

Primljen / Received: 4.4.2018.
 Ispravljen / Corrected: 20.6.2018.
 Prihvaćen / Accepted: 25.6.2018.

Dostupno online / Available online: 10.10.2018.

Nosivost na proboj ekscentrično opterećenih AB ravnih ploča bez posmične armature

Autori:



¹Doc.dr.sc. **Zoran Brujić**, dipl.ing.građ.
zbrujic@uns.ac.rs



²Izv.prof.dr.sc. **Danijel Kukaras**, dipl.ing.građ.
danijel.kukaras@gmail.com



¹Prof. emer.dr.sc. **Radomir Folić**, dipl.ing.građ.
r.folic@gmail.com



¹Mr.sc. **Sohela Ali**, dipl.ing.građ.
sohela80@yahoo.com



²Dr.sc. **Arpad Čeh**, dipl.ing.građ.
ceh@gf.uns.ac.rs

¹Sveučilište u Novom Sadu
 Fakultet tehničkih znanosti, Novi Sad

²Sveučilište u Novom Sadu
 Građevinski fakultet, Subotica

Izvorni znanstveni rad

Zoran Brujić, Danijel Kukaras, Radomir Folić, Sohela Ali, Arpad Čeh

Nosivost na proboj ekscentrično opterećenih AB ravnih ploča bez posmične armature

U radu je analiziran utjecaj momenta koji se prenosi spojem unutrašnjeg stupa i ploče, te utjecaj čvrstoće betona na nosivost ravne ploče na proboj. Sedam uzoraka u punoj veličini ispitano je eksperimentalno i numerički. Rezultati su prikazani u obliku krivulje opterećenje-rotacija ploče i uspoređeni s kriterijima loma prema teoriji kritične posmične pukotine (CSCT), kao i s približnim izrazima. Provedena je nelinearna analiza MKE uz kalibraciju modela s eksperimentalnim podacima radi boljšega poklapanja numerički dobivenog odnosa opterećenje-rotacija s eksperimentalnim rezultatima.

Ključne riječi:

armirani beton, teorija kritične posmične pukotine, ravne ploče, ekscentrični proboj, MKE

Original scientific paper

Zoran Brujić, Danijel Kukaras, Radomir Folić, Sohela Ali, Arpad Čeh

Punching shear strength of eccentrically loaded RC flat slabs without transverse reinforcement

The effects of moment transfer at the flat-slab-inner-column connection, and the influence of concrete strength on the punching resistance of slabs, are analysed in the paper. Seven full scale specimens are investigated experimentally and numerically. The results are presented as load-rotation curves and compared with the critical shear crack theory (CSCT) failure criterion, and with other comparable expressions. A detailed nonlinear FEM analysis, involving calibration of model with experimental data, is conducted to ensure better correspondence of numerically obtained load-rotation relationship with experimental results.

Key words:

reinforced concrete, critical shear crack theory, flat slabs, eccentric punching, FEM

Wissenschaftlicher Originalbeitrag

Zoran Brujić, Danijel Kukaras, Radomir Folić, Sohela Ali, Arpad Čeh

Tragfähigkeit bei Durchbruch exzentrisch belasteter flacher Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung

In der Abhandlung wird die Auswirkung des Moments analysiert, das durch die Verbindung des Innenpfeilers und der Platte übertragen wird, wie auch die Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit der flachen Platte auf den Durchbruch. Sieben Proben in voller Größe wurden experimentell und numerisch untersucht. Die Ergebnisse werden in Form einer Kurve der Belastung-Rotation der Platte dargestellt und mit den Bruchkriterien gemäß der Theorie des kritischen Biegeschubrisses (CSCT) verglichen, wie auch mit den approximativen Begriffen. Durchgeführt wurde eine nicht lineare FEM-Analyse mit Kalibrierung des Modells mit experimentellen Daten, um eine bessere Überschneidung des numerisch ermittelten Belastung-Rotations-Verhältnisses mit den experimentellen Ergebnissen zu erhalten.

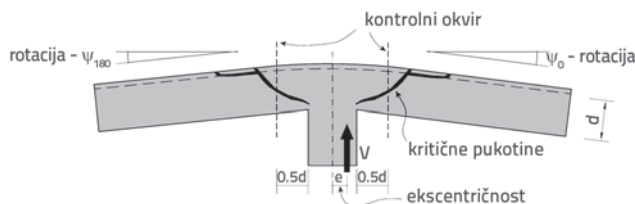
Schlüsselwörter:

Stahlbeton, Theorie des kritischen Biegeschubrisses, flache Platte, exzentrischer Durchbruch, FEM

1. Uvod

Armiranobetonske (AB) ravne ploče direktno oslonjene na stupove ubrajaju se među najčešće primjenjivane konstrukcijske sustave kod višekatnih zgrada. S obzirom na to da nema okvira koji prenose moment savijanja, takvi sustavi, očekivano, trebaju biti prikladno horizontalno ukrućeni AB zidovima, kako bi se osiguralo da spoj stupa i ploče ne doprinosi značajno bočnoj nosivosti, odnosno da momenti koji se ovim spojem prenose budu mali. Međutim, i takvi momenti nepovoljno utječu na nosivost ploče na proboj. Oni mogu biti uzrokovani bočnim seizmičkim pomacima konstrukcije, ali i nejednolikom raspodjelom gravitacijskog opterećenja ili promjenjivim rasponima kontinuirane ploče.

Projektiranje ploča na proboj u posljednja dva desetljeća uglavnom je zasnovano na pristupu razmatranja kritičnog posmika. Oslanjajući se na istraživanja Kinnunena i Nylanderera iz 1960-ih [1], u kojima je nosivost na proboj povezana s razvojem kritične pukotine, Muttoni i ostali su razvili mehanički model za procjenu nosivosti ravnih ploča na proboj [2-4] – tzv. teoriju kritične posmične pukotine (eng. *critical shear crack theory* - CSCT). Prema ovom prijedlogu, na posmičnu nosivost ploče, osim tlačne čvrstoće betona, f_c , znatno utječe širina posmične pukotine. Posmična nosivost opada s njezinim razvojem. Fizikalno objašnjenje se zasniva na ideji da se kritična posmična pukotina (slika 1.) razvija u smjeru nagiba tlačnih dijagonala (*struť*) kojima se prenosi posmična sila na stup, smanjujući tako posmičnu nosivost ploče. Širina kritične pukotine, w , pretpostavlja se proporcionalno radijalnoj rotaciji ploče, ψ (slika 1., izraz (1)).



