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 171,36 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774
Ljubljana, maj 2015, letnik 64, str. 113-132

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavlja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: (priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

Vsebina • Contents

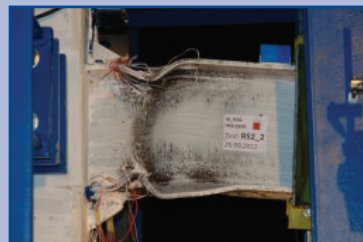
Članki • Papers

stran **114**

Blaž Čermelj, univ. dipl. inž. grad.
doc. dr. Franc Sinur, univ. dipl. inž. grad.
doc. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad.
prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad. †

CIKLIČNO OBNAŠANJE VARJENIH OJAČANIH SPOJEV PREČKA-STEGER, EKSPERIMENTALNI TESTI

CYCLIC BEHAVIOUR OF WELDED STIFFENED BEAM-TO-COLUMN
JOINTS, EXPERIMENTAL TESTS

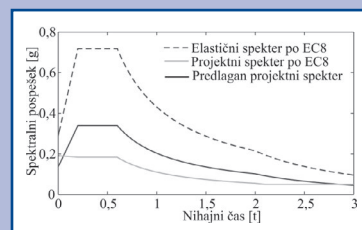


stran **123**

Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

PROJEKTNI POSPEŠEK TAL Z UPOŠTEVANJEM CILJNE VERJETNOSTI PORUŠITVE

DESIGN GROUND ACCELERATION BY CONSIDERING TARGET
COLLAPSE RISK



Poročilo s strokovnega srečanja

mag. Smiljan Juvan, univ. dipl. inž. grad.
25. MIŠIČEV VODARSKI DAN 2014



Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: gradbišče Centralne čistilne naprave Nova Gorica, foto: Validum d. o. o.

CIKLIČNO OBNAŠANJE VARJENIH OJAČANIH SPOJEV PREČKA-STEBER, EKSPERIMENTALNI TESTI

CYCLIC BEHAVIOUR OF WELDED STIFFENED BEAM-TO-COLUMN JOINTS, EXPERIMENTAL TESTS

Blaž Čermelj, univ. dipl. inž. grad.

blaz.cermelj@fgg.uni-lj.si

doc. dr. Franc Sinur, univ. dipl. inž. grad.

franc.sinur@fgg.uni-lj.si

doc. dr. Primož Može, univ. dipl. inž. grad.

primoz.moze@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.†

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.046.2:624.014.2

Povzetek | V prispevku je predstavljena študija potresne odpornosti polnonosilnih varjenih spojev prečka-steber. Izvedenih je bilo šestnajst laboratorijskih cikličnih testov na preizkušancih naravne velikosti. Za nedisipativne sovprežne stebre je bilo uporabljeno jeklo visoke trdnosti (HSS), za disipativne prečke pa mehko konstrukcijsko jeklo (MCS). V študijo sta vključeni dve konfiguraciji polnonosilnih varjenih ojačanih spojev: spoj, ojačan z rebri, in spoj, ojačan z veznima pločevinama. Poleg tega sta parametra študije še protokol cikličnega obremenjevanja in prisotnost visokega nivoja tlačne osne sile v stebri. Eksperimentalni rezultati so pokazali dobro obnašanje obravnavanih spojev pri doseženem odmiku plastifikacije proč od pasnice stebra v neojačani predel prečke. Ob praktično nepoškodovanem ojačanem spoju in sovprežnem stebri so vsi spoji izkazali veliko duktilnost in dobro odpornost proti nizkocikličnemu utrujanju.

Ključne besede: polnonosilni spoj prečka-steber, ojačan varjeni spoj, sovprežni steber, nizkociklično utrujanje, dodatna upogibna nosilnost

Summary | Sixteen cyclic tests on full strength welded stiffened beam-to-column joints were carried out to study their seismic performance. High strength steel (HSS) was used for composite columns as non-dissipative elastic members and mild carbon steel (MCS) for the beams acting as dissipative members. Two typologies of welded full strength connections were studied: rib-stiffened and cover-plate connection. Additional parameters of the study were: different cyclic loading and the presence of high-level compressive axial force in the column. Experimental results evidenced good behaviour of the joints in terms of relocation of inelastic action away from the face of the beam-to-column connection into the beam section with correspondingly large ductility, low-cycle fatigue resistance and minimization of damage in the column.

Keywords: full strength beam-to-column joint, stiffened welded connection, composite column, low-cycle fatigue, flexural overstrength

1 • UVOD

Obnašanje momentnih pomičnih okvirjev med potresno obtežbo je odvisno predvsem od rotacijske kapacitete spojev prečka-steber s pojavom nizkocikličnega utrujanja. Kot je bilo ugotovljeno v dosedanjih študijah, sta oba pojavi v veliki meri povezana predvsem s stopnjo lokalne duktilnosti, tj. z zadostno deformacijsko kapaciteto v območju nastanka plastifikacije (Gioncu, 2000). Zaradi povečane upogibne nosilnosti priključene prečke, ki izvira iz višje dejanske napetosti tečenja (večje od nominalne vrednosti), in zaradi dodatnega utrjevanja materiala po nastopu plastifikacije lahko nastanejo med potresno obtežbo velike obremenitve varjenega spoja med prečko in pasnico stebra, kar lahko korenito zmanjša mehansko odpornost spojev. Izkušnje iz preteklih velikih potresov so pokazale številne nepričakovane poškodbe detajlov jeklenih varjenih spojev ((Miller, 1998), (Nakashima, 1998)). Enega izmed razlogov za velik obseg poškodb in celo prezgodnje porušitve spojev v preteklih velikih potresih v Northridgeu (1994) in Kobeju (1995) je mogoče pripisati uporabi projektnih priporočil, ki niso upoštevala dovolj velike dodatne nosilnosti spojev, kar bi omogočilo razvoj polne plastične rotacijske kapacitete priključene prečke (Mazzolani, 1995).

Načrtovano obnašanje polnonosilnih spojev v momentnih okvirjih dopušča pojav plastičnih deformacij le v prečki. Posledično sta mejno obnašanje polnonosilnih spojev prečka-steber in s tem celoten odziv momentnih okvirjev tesno povezana z mejnim obnašanjem priključene jeklene prečke, od katerega je neposredno odvisen nivo obremenitve, ki ga prevzema ojačani spoj. V svoji študiji je D'Aniello (D'Aniello, 2012) potrdil potrebo

po dvojni klasifikaciji jeklenih prečk, in sicer glede na njihovo duktilnost in dodatno upogibno nosilnost, kot najprimernejši pristop za protipotresno projektiranje momentnih okvirjev. Rotacijska kapaciteta prečke je vir lokalne duktilnosti, ki je potrebna za doseg globalnega disipativnega obnašanja konstrukcije med potresom. Na drugi strani pa mejna upogibna nosilnost prečke z dejanskim nivojem napetosti tečenja in dodatno materialno utrditvijo po nastopu plastifikacije materiala vpliva na celotno dodatno upogibno nosilnost prečke. Ta parameter je pomemben v zaradi pravilne aplikacije hierarhičnega kriterija med posameznimi disipativnimi in nedisipativnimi komponentami konstrukcije. Pri tem je treba izpostaviti dejstvo, da obstoječi standard SIST EN 1998-1 (CEN, 2005b) sicer upošteva faktor dodatne nosilnosti zaradi višje napetosti tečenja (glede na nominalno vrednost) in dodatne upogibne nosilnosti zaradi plastične utrditve materiala, vendar ne podaja kriterijev za določitev vrednosti omenjenih faktorjev v povezavi z različnimi kvalitetami jekla, geometrijskimi lastnostmi prečnih prerezov in drugimi potencialnimi viri, ki vplivajo na nivo dodatne upogibne nosilnosti prečk.

V preteklih dveh desetletjih je bilo v ZDA in na Japonskem opravljenih veliko eksperimentalnih raziskav z namenom izboljšave obnašanja varjenih spojev med močnimi potresi. V skladu s tem sta se namesto do tedaj uporabljene neojačanega spoja uveljavili dve konfiguraciji izboljšane momentnega spoja: spoj z reduciranim prerezom prečke (RBS) (Plumier, 1997) in ojačani spoj (Chen, 2005). V skladu s konceptom načrtovane nosilnosti je v obeh primerih cilj zasnove odmik cone plastifikacije proč od neduktilnega varjenega

spoja prečke na pasnico stebra v predel z oslabiljenim oziroma neojačanim prerezom prečke. S tem se izognemo potencialno neduktilnemu obnašanju spoja, ki se lahko zgodi že pri manjših plastičnih deformacijah zaradi neduktilne, tj. krhke porušitve varjenega stika med prečko in pasnico stebra. Trenutno se v inženirski praksi, še posebno v ZDA, najpogosteje uporablja spoj RBS, saj ojačane konfiguracije spojev v preteklih študijah niso konsistentno izkazale ustreznega obnašanja (FEMA, 2000). V nasprotju z intenzivnim raziskovanjem in natančnimi priporočili za protipotresno projektiranje varjenih momentnih spojev na Japonskem in v ZDA pa je v evropski inženirski praksi še vedno prisotno pomanjkanje raziskav na tem področju.

V eksperimentalni študiji je obravnavan koncept ojačanih spojev prečka-steber v kombinaciji s hibridno zasnovo momentnih in zavetrovanih okvirjev. Hibridni koncept predstavlja inovativno rešitev na področju protipotresnega projektiranja jeklenih konstrukcij v Evropi, kjer standard SIST EN 1998-1 (CEN, 2005b) še ne upošteva takšnega koncepta zasnove. Obravnavani sta dve konfiguraciji ojačanega spoja: spoj z navpično privarjenim trikotnim rebrom na obeh pasnicah prečke in spoj, ojačan z veznimi pločevinama. Zaradi dodatne nosilnosti in togosti je bil v vseh primerih uporabljen sovprežen polnoobetoniran steber. Ostali parametri študije so: protokol cikličnega obremenjevanja in visok nivo tlačne osne sile v stebru, ki je prisoten predvsem v zavetrovanih okvirjih. Za preizkus cikličnega obnašanja zasnovanih ojačanih spojev je bilo opravljenih šestnajst laboratorijskih testov na preizkušancih naravne velikosti. V članku so opisani zasnovani spoji prečka-steber. Za sistematično primerjavo cikličnega obnašanja obeh uporabljenih konfiguracij ojačanega spoja so rezultati testov izvednoteni z različnimi parametri odziva.

2 • DIMENZIONIRANJE IN DETAJLIRANJE OJAČANIH SPOJEV

Glavni kriterij, uporabljen pri dimenzioniranju polnonosilnih varjenih ojačanih spojev, je, da območje spoja tik ob varjenem stiku prečke na pasnico jeklenega stebra ostane v elastičnem območju odziva tudi pod vplivom največje obremenitve, ki prihaja iz polnplastificiranega prereza jeklene prečke (v nadaljevanju plastični členek). Pri tem

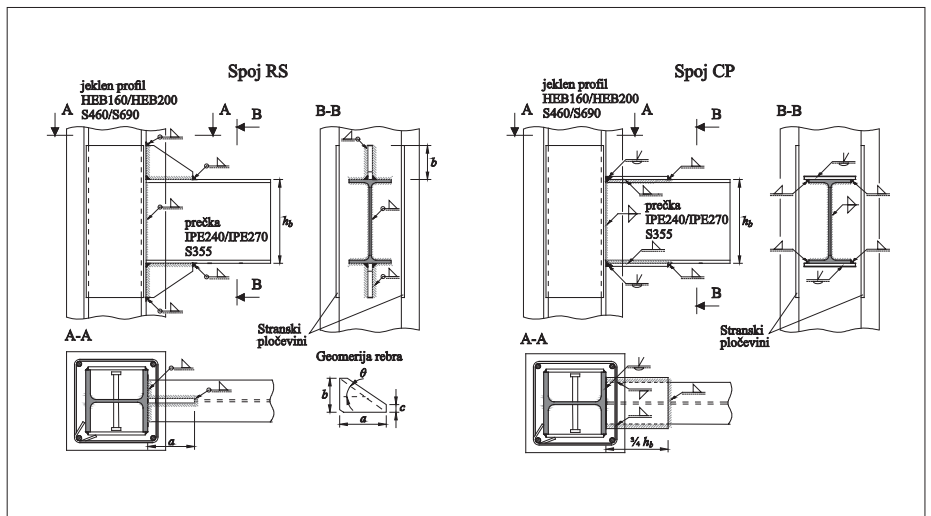
je dodatno upoštevana utrditev materiala v plastičnem členku po doseženi plastifikaciji. V skladu z omenjenim pristopom je polnonosilni spoj prečka-steber dimenzioniran z upoštevanjem pogoja $M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov}' \cdot \gamma_{Mb,Rd}$, $\gamma_{ov}' = s \cdot \gamma_{ov}$, kjer je $M_{j,Rd}$ projektna elastična upogibna nosilnost prereza ojačanega spoja tik ob pasnici stebra in $M_{b,Rd}$ projektna plastična upogibna

nosilnost osnovnega prereza prečke. Za celoten faktor dodatne nosilnosti $\gamma_{ov}' = s \cdot \gamma_{ov}$ je bila privzeta vrednost $\gamma_{ov}' = 1,5$, kjer faktor $\gamma_{ov} = 1,25$ upošteva pričakovano napetost tečenja materiala prečke, faktor $s = 1,2$ pa dodatno plastično utrjevanje jekla do nastopa lokalnega uklona prečke v plastičnem členku ((Piluso, 2007), (D'Aniello, 2012)).

Začetna geometrija trikotnega rebra je bila določena z upoštevanjem pristopa za protipotresno dimenzioniranje momentnih spojev ojačanih z rebri (spoj RS), predstav-

Izjem v (Lee, 2002). Izbrane so bile naslednje dimenzije rebra: višina rebra $b \approx h_b/3$; naklon diagonale $\theta \approx 35^\circ$; dolžina $a = b/\tan(\theta)$ in $c = 25$ mm, slika 1. Debelina rebra je bila določena z izpolnitvijo uporabljenega projektnega pogoja za ojačani prerez prečke. Polonosilni kotni zvari so bili uporabljeni za stikovanje vseh jeklenih komponent spoja, vključno s celotnim stikom med prečko in pasnico stebra.

Projektne priporočila za izboljšano obnašanje spojev, ojačanih z veznimi pločevinama (spoj CP), so bila povzeta po (Kim, 2000). Uporabljeni sta bili pravokotni vezni pločevini, privarjeni na obe pasnici prečke v kombinaciji s stranskima (vzdolžnima) in prečnim kotnim zvarom na koncu pločevine, slika 1. Pravokotni vezni pločevini s širino, večjo od širine pasnice prečke, omogočata dovolj prostora za kotne zware in ugodno zmanjšanje potrebne debeline pločevine. Debelina pločevine, enaka debelini pasnice prečke, zadostuje projektne pogoju. Izbrana dolžina pločevine, h_b , omogoča uporabo dovolj dolgih vzdolžnih kotnih zvarov,



Slika 1 • Konstrukcijski detajli štirih različnih zasnovanih varjenih spojev RS in CP prečka-steber

katerih nosilnost je enaka natezni nosilnosti priključene pločevine. Za stikovanje skupne debeline pasnice prečke in vezne pločevine

na pasnico stebra je bil uporabljen polnopenetrirani čelni zvar. Koren čelnega zvara je bil kasneje povarjen s kotnim zvarom.

3 • ZASNOVA EKSPERIMENTALNIH TESTOV

Za študijo dveh različnih kombinacij kvalitete konstrukcijskega jekla, uporabljenih za prečko in steber – MCS (S355) za prečko in HSS (S460/S690) za jekleni profil stebra – sta bila za vsak tip ojačanega spoja, RS in CP, zasnovana dva različna preizkušanca. Tako so bili za namene testiranja dimenzionirani štirje različni enostranski spoji prečka-steber, slika 1, preglednica 1.