Slika 1. Model kritične posmične pukotine (*critical shear crack model*)

Osim širine pukotine, i maksimalna veličina zrna agregata, preko interlocking učinka (hrapavost pukotine), znatno utječe na razinu posmika koji se može prenijeti preko pukotine. Prema Walravenu [5] i Vecchiou i Collinsu [6], hrapavost pukotine i njen kapacitet prijenosa posmika mogu se predstaviti preko količnika širine pukotine i zbroja ($d_{g0} + d_g$), gdje je d_g veličina maksimalnog zrna agregata, a d_{g0} je referentna veličina zrna. Na taj način, nosivost na proboj postaje funkcija sljedećeg faktora (d je statička visina ploče):

$$V_R = f \left(\frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g} \right), \quad w = \psi \cdot d, \quad d_{g0} = 16 \text{ mm} \quad (1)$$

Na ovoj osnovi je Muttoni (prvi put 2003. godine, [3]) predložio hiperboličnu formulaciju kriterija loma, koja pokazuje dobro

poklapanje s eksperimentalnim rezultatima (iako je disperzija eksperimentalno određenih vrijednosti oko krivulje loma značajna). Kriterij se definira na dva načina: prvim se cilja srednja vrijednost ("prosječni" kriterij; "*mean criterion*") analiziranih eksperimentalno određenih nosivosti ploča na proboj, dok se drugim [7], "konzervativnim" kriterijem ("*safe criterion*") cilja smanjena vrijednost 5-postotnog fraktila, kako bi se obuhvatile različite nepravilnosti:

$$V_R = \frac{0.75}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2)$$

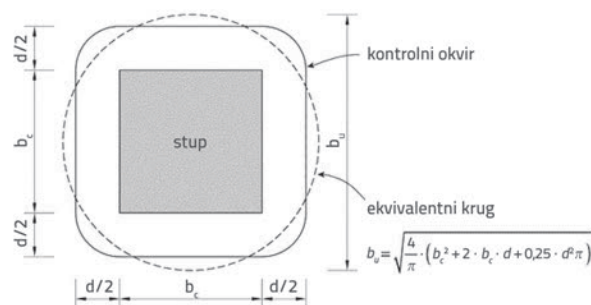
$$V_R = \frac{2/3}{1 + 19.2 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (3)$$

gdje je b_0 opseg kritičnog presjeka koji se nalazi na udaljenosti $d/2$ od ruba stupa (slika 1.). Ovaj pristup usvojen je u švicarskim normama [8], u *fib* prednormativnom modelu propisa Model Code 2010 [7] i u "novom" Eurokodu 2 [9].

Navedeni kriteriji dobiveni su za slučaj centrično opterećene ploče kada je raspodjela posmika po opsegu približno jednolika. Međutim, nejednolika raspodjela posmika, koja može biti posljedica koncentracija u zoni uglova presjeka stupa ili većih opterećenih površina, diskontinuiteta ploče ili, što je slučaj u ovom istraživanju, prijenosa momenta na spoju stupa s pločom, smanjuje nosivost na proboj. Spomenuti učinci mogu se proračunski obuhvatiti redukcijom opsega kontrolnog presjeka: načelno, kontrolni opseg kojim se prenosi posmik je funkcija maksimalne posmične sile po jedinici dužine okomite na opseg. Tako se, za proračun promjenjive raspodjele posmika uslijed prijenosa momenta savijanja, kontrolni opseg može reducirati na sljedeći način [7]:

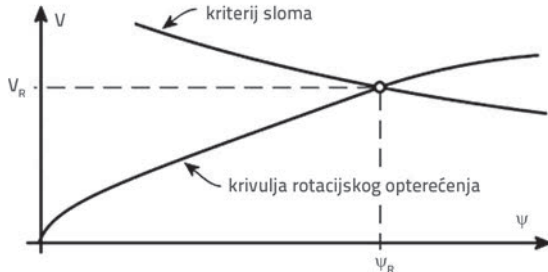
$$b_0 = k_e \cdot b_1, \quad k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u} \quad (4)$$

gde je e_u ekscentričnost rezultante posmičnih sila u odnosu na središte osnovnog kontrolnog opsega, a b_u je promjer kruga iste površine kao i područje unutar istog opsega. Za stup kvadratnog poprečnog presjeka stranice b_c , promjer ekvivalentnog kruga je prikazan na slici 2.



Slika 2. Ekvivalentni opseg za stup kvadratnog poprečnog presjeka

S poznatim kriterijem loma, posmična nosivost uslijed proboja i odgovarajući kapacitet deformacija su definirani točkom presjeka krivulje kriterija loma i krivulje opterećenje-rotacija ploče, koja predstavlja ponašanje ploče pri savijanju – povećanje rotacije s porastom razine opterećenja (slika 3.).



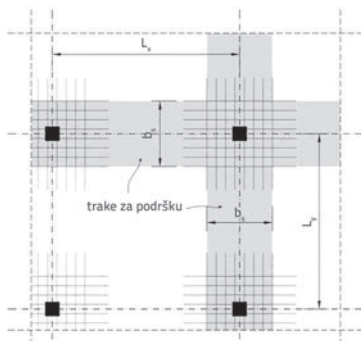
Slika 3. Nosivost ploče uslijed proboja i njen rotacijski kapacitet

Veza između opterećenja i rotacije ploče se može odrediti na više načina. Kinnunen i Nylander [1] su za osno simetrični slučaj definirali analitički izraz korištenjem bilinearne veze između momenta savijanja i zakrivljenosti presjeka. Muttoni [3, 4] je analitički izraz unaprijedio obuhvaćanjem učinka vlačnog očvršćenja (eng. *tension stiffening effect*) primjenom kvadriliniarnog oblika veze. Za praktične potrebe, veza opterećenje-rotacija se može aproksimirati paraboličnom funkcijom s eksponentom 3/2, kako je preporučeno drugim ili trećim nivoom aproksimacije (eng. *Level II* ili *Level III approximation*) u *fib* modelu propisa Model Code 2010, [7, 10]:

$$\psi = k_m \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \cdot \left(\frac{m}{m_R}\right)^{3/2}, m = V \cdot \left(\frac{1}{8} + \frac{e_u}{2 \cdot b_s}\right) \quad (5)$$

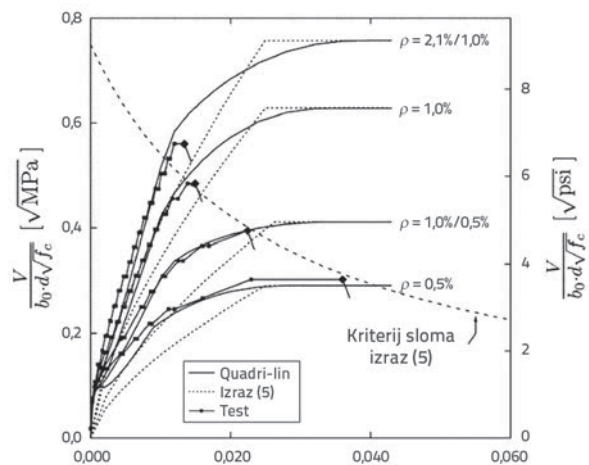
gde je r_s označeno mjesto u kojem je radijalni moment savijanja jednak nuli u odnosu na aksijalnu os presjeka, f_y je granica tečenja čelika za armiranje, a E_s je modul elastičnosti čelika za armiranje. Moment m predstavlja prosječnu vrijednost momenta savijanja po jedinici širine trake preko oslonaca, dok je m_R prosječna nosivost na savijanje po jedinici njene širine. Širina osloničke trake, b_s određena je na sljedeći način (slika 4.):

$$b_s = 1.5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq \min(L_x, L_y), r_{s,x/y} \approx 0.22 \cdot L_{x/y} \quad (6)$$



Slika 4. Oslonačke trake

U izrazu (5) e_u je resultantna ekscentričnost posmičnih sila u odnosu na središte osnovnog kontrolnog opsega, $V/8$ je prosječna vrijednost momenta po širini osloničke trake za slučaj kada nema prijenosa momenta s ploče na stup, a moment koji se prenosi na stup ($V \cdot e_u$) djeluje na širini osloničke trake, b_s po pola na svakoj strani. Koeficijent proporcionalnosti k_m se usvaja jednakim 1,5 za drugi nivo aproksimacije (eng. *Level II of approximation*), a može biti zamijenjen s 1,2 ako je projektiranje uzdužne armature ploče temeljeno na složenijim izrazima (treći nivo aproksimacije, eng. *Level III of approximation*, prema *fib* modelu propisa Model Code 2010). Treba napomenuti da izraz (5) predstavlja paraboličnu aproksimaciju analitičkog rješenja kod koje je zanemarena nosivost betona u vlaku i doprinos vlačnog očvršćenja (eng. *tension stiffening effect*). Posljedica je relativno veliko odstupanje približnog rješenja od eksperimentalnog pri manjim rotacijama ploče, te u slučajevima upotrebe betona visokih vlačnih čvrstoća (slika 5.).



Slika 5. Krivulje opterećenje-rotacija za testove Kinnunena i Nylandera i usporedba s analitičkim rješenjima kod kojih je obuhvaćen (krivulje "Quadri-linear") i nije obuhvaćen doprinos vlačnog očvršćenja; prema Muttoniju, [4]

Konačno, veza se može odrediti primjenom nelinearne analize konstrukcije, uz obuhvaćanje učinaka pukotina u betonu, doprinosa vlačnog očvršćenja, tečenja armature ili nekog drugog nelinearnog učinka koji može biti značajan za dobru procjenu (četvrti nivo aproksimacije, eng. *Level IV approximation*, u *fib* modelu propisa Model Code 2010).

U ovom su radu istraživanja usmjerena na nosivost na proboj ravnih ploča različitih čvrstoća betona izloženih kombiniranom djelovanju vertikalnog opterećenja i momenta savijanja različitih intenziteta. Promatraju se ravne ploče bez poprečne armature. Ova vrsta ravnih ploča veoma je zastupljena u postojećim i novoprojektiranim AB pločama, koje mogu biti pojačane radi povećanja nosivosti na proboj. Izostanak poprečne armature kao faktora za proučavanje omogućuje uvjete za izolirani utjecaj analiziranih fenomena. Proveden je eksperimentalni program u kojem je ispitano sedam uzoraka u punoj veličini. Uzorci

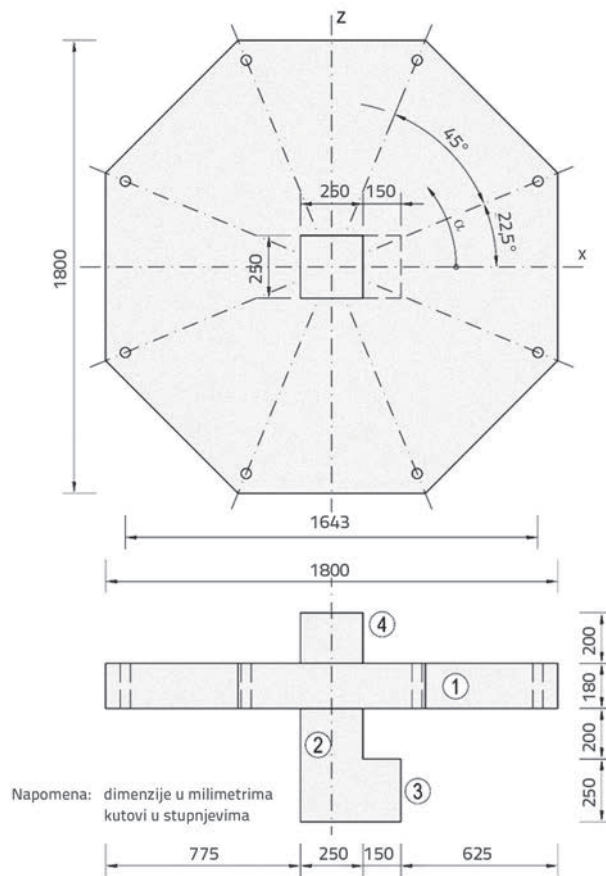
se međusobno razlikuju po čvrstoći primijenjenog betona i veličini apliciranog momenta koji se prenosi na spoju stup-ploča. Neuravnoteženi moment je uveden preko ekscentrične vertikalne sile na konstantnoj ekscentričnosti, simulirajući na taj način situaciju različitih raspona kontinualne ploče i/ili neravnomjernu raspodjelu opterećenja kod realnih ploča. Prikupljeni podaci analizirani su prema kriterijima sloma i (3) i uspoređeni s približnim prijedlogom za vezu opterećenje-rotacija, izraz (5). Nakon toga je provedena detaljnija nelinearna analiza metodom konačnih elemenata (MKE, FEM) ispitanih uzoraka korištenjem ANSYS Mechanical 14.5 računalnog programa. Ograničenje programa na konstantnu vrijednost modula smicanja je savladano kalibracijskim postupkom u kojem su eksperimentalno dobiveni rezultati korišteni kao referentni.

2. Eksperimentalna analiza ekscentrično opterećenog uzorka ravne ploče

Eksperimentalna ispitivanja autori su provodili tijekom 2015. i 2016. u laboratoriju Građevinskog fakulteta u Subotici. Osnovni cilj eksperimenta je bio utvrđivanje odnosa nosivosti ploče izložene probouju i razine momenta savijanja koji se prenosi na spoju između stupa i ploče, s jedne, te tlačne čvrstoće betona, s druge strane.

Pripremljeno je ukupno sedam uzoraka (označenih S1 do S7) jednake geometrije i ispitivano do sloma. Unutrašnji stup i okolni dio ploče su izdvojeni u uzorak realne veličine, a opterećenje je primijenjeno u obliku ekscentrične vertikalne sile, omogućujući na taj način kombinaciju prijenosa sile i momenta. Ovakvim postupkom, u kojem ekscentričnost sile ostaje konstantna, povoljno je analizirati prijenos momenata koji potječu uglavnom od različitih raspona ploče ili neravnomjerne raspodjele vertikalnog opterećenja. U situacijama kada su momenti posljedica induciranih horizontalnih sila, doprinos je deformacija ploče izvan predstavljenog uzorka znatan i treba biti analiziran [15]. Oblik i dimenzije uzoraka (slika 6.) izabrani su na način da

približno odgovaraju dijelu ravne ploče uobičajenog raspona za višekatne zgrade (oko 4 m) u okolici stupa.