Vsi spoji so bili projektirani kot polonosilni, z izpolnjenim pogojem močan steber/šibka prečka, kot je zahtevano v SIST EN 1998-1 (CEN, 2005b), in s predvideno pozicijo plastičnega členka v osnovnem prerezu prečke tik za ojačanim delom spoja. Spoja z oznako RS1 in CP1 vključujeta prečko s profilom

IPE270 v materialu S355 in jekleni profil stebra HEB200 iz materiala S460, v nadaljevanju imenovan velik steber. Spoja z oznako RS2 in CP2 vključujeta prečko s profilom IPE240 v materialu S355 in jekleni profil stebra HEB160 iz materiala S690, v nadaljevanju imenovan majhen steber. Obe uporabljeni prečki izpolnjujeta kriterije prvega razreda kompaktnosti iz standarda SIST EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) in določil za protipotresno projektiranje ANSI/AISC 341-10 (ANSI/AISC, 2010). Oba sovprežna stebra, poleg izpolnjenega pogoja močan steber/šibka prečka, z dodatnim betonom v tlaku in privarjenima stranskima pločevinama, slika 1, zagotavljata togo obnašanje panela stojine jeklenega pro-

fila. Pri dimenzioniranju sovprežnih stebrov so bila upoštevana določila iz SIST EN 1994-1-1 (CEN, 2004) in SIST EN 1998-1 (CEN, 2005b). Uporabljen je bil beton običajnih trdnostnih razredov C25/30 in C30/37 za veliki in mali steber. Zaradi lažje vgradnje svežega betona so bili v mešanici uporabljeni dodatki, kar je pripomoglo k doseženim večjim vrednostim dejanskih tlačnih trdnosti betona, ki so znašale med 51 in 66 MPa. Poudariti je treba, da sta bila izbor velikosti jeklenih prerezov stebrov in s tem posledično izbor velikosti profilov prečk pogojena z navzgor omejeno nosilnostjo sovprežnih stebrov. Glede na kapaciteto razpoložljive laboratorijske opreme (3000 kN) smo namreč v testih želeli doseči čim višji nivo tlačne osne sile glede na polnoplastično osno nosilnost sovprežnega stebra. Od tod izhajata relativno nizka profila obeh uporabljenih prečk. Končni v testih doseženi nivo tlačne osne sile, z upoštevanjem dejanskih materialnih karakteristik jekla in betona v stebrih, je znašal med 37 in 41 % polnoplastične tlačne nosilnosti stebrov, z upoštevanjem projektne nosilnosti stebrov pa med 41 in 48 %. Pred testiranjem so bili opravljeni standardni natezni preizkusi in Charpy V-testu lomne žilavosti jekla pri temperaturi -20°C . Izmerjene materialne karakteristike jeklenih vzorcev iz vseh komponent spojev (profilov in pločevin) izpolnjujejo zahteve iz ustreznih standardov. Razmerje med izmerjeno vrednostjo napetosti tečenja in

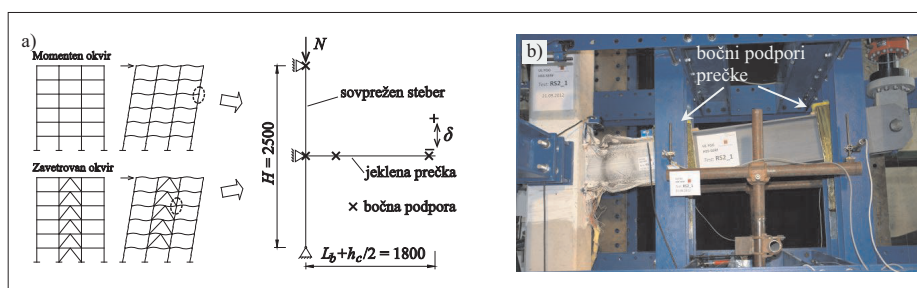
PARAMETER	SPREMENLJIVKE	ŠT. VARIANT	ŠT. PREIZKUŠANCEV
tip spoja	z rebroma (RS), z veznima pl. (CP)	2	16
vrednost HSS	S460 (RS1, CP1), S690 (RS2, CP2)	2	
ampl. ciklične obt.	spremenljiva (.1, .2), konstantna (.3, .4)	2	
nivo osne sile stebra	nizek (.1), visok (.2, .3, .4)	2	

Preglednica 1 • Parametri študije s celotnim številom preizkušancev

pripadajočo nominalno vrednostjo (355 MPa) variira med 1,08 in 1,25 za material prečke in med 1,19 in 1,27 za ojačilne pločevine. Pripadajoče vrednosti razmerja med natezno trdnostjo in napetostjo na meji tečenja za prečke znaša med 1,16 in 1,29.

Celoten test je bil zasnovan kot simulacija enostranskega zunanega spoja v jeklenem momentnem okvirju ali notranjega spoja v zavrtovanem okvirju, izpostavljenem horizontalni seizmični obtežbi, slika 2a. Steber preizkušanca je po višini podprt v smeri zunaj ravnine na treh mestih. Dodaten sistem bočnih podpor je nameščen na prečki, v bližini plastičnega členka in na prostem koncu prečke, slika 2b.

Prvih osem testov je bilo izvedenih s spremenljivo postopno naraščajočo amplitudo cikličnega obremenjevanja v skladu s protokolom iz ANSI/AISC 341-10. Vsak izmed štirih različnih spojev (RS1, RS2, CP1 in CP2) je bil obremenjen s prisotnostjo osne sile v stebru in brez tega, kar je v nadaljnjem besedilu označeno z dodatno oznako 1 in 2 k imenu vsakega od štirih različnih preizkušancev: RS1.1 in RS1.2, RS2.1 in RS2.2, CP1.1 in CP1.2, CP2.1 in CP2.2, preglednica 1. Ker v raziskovalnem delu želimo ovrednotiti nizkociklično utrujanje ojačanih spojev v primeru splošne ciklične obre-



Slika 2 • a) Statični model preizkušanca b) Postavitev eksperimenta

menitve, smo poleg običajno uporabljene spremenljive zgodovine obremenjevanja za namene prekvalifikacije spojev uporabili dodatna dva obremenitvena protokola s konstantno amplitudo obremenjevanja. Na podlagi analize lokalnega plastičnega odziva že testiranih spojev sta bili izbrani dve različni amplitudi: 35 mm (0,019 rad) in 60 mm (0,033 rad), v nadaljnjem besedilu imenovani mala in velika konstantna amplituda. Obe amplitudi sta bili vnaprej skrbno izbrani z namenom, da se v primeru vsakega od štirih različnih spojev dosežeta dva različna nizkociklična odziva: z nastopom lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka in brez tega, za veliko in malo konstantno amplitudo. Izbrani pristop omogoča natančno analizo akumulacije poškodb pri

nizkocikličnem utrujanju spojev. Oba protokola s konstantno amplitudo cikličnega obremenjevanja sta bila uporabljena na vsakem od štirih različnih spojev RS1, RS2, CP1 in CP2, v nadaljnjem besedilu označenih z dodatno oznako 3 in 4, preglednica 1. Poleg tega je bil v vseh osmih testih prisoten poln nivo tlačne osne sile v stebru.

V vseh testih je bil uporabljen kvazistatičen način obremenjevanja s hitrostjo pomika na prostem koncu prečke 1,3 mm/s in s pripadajočim največjim zabeleženim prirastom deformacij 0,0009/s. Vsak test je trajal do nastopa porušitve preizkušanca, zaznamovane s pretrgom pasnice, čemur je sledil očiten padec nosilnosti in togosti spoja. Pregled vseh parametrov eksperimentalne študije je prikazan v preglednici 1.

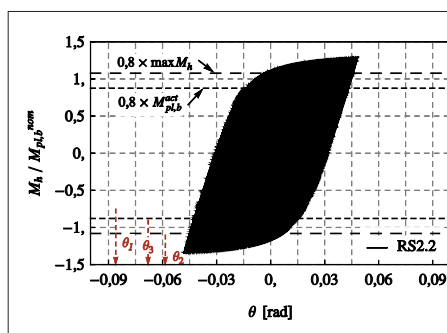
4 • REZULTATI

4.1 Ciklični testi s spremenljivo amplitudo

Odziv vseh osmih spojev RS in CP, preizkušanih s spremenljivo postopno naraščajočo amplitudo rotacije, je izkazal stabilen histerezni odziv z doseženo veliko plastično rotacijo pred nastopom porušitve posameznega preizkušanca, sliki 3 in 4. V nobenem izmed osmih spojev ni bilo predčasne neduktilne porušitve. Vsak od štirih različnih spojev v skupini preizkušancev, testiranih brez tlačne osne sile v stebru, RS1.1, RS2.1, CP1.1 in CP2.1, je izkazal zelo podoben odziv v primerjavi z enakim spojem, testiranim ob prisotnosti osne sile v stebru, RS1.2, RS2.2, CP1.2 in CP2.2, slika 6. Tudi po opravljeni analizi poškodovanosti zvarov med ojačanim delom prečke in pasnico stebra med omenjenima skupinama spojev ni bilo opaziti pomembnih razlik. Na podlagi primerjave lokalnega in globalnega odziva med omenjenima skupinama preizkušancev, testiranih s prisotnostjo tlačne osne sile v stebru in brez tega, lahko zaključimo nasled-

nje: (1) uporabljeni nivo tlačne osne sile v stebru (ca. 40 % dejanske plastične tlačne nosilnosti sovprežnega stebra) ni povzročil opaznih dodatnih poškodb v profilu zvara med ojačanim prerezom prečke in pasnico stebra, ki bi lahko poslabšale ciklični odziv spoja; (2) rezultati, dobljeni na vseh štirih različnih spojih, RS1, RS2, CP1 in CP2, so ponovljivi. Sovprežni steber je v vseh šestnajstih testih

ostal v elastičnem območju odziva, pri tem pa je betonski ovaj, z izjemo manjših razpok v lokalnem območju spoja prečka-steber, ostal popolnoma nepoškodovan. Tipičen odziv varjenega ojačanega spoja po končanem testu je predstavljen na sliki 3 za preizkušane RS2.2 in na sliki 4 za preizkušane CP1.2. Moment M_{nr} , določen v centru plastičnega členka, normiran z nominalno vrednostjo plastičnega momenta prečke $M_{pl,b}^{nom}$, je predstavljen v odvisnosti od celotne rotacije spoja θ , slika 5. Privzeto mesto plastičnega členka za obe konfiguraciji ojačanega spoja, RS in CP, je



Slika 3 • Odziv preizkušanca RS2.2



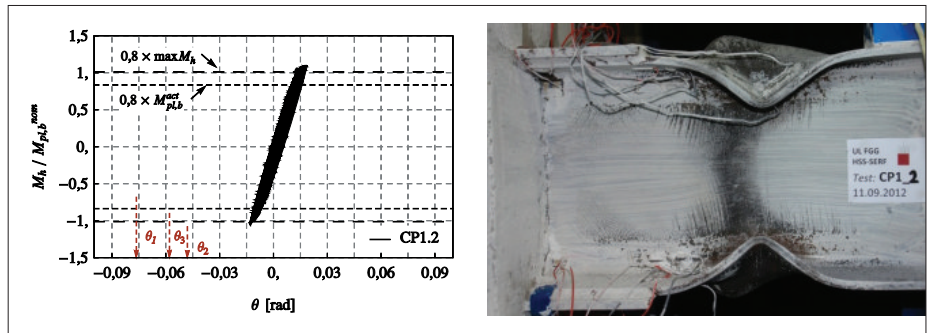
odmaknjeno od konca ojačilnih pločevin za četrtino višine prečke.

Za natančen opis odziva preizkušancev, obremenjenih s prečno obtežbo na prostem koncu prečke, so bile, v skladu s spodaj opisanim postopkom, določene posamezne elastične in plastične komponente rotacije spoja prečka-steber, slika 5.

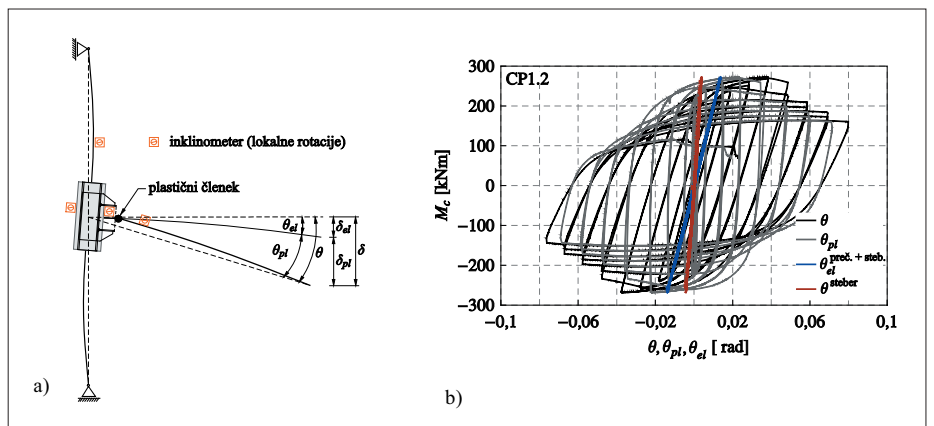
Celotna rotacija spoja θ je določena s kvocijentom med celotnim pomikom na koncu prečke in razdaljo med točko vnosa pomika in središčno osjo stebra (1800 mm). Plastični del rotacije spoja θ_{pl} je dobljen z odštejem elastičnih upogibnih in strižnih deformacij prečke kot tudi celotnega prispevka stebra zaradi elastičnega upogiba in deformacije strižnega panela, ki je v vseh šestnajstih testih ostal omejen in je znašal med 5,8 in 9,3 % rad. V skladu z zgoraj opisanim postopkom plastična rotacija spoja θ_{pl} torej predstavlja plastično rotacijo prečke $\theta_{pl,br}$, slika 5.

Za nadaljnjo oceno in primerjavo cikličnega odziva preizkušanih spojev so bili uporabljeni trije mejni kriteriji, ki so grafično predstavljeni na slikah 3 do 6. Prvi kriterij (N_1, θ_1) predstavlja stanje nastopa popolne porušitve spoja. Pri tem je upoštevan zadnji še polni cikel v odzivu preizkušanca. Drugi kriterij (N_2, θ_2) se nanaša na stanje preizkušanca z ne več kot 20 % padcem največje nosilnosti oziroma začetne togosti in ustreza kriteriju, podanem v SIST EN 1998-1. Tretji mejni kriterij (N_3, θ_3) pa se nanaša na stanje z ne več kot 20 % padcem dejanskega plastičnega momenta prečke $M_{pl,b}^{act}$. Potek momentov v zaporednih amplitudah rotacije spoja za dva izbrana referenčna preizkušanca spojev RS in CP je prikazan na sliki 6. Poleg označenih vrednosti momenta pri 20 % padcu M_h^{max} in $M_{pl,b}^{act}$ je za posamezni preizkušanec označen zadnji cikel, ki še ustreza mejnemu kriteriju z manj kot 20 % padcem začetne togosti spoja.

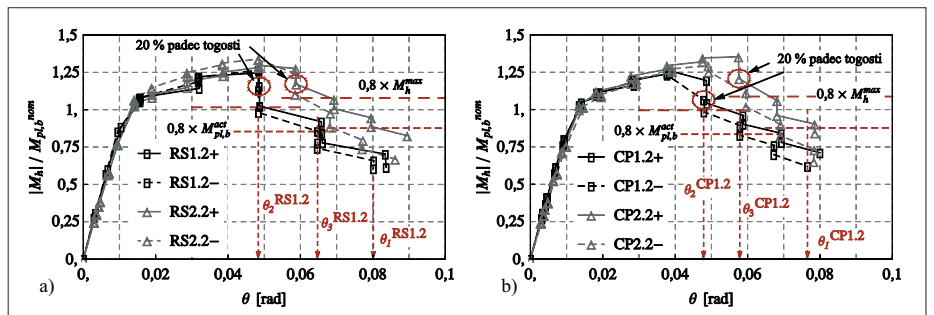
Število polnih ciklov N_i v povezavi s tremi uporabljenimi mejnimi kriteriji je prikazano v preglednici 2 za vseh šestnajst testiranih spojev. Kot je razvidno iz preglednice 2 in slike 6, 20 % padec nosilnosti in togosti, vključen v drugem mejnem kriteriju, za vse spoje, obremenjene s spremenljivo amplitudo rotacije, nastopi v istem ciklu. Izjema sta le preizkušanca CP1.1 in CP2.2, kjer sta oba pogoja izpolnjena v sledečih si ciklih. Na podlagi tega lahko zaključimo, da oba kriterija, glede na nosilnost in togost, za omenjeno skupino preizkušancev predstavljata enakovreden kriterij. Padec nosilnosti in togosti spojev, razviden s slik 3 do 6, je posledica lokalnega izbočenja prečke v



Slika 4 • Odziv preizkušanca CP1.2



Slika 5 • a) Analiza rotacij preizkušanca b) Izmerjene elastične in plastične komponente rotacije spoja CP1.2



Slika 6 • Potek momenta v amplitudah vsiljene rotacije: a) RS1.2 in RS2.2, b) CP1.2 in CP2.2

spoj	amplituda	N_1	N_2	N_3	spoj	N_1	N_2	N_3
RS1.1	sprem.	13 ^{LB}	9 ^{a,b}	10	CP1.1	15 ^{LB}	11 ^a , 10 ^b	13
RS1.2	sprem.	14 ^{LB}	8 ^{a,b}	10	CP1.2	15 ^{LB}	9 ^{a,b}	12
RS1.3	konst.	76 ^{FR}	73 ^a , 76 ^b	73	CP1.3	126 ^{FR}	124 ^a , 125 ^b	125
RS1.4	konst.	29 ^{FR}	13 ^a , 23 ^b	26	CP1.4	40 ^{LB}	12 ^a , 38 ^b	36
RS2.1	sprem.	17 ^{LB}	12 ^{a,b}	14	CP2.1	17 ^{LB}	12 ^{a,b}	15
RS2.2	sprem.	17 ^{LB}	12 ^{a,b}	14	CP2.2	16 ^{LB}	11 ^a , 12 ^b	15
RS2.3	konst.	138 ^{FR}	133 ^a , 138 ^b	134	CP2.3	155 ^{FR}	153 ^a , 154 ^b	153
RS2.4	konst.	32 ^{FR}	31 ^{a,b}	31	CP2.4	62 ^{LB}	41 ^a , 61 ^b	61

Način porušitve: LB – lokalni uklon prečke, FR – pretir pasnice prečke. Drugi mejni kriterij: a) 20 % padec nosilnosti, b) 20 % padec togosti.