Slika 6. Geometrija uzorka: 1 – ploča, 2 – stup, 3 – kratki element, 4 – blok za sidrenje

Tako je uzorkom obuhvaćen dio ploče (1) unutar kružnog presjeka u kojem radijalni momenti savijanja u ploči mijenjaju predznak. Za elastičan rad ploče konstantne krutosti, taj presek je približno udaljen $0,22L$ od osi stupa, gdje je L raspon



Slika 7. Priprema uzorka: a) Postavljanje armature; b) Uzorak nakon ugradnje betona

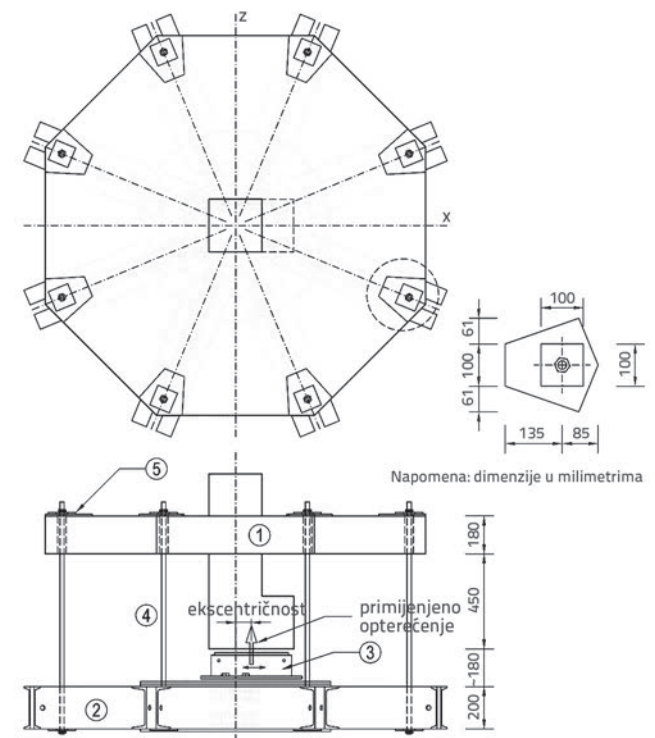
ploče. Debljina ploče uzorka je 180 mm, a u obliku je pravilnog osmerokuta radi jednostavnijeg formiranja oplata. Poprečni presjek stupa uzorka (2) je kvadratni, 250×250 mm. U donjem dijelu stup završava horizontalnim proširenjem u obliku kratkog elementa (3), čime je omogućeno nanošenje ekscentrične sile. Kako bi se izbjegli neželjeni lokalni učinci sidrenja armature, uzdužna armatura stupa je usidrena u betonski blok (4) izveden s gornje strane ploče.

Svi uzorci su jednako armirani. Ploča je armirana šipkama $\varnothing 14/100$ mm u dva ortogonalna smjera u gornjoj zoni ploče i šipkama $\varnothing 10/200$ mm u dva smjera u donjoj zoni (slika 21.), dok je stup armiran s 14 šipki $\varnothing 16$ ravnomjerno raspoređenih po opsegu presjeka. Ukupna količina gornje armature ploče odabrana je tako da odgovara "srednjem" stupnju armiranja, približno 1 %. Uzorci se međusobno razlikuju samo u klasi betona: prva tri uzorka su betonirana istom betonskom mješavinom projektiranom za beton klase C30/37, dok su ostali uzorci različitih projektiranih klasa, u rasponu od C60/75 do C80/95. Ukupno je korišteno pet različitih betonskih mješavina s maksimalnim zrnim agregata, d_g od 16 mm.

Dimenzije uzorka i količina armature su izabrani tako da lom nastane probojem, a ne savijanjem. Eksperiment je proveden na sljedeći način (slike 8. i 9.): betonski uzorak se svojim kratkim elementom oslanja na hidraulične preše postavljene u podesivi i pokretni kutijasti okvir, koji se fiksira s gornje strane zvezdasto oblikovanog oslonca, kod kojeg dva čelična profila formiraju jedan krak. Ukupno osam visokovrijednih vijaka učvršćeno je za krajeve krakova oslonca, s jedne, i za gornju stranu ploče, s druge strane, prolazeći kroz odgovarajuće otvore u ploči i nalježući na nju preko para čeličnih ploča debljine 8 mm. Ekscentričnost sile se osigurava preciznim postavljanjem pokretnog kutijastog okvira na predviđeni raspon od vertikalne osi stupa. Početni položaj uzorka je osiguran ručnim zatezanjem matica visokovrijednih vijaka s gornje strane ploče do postizanja potpuno horizontalnog položaja.

Paralelno s betoniranjem uzorka, napravljeni su i probni uzorci, kocke i valjci, za utvrđivanje stvarnih mehaničkih karakteristika

betona u trenutku ispitivanja. Ispitni uzorci su bili starosti između 137 i 188 dana.



Slika 8. Postavljanje eksperimenta: 1 – betonski uzorak; 2 – čelični oslonac; 3 – pomični kutijasti okvir s hidrauličnim prešama; 4 – vijci s navojima; 5 – čelične ploče

U tablici 1. prikazane su starosti pojedinih uzoraka i izmjerene tlačne čvrstoće u trenutku ispitivanja, kao i odgovarajuće karakteristične vrijednosti tlačne čvrstoće valjka, izračunane u skladu s Eurokodovom funkcijom prirasta čvrstoće betona, za klasu cementa N. Postignuto je relativno dobro poklapanje s projektiranim vrijednostima.



Slika 9. Postavljanje eksperimenta: a) Čelični oslonac i kutijasti okvir s hidrauličnim prešama; b) Uzorak pripremljen za ispitivanje

Tablica 1. Mjerene i računski određene čvrstoće betona

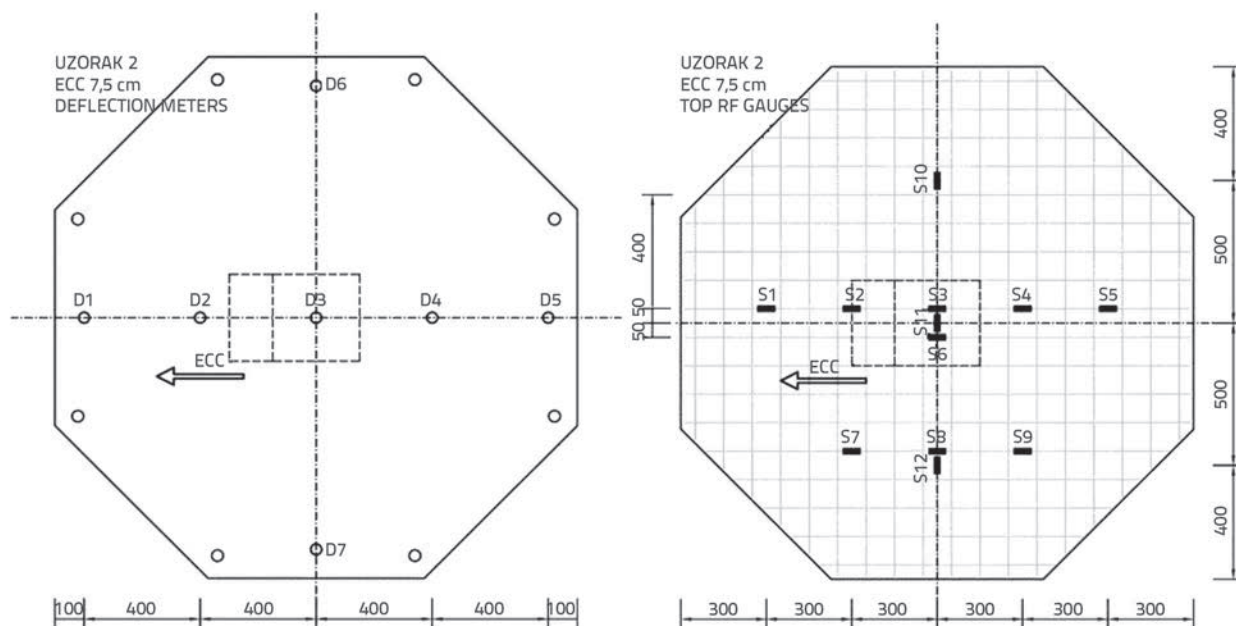
Uzorak	Betonska mješavina	Starost uzorka t_1 [dana]	Mjerena tlačna čvrstoća f_c [MPa]	Proračunski određena karakteristična tlačna čvrstoća $f_{ck,cyl}$ [MPa]
S1	C30/37	157	43,6	29,7
S2	C30/37	186	43,9	29,7
S3	C30/37	188	43,9	29,7
S4	C55/67	145	75,9	57,9
S5	C60/75	137	76,2	58,4
S6	C60/75	137	84,7	65,8
S7	C80/95	137	104,9	83,5

Ponašanje uzoraka tijekom testiranja praćeno je odgovarajućom mjernom opremom. Senzori za pomake pratili su vertikalne pomake točaka gornje površine ploče (slika 10.a), kao i horizontalne pomake ploče. Instalirano je ukupno jedanaest mjernih traka za mjerenje dilatacija u čeliku na karakterističnim lokacijama armature u gornjoj zoni (slika 10.b): pet traka (S1 do S5) uzduž središnje šipke X-pravca, tri uzduž bočno postavljene šipke X-pravca i tri uzduž središnje šipke Y-pravca. Iste mjerne trake su instalirane i uzduž svakog (od osam) visokovrijednih vijaka, što uz dodatne dvije (korištene za kontrolna mjerenja) čini ukupno deset takvih traka. S donje strane ploče, u blizini stupa, instalirane su mjerne trake za mjerenje dilatacija na betonskoj površini. Akvizicija mjerenih podataka je provedena 72-kanalnim akvizicijskim uređajem (slika 11.), s brzinom uzorkovanja od 5 Hz.

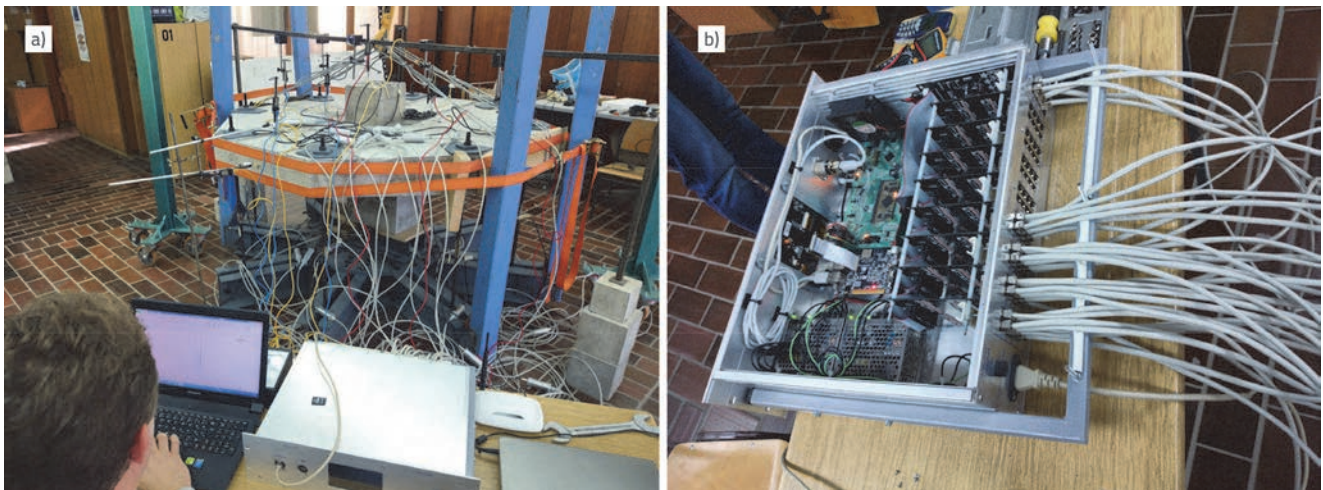
Postupak opterećenja je bio sličan za sve uzorke. Ilustracije radi, na slici 12 je stepenastom linijom prikazan postupak opterećenja samo za uzorak S4. Vrlo slični postupci su primijenjeni i kod ostalih uzoraka: sila se postupno povećavala

do približno 40 % proračunske nosivosti na proboj, zatim su uzorci gotovo potpuno rasterećeni da bi se, konačno, sila monotono povećavala u malim koracima praćenim stankama od približno 3 minute, sve do loma. Intenzitet aplicirane sile je približno određivan. Međutim, mjerenja izduženja mjernim trakama na vijcima, nakon kalibracije, osigurala su vrijednosti intenziteta sile u vijcima, tj. oslonačkih reakcija ploče. Na osnovi tih sila određene su egzaktnije vrijednosti aplicirane sile i njezine ekscentričnosti te su prikazane dijagramom na slici 12. Ekscentričnost aplicirane sile ostaje zapravo konstantna, a u Y-smjeru zanemariva. Ilustracije radi, na slici 13. je prikazana promjena izmjerenih dilatacija gornje armature ploče uzorka S2, za četiri izabrane pozicije.