Preglednica 2 • Število polnih ciklov v plastičnem območju N_i v skladu z izbranimi mejnimi kriteriji

območju plastičnega členka za ojačanim delom prečke. Manjši vpliv lokalnega izbočenja je opazen pri manjši, bolj kompaktni prečki.

Po končanih testih ni bilo opaziti poškodb v zvarih ojačanih spojev RS in CP ob pasnici stebra kot tudi ne v zvarih okrog reber in veznih pločevin. Pri tem je treba poudariti, da so se v primeru vseh RS spojev prve razpoke med testom pokazale v območju tik za koncem rebra v toplotno vplivni coni kotnega zvara, vendar v nobenem od primerov niso vplivale na končno porušitev spoja. Cena največje koncentracije plastičnih deformacij se je namreč z naraščajočo amplitudo rotacije spoja in posledično pod vplivom hkratnega povečevanja lokalnega izbočenja pasnic preselila v območje plastičnega členka nekoliko proč od konca ojačanega dela prečke, kjer je zaradi nizkocikličnega utrujanja nastopil pretrg pasnice prečke.

V preglednicah 3 in 4 so zbrani preostali izmerjeni parametri odziva vseh šestnajstih spojev RS in CP. Poleg že omenjenih vrednosti v zvezi z dodatno upogibno nosilnostjo $M_h^{max}/M_{pl,b}^{nom}$ preglednici vsebujeta vrednosti največje dosežene plastične rotacije prečke θ_{pl} ($\theta_{pl,1}$, $\theta_{pl,2}$, $\theta_{pl,3}$) in ustrezne akumulirane plastične rotacije $\Sigma\theta_{pl}$ ($\Sigma\theta_{pl,1}$, $\Sigma\theta_{pl,2}$, $\Sigma\theta_{pl,3}$), izrednotene za vse tri izbrane mejne kriterije.

Poročane vrednosti plastičnih rotacij spojev so določene glede na središčno os stebra in predstavljajo manjšo vrednost, dobljeno za pozitivno in negativno smer obremenjevanja. Za vseh osem spojev RS in CP, testiranih s spremenljivo, korakoma naraščajočo amplitudo cikličnega obremenjevanja plastična rotacija $\theta_{pl,1}$ znaša med 0,062 in 0,078 rada, brez večjih razlik med obema tipoma ojačanega spoja in velikostjo prečke. Vrednosti akumulirane plastične rotacije $\Sigma\theta_{pl,1}$ so za manjšo prečko, za obe konfiguraciji ojačanga spoja, precej večje, kar je posledica manjšega vpliva nizkocikličnega utrujanja bolj kompaktne prečke (večje število ciklov do porušitve), slika 6.

4.2 Ciklični testi s konstantno amplitudo

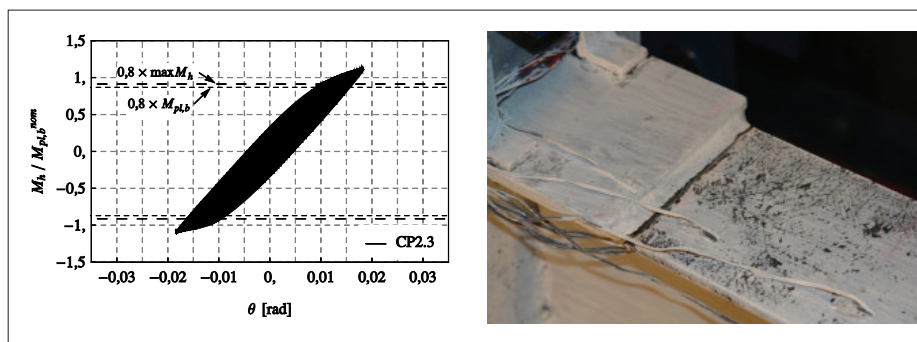
Z ustrezno načrtovano izbiro parametrov študije, pri čemer sta bili uporabljeni dve različni amplitudi konstantnega cikličnega obremenjevanja (mala (0,019 rad) in velika (0,033 rad)) v kombinaciji z dvema različnima profiloma prečk (IPE240 in IPE270) in za dva različna tipa ojačanega spoja (RS in CP), sta bila dobljena dva različna odziva nizkocikličnega utrujanja spojev, ki sta natančneje opisana v nadaljevanju.

Skupini spoj: RS1&RS2	Karakteristika odziva							
	M_h^{max} (kNm)	$M_h^{max}/M_{pl,b}^{nom}$	θ_{pl} (rad)			$\Sigma\theta_{pl}$ (rad)		
			$\theta_{pl,1}$	$\theta_{pl,2}$	$\theta_{pl,3}$	$\Sigma\theta_{pl,1}$	$\Sigma\theta_{pl,2}$	$\Sigma\theta_{pl,3}$
RS1.1	215,2	1,25	0,071	0,036	0,054	1,505	0,626	0,829
RS1.2	218,3	1,27	0,074	0,036	0,055	1,832	0,531	0,877
RS1.3	192,8	1,12	0,006			1,728	1,640	1,640
RS1.4	210,2	1,22	0,021			2,167	0,930	1,930
RS2.1	177,7	1,36	0,076	0,041	0,055	2,044	0,852	1,264
RS2.2	175,7	1,35	0,078	0,044	0,056	2,138	0,921	1,344
RS2.3	149,5	1,15	0,006			2,305	2,191	2,212
RS2.4	165,1	1,27	0,017			2,018	1,942	1,942

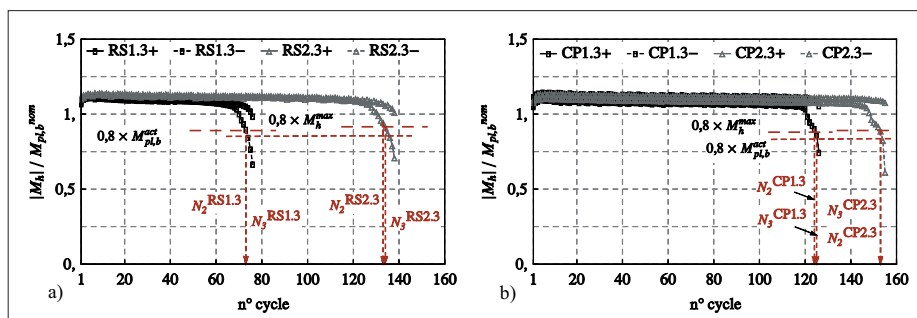
Preglednica 3 • Eksperimentalni rezultati za skupino spojev RS

Skupini spoj: CP1&CP2	Karakteristika odziva							
	M_h^{max} (kNm)	$M_h^{max}/M_{pl,b}^{nom}$	θ_{pl} (rad)			$\Sigma\theta_{pl}$ (rad)		
			$\theta_{pl,1}$	$\theta_{pl,2}$	$\theta_{pl,3}$	$\Sigma\theta_{pl,1}$	$\Sigma\theta_{pl,2}$	$\Sigma\theta_{pl,3}$
CP1.1	218,8	1,27	0,062	0,030	0,051	1,547	0,546	1,088
CP1.2	217,3	1,26	0,071	0,037	0,061	1,658	0,480	0,967
CP1.3	198,2	1,15	0,005			2,316	2,272	2,293
CP1.4	220,5	1,28	0,021			2,920	0,809	2,609
CP2.1	177,9	1,37	0,076	0,039	0,064	1,981	0,815	1,458
CP2.2	177,2	1,36	0,068	0,040	0,054	1,815	0,726	1,103
CP2.3	148,7	1,14	0,004			2,302	2,260	2,260
CP2.4	166,8	1,28	0,019			3,960	2,526	3,887

Preglednica 4 • Eksperimentalni rezultati za skupino spojev CP



Slika 7 • Odziv preizkušanca CP2.3, obremenjenega z malo konstantno amplitudo



Slika 8 • Potek momenta v amplitudah vsiljene rotacije: a) RS1.3 in RS2.3, b) CP1.3 in CP2.3

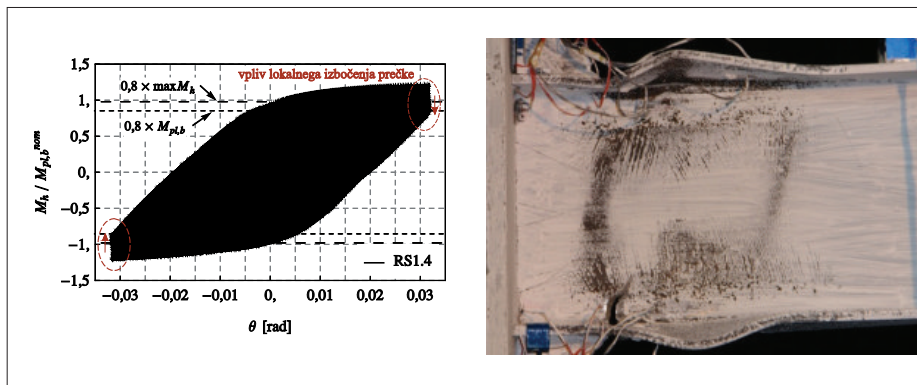
V nobenem izmed štirih preizkušancev, testiranih z malo konstantno amplitudo, RS1.3, RS2.3, CP1.3, CP2.3, ni bilo lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka vse do porušitve spoja. Za vse štiri preizkušance je značilen praktično konstanten potek amplitude momenta skozi celoten test. Izrazitejši padec nosilnosti se je zgodil šele v zadnjih nekaj ciklih, ko je razpoka tik za zvarom na koncu ojačanega dela napredovala v popoln pretrg pasnice, s tem pa dokončna porušitev preizkušanca, sliki 7 in 8.

Glavni vzrok porušitve omenjenih štirih spojev RS in CP je bil pretrg pasnice na koncu ojačanega dela prečke, ki je nastal zaradi stabilnega napredovanja duktilne razpoke v tem območju. V primeru obeh spojev RS je bil opažen začetek razpok na sredini pasnice prečke v toplotno vplivni coni kotnega zvara rebra, medtem ko so se v primeru obeh spojev CP razpoke širile v območju toplotno vplivne cone prečnega kotnega zvara na koncu vezne pločevine od prostega roba pasnice prečke v notranjost.

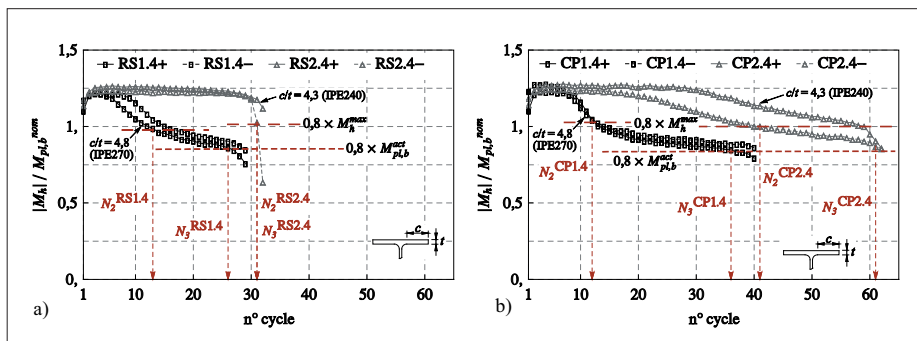
Ciklični odziv preostalih štirih preizkušancev, obremenjenih z veliko konstantno amplitudo, RS1.4, RS2.4, CP1.4 and CP2.4, je bil zaznamovan s pojavom lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka tik za ojačanim delom, sliki 9 in 10.

Porušitev obeh spojev CP je bila podobna tisti pri preizkušancih, testiranih s spremenljivo postopoma naraščajočo amplitudo rotacije: redukcija nosilnosti zaradi lokalnega izbočenja pasnic, ter naknadnega izbočenja stojine prečke, ki mu je sledil pojav duktilne razpoke v najbolj zgubanem delu pasnice prečke, slika 10b. V nasprotju s tem pa je v primeru obeh spojev RS začetek duktilnih razpok v toplotno vplivni coni kotnega zvara na koncu rebra vodil v popoln pretrg pasnice prečke, podobno kot v primeru obeh spojev RS, testiranih z malo konstantno amplitudo, sliki 9 in 10a.

V vseh osmih preizkušancih je ojačani del prečke ostal v elastičnem območju in nepoškodovan. Prav tako ni bilo zaslediti nobenih poškodb v zvarih ob pasnici stebra in okrog ojačilnih pločevin. V skladu z zgoraj opisanim obnašanjem spojev v primeru cikličnega obremenjevanja z veliko konstantno amplitudo je odziv obeh spojev RS izkazal slabše obnašanje v primerjavi z odzivom obeh spojev CP, saj končne porušitve ni bilo v najbolj zgubanem delu prečke sredi plastičnega členka, temveč v toplotno vplivni coni zvara na koncu rebra, kar je vplivalo na bistveno manjšo nizkociklično odpornost



Slika 9 • Odziv preizkušanca RS1.4, obremenjenega z veliko konstantno amplitudo



Slika 10 • Potek momenta v amplitudah vsiljene rotacije: a) RS1.4 in RS2.4, b) CP1.4 in CP2.4

spoja, preglednica 2 ter sliki 8 in 10. V nasprotju s preizkušanci, testiranimi s spremenljivo postopoma naraščajočo amplitudo, se je pri spojih, obremenjenih s konstantno amplitudo, kot kritičen izkazal kriterij nosilnosti, preglednica 2.

4.3 Vrednotenje eksperimentalnega odziva ojačanih spojev

Presoja odziva vseh osmih preizkušancev RS in CP, testiranih s spremenljivo postopoma naraščajočo amplitudo ciklične obremenitve je bila opravljena tudi v skladu s prekvalifikacijskimi kriteriji iz standardov SIST EN 1998-1 in ANSI/AISC 341-10. Primerjava med zahtevanimi rotacijskimi kapacitetami in pripadajočimi eksperimentalno dobljenimi

vrednostmi je predstavljena v preglednici 5. Poudariti je treba, da kriterij po ANSI/AISC 341-10 temelji na celotnem zasuku spoja θ , ki vključuje elastične in plastične rotacije iz prečke in stebra. Na drugi strani pa kriterij iz SIST EN 1998-1 upošteva celotno rotacijo prečke θ_b , vključno s prispevkom deformacije strižnega panela stebra, brez elastičnega zasuka stebra. Kot je razvidno iz preglednice 5, je v vseh osmih primerih spojev RS in CP izpolnjen najstrožji pogoj rotacijske kapacitete iz obeh standardov.