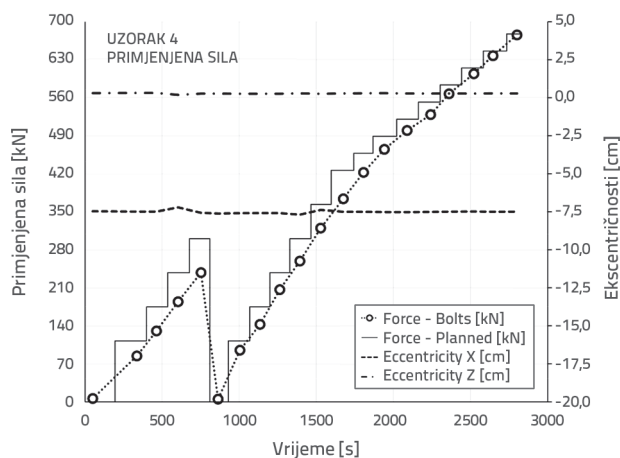
U tablici 2. prikazane su izračunane vrijednosti ekscentričnosti aplicirane sile zajedno sa intenzitetom sile koji odgovara lomu uslijed proboja. Ekscentričnosti određene za Y-smjer za sve su uzorke bile manje od 5 mm. Kod svih sedam uzoraka zabilježen je krsti lom uslijed proboja, a nakon razvoja plastičnih deformacija u gornjoj armaturi ploče.



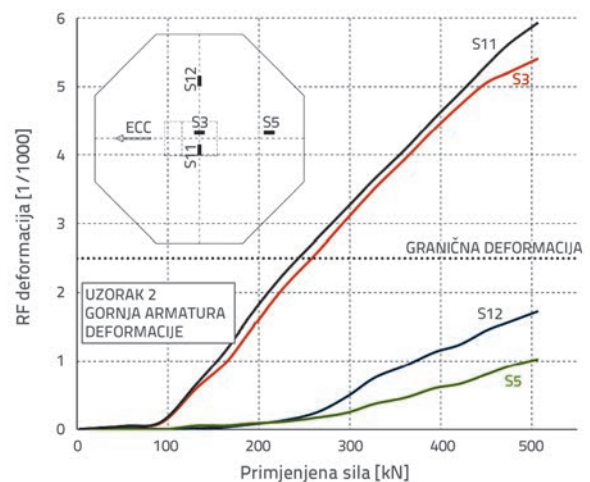
Slika 10. Mjerna mesta: a) Pozicije senzora pomaka; b) Mjerne trake instalirane na gornjoj armaturi



Slika 11. Akvizicijska oprema



Slika 12. Karakteristični i mjereni protokol opterećenja; uzorak S4



Slika 13. Mjerene deformacije u izabranim lokacijama gornje armature

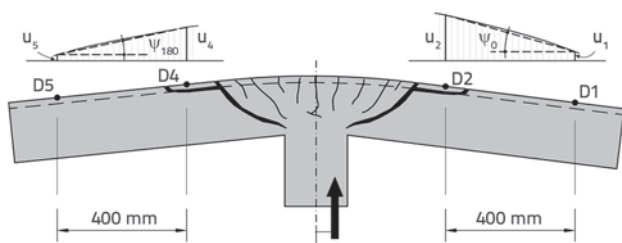
Tablica 2. Ekscentričnost opterećenja i sile pri probouju

Uzorak	Izračunana ekscentričnost u X-smjeru e_x [mm]	Izmjerena sila pri probouju V_p [kN]	Tip loma
S1	22,5	524,53	Krt
S2	60,0	506,03	Krt
S3	148,0	389,60	Krt
S4	75,0	675,74	Krt
S5	150,0	579,19	Krt
S6	77,0	648,83	Krt
S7	135,0	713,51	Krt

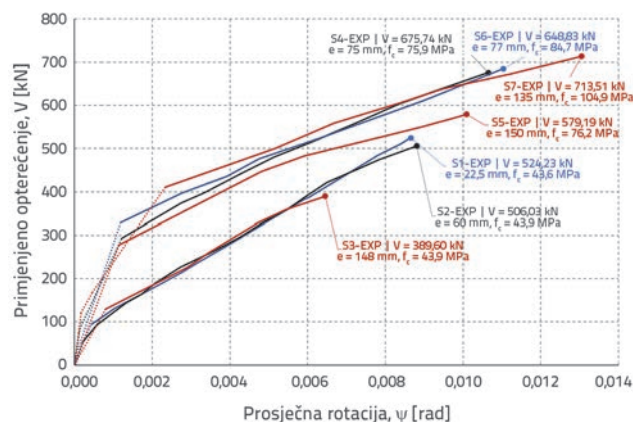
Na slici 15. je za svih sedam uzoraka prikazana promjena eksperimentalno određenih rotacija ploče s porastom intenziteta aplicirane sile. Kako bi se dovele u oblik pogodan za sljedeće analize, krivulje su dane samo kao monotono

rastuće, što je postignuto odbacivanjem rezultata koji se odnose na rasterećujuću i ponovno opterećujuću (do prethodno dosegnutog nivoa) granu. Na ovaj način je smanjena preciznost vrijednosti u početnim dijelovima krivulja, ali su za daljnje analize važniji gornji dijelovi krivulja. Imajući na umu da deformirani oblik uzorka, zbog ekscentričnog opterećenja, nije rotacijski simetričan, te da se tangencijalna promjena radijalnih rotacija ploče može aproksimirati sinusnim zakonom (kako je, na primjer, navedeno u [11], a potvrđeno i u prikupljenim eksperimentalnim podacima), referentna vrijednost radijalne rotacije ploče je određena kao aritmetička sredina radijalnih rotacija u smjeru primijenjene ekscentričnosti (rotacija ψ_0) i u suprotnom smjeru (rotacija ψ_{180}), u skladu s postupkom prikazanom na slici 14. Kako bi se neutralizirao utjecaj deformacije krakova čeličnog oslonca, radijalne rotacije su određene na osnovi relativnih pomaka – razlike mjerenih pomaka (u) u točkama D2-D1 i D4-D5:

$$\Psi_0 = \frac{u_2 - u_1}{400 \text{ mm}}, \quad \Psi_{180} = \frac{u_4 - u_5}{400 \text{ mm}} \quad (7)$$



Slika 14. Određivanje rotacija ploče, ψ_0 i ψ_{180}

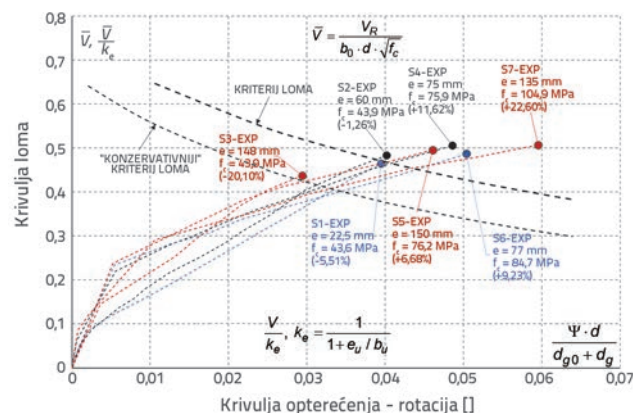


Slika 15. Eksperimentalno određene krivulje opterećenje-rotacije i nosivosti na proboj

Očekivano, uslijed većih vrijednosti naprezanja, krivulje koje odgovaraju većim ekscentričnostima sile su manjeg nagiba u usporedbi s onima koje odgovaraju manjim ekscentričnostima.

3. Uporedba eksperimentalnih s proračunskim vrijednostima

Na dijagramu slike 16., isprekidanim linijama su prikazane eksperimentalno određene krivulje zavisnosti između aplicirane sile i rotacije ploče, a nosivosti na proboj, krajevi tih krivulja naznačeni kružićima, uspoređeni s dva CSCT kriterija, iskazana izrazima (2) i (3).



Slika 16. Eksperimentalno određene nosivosti na proboj upoređene s kriterijima loma

Dijagram je prikazan u relativnoj formi u kojoj su krivulje kriterija loma neovisne o ekscentričnosti sile i čvrstoći betona, tj. ista krivulja loma vrijedi za sve uzorke. Ovo je postignuto dijeljenjem odnosa opterećenje-rotacija koeficijentom ekscentričnosti, k_e , izraz (4). Zabilježene veličine sila proboja su u intervalu očekivanih vrijednosti definiranih "prosječnim" kriterijem loma, izraz (2), osim za uzorak S3, kod kojeg je lom nastupio pri nižoj vrijednosti sile. Ipak, i u tom slučaju, nosivost uzorka na proboj zadovoljava "konzervativni" kriterij loma, izraz (3). Također, primijećeno je da se uzorci većih čvrstoća betona, posebno uzorak S7, karakteriziraju nešto višim nosivostima na proboj (do 10 % razlike) od onih procijenjenih "prosječnim" kriterijem.

U sljedećoj analizi upoređeni su eksperimentalno određeni odnosi opterećenje-rotacija s onima određenim približnim prijedlogom koji odgovara trećem nivou aproksimacije (eng. *Level III of approximation*) fib modela propisa Model Code 2010 (izraz (5); faktor proporcionalnosti, k_{m1} , je jednak 1.2). Već je rečeno da se tim prijedlogom prije svega određuje rotacijski kapacitet ploče, pa su očekivana značajna odstupanja približno određenih vrijednosti od eksperimentalnih. Već grubom analizom prijedloga, izraz (5), uočava se da je utjecaj čvrstoće betona vrlo mali. Konkretno, čvrstoća betona utječe samo na prosječnu nosivost na savijanje po jedinici dužine, m_R , i to skoro zanemarivo, kao što je pokazano u tablici 3., gdje je nosivost na savijanje izračunata u skladu s kruto-plastičnom (eng. *rigid-plasticity*) teorijom, kao u [10], ali modificirana izostavljanjem projektnih redukcija faktorima sigurnosti:

$$m_R = \rho \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c} \right) \tag{8}$$

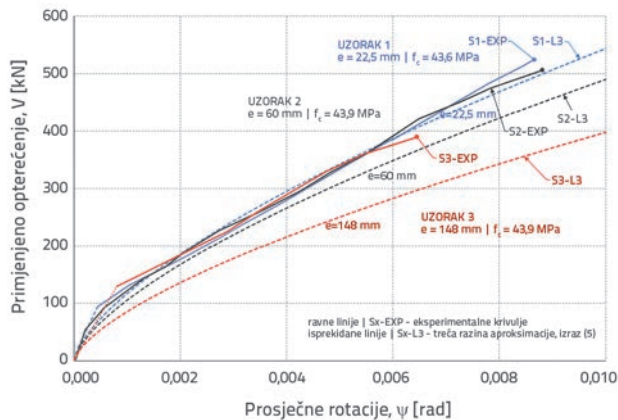
Statička visina, d , je 146 mm (slika 21.), granica popuštanja čelika uzdužne armature, f_y , je 500 MPa, a bezdimenzijski koeficijent armiranja, ρ , je 1,055 %.

Rezultati su prikazani krivuljama (slike 17. i 18.), na kojima se mogu uočiti značajna odstupanja između uspoređenih krivulja. Odstupanja rastu s porastom ekscentričnosti sile, a naročito s porastom čvrstoće betona (posebno vlačne čvrstoće). Dobro poklapanje krivulja se može primijetiti samo za uzorak S1, kod kojeg su i čvrstoća betona i ekscentričnost sile relativno mali. Zbog načina aproksimacije, u kojem je zanemaren doprinos vlačnog očvršćenja, sva odstupanja su na konzervativnoj strani. Osim toga, odabranu geometriju uzorka obilježava relativno mali omjer duljine stranice stupa i debljine ploče, što, kako je zaključeno i u [11], rezultira manjim rotacijskim kapacitetom ploče, čime je konzervativnost aproksimacije dodatno naglašena. Rezultat primijenjene aproksimacije se može karakterizirati kao dosta konzervativan za praktične potrebe. Zbog toga je kod takvih ploča, sa srednjim količinama uzdužne armature, visokim čvrstoćama betona i relativno velikim intenzitetima momenata koji se prenose s ploče na stup, preporučuju primjenjivati kompleksniji analitički izrazi kojima se obuhvaća doprinos vlačnog očvršćenja (na primjer prijedlog baziran na kvadrilnearnoj vezi moment-zakrivljenost, [4], ili odgovarajućih analiza baziranih na primjeni metode konačnih

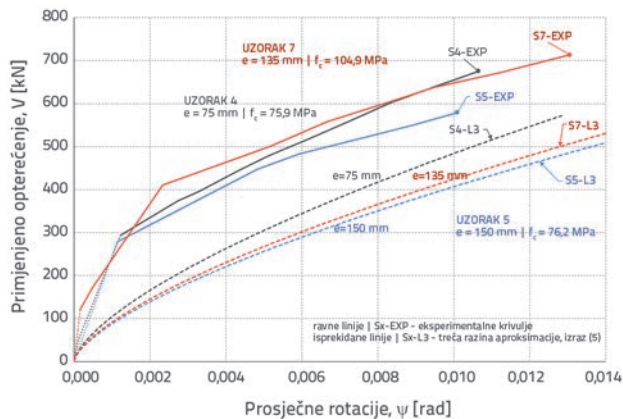
Tablica 3. Prosječna nosivost na savijanje, m_R

Uzorak	S1	S2 i S3	S4	S5	S6	S7
f_c [MPa]	43,6	43,9	75,9	76,2	84,7	104,9
m_R [kNm/m]	105,55	105,59	108,44	108,45	108,84	109,51

elementa, kako je predloženo četvrtim nivoom aproksimacije (*Level IV of approximation*) u *fib* modelu propisa Model Code 2010.