Končen pregled rezultatov iz vseh 16 izvedenih testov, s poudarkom na primerjavi nizkocikličnega odziva med obema obravnavanimi konfiguracijama ojačanega spoja, RS in CP, je grafično predstavljen na sliki 11a. Na

Spoj	θ_b (rad)	θ (rad)	Spoj	θ_b (rad)	θ (rad)
RS1.1	0,043	0,065	CP1.1	0,037	0,067
RS1.2	0,045	0,065	CP1.2	0,044	0,058
RS2.1	0,050	0,068	CP2.1	0,048	0,078
RS2.2	0,054	0,068	CP2.2	0,050	0,068
Kriterij	> 0,035 ^a	> 0,04 ^b		> 0,035 ^a	> 0,04 ^b

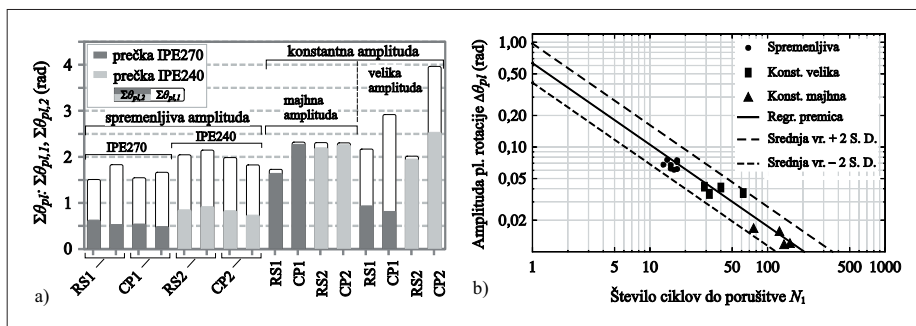
Zahtevana rotacijska kapaciteta v skladu z: ^a SIST EN 1998-1, ^b ANSI/AISC 341-10

Preglednica 5 • Celoten zasuk prečke θ_b in celoten zasuk spoja θ za spoje RS in CP

histogramu so predstavljene vrednosti kumulativne plastične deformacije $\Sigma\theta_{pl}$ poročane v preglednicah 4 in 5. Za vsak preizkušane je izrisana primerjava med doseženo vrednostjo kumulativne plastične deformacije $\Sigma\theta_{pl,1}$ za vse izvedene cikle (prvi mejni kriterij) in kumulativno plastično deformacijo $\Sigma\theta_{pl,2}$, ki odraža stanje preizkušanca z ne več kot 20 % padcem največje nosilnosti oziroma začetne togosti (drugi mejni kriterij).

V splošnem so dosežene vrednosti kumulativnih plastičnih deformacij $\Sigma\theta_{pl,1}$ v primeru testov s konstantno amplitudo večje od vrednosti, dobljenih iz testov s spremenljivo naraščajočo amplitudo rotacije. Pojav lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka in s tem povezano povečanje lokalnih plastičnih deformacij v tem območju namreč povzročita povečan vpliv nizkocikličnega utrujanja materiala, kar privede do precejšnje redukcije vrednosti $\Sigma\theta_{pl,2}$ v primeru velikih amplitud. Omenjeni vpliv je izrazitejši v primeru cikličnega obremenjevanja z večjimi amplitudami in za spoje z večjim prečnim prerezom prečke, ki vsebuje večjo vitkost pasnic in stojine, slika 10.

Iz primerjave vrednosti kumulativnih plastičnih deformacij, predvsem vrednosti za $\Sigma\theta_{pl,1}$, dobljenih iz testov s konstantno amplitudo, je mogoče med preizkušanci RS in CP z enakima profiloma prečke opaziti precejšnjo razliko. Vrednosti akumuliranih plastičnih rotacij spojev RS so namreč precej manjše od tistih, dobljenih s spoji CP. Tako očitna razlika



Slika 11 • a) Dosežena kumulativna plastična rotacija vseh 16 spojev, b) krivulja nizkocikličnega utrujanja ojačanih spojev

med obema konfiguracijama spojev iz preostalih osmih testov s spremenljivo amplitudo ni razvidna. Zgornja opažanja lahko strnemo v sledeča zaključka: (1) med cikličnim obremenjevanjem z veliko amplitudo je prišlo v vseh primerih do lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka, kar je vodilo v nastanek razpoke zaradi nizkocikličnega utrujanja v pasnici prečke sredi plastičnega členka, ne glede na tip ojačanega spoja. To velja tako za obremenjevanje s spremenljivo postopno naraščajočo amplitudo kot tudi za veliko konstantno amplitudo; (2) v nasprotju s prej omenjenim obnašanjem spojev, obremenjenih z veliko amplitudo, je pri mali amplitudi šlo za nizkociklično utrujanje materiala brez prisotnosti lokalnega izbočenja prečke. V tem primeru je spoj RS izkazal slabše obnašanje v primerjavi s spojem CP, k čemur je prispevala predvsem visoka

koncentracija napetosti oziroma deformacij skupaj z veliko koncentracijo zaostalih napetosti v toplotno vplivni coni kotnega zvara na koncu rebra.

Za napoved nizkocikličnega utrujanja ojačanih spojev je bil uporabljen standardni pristop s krivuljo S-N, slika 11b. Regresijska premica, dobljena na osnovi rezultatov osmih testov s konstantno amplitudo cikličnega obremenjevanja, je prikazana s polno črto. Premici, ki označujeta raztros v vrednosti \pm dvakratne standardne deviacije rezultatov, sta prikazani s prekinjeno črto. Dodatno so prikazane tudi točke, dobljene iz osmih testov s spremenljivo postopoma naraščajočo amplitudo cikličnega obremenjevanja. Kot je razvidno iz grafa, regresijska premica, dobljena iz rezultatov testov s konstantno amplitudo, zelo dobro napove rezultate testov s spremenljivo postopoma naraščajočo amplitudo rotacije.

5 • SKLEPI

Vseh šestnajst izvedenih testov s spremenljivo in konstantno amplitudo cikličnega obremenjevanja na spojih prečka-steber, ojačanih z rebroma in veznima pločevinama, je pokazalo dobro obnašanje preizkušencev skladno s predpostavljenim konceptom zasnove: plastični členek se je pojavil v osnovnem prerezu prečke, medtem ko je ojačani del varjenega spoja, vključno s stebrom, ostal v elastičnem odzivu in nepoškodovan. Ciklični odziv polnosilnih spojev prečka-steber je tako odvisen izključno od obnašanja neojačane prečke, katere plastična rotacijska kapaciteta je zagotovljena z ustrežno izbranim prvim razredom kompaktnosti prereza. Posledično je vseh osem spojev, testiranih s spremenljivo, korakoma naraščajočo amplitudo rotacije, doseglo

zahtevani nivo rotacijske kapacitete v skladu s prekvalifikacijskimi zahtevami iz standardov SIST EN 1998-1 in ANSI/AISC 341-10. Pri velikih amplitudah rotacije je nastal pojav lokalnega izbočenja prečke v območju plastičnega členka, kar je povzročilo redukcijo upogibne nosilnosti in togosti spoja in nazadnje porušitev preizkušanca zaradi nizkocikličnega utrujanja materiala v izbočeni pasnici proč od konca ojačanega dela prečke. V tem primeru ni bilo opaziti bistvene razlike med obnašanjem obeh tipov ojačanega spoja. V vseh primerih z malo konstantno amplitudo cikličnega obremenjevanja pojava lokalnega izbočenja prečke ni bilo. Pri obeh tipih ojačanega spoja je redukcija upogibne nosilnosti nastopila v zadnjih nekaj ciklih pred

dokončno porušitvijo preizkušancev zaradi nizkocikličnega utrujanja in pojava razpoke v pasnici prečke v območju toplotno vplivne cone zvara na koncu ojačilne pločevine. V tem primeru je spoj, ojačan z veznima pločevinama, v vseh primerih izkazal boljše obnašanje pri odpornosti proti nizkocikličnemu utrujanju varjenega detajla na koncu ojačilne pločevine. Neugoden vpliv povečanih koncentracij napetosti / deformacij na koncu rebra z večjo koncentracijo zaostalih napetosti in toplotno vplivne cone na koncu zvara so razlogi za bistveno slabše nizkociklično obnašanje spoja, ojačanega z rebroma.

Obe uporabljeni kombinaciji kvalitete jekla HSS/MCS za steber in prečko sta pokazali dobro obnašanje spoja. Kakršenkoli negativen vpliv vnesenega nivoja tlačne osne sile v stebri, ki je znašal okrog 40 % polnplastične tlačne nosilnosti stebrov, iz rezultatov testov na nizkociklično obnašanje spojev ni bil razviden.

Poudariti je treba, da je bila v študiji uporabljena velikost prerezov prečk navzgor omejena z osno nosilnostjo sovprežnih stebrov. Ta je bila namreč načrtovana skladno z zahtevo za dosego relativno visokega nivoja tlačne obremenitve stebra z razpoložljivo laboratorijsko opremo. Pri ekstrapolaciji obnašanja testiranih spojev na spoje z bistveno drugačnimi in večjimi profili prečk je potrebna previdnost. Kot kažejo rezultati testov in hkrati potrjujejo

rezultati drugih študij se plastična rotacijska kapaciteta prečk manjša z večjimi in težjimi profili prečk.

Ne glede na to pa so za izbrane prezeze prečk testi pokazali, da je predlagani koncept dimenzioniranja in detajliranja obeh tipov polonosilnih ojačanih spojev prečka-steber dobra rešitev v vseh pogledih. Poleg dobrega nizkocikličnega obnašanja je pomembna prednost tudi nezahtevnost za izdelavo takšnih

spojev. Med potresno obtežbo pod vplivom največje obremenitve iz priključene poloplastificirane prečke varjeni stik med prečko in pasnico stebra ostane v elastičnem odzivu, s čimer se ugodno zmanjša verjetnost za pojav krhke porušitve neduktiilnega varjenega stika, zato dodatne zahteve za zware v tem območju niso potrebne. Hkrati s tem polonosilni spoj omogoča razvoj polne plastične kapacitete priključene prečke.

6 • ZAHVALA

Predstavljeni rezultati so bili dobljeni v okviru evropskega projekta HSS-SERF »High Strength Steel in Seismic Resistant Building

Frames«, RFSR-CT-2009-00024. Finančna pomoč je bila dobljena tudi od Javne agencije za raziskovalno dejavnost Republike

Slovenije, dokument št. 1000-08-310066. Omenjenima prispevkoma se avtorji članka lepo zahvaljujejo.

7 • LITERATURA

- ANSI/AISC, Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2010.
- CEN, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- CEN, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-1, European Committee for Standardisation, Brussels, 2005a.
- CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardisation, Brussels, 2005b.
- Chen, C. C., Chen, S. W., Chung, M. D., Lin, M. C., Cyclic behaviour of unreinforced and rib-reinforced moment connections, *Journal of Constructional Steel research*, 61, 1, 1–21, 2005.
- D'Aniello, M., Landolfo, R., Piluso, P., Rizzano, G., Ultimate behavior of steel beams under non-uniform bending, *Journal of Constructional Steel research*, 78, 144–158, 2012.
- FEMA, State of the art report connection performance, FEMA-355D, Washington (DC), For the Federal Emergency Management Agency prepared by the SAC Joint Venture, 2000.
- Gioncu, V., Mazzolani, F. M., Ductility of seismic resistant steel structures, London (New York), Spon Press, 2000.
- Kim, T., Whittaker, A. S., Gilani, A. S. J., Bertero, V. V., Takhirov, S. M., Cover-plate and flange-plate reinforced steel moment-resisting connections, Report to sponsor SAC Joint Venture. Berkeley, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), College of Engineering, University of California, 2000.
- Lee, C. H., Seismic design of rib-reinforced steel moment connections based on equivalent strut model, *Journal of Structural Engineering-Asce*, 128, 9, 1121–1129, 2002.
- Mazzolani, F. M., Piluso, P., An attempt of codification of semirigidity for seismic resistant steel structures, Third international workshop on connections in steel structures, Trento, 1995.
- Miller, D. K., Lessons learned from the Northridge earthquake. *Engineering Structures*, 20, 4–6: 249–260, 1998.
- Nakashima, M., Inoue, K., Tada, M., Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, *Engineering Structures*, 20, 4–6, 271–281, 1998.
- Piluso, V., Rizzano, G., Random material variability effects on full-strength end-plate beam-to-column joints, *Journal of Constructional Steel research*, 63, 5, 658–666, 2007.
- Plumier, A., The dogbone: Back to the future. *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 34, 2, 61–67, 1997.

PROJEKTNI POSPEŠEK TAL Z UPOŠTEVANJEM CILJNE VERJETNOSTI PORUŠITVE

DESIGN GROUND ACCELERATION BY CONSIDERING TARGET COLLAPSE RISK

Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.

jure.zizmond@fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK 006.015.8:624.042.7

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR)
Jamova 2, 1000 Ljubljana

Povzetek | Projektiranje objektov na potresno obtežbo po trenutno veljavnih standardih vključuje linearno-elastično analizo, princip redukcije potresnih sil in metodo načrtovanja nosilnosti. Izhodišče za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij je projektni pospešek tal s povratno dobo 475 let. Evrokod 8 predpostavi, da so konstrukcije projektirane po standardu, varne pred porušitvijo, čeprav pojma varnosti ne opredeli. V članku predlagamo nov postopek za določitev projektnega pospeška tal, ki se ga izračuna iz ciljne verjetnosti porušitve ob upoštevanju predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, razpršenosti mejnih pospeškov in parametra, s katerim upoštevamo kontinuum potresne nevarnosti. Sledi primer določitve projektnega pospeška tal za osemetažno stavbo, nato pa še kontrola projektiranja na osnovi poenostavljene nelinearne analize, kjer pokažemo, da je zadoščeno predpostavljeni vrednosti redukcijskega faktorja. Ocenjujemo, da je predlagani postopek za izračun projektnega pospeška tal bolj splošen od postopka, ki je predpisan s standardom Evrokod 8. Zato ga lahko uporabimo tudi pri projektiranju pomembnejših objektov, kjer je bistveno bolj utemeljeno izhajati iz tolerirane verjetnosti porušitve objekta in ne iz povratne dobe potresa, kot to določa standard.

Ključne besede: ciljna verjetnost porušitve, potresnoodporne konstrukcije, Evrokod 8, potisna analiza

Summary | Design of structures for seismic loads according to current standards involves linear elastic analysis, the concept of reduction of seismic forces and the capacity design method. The basis for earthquake-resistant design of structures is peak ground acceleration with a return period of 475 years. Eurocode 8 assumes that structures designed according to the standard are safe against collapse, even though it does not define the concept of safety. In this paper an alternative procedure for the determination of the design ground acceleration is proposed. The procedure starts from the definition of the target collapse risk. The design ground acceleration is then calculated by assuming reduction factor, the dispersion of peak ground accelerations causing collapse and the parameter which considers the continuum of seismic hazard. Risk-targeted peak ground acceleration for the design of an eight-storey reinforced concrete frame building is then calculated in order to demonstrate the proposed procedure. Then there follows the check of force-based design of the structure by using a simplified nonlinear analysis where it is shown that the value of reduction factor was assumed with sufficient accuracy. The proposed procedure for the

determination of the risk-targeted peak ground acceleration for design is more general than the procedure prescribed by Eurocode. Therefore, it can also be used for the design of important structures, where it is more justifiable to start the design by defining the tolerated collapse risk rather than the target return period of design earthquake.

Keywords: target collapse risk, earthquake resistant structure, Eurocode 8, pushover analysis

1 • UVOD

Potresno odporno projektiranje objektov je pri nas postalo aktualno že na koncu 19. stoletja kot posledica ljubljanskega potresa. Poškodovanih je bilo približno 10 % zgradb, ki so jih kasneje večinoma porušili. Posledice potresa niso bile le negativne. Med drugim je bila izdelana raziskava o gradbenotehničnih normativih, ki je privedla do prvih smernic za gradnjo na potresnih območjih (Vidrih, 2008). Od tedaj so se standardi za potresno odporno projektiranje precej spreminjali, kar je posledica novih spoznanj o seizmičnosti območij in obnašanju konstrukcij med potresi.

Projektiranje stavb na potresno obtežbo je v Sloveniji urejeno s standardom Evrokod 8 (SIST, 2005). Standard predvideva uporabo linearno-elastične analize v kombinaciji z metodo načrtovanja nosilnosti, alternativno pa tudi uporabo nelinearne analize, ki pa se zaradi različnih dejavnikov v praksi ne uporablja pogosto. Linearno-elastična analiza je trenutno najbolj razširjena metoda analize, ki predstavlja osnovo za določitev projektnih obremenitev objekta. Je zelo enostavna za uporabo in je vgrajena v komercialne programe za projektiranje konstrukcij. S tega stališča je linearno-elastična analiza dobra metoda, vendar se pri takšen načinu projekti-

ranja vedno poraja vprašanje, kako definirati projektno potresno obtežbo, da bomo zadostili osnovni zahtevi po neporušitvi objekta.

Evrokod 8 predpostavlja, da je zanesljivost običajnih objektov primerna, če se objekte projektira na maksimalni pospešek tal s povratno dobo 475 let, pri čemer se upoštevajo princip redukcije potresnih sil na osnovi faktorja obnašanja q in druge zahteve, s katerimi se zagotovi ustrezno duktilnost konstrukcijskih elementov in konstrukcije kot celote. Princip redukcije potresnih sil se pravzaprav upošteva, odkar se objekte projektira na potresno obtežbo, prvi modeli redukcije potresnih sil pa so bili predlagani pred skoraj 40 leti (npr. (ATC, 1978)). Z njim zapolnimo vrzel med zahtevo po neporušitvi objekta, ki je izrazito vezana na nelinearno obnašanje konstrukcije, ter linearno-elastično analizo, ki predstavlja osnovo za določitev projektnih potresnih zahtev. Redukcija potresnih sil je seveda smiselna, saj je dejanska nosilnost zaradi različnih projektnih dejavnikov in lastnosti konstrukcije večja od projektne sile, vsaka konstrukcija pa ima tudi določeno sposobnost deformiranja v nelinearno področje. Fischinger in Fajfar (Fischinger, 1990) sta pokazala, da je t. i. redukcijski faktor enak produktu faktorja dodatne nosilnosti in redukcijskega

faktorja zaradi duktilnosti. Podoben postopek je predlagal Uang (Uang, 1991). Izčrpen pregled postopkov za določitev redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti sta podala Miranda in Bertero (Miranda, 1994). Glede na analizirane modele sta sklepala, da je redukcijski faktor zaradi duktilnosti odvisen predvsem od razpoložljive duktilnosti, nihajnega časa konstrukcije in tipa tal, medtem ko je vpliv dušenja in histereznih pravil manj pomemben. Omenjeni postopki za določitev faktorja redukcije potresnih sil so bili izpeljani na osnovi determinističnega pristopa reševanja problema.

V članku predlagamo alternativni postopek za določitev projektnega pospeška tal, ki ne temelji na povratni dobi potresa, temveč na ciljni verjetnosti porušitve objekta. Najprej so predstavljene teoretične osnove, pri čemer na osnovi nekaterih predpostavk izpeljemo enačbo za izračun projektnega pospeška tal. Tako pokažemo, da je projektni pospešek tal odvisen od ciljne (sprejemljive) verjetnosti porušitve, razpršenosti mejnih pospeškov v smislu kapacitete, parametrov, s katerimi upoštevamo kontinuum potresne nevarnosti v smislu potresnih zahtev, ter od redukcijskega faktorja. V drugem delu članka na primeru osemetažne armiranobetonske stavbe ponazorimo izračun projektnega pospeška tal in naredimo kontrolo predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, pri čemer uporabimo poenostavljeno nelinearno analizo.

2 • ENAČBA ZA IZRAČUN PROJEKTNEGA POSPEŠKA TAL NA OSNOVI CILJNE VERJETNOSTI PORUŠITVE

Izhajamo iz zahteve po neporušitvi objekta, ki je osnovna zahteva Evrokoda 8 in je povezana z zaščito človeških življenj. Ker problem obravnavamo s stališča verjetnostne analize, menimo, da je zahteva po neporušitvi objekta izpolnjena, če zagotovimo, da je verjetnost porušitve objekta P_C manjša od ciljne (sprejemljive) verjetnosti porušitve P_t

$$P_C \leq P_t. \quad (1)$$

Na ta način nedvoumno definiramo pojem verjetnosti, vendar je treba poudariti, da je sprejemljiva verjetnost porušitve precej subjektivne narave. Verjetnost porušitve objekta v primeru potresne obtežbe se običajno opiše z enačbo potresnega tveganja

$$P_C \approx \lambda_c = \int_0^{\infty} P(C|IM = im) \cdot \left| \frac{dH(im)}{d(im)} \right| \cdot d(im), \quad (2)$$

kjer je IM slučajna spremenljivka, s katero definiramo mero za intenziteto potresa (npr. maksimalni pospešek tal), im vrednost slučajne spremenljivke IM , $P(C|IM = im)$ verjetnost porušitve pri pogoju $IM = im$, t. i. funkcija potresne ranljivosti, in $H(im)$ funkcija potresne nevarnosti, ki predstavlja srednjo letno frekvenco prekoračitve izbrane vrednosti intenzitete potresa. S funkcijo $H(im)$ opišemo kontinuum potresne nevarnosti. Rezultat enačbe potresnega tveganja je pravzaprav srednja letna frekvenca porušitve objekta λ_c . Ker gre za majhne vrednosti, je λ_c praktično enaka verjetnosti porušitve objekta P_C .

Za projektiranje je smiselno, da se enačbo tveganja zapiše v zaključeni obliki ((Cornell, 1996), (McGuire, 2004)), saj lahko tako lažje interpretiramo rezultat in dobimo boljši vpogled na vplivnost parametrov, ki določajo potresno tveganje. Za to je treba vpeljati dve predpostavki. Najprej predpostavimo, da je dovolj natančno, če funkcijo potresne nevarnosti v logaritmskih koordinatah opišemo s premico:

$$H(im) = k_0 \cdot im^{-k}, \quad (3)$$

kjer je k naklon premice v logaritmskih koordinatah, k_0 pa srednja letna frekvenca prekoračitve enotine vrednosti intenzitete potresa. Nadalje je treba predpostaviti, da je mejna vrednost intenzitete potresa, npr. pospešek, ki povzroči določeno mejno stanje (v našem primeru porušitev konstrukcije), slučajna spremenljivka IM_c , ki je porazdeljena logaritmsko normalno. Z upoštevanjem te predpostavke se verjetnost porušitve pri pogoju $IM = im$ lahko zapiše na naslednji način:

$$P(IM_c < im) \approx \Phi \left[\frac{\ln(im) - \ln(im_c)}{\beta_c} \right], \quad (4)$$

kjer sta im_c in β_c mediana mejne vrednosti intenzitete potresa in pripadajoča standardna deviacija logaritmskih vrednosti mejnega pospeška, $\Phi(\cdot)$ pa je porazdelitvena funkcija standardno normalne porazdelitve. Enačbo (2) se z upoštevanjem enačb (3) in (4) analitično integrira ((Cornell, 1996), (McGuire, 2004)):

$$P_c = k_0 \cdot im_c^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}} = H(im_c) \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}} \quad (5)$$

Ker definicija potresne obtežbe po Evrokodu 8 temelji na pospešku tal, bomo mediano mejne vrednosti intenzitete potresa im_c v nadaljevanju označili z a_{gC} . Iz enačbe (5) lahko sedaj izračunamo mediano mejnega pospeška tal a_{gC} , pri čemer upoštevamo, da pri projektiranju izhajamo iz ciljne verjetnosti porušitve ($P_c = P_t$):

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{k_0}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_c^2}{2}} = a_{gPt} \cdot e^{\frac{k \cdot \beta_c^2}{2}} \quad (6)$$

Iz enačbe (6) je razvidno, da je mediana mejnega pospeška tal a_{gC} (tj. mediana pospeška tal, ki povzroči porušitev konstrukcije) enaka

kar produktu a_{gPt} in korekcijskega faktorja, ki je odvisen od naklona funkcije potresne nevarnosti ter standardne deviacije logaritmskih vrednosti mejnega pospeška. Pospešek a_{gPt} lahko interpretiramo kot pospešek tal, kateremu ustreza srednja letna frekvenca P_t ali povratna doba $1/P_t$. Mediana mejnega pospeška tal a_{gC} bo vedno večja od a_{gPt} . To pomeni, da je sprejemljiva povratna doba za a_{gC} zelo velika, večja od $1/P_t$. Smiselno je poudariti, da mediana mejnega pospeška tal a_{gC} ustreza potresu, za katerega obstaja 50 % verjetnosti, da bi objekt dejansko porušil.

Glede na to, da je simulacija porušitve konstrukcij pri potresni obtežbi izjemno kompleksna, a_{gC} nadomestimo s pospeškom tal, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve objekta a_{gNC} :

$$a_{gNC} = \frac{a_{gC}}{r_c}, \quad (7)$$

kjer je r_c redukcijski faktor med mediano mejnega pospeška za stanje porušitve objekta in mediano mejnega pospeška za stanje blizu porušitve (NC – angl. near collapse). Redukcijski faktor r_c je treba v fazi projektiranja predpostaviti. Če projektiramo konstrukcijo, ki ima zelo majhen nihajni čas, je dovolj natančno, da za r_c predpostavimo vrednost 1. Takšna predpostavka je smiselna, saj je nelinearen odziv konstrukcij z majhnim nihajnim časom zelo občutljiv za prirastek pospeška. Za višje stavbe je takšna predpostavka na varni strani. Že dolgo je namreč znano, da nelinearni odziv višjih stavb ni tako občutljiv za prirastek pospeška vse do območja blizu porušitve.

Uvedba redukcijskega faktorja r_c omogoča, da konstrukcijo, ki smo jo projektirali na osnovi linearno-elastične analize, preverimo z nelinearnimi metodami, pri čemer nam konstrukcije ni treba obremenjevati do porušitve, kar olajša uporabo nelinearne analize v praksi.

Za določitev projektne pospeška tal a_{gD} v primeru uporabe linearno-elastične analize je potrebna dodatna redukcija mejnega pospeška tal a_{gNC} . Vpeljemo redukcijski faktor r_{NC} in dobimo:

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{r_{NC}}. \quad (8)$$

V fazi projektiranja je treba redukcijski faktor r_{NC} predpostaviti. Zato je pomembno, da projektant dobro razume, kaj vse vpliva na redukcijski faktor r_{NC} . Preden razvijemo razpravo o redukcijskem faktorju, bomo enačbo (8) preoblikovali. Če upoštevamo enačbi (7) in (6) se projektni pospešek tal izrazi takole:

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{NC} \cdot r_c} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{r_{NC} \cdot r_c}. \quad (9)$$

Iz enačbe (9) je razvidno, da je projektni pospešek tal odvisen od ciljne verjetnosti porušitve (P_t), funkcije potresne nevarnosti (k_0, k), razpršenosti mejnega pospeška (β_c), ki povzročijo porušitev konstrukcije, ter dveh redukcijskih faktorjev, ki sta definirana zaradi projektiranja konstrukcije na osnovi linearno-elastične analize (r_{NC}) in načina kontrole projektiranja z nelinearno analizo (r_c).

Pri določitvi projektne pospeška a_{gD} je pomembno, da se redukcijski faktor r_{NC} oceni čim bolj točno. Zato je treba r_{NC} izraziti z lastnostmi konstrukcije in parametri, ki so vezani na način projektiranja. Takšna razčlenitev redukcijskega faktorja r_{NC} je mogoča, če odziv konstrukcije pretvorimo na odziv modela z eno prostostno stopnjo (SDOF). Zato najprej redukcijski faktor zapišemo kot produkt razmerja med spektralnimi pospeški (enačba (7)):

$$r_{NC} = \frac{a_{gNC}}{a_{gD}} = \frac{S_{aNC}}{S_{aD}} = \frac{S_{aNC}}{S_{ay}} \cdot \frac{S_{ay}}{S_{aD}}. \quad (10)$$

V zgornji enačbi smo predpostavili, da sta obliki spektra, ki se nanašata na a_{gD} in a_{gNC} , enaki. Zato je zveza med spektralnim pospeškom in pospeškom tal neodvisna od jakosti pospeška ($S_{aD} = a_{gD} \cdot \alpha$, $S_{aNC} = a_{gNC} \cdot \alpha$). Dodatno smo uvedli še pospešek S_{gy} , ki povzroči plastifikacijo SDOF-modela. Če upoštevamo zvezo med spektralnim pospeškom S_a in silo F^* na SDOF-modelu:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}, \quad (11)$$

kjer je m^* masa SDOF modela, lahko redukcijski faktor r_{NC} izrazimo s silami:

$$r_{NC} = \frac{F_{eNC}^*}{F_D^*}, \quad (12)$$

kjer je F_{eNC}^* sila, ki bi se razvila v elastičnem SDOF-modelu v primeru potresa s pospeškom a_{gNC} , F_D^* pa projektna potresna sila na SDOF-modelu.

Enačba (12) predstavlja osnovo pri izpeljavi redukcije potresnih sil po determinističnem postopku (Fajfar, 2009), pri čemer smo v našem primeru faktor obnašanja nadomestili z redukcijskim faktorjem r_{NC} . Fischinger in Fajfar (Fischinger, 1990) sta pokazala, da je redukcij-

ski faktor produkt redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti r_{μ} in faktorja dodatne nosilnosti r_s :

$$r_{NC} = r_{\mu} \cdot r_s \quad (13)$$

Na SDOF-modelu je faktor dodatne nosilnosti r_s definiran z razmerjem med nosilnostjo F_y^* in projektno potresno silo (slika 1):

$$r_s = \frac{F_y^*}{F_D^*} \quad (14)$$

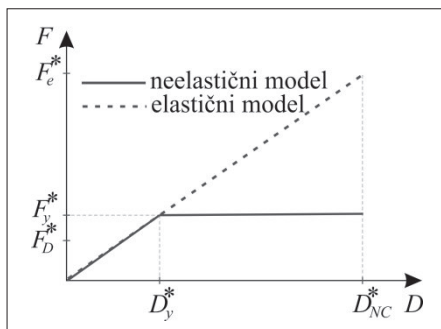
redukcijski faktor zaradi duktilnosti pa z razmerjem med pomikom D_{NC}^* in pomikom D_y^* (slika 1):

$$r_{\mu} = \frac{D_{NC}^*}{D_y^*} = \mu_{NC} \quad (15)$$

kjer je μ_{NC} duktilnost, ki jo je treba v fazi projektiranja zagotoviti. Pri definiciji redukcijskega faktorja je predpostavljeno, da so pomiki elastične in nelinearne konstrukcije približno enaki (princip enakosti pomikov). Naj opozorimo, da enačbe (15) ne moremo uporabiti za konstrukcije z majhnim nihajnim časom, saj za te primere velja, da je redukcijski faktor r_{μ} manjši od μ_{NC} (Fajfar, 2002).

Če se omejimo le na konstrukcije, za katere lahko upoštevamo princip enakosti pomikov (enačba (15)), in če upoštevamo enačbo (9), lahko sedaj zapišemo enačbo za izračun projektnega pospeška tal a_{gD} :

$$a_{gD} = \frac{a_{gNC}}{\mu_{NC} \cdot r_s \cdot r_C} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_c^2}{2}}}{P_t} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot \frac{1}{\mu_{NC} \cdot r_s \cdot r_C} \quad (16)$$



Slika 1 • Grafični prikaz redukcije potresnih sil na osnovi determinističnega pristopa za primer, ko velja princip enakosti pomikov

2.1 Opis postopka določitve projektnega pospeška tal

Izračun projektnega pospeška tal po enačbi (9) ali (16) je pravzaprav enostaven, vendar smatramo, da je smiselno postopek določitve projektnega pospeška nekoliko podrobneje pojasniti po korakih, saj so za bralca nekateri parametri enačbe verjetno novi.

Korak 1: Izbira ciljne verjetnosti porušitve.

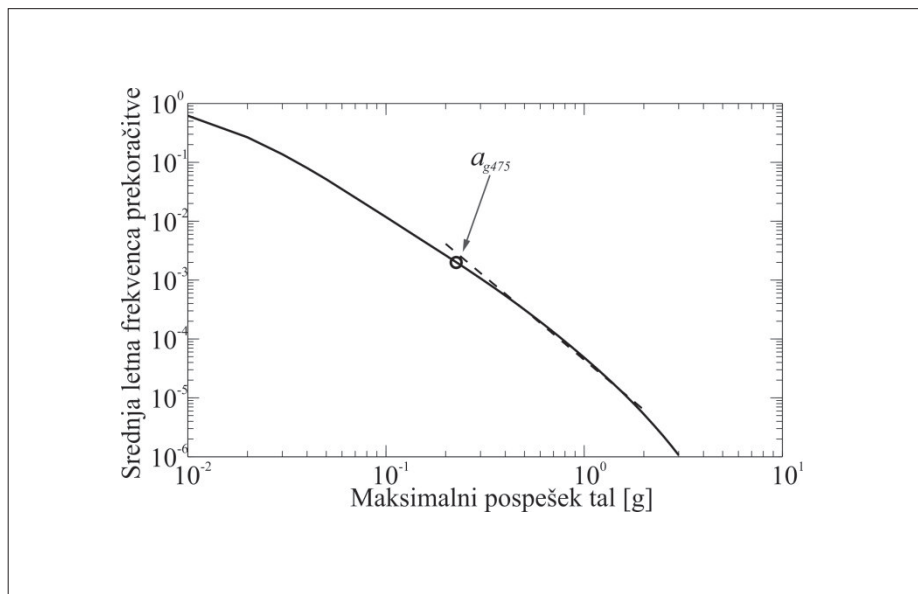
Odločitev glede sprejemljive verjetnosti porušitve je subjektivne narave. Vsak investitor ali lastnik ima namreč drugačno predstavo o tem, koliko je pripravljen tvegati. Zaradi subjektivne narave problema so modeli za določitev ciljne verjetnosti porušitve precej različni, vendar večina modelov za določitev sprejemljive verjetnosti porušitve ne upošteva potresne obtežbe. Evrokod 8 prav tako ne definira, kaj je sprejemljiva verjetnost porušitve.

Pred kratkim so bili objavljeni rezultati ankete o sprejemljivi verjetnosti porušitve (Fajfar, 2014). Anketiranci so bili inženirji in laična javnost. Obe skupini sta ocenili, da je sprejemljiva verjetnost porušitve na letni ravni približno $1,1 \cdot 10^{-5}$. Podobno vrednost ($8,3 \cdot 10^{-6}$) sta uporabila tudi Lazar in Dolšek (Lazar, 2012) pri projektiranju 15-etažne stanovanjske stavbe. Za nekatere avtorje je takšna verjetnost porušitve prevelika. Labbé (Labbé, 2010) je predlagal bistveno manjše vrednosti za sprejemljivo verjetnost porušitve ($2 \cdot 10^{-6}$). Podobna vrednost za sprejemljivo verjetnost porušitve je predvidena v Evrokodu 0, vendar ne za primer potresne obtežbe. V ZDA je

percepcija o sprejemljivi verjetnosti porušitve drugačna, saj so pripravljene tvegati več. Ciljna letna verjetnost porušitve po ameriških predpisih (npr. (Luco, 2007)) znaša $2 \cdot 10^{-4}$. Fajfar in Dolšek (Fajfar, 2012) sta bila mnenja, da je 1 % verjetnosti porušitve stavbe v obdobju 50 let ($2 \cdot 10^{-4}$ /leto) nesprejemljivo za večino investitorjev in lastnikov objektov, po drugi strani pa je težko doseči, da bo verjetnost porušitve zaradi potresov manjša od 0,01 % v 50 letih ($2 \cdot 10^{-6}$ /leto). Iz literature torej sledi, da je razpon sprejemljive verjetnosti porušitve precej velik. Zelo točnih in splošnih navodil, kako izbrati ciljno verjetnost porušitve, verjetno nikoli ne bo. Poleg tega je ciljna verjetnost porušitve odvisna od pomembnosti objekta in posledic porušitve objekta. Zato je najboljši način, da se za vsak primer posebej dobro premisli in šele nato sprejeme odločitev o sprejemljivi stopnji potresnega tveganja. Detajlni opis takšnega razmisleka presega okvirje tega članka.

Korak 2: Funkcija potresne nevarnosti.

Za določitev projektnega pospeška tal po predlaganemu postopku je treba poznati funkcijo potresne nevarnosti in ne le karte potresne nevarnosti za določeno povratno dobo. V splošnem je funkcija potresne nevarnosti rezultat verjetnostne analize potresne nevarnosti, podobno kot karte potresne nevarnosti. Če ni bolj točnih podatkov, se lahko predpostavi, da je funkcija potresne nevarnosti premica v logaritemskem merilu, medtem ko se parametra premice v logaritemskem merilu (k_0 in k ,



Slika 2 • Funkcija potresne nevarnosti za Ljubljano na osnovi poenostavljenega seizmotektonskega modela (EZ-FRISK, 2011), (Baker, 2011)). S črtno črto je označena aproksimirana funkcija potresne nevarnosti po enačbi (3)

enačba(3)) izračunata iz dveh kart potresne nevarnosti, ki ustrezata čim daljšim povratnim dobam. Primer funkcije potresne nevarnosti je prikazan na sliki 2. Prikazana krivulja je v logaritemskih koordinatah razmeroma ravna. Z aproksimacijo krivulje s premico ($k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$, $k = 2,8$, glej enačbo (3)) zato ne naredimo velike napake pri računu verjetnosti porušitve, če pri aproksimaciji upoštevamo primerno območje maksimalnega pospeška tal.

Korak 3: Izračun mediane mejnega pospeška tal a_{gNC} . Mediana mejnega pospeška tal a_{gNC} se določi po enačbi (7), pri čemer se a_{gC} lahko določi na dva načina. V poenostavljenemu načinu se a_{gC} izračuna po enačbi (6). V tem primeru je funkcija potresne nevarnosti linearna v logaritemskem merilu. Treba je predpostaviti še razpršenost mejnih pospeškov β_C . Ker je mera za intenziteto maksimalni pospešek tal, je β_C precej odvisen od nihajnega časa konstrukcije. Vrednost β_C za nizke stavbe znaša približno 0,4, za visoke objekte pa vrednost naraste do 0,8 (Lazar, 2014). Na sliki 3 je prikazano, da je mediana mejnega pospeška tal a_{gC} z upoštevanjem funkcije potresne nevarnosti po sliki 2 precej odvisna od ciljne verjetnosti porušitve P_t ter tudi od razpršenosti β_C .

Drugi način za določitev a_{gC} je iterativen. V tem primeru funkcije potresne nevarnosti ni treba aproksimirati. Zadostiti želimo pogoju, da je verjetnost porušitve P_C enaka ciljni verjetnosti porušitve P_t . Postopek reševanja je sledeč: najprej predpostavimo določeno vrednost a_{gC} in β_C , kar določa funkcijo potresne ranljivosti (enačba (4)). Nato enačbo (2) numerično integriramo. Če je verjetnost porušitve večja od P_t , se vrednost a_{gC} poveča, drugače pa zmanjša. Sledi ponovna integracija enačbe (2) in tako naprej, vse dokler se ne pokaže, da je verjetnost porušitve enaka P_t .

Korak 4: Določitev redukcijskega faktorja r_{NC} . Vrednost projektnega pospeška tal je zelo odvisna od vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} , ki ga je v fazi projektiranja treba predpostaviti. Zato je pomembno, da ima inženir občutek za nelinearni odziv konstrukcij med potresi ter pozna, kako pravila pri projektiranju vplivajo na razliko med projektnimi in dejanskimi lastnostmi konstrukcije.

Ključna pri definiciji redukcijskega faktorja za konstrukcije, pri katerih lahko upoštevamo princip enakosti pomikov, sta deformacijske kapacitete konstrukcije in dodatna nosilnost, ki sta odvisna od lastnosti konstrukcijskega sistema, materiala konstrukcije, načina projektiranja in kvalitete izvedbe. Treba je po-

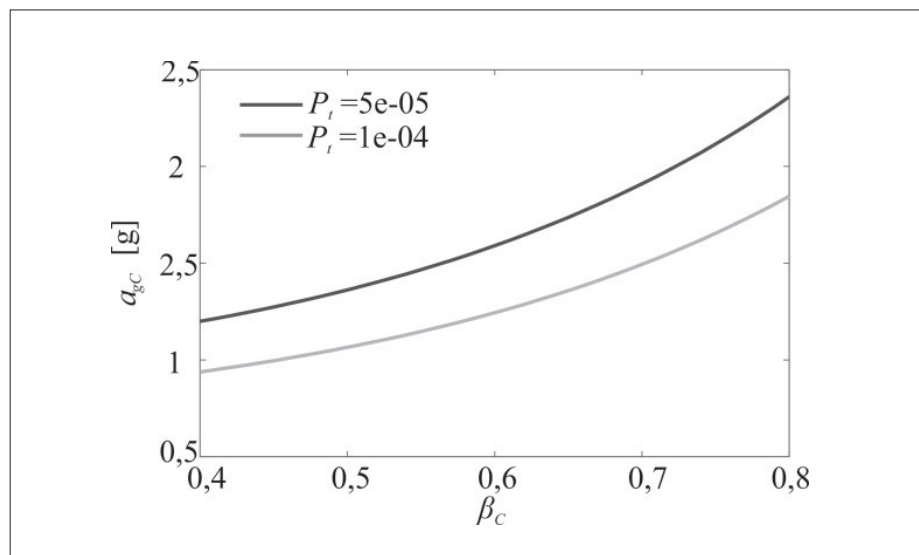
udariti, da redukcijski faktor r_{NC} ni enak faktorju obnašanja q , ki ga predpisuje Evrokod 8 za določitev projektnega spektra pospeškov. Kot bomo pokazali v primeru, je r_{NC} za obravnavano konstrukcijo bistveno večji od faktorja obnašanja, saj se r_{NC} nanaša na dejanske (npr. srednje) vrednosti deformacijske kapacitete konstrukcije in dejansko (npr. srednjo) nosilnost objekta, medtem ko je faktor obnašanja delno določen izkustveno, in sicer tako, da imajo konstrukcije, projektirane po standardu Evrokod 8, primerno zanesljivost, ki pa s standardom ni številčno določena. Na primer, vrednosti faktorja obnašanja za armiranobetonske stavbe se gibljejo med 1,5 in 6,75 (SIST, 2005). Zgornja meja faktorja obnašanja se lahko uporabi za armiranobetonske okvirje, če bi bili projektirani za visoko stopnjo duktilnosti. Ker pa se večino objektov v Sloveniji gradi za srednjo stopnjo duktilnosti, je zgornja meja faktorja obnašanja nižja in znaša 4,5. Ta vrednost je bistveno manjša od 11, kolikor znaša redukcijski faktor r_{NC} , ki ga bomo izračunali kasneje pri primeru. Podobno vrednost redukcijskega faktorja lahko ocenimo po podatkih iz literature. Na osnovi preliminarnih analiz so Fajfar in sodelavci (Fajfar, 2009) ocenili, da se vrednost faktorja dodatne nosilnosti za sodobne armiranobetonske stavbe giblje v območju med 2 in 3, duktilnost pa v območju med 4 in 5, pri čemer avtorji ne navajajo, na katero mejno stanje se nanaša duktilnost. Iz podatkov lahko hitro izračunamo, da je redukcijski faktor za sodobne armiranobetonske stavbe v območju med 8 in 15. Te ocene veljajo za stavbe s srednjimi in dolgimi vrednostmi ni-

hajnih časov. Na primer za zidane stavbe, ki imajo praviloma zelo kratke nihajne čase, so vrednosti redukcijskih faktorjev nižje, saj za to področje nihajnih časov velja, da je redukcijski faktor r_u manjši od duktilnosti μ_{NC} .

V splošnem se redukcijske faktorje r_{NC} lahko izračuna na osnovi parametričnih analiz v povezavi z eksperimenti, kar presega okvirje tega članka. Ne glede na to, kako se določi redukcijski faktor v fazi projektiranja, je ta približno določen, saj so dejanske lastnosti konstrukcije predmet projektiranja. Zato je priporočljivo, da se vrednost redukcijskega faktorja preveri na osnovi nelinearne analize in tako ugotovi, ali je bila predpostavljena vrednost za redukcijski faktor dovolj natančna. Eden izmed načinov kontrole redukcijskega faktorja je prikazan v primeru.

Korak 5: Določitev projektnega pospeška tal a_{gD} in pripadajočega spektra pospeškov. Projektni pospešek tal a_{gD} izračunamo po enačbi (9) ali alternativno po enačbi (16), če je dovolj natančno, da za obravnavan objekt upoštevamo predpostavko o enakosti pomikov.

Verjetno je jasno, da tako določen projektni pospešek tal a_{gD} ni vezan na neko izbrano povratno dobo potresa, kot je to predvideno z Evrokodom 8. Zato je zelo malo verjetno, da bo vrednost projektnega pospeška tal enaka pospešku iz kart potresne nevarnosti, ki ustrezajo povratni dobi 475 let (tj. referenčni vrednosti maksimalnega pospeška tal za tip tal A, a_{gR}). Poleg tega je v projektnem pospešku tal a_{gD} že upoštevan vpliv tal (npr. s faktorjem S po Evrokodu 8).



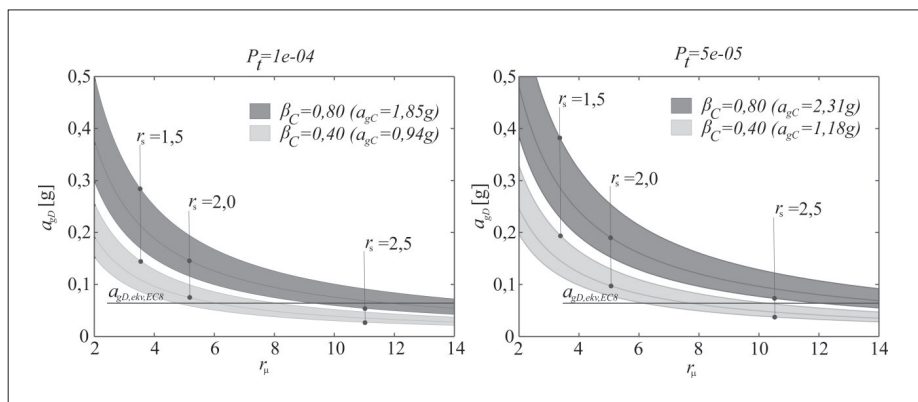
Slika 3 • Prikaz mediane mejnega pospeška tal a_{gC} za dve vrednosti P_t v odvisnosti od β_C , ob upoštevanju $k = 2,8$ in $k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$

Projektni pospešek tal ni zadosten podatek za določitev projektnih potresnih sil. Prirediti mu je treba ustrezno obliko spektra pospeškov. Detajlna diskusija na to temo je zaradi preglednosti članka izpuščena. Naj poudarimo le to, da je morebitno razliko med obliko spektra, ki se uporablja za projektiranje, in optimalno obliko spektra, ki izhaja iz analize potresne nevarnosti, treba upoštevati že pri določitvi projektnega pospeška tal a_{gD} .

Po predlaganem postopku ni potrebno, da ločujemo med obliko projektnega in elastičnega spektra pospeškov, kot je to upoštevano v Evrokodu 8. Za projektiranje se lahko uporabi elastični spekter pospeškov, ki ga normiramo na projektni pospešek tal a_{gD} . Ker je oblika spektra za določitev projektnih potresnih sil po predlaganem postopku različna od oblike projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8, ni mogoče neposredno sklepati o velikosti projektnih potresnih sil, če primerjamo le projektne pospeške tal po obravnavanih postopkih. Razlika med spektri nastopi v območju kratkih period. V projektnem spektru pospeškov po Evrokodu 8 se konstantna redukcija pospeškov upošteva le v območju srednjih in dolgih nihajnih časov ($T > T_B$), v območju kratkih nihajnih časov ($T \in (0, T_B)$) pa je predpostavljena linearna redukcija pospeškov tako, da je za maksimalni pospešek tal vedno upoštevana redukcija s faktorjem 1,5, ki odraža najmanjšo možno vrednost faktorja dodatne nosilnosti. Zaradi tega znaša maksimalni projektni pospešek tal iz projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 $a_{gD,EC8} = 2/3 \cdot a_{gR}S$.

Za boljšo predstavlo (glej sliko 4) prikazujemo vrednosti projektnih pospeškov tal za območje Ljubljane v odvisnosti od redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti ter predpostavljene vrednosti $r_c = 1,2$, pri čemer upoštevamo še dve ciljni zanesljivosti ($P_f = 10^{-4}$ (0,5 % v 50 letih) in $P_f = 5 \cdot 10^{-5}$ (0,25 % v 50 letih)), dve vrednosti razpršenosti mejnih pospeškov ($\beta_c = 0,40$ in $\beta_c = 0,80$ in tri vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti ($r_s = 1,5$, $r_s = 2,0$, $r_s = 2,5$). Jasno je razvidno, da projektni pospešek tal a_{gD} strmo narašča v primeru, če so vrednosti redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti manjše od 6. Razpršenost mejnih pospeškov ima kar precejšen vpliv na a_{gD} , saj je razmerje med a_{gD} ($\beta_c = 0,8$) in a_{gD} ($\beta_c = 0,4$) približno enako 2. Da bi lažje sklepali na razliko v projektnih potresnih silah po obravnavanih postopkih, smo na sliki 4 ponazorili t. i. ekvivalenten

projektni pospešek tal ($a_{gD,ekv,EC8} = a_{gR}S/q$) po Evrokodu 8. Definiran je tako, da so projektne potresne sile po Evrokodu ali po predlaganemu postopku enake za SDOF-sisteme, ki imajo nihajni čas večji od T_B , če velja $a_{gD,ekv,EC8} = a_{gD}$. Pri določitvi $a_{gD,ekv,EC8}$, ki je prikazan na sliki 4, smo upoštevali lokacijo Ljubljana, tip tal C in faktor obnašanja 3,9, ki je v Evrokodu 8 predpisana za določen tip armiranobetonskih okvirnih konstrukcij. S slike 4 sklepamo, da je projektni pospešek po Evrokodu primeren, če s projektiranjem zagotovimo ustrezno duktilnost. Glede na to, da so zahtevane duktilnosti lahko tudi precej večje od maksimalno ocenjene vrednosti 8 (Fajfar, 2009), lahko sklepamo, da je armiranobetonske okvirje treba pod določenimi pogoji projektirati za pospeške tal, ki so večji od ekvivalentnega projektnega pospeška tal po Evrokodu 8.

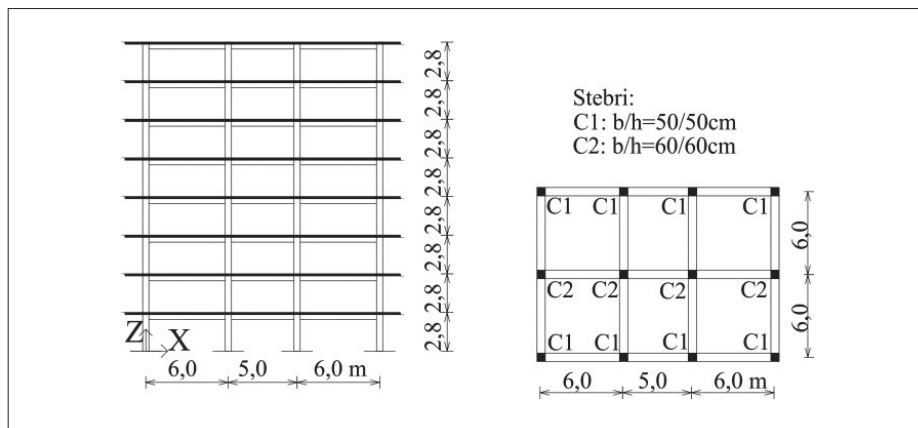


Slika 4 • Projektni pospešek tal za dve ciljni zanesljivosti, izražen kot funkcija redukcijskega faktorja r_μ ob upoštevanju predpostavljenih vrednosti r_s (1,5; 2; 2,5), β_c (0,4; 0,8) in $r_c = 1,2$ ter ob upoštevanju funkcije potresne nevarnosti za Ljubljano po sliki 2

3 • PRIMER: IZRAČUN PROJEKTNEGA SPEKTRA POSPEŠKOV IN KONTROLA PROJEKTIRANJA NA OSNOVI METODE N2

3.1 Opis objekta

Obravnavamo osemetažno armiranobetonsko okvirno stavbo na območju Ljubljane na tleh tipa C. Konstruktivski sistem sestavljajo trije okvirji v X-smeri in dva okvirja v Y-smeri (glej sliko 5). Vogalni stebri (C1) so dimenzij 50/50 cm, ostali (C2) pa 60/60. Širina in višina gred, pri čemer je všteta tudi debelina plošče (20 cm), znaša 55/55 cm (glej sliko 5). Pri dimenzioniranju smo uporabili armaturno jeklo kvalitete S500B in beton C30/37. Masa vsake izmed prvih sedem etaž znaša 306 t, medtem ko je masa zgornje etaže 320 t. Prva nihajna časa konstrukcije v Y- in X-smeri znašata $T_1 = 1,11$ s ozi-



Slika 5 • Prez in tloris osemetažne stavbe

roma $T_2=1,04$ s, pripadajoči nihajni obliki pa $\Phi_1 = (0,11, 0,29, 0,46, 0,62, 0,76, 0,87, 0,95, 1)$ oziroma $\Phi_2 = (0,12, 0,30, 0,47, 0,63, 0,77, 0,88, 0,96, 1)$. Efektivna masa za vsako od obeh nihajnih oblik znaša 82 % mase celotne konstrukcije.

3.2 Ciljna verjetnost porušitve, projektni pospešek tal in projektni spekter pospeška

Potresno obtežbo bomo določili po postopku, ki smo ga predstavili v poglavju 2.1. V prvem koraku je zato treba izbrati ciljno letno verjetnost porušitve armiranobetonske konstrukcije. Izbrali smo vrednost $P_i = 5 \cdot 10^{-5}$. Ciljna verjetnost porušitve v 50 letih tako znaša približno 0,25 %. Za primerjavo, to tveganje je približno petkrat večje od ciljne verjetnosti porušitve iz ankete (Fajfar, 2014) in štirikrat manjše od tveganja, ki ga sprejemajo Američani (Luco, 2007).

Postopek v drugem koraku zahteva podatke o funkciji potresne nevarnosti oziroma parametra k in k_0 za lokacijo, kjer naj bi konstrukcija stala (v našem primeru Ljubljana in tip tal C). Ker trenutno v Sloveniji še nimamo javno dostopnih krivulj potresne nevarnosti za vse lokacije, smo krivuljo določili na poenostavljenem seizmotektonskem modelu z uporabo programa EZ-FRISK ((EZ-FRISK, 2011), (Baker, 2011)). Parametra ($k = 2,8$ in $k_0 = 4,4 \cdot 10^{-5}$) smo nato določili tako, da smo funkcijo potresne nevarnosti (slika 2) aproksimirali po metodi najmanjših kvadratov s premico v logaritemskih koordinatah, pri čemer smo upoštevali območje pospeškov tal med 0,25 g in 2,0 g. Pri izbiri območja aproksimacije je pomembno, da ta zajame pospeške, ki znatno prispevajo k verjetnosti porušitve konstrukcije.

Razpršenost mejnih pospeškov β_C je prvi izmed parametrov, ki jih je v fazi projektiranja treba predpostaviti. V našem primeru ga bomo iz izkušenj oziroma preteklih študij predpostavili kot $\beta_C = 0,6$ (Dolšek, 2012). Sedaj lahko mediano mejnega pospeška tal a_{gC} izračunamo po enačbi (6):

$$a_{gC} = \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \beta_C^2}{2}}}{P_i} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{4,4 \cdot 10^{-5} \cdot e^{\frac{2,8^2 \cdot 0,60^2}{2}}}{5,0 \cdot 10^{-5}} \right)^{\frac{1}{2,8}} = 1,59 \text{ g}.$$

S projektiranjem je tako treba zagotoviti, da bo mediana mejnega pospeška za obravnavani objekt večja ali kvečjemu enaka 1,59 g. Tako visoka vrednost je posledica ciljne verjetnosti porušitve in ocenjene potresne nevarnosti na lokaciji objekta ter dokaj visoke vrednosti razpršenosti mejnih pospeškov.

Projektni pospešek tal a_{gD} določimo z redukcijo mediane mejnega pospeška tal a_{gC} . Treba je predpostaviti redukcijska faktorja r_C in r_{NC} . Pri teh predpostavkah smo izhajali iz predhodnih študij. Za redukcijski faktor r_C smo predpostavili vrednost 1,2, kar izhaja iz rezultatov nelinearne dinamične analize (Brozovič, 2011), in sicer za podobno konstrukcijo, kot jo obravnavamo v tem primeru. Težje je predpostaviti vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} . Glede na rezultate preliminarnih analiz (Fajfar, 2009) znašajo vrednosti redukcijskega faktorja r_{NC} za skrbno konstruirane statično nedoločene armiranobetonske stavbe nekje med 8 in 15. Za obravnavani primer smo za r_{NC} predpostavili vrednost 11, kar približno odgovarja srednji vrednosti redukcijskega faktorja za armiranobetonske stavbe po predlogu Fajfarja in sodelavcev (Fajfar, 2009). Izračun po enačbi (9) tako pokaže, da projektni pospešek tal znaša:

$$a_{gD} = \frac{a_{gC}}{r_{NC} \cdot r_C} = \frac{1,59 \text{ g}}{11 \cdot 1,2} = 0,12 \text{ g}.$$

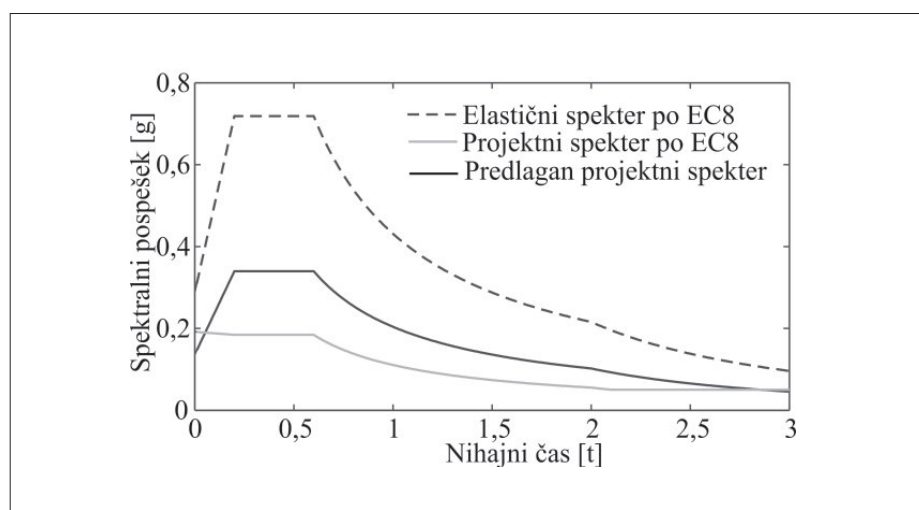
Vrednost projektnega pospeška tal je manjša od pospeška tal za Ljubljano na tleh tipa C, ki ustreza povratni dobi 475 let ($a_{gR}S = 0,25 \cdot 1,15 = 0,29$ g). Iz te primerjave ne moremo neposredno sklepati na vplive na konstrukcijo, saj sta obliki spektrov za projektiranje po primerjanih postopkih različni. Če želimo iz primerjave projektne pospeškov tal sklepati na velikost projektne potresne sile, je treba a_{gD} primerjati s t. i. ekvivalentnim projektним pospeškom tal po Evrokodu 8 (poglavje 2.1) $a_{gD,ekv,EC8} = a_{gR}S/q = 0,29 / 3,9 = 0,074$ g. Ker je za obravnavani primer $a_{gD,ekv,EC8} < a_{gD}$,

lahko sklepamo, da je treba armiranobetonski okvir projektirati na večje potresne sile, kot to določa Evrokod 8, če želimo zagotoviti, da je ciljna verjetnost porušitve v 50 letih manjša od 0,25 %. Takšna razlika je posledica sorazmerno stroge zahteve po ciljni verjetnosti porušitve. Do istega sklepa lahko pridemo, če primerjamo projektni spekter po Evrokodu 8 s projektnim spektrom po predlaganemu postopku (slika 6).

3.3 Dimenzioniranje konstrukcije

Pri projektiranju smo upoštevali projektni pospešek tal $a_{gD} = 0,12$ g in pripadajoči spekter na osnovi elastičnega spektra po Evrokodu 8 (slika 6). Upoštevali smo tudi enakomerno zvezno porazdeljeno lastno in stalno obtežbo v skupini velikosti 9,6 kN/m² in spremenljivo zvezno porazdeljeno obtežbo v velikosti 3,0 kN/m². Kontrolo mejnega stanja uporabnosti smo preverili po priporočilih Evrokoda 8. Dodatno povečanje obremenitve zaradi vpliva teorije drugega reda ni bilo potrebno. Celotna projektna potresna sila je znašala 3491 kN v X-smeri in 3889 kN v Y-smeri, kar predstavlja 14,5 % oziroma 13,6 % celotne teže konstrukcije.

Armaturu smo dimenzionirali po metodi načrtovanja nosilnosti, kot je predpisano z Evrokodom. Stavbo smo dimenzionirali za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Upoštevali smo kriterij za minimalno količino vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredah, kriterij za minimalno razdaljo med armaturnimi palicami vzdolžne in prečne armature v stebrih in gredah, kriterij za razmerje med »pozitivno« in »negativno« armaturo v gredah ter kriterij za doseg globalne duktilnosti okvirne konstrukcije.



Slika 6 • Projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti v primerjavi z elastičnim in projektним spektrom po Evrokodu 8

»Negativna« armatura na krajiščih gred je bila večinoma določena iz projektnih obremenitev. Samo v zgornji etaži je bil na nekaterih mestih kritičen pogoj minimalnega armiranja. »Pozitivna« armatura na krajiščih gred v prvih petih etažah je bila večinoma določena iz obremenitev, v ostalih etažah pa je bil kritičen pogoj Evrokoda 8, ki zahteva, da je armature v tlačni coni najmanj polovico toliko kot v natezni coni. Strižna armatura gred izhaja v celotni iz metode načrtovanja nosilnosti. Podobno velja za vzdolžno in strižno armaturo stebrov. Naj omenimo, da smo v vseh stebrih uporabili po 12 palic premera med $\Phi 20$ in $\Phi 28$. Detajlni opis dimenzioniranja armature zaradi preglednosti članka ni podan. Podrobnejše informacije o dimenzioniranju stavbe lahko bralec najde v magistrskem delu Damjana Podgorelca (Podgorelec, 2013) pri opisu variante konstrukcije PF3.

3.4 Kontrola uporabljenih predpostavk pri projektiranju

Projektiranje na osnovi linearno-elastične analize v kombinaciji z metodo načrtovanja nosilnosti smo kontrolirali z metodo N2 (Fajfar, 2002). S to kontrolo želimo preveriti dejansko vrednost pospeška tal a_{gNC} , ki povzroči stanje blizu porušitve, in določiti vrednost redukcijskega faktorja r_{NC} , ki smo ga v fazi projektiranja predpostavili.

Pri izdelavi nelinearnega modela stavbe smo sledili določilom Evrokoda 8. Elemente konstrukcije smo modelirali z linijskimi elementi, pri čemer smo nelinearnost simulirali v plastičnih členkih na krajiščih elementov. Podrobnosti glede modeliranja plastičnih členkov lahko bralec najde v enem izmed predhodnih člankov (npr. Žižmond, 2014).

Ker gre za simulacijo odziva konstrukcije, smo za trdnost materiala privzeli srednje vrednosti ($f_{cm} = 38$ MPa, $f_{ym} = 570$ MPa). Vse analize smo opravili z odprtokodnim programom za potresne analize OpenSees (OpenSees, 2010) v kombinaciji s PBEE toolboxom (Dolšek, 2010), ki je bil razvit z namenom lažje uporabe programa OpenSees.

Potisno analizo smo opravili v dveh pravokotnih smereh z upoštevanjem modalne razporeditve horizontalnih sil po višini. Dobljeni potisni krivulji (slika 7) smo idealizirali, kot je prikazano na sliki 7 in v preglednici 1. Mejno stanje blizu porušitve smo definirali pri pomiku, ki ustreza 80 % padcu nosilnosti v postkritičnem območju. Pričakovano je nosilnost konstrukcije bistveno višja od projektne prečne sile. Višja nosilnost je posledica upoštevanja srednjih vrednosti za trdnost

materiala in statične nedoločenosti konstrukcije, s katero je omogočena prerazporeditev potresne obtežbe. Deformacijska kapaciteta konstrukcije je podobna v obeh smereh (67 cm ali 69 cm). Posledično sta podobni tudi duktilnosti konstrukcij.

Rezultate potisne analize lahko neposredno uporabimo za izračun globalne duktilnosti sistema za stanje blizu porušitve μ_{NC} , ki je definirana z razmerjem med pomikom pri mejnem stanju blizu porušitve in pomikom na meji tečenja. Za X- in Y-smer znaša duktilnost 6,6 oziroma 6,3. Ker je nihajni čas obravnavane konstrukcije večji od T_C , ki za tip tal C znaša 0,60 s, je redukcijski faktor r_{μ} kar enak duktilnost μ_{NC} .

	Smer X	Smer Y
F_y (kN)	5713	5386
D_v (cm)	10,1	11,0
D_{NC} (cm)	67	69
μ_{NC}	6,6	6,3

Preglednica 1 • Karakteristične točke idealizirane krivulje

Po klasičnemu načinu bi redukcijski faktor r_{NC} izračunali po enačbi (13), kjer bi za račun faktorja dodatne nosilnosti r_s uporabili enačbo (14). Obstaja še alternativni način. Redukcijski faktor r_{NC} bomo izračunali iz razmerja pospeškov (enačba (10)), nato pa iz enačbe (13) določili vrednost faktorja dodatne nosilnosti r_s . V tem primeru moramo izračunati pospeška a_{gNC} , za kar bomo uporabili metodo N2 (Fajfar, 2002).

Zveze med pomiki in pospeški se po metodi N2 določi na osnovi ekvivalentnega sistema

z eno prostostno stopnjo. Karakteristike SDOF-modela so prikazane v preglednici 2. Za račun transformacijskega faktorja Γ med pomiki (ali silami) MDOF in SDOF-sistema ter efektivne mase smo upoštevali osnovno nihajno obliko za nihanje v X- ali Y-smeri. Pospešek na meji tečenja $s_{ay} = F_y^* / m^*$ znaša 0,29 g za X-smer oziroma 0,27 g za Y-smer potresa. Ker je nihajni čas SDOF-sistema večji od nihajnega časa T_C , velja princip enakosti pomikov. Zato lahko pospeška, ki povzročita stanje blizu porušitve za potres v X- in Y-smeri, izračunamo z naslednjima enačbama

$$S_{a_{NC}} = R_{\mu} S_{ay} = \mu_{NC} S_{ay} = \begin{cases} 6,6 \cdot 0,29 g = 1,90 g & \dots X \text{ smer} \\ 6,3 \cdot 0,27 g = 1,73 g & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

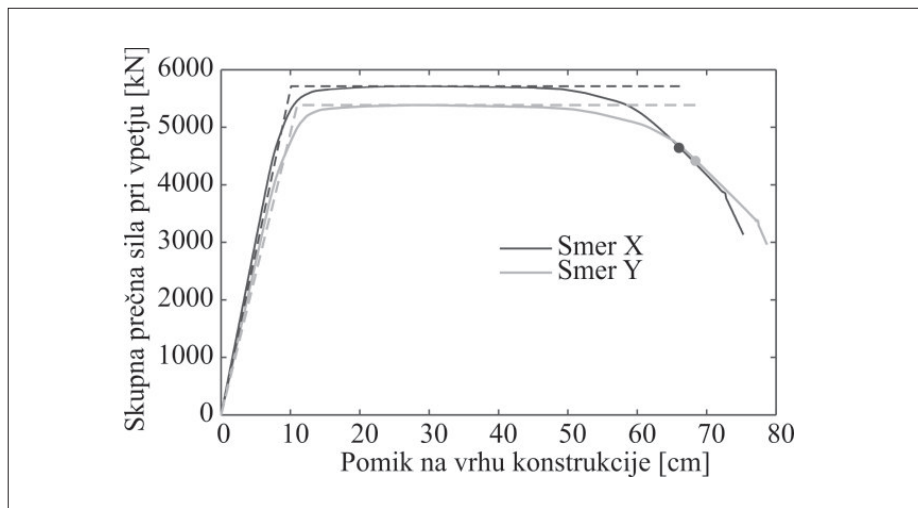
Pospešek tal a_{gNC} , ki povzroči stanje blizu porušitve, izračunamo iz elastičnega spektra pospeškov po Evrokodu

$$a_{gNC} = a_{gNC,R} S = \frac{S_{a_{NC}} T^*}{2,5 T_C} = \begin{cases} (1,90 g \cdot 1,05) / (2,5 \cdot 0,6) = 1,33 g & \dots X \text{ smer} \\ (1,73 g \cdot 1,12) / (2,5 \cdot 0,6) = 1,29 g & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

kjer je $a_{gNC,R}$ pospešek na tleh tipa tal A, ki povzroči mejno stanje blizu porušitve.

Izkaže se, da sta pospeška a_{gNC} zelo podobna za X- in Y-smer potresa. Sedaj lahko uporabimo enačbo (10) in izračunamo redukcijski faktor

$$r_{NC} = \frac{a_{gNC}}{a_D} = \begin{cases} 1,33 g / 0,12 g = 11,1 & \dots X \text{ smer} \\ 1,29 g / 0,12 g = 10,8 & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$



Slika 7 • Potisna krivulja za X- in Y-smer konstrukcije

ter enačbo (13) za izračun faktorja dodatne nosilnosti

$$r_s = \frac{r_{NC}}{r_{\mu}} = \begin{cases} 11,1 / 6,6 = 1,69 & \dots X \text{ smer} \\ 10,8 / 6,3 = 1,72 & \dots Y \text{ smer} \end{cases}$$

Naj omenimo, da bi faktorja dodatne nosilnosti r_s lahko izračunali neposredno po enačbi (14). Rezultati bi bili enaki predstavljenim, če F_D^* ustreza skupni prečni sili ob vpetju konstrukcije zaradi prve nihajne oblike. V primeru, da bi namesto F_D^* upoštevali kar skupno projektno prečno silo iz modalne analize, bi za faktor dodatne nosilnosti dobili za približno 5 % manjše vrednosti.

Ker nismo simulirali porušitve objekta, moramo vrednost mediane pospeška tal a_{gC} , ki poruši objekt, oceniti z upoštevanjem redukcijskega faktorja r_C :

$$a_{gC} = a_{gNC} \cdot r_C = \begin{cases} 1,33g \cdot 1,2 = 1,60g & \dots \\ 1,29g \cdot 1,2 = 1,55g & \dots \end{cases}$$

Mediana mejnega pospeška, ki smo jo ocenili z metodo N2, je praktično enaka pospešku $a_{gC} = 1,59g$, ki izhaja iz ciljne verjetnosti porušitve $P_f = 5 \cdot 10^{-5}$. Glede na to, da so razlike med pospeški zelo majhne, lahko sklepamo, da je verjetnost porušitve, ob upoštevanju vseh ostalih predpostavk, ki jih nismo dokazovali, zelo podobna ciljni verjetnosti porušitve. Očitno je majhna razlika med pospeški posledica zelo dobro predpostavljene vrednosti redukcijskega faktorja, ki je praktično enaka izračunanemu redukcijski faktorju z metodo N2. Čeprav smo redukcijski faktor dobro predpostavili, se izkaže, da se faktor dodatne nosilnosti in redukcijski

faktor zaradi duktilnosti nekoliko razlikujeta od faktorjev, ki jih navajajo Fajfar in sodelavci (Fajfar, 2009). Za obravnavani primer so vrednosti redukcijskega faktorja dodatne nosilnosti nekoliko nižje, vrednosti redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti pa višje glede na navedbe iz literature.

	Smer X	Smer Y
Γ	1,28	1,28
F_y^* (kN)	4467	4201
D_y^* (cm)	7,9	8,6
D_{NC}^* (cm)	52	54
m^* (t)	1581	1567
T^* (s)	1,05	1,12
S_{ay} (g)	0,29	0,27

Preglednica 2 • Globalni parametri računa po metodi N2

4 • SKLEP

V članku smo pokazali, da je projektni pospešek tal poleg redukcijskega faktorja odvisen še od slučajnosti potresne obtežbe, kontinuuma potresne nevarnosti in od ciljne verjetnosti porušitve objekta. Predlagana definicija projektnega pospeška je zato bolj splošna in znanstveno bolj utemeljena kot definicija projektno potresne obtežbe po Evrokodu 8.

Ker smo jasno opredelili zvezo med projektnim pospeškom tal in ciljno zanesljivostjo, ocenjujmo, da bi na takšen način lahko v prihodnosti odpravil tudi nekonsistentnost med standardoma Evrokod 8 in Evrokod 0, saj slednji temelji na ciljni zanesljivosti, medtem ko Evrokod 8 izhaja iz povratne dobe potresne obtežbe.

Za implementacijo predlaganega postopka v standard za potresnoodporno projektiranje stavb ali mostov so potrebni dodatni podatki. Definirati bo treba območja sprejemljive verjetnosti porušitve za objekte različnih kategorij pomembnosti, izračunati dejanske

vrednosti redukcijskih faktorjev in razpršenosti mejnih pospeškov za različne tipe konstrukcij in potresne obtežbe. Potrebni so tudi bolj detajlni podatki o potresni nevarnosti območja, na katerem stoji objekt.

Z nekaj izkušnjami in dobrim razumevanjem problema je smiselno, da se predlagani postopek za določitev projektno potresne obtežbe uporabi pri projektiranju pomembnih objektov, saj omogoča vpogled v verjetnost negativnih posledic potresa in projektno potresno obtežbo. Izkušen projektant in odgovoren investitor lahko tako s tehtnim razmislekom sprejmeta odločitve, ki so bolj utemeljene od tistih, ki so bile uporabljene pri razvoju trenutno veljavnih standardov za potresnoodporno projektiranje konstrukcij.

Pokazali smo, da je definicija redukcijskega faktorja na osnovi pospeškov smiselna, saj dobi inženir boljše predstavo o zvezi med projektnim pospeškom tal, pospeškom tal,

za katerega obstaja 50 % verjetnosti, da povzroči neko mejno stanje (npr. mejno stanje blizu porušitve), in verjetnostjo pojava mejnega stanja. Na osnovi teh zvez lahko inženir spozna, da morajo objekti prenesti bistveno večje pospeške, kot je projektni pospešek tal po Evrokodu 8, če želimo zagotoviti ustrezno varnost pred porušitvijo.

Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij na osnovi linearno-elastične analize bo vedno temeljilo na več predpostavkah. Če obstaja možnost, je smiselno predpostavke preveriti že v fazi projektiranja. V primeru smo pokazali, da je s poenostavljeno nelinearno analizo sorazmerno preprosto preveriti predpostavljeno vrednost redukcijskega faktorja, ki predstavlja eno izmed ključnih predpostavk projektiranja. Poleg predpostavk, ki smo jih omenjali v prispevku, obstajajo še druge negotovosti (npr. oblika spektra, modelne negotovosti, tip analize, natančnost analize potresne nevarnosti, območje integracije enačbe tveganja), ki tudi vplivajo na vrednost projektnega pospeška, vendar razprava o tej temi presega okvire tega prispevka.

5 • ZAHVALA

Avtorja se zahvaljujeta prof. Fajfarju za relevantne pripombe in koristne nasvete, ki so

pripomogli k izboljšanju prispevka. Delo je nastalo s finančno pomočjo Javne agencije za

raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, za kar se avtorja agenciji najlepše zahvaljujeta.

6 • LITERATURA

- ATC, Applied Technology Council Publications, ATC 3-06, Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings, Redwood City, California, 1978.
- Baker, J.W., Analiza potresne nevarnosti za Ljubljano, Osebna komunikacija, 2011.
- Brozovič, M., Dolšek, Computational efficiency of progressive incremental dynamic analysis, v: COMPDYN 2011, 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece, 25–28 May 2011. 1–12, 2011.
- Cornell, C.A., Calculating building seismic performance reliability: A basis for multi-level design norms, v: Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Elsevier Science, 23–28 June 1996, 1–8, 1996.
- Dolšek, M., Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models, Bulletin of Earthquake Engineering 8, 6, 1309–1329, 2010.
- Dolšek, M., Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty, Structure and Infrastructure Engineering 8, 10, 939–953, 2012.
- EZ-FRISK, Software for Earthquake Ground Motion Estimation. Louisville, Colorado, USA, Risk Engineering, Inc., 2011.
- Fajfar, P., Dolšek, M., A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 41, 3, 531–547, 2012.
- Fajfar, P., Fischinger, M., Beg, D., Dolšek, M., Isaković, T., Kreslin, M., Rozman, M., Vidrih, Z., Čermelj, B., Evrokod 8 – projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, v: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.), Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije, 241, 2009.
- Fajfar, P., Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi, Gradbeni Vestnik 51, 11, 302–315, 2002.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R., Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnjakih in nestrokovnjakih, Gradbeni Vestnik 63, 5, 111–118, 2014.
- Fischinger, M., Fajfar, P., On the response modification factors for reinforced concrete buildings, v: Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Palm Springs, California, USA, 20–24 May 1990, 1–10, 1990.
- Labbé, P. B., PSHA Outputs Versus Historical Seismicity Example of France, v: Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8–3.9, 2010, 1–7, 2010.
- Lazar, N., Dolšek, M., Incorporating intensity bounds for assessing the seismic safety of structures: Does it matter?, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 43, 5, 717–738, 2014.
- Lazar, N., Dolšek, M., Risk-based seismic design – An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings, v: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 24-28 September 2012, 1–10, 2012.
- Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A., Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, v: SEAOC 2007 Convention proceedings. Squaw Creek, California, USA, 27–28 September 2007, 1–13, 2007.
- McGuire, R. K., Seismic hazard and risk analysis, Earthquake Engineering Research Institute, 2004.
- Miranda, E., Bertero, V. V., Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, Earthquake Spectra 10, 2, 357–379, 1994.
- OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, <http://opensees.berkeley.edu>, 2010.
- Podgorelec, D., Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo, Magistrsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2013.
- SIST, Slovenski inštitut za standardizacijo, SIST EN 1998-1:2005, Evrokod 8 – Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.
- Uang, C. M., Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions, Journal of Structural Engineering 117, 1, 19–28, 1991.
- Vidrih, R., Potresna dejavnost zgornjega Posočja, Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje, Urad za seizmologijo in geologijo, 2008.
- Žižmond, J., Dolšek, M., Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe, Gradbeni vestnik 63, 2, 26–39, 2014.

25. MIŠIČEV VODARSKI DAN 2014

V organizaciji Vodnogospodarskega biroja Maribor, d. o. o., in Vodnogospodarskega podjetja Drava Ptuj, d. d., je bil 4. decembra 2014 v Mariboru že 25. strokovni posvet slovenskih vodarjev – Mišičev vodarski dan. Posveča se je udeležilo 280 strokovnjakov vodnogospodarskih, projektantskih in raziskovalnih institucij ter javnih in upravnih služb. Posvet je bil v Narodnem domu Maribor.

Ključne teme posveta so bile:

- I. Strategija upravljanja voda
- II. Poplave v letu 2014
- III. Financiranje vodarskih projektov
- IV. Aktualni projekti s področja upravljanja in urejanja voda

Aktivnosti MOP pri pripravi Načrta zmanjševanja poplavne ogroženosti (NZPO) in novih poplavnih evidenc je predstavil vodja sektorja za upravljanje voda v MOP mag. Luka Štravs.

Na posvetu je bilo ustno predstavljenih 15 referatov, na koncu vsakega sklopa je sledila diskusija.

Izdan je bil tudi zbornik posveta, v katerem je objavljenih 34 prispelih referatov (vpogled na <http://www.vgb.si>, kjer je dostopen tudi pregledovalnik referatov z vseh 25 dosedanjih Mišičevih vodarskih dni).

Inženirska zbornica Slovenije je omogočila snemanje celotnega posveta (vpogled na <http://www.izs.si>). V imenu IZS je udeležence posveta pozdravil gospod Franci Avšič, eden od pobudnikov organi-



Slika 1 • Udeleženci 25. Mišičevega vodarskega dne v dvorani Narodnega doma Maribor



Slika 2 • Državna sekretarka v MOP mag. Tanja Bogataj

Udeležence posveta je v uvodnem delu pozdravila državna sekretarka za okolje iz Ministrstva za okolje in prostor (MOP) mag. Tanja Bogataj ter predstavila strategijo države pri reševanju vodarske problematike, ki je bila predvsem pri varstvu pred poplavami v preteklosti močno podcenjena, na kar nas opozarjajo posledice poplav v zadnjih letih.

ziranja Mišičevega vodarskega dne in še danes aktiven član organizacijskega odbora.

**Predsednik Organizacijskega odbora MVD
mag. Smiljan Juvan, univ. dipl. inž. grad.**



Slika 3 • Predstavitev mag. Luka Štravs



Slika 4 • Pozdravni nagovor Franca Avšiča

KOLEDAR PRIREDITEV

22.6.-2.7.2015

XXVth IUGG General Assembly

Praga, Češka

www.iugg.org/programmes/grants2015.php

28.6.-3.7.2015

36th IAHR World Congress

Hague, Nizozemska

www.iahr2015.info/

1.-3.7.2015

SEB-15 – 7th International Conference on Sustainability in Energy and Buildings

Lizbona, Portugalska

<http://seb-15.sustainedenergy.org/>

9.-11.7.2015

International Scientific Conference Road Research and Administration, "CAR 2015"

Bukarešta, Romunija

http://car.utcb.ro/page_id=17&lang=en

17.-20.8.2015

IASS2015 Annual International Symposium on Future Visions

Amsterdam, Nizozemska

www.iass2015.org/register

15.-17.9.2015

NDT-CE – International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE) 2015

Berlin, Nemčija

www.ndt-ce2015.net/home

21.-23.9.2015

CONCREEP10 – Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures

Dunaj, Avstrija

<http://concreep10.conf.tuwien.ac.at/home/>

23.-25.9.2015

IABSE Conference Geneva 2015

Structural Engineering

Ženeva, Švica

www.iabse.org/Geneva2015

1.-3.10.2015

16th International Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE 2015)

Ohrid, Makedonija

<http://mase.gf.ukim.edu.mk/index.php?lang=en.net/home>

15.-16.10.2015

21. simpozij Vodni dnevi 2015

Podčetrtek, Slovenija

www.sdzv-drustvo.si/si/novice-2/25-aktualno/125-vodni-dnevi-2015

1.-4.11.2015

6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering

Christchurch, Nova Zelandija

www.6icege.com

26.-27.11.2015

15. kolokvij o asfaltih in bitumnih, ZAS

Bled, Slovenija

www.zdruzenje-zas.si/

2.-4.12.2015

International Conference on Solar Heating and Cooling for Buildings and Industry

Istanbul, Turčija

www.shc2015.org/home.html

7.-9.12.2015

Building Simulation Conference 2015

Hyderabad, Indija

www.bs2015.in/

14.-17.2.2016

Geotechnical and Structural Engineering Congress

Phoenix, Arizona, ZDA

www.geo-structures.org/

8.-11.5.2016

IABSE Conference Guangzhou 2016

Bridges and Structures Sustainability-Seeking Intelligent Solutions

Guangzhou, Kitajska

www.iabse.org/Guangzhou2016

27.-29.7.2016

3rd International Conference on Structures and Architecture

Guimaraes, Portugalska

www.icsa2016.arquitectura.uminho.pt/

Rubriko ureja • **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: gradb.zveza@siol.net