Slika 17. Uporedba eksperimentalno određene krivulje opterećenje-rotacija s krivuljama određenim primjenom parabolne aproksimacije; uzorci S1, S2 i S3



Slika 18. Uporedba eksperimentalno određene krivulje opterećenje-rotacija s krivuljama određenim primjenom parabolne aproksimacije; uzorci S4, S5 i S7

4. Numeričko modeliranje uzoraka

Numeričko modeliranje eksperimentalnog ispitivanja je provedeno pomoću računalnog programa ANSYS (v14.5). Betonski elementi su modelirani SOLID65 elementima, određeni s osam čvorova, sa po tri stupnja slobode u svakom od njih. Element se uobičajeno koristi za 3D modeliranje betona s armaturom ili bez nje. Najznačajnije karakteristike obuhvaćene tim elementom odnose se na nelinearno ponašanje materijala: elementom se mogu modelirati pojave vlačnih pukotina, drobljenja pri tlačnom naprezanju, plastična deformacija i

puzanje. Iako se elementom mogu odrediti do tri skupine razmazane armature (*rebar*), ta mogućnost nije iskorištena. Naime, imajući na umu da je nosivost na probaj u najvećoj mjeri određena posmičnom nosivosti sustava, a da razmazani elementi armature ne preuzimaju posmična naprezanja, radi postizanja realističnije simulacije upotrebljeni su diskretni linijski elementi za modeliranje armature ploče.

Mogućnosti modeliranja odnosa posmični napon-deformacija, ili promjene modula posmika, kod raspucalog betona su u ANSYS-u ograničene na upotrebu konstantnog modula posmika:

$$G = \beta_{cit} \cdot \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (9)$$

Koeficijenti prijenosa posmika β_t i β_c uvode se kao redukcijски faktori za posmičnu nosivost za opterećenja koja uključuju klizanje uzduž lica pukotine. Koeficijent β_t se odnosi na stanje otvorene, a koeficijent β_c na stanje zatvorene pukotine, a oba mogu biti izabrana u rasponu između 0 i 1. Općenito, ovakav pristup konstantnog modula posmika ne daje rezultate konzistentne s eksperimentalnim, budući da je ovisnost posmični napon-deformacija zapravo nelinearna i određena širinom pukotine ili glavnim posmičnim naprezanjem [13]. Osim toga, ne postoji fizikalna pozadina za izbor vrijednosti ovog faktora. Imajući to na umu, kao i ograničenje mogućnosti korištenog softvera, u radu je uveden pristup promjenjivog faktora prijenosa posmika.

SOLID65 elementima je pridružen nelinearni materijalni model za beton kojim je obuhvaćen linearnoelastični model, multilinear model s izotropnim očvršćivanjem (eng. *multilinear isotropic hardening model* - MISO) definiran jednoaksijalnim naprezanje-deformacija odnosom i CONCRETE materijalni model [12, 13], kojim se uvode mogućnosti formiranja pukotina i drobljenja betona. Ako se u bilo kojoj integracijskoj točki dosegnu uvjeti za lom pri jednoaksijalnom, dvoaksijalnom ili triaksijalnom tlačnom naprezanju, smatra se da se materijal zdrobio u toj točki (potpuna deterioracija strukturalnog integriteta). Kvaziplastično ponašanje betona se uvodi preko modela plastičnosti kojim se ne obuhvaća brzina nanošenja deformacije (eng. *rate-independent plasticity*). Iako se analizira samo monotona promjena opterećenja, usvojen je MISO materijalni model. Kako se tim modelom ne može simulirati formiranje pukotina, spojen je s CONCRETE materijalnim modelom, kao komplementarnim kojim se kontrolira samo formiranje pukotina i drobljenje betona. Stanje raspucalog betona se predstavlja razmazanim pukotinama (eng. *smearred*), u ravnini oslabljenosti u smjeru okomitom na lice pukotine, promjenom karakteristika materijala. Iako uključena (slika 19.b), relaksacija vlačnih naprezanja ne

Tablica 4. Karakteristike linearnoelastičnog i CONCRETE materijalnog modela

Uzorak	Linearno-elastični		CONCRETE materijalni model			
	Modul elastičnosti [N/mm ²]	Poissonov koeficijent [-]	Jednoaksijalna vlačna čvrstoća [N/mm ²]	Jednoaksijalna tlačna čvrstoća [N/mm ²]	Koeficijent posmičnog prijenosa	
					Zatvorena pukotina [-]	Otvorena pukotina [-]
S1 – S3	31500	0,2	4,0	43,5	1,0	0,1 – 0,9
S4 – S5	41000	0,2	7,5	76,0	1,0	0,1 – 0,9
S6	41500	0,2	8,5	84,5	1,0	0,1 – 0,9
S7	45000	0,2	10,0	105,0	1,0	0,1 – 0,9

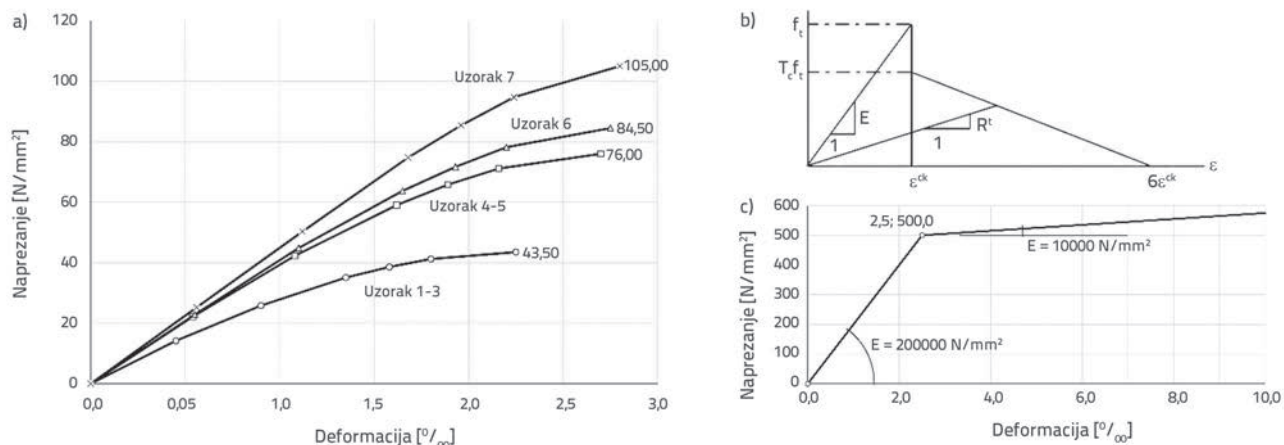
predstavlja modificirani odnos naprezanje-deformacija nakon formiranja pukotine, nego se koristi samo zbog poboljšanja konvergencije proračuna.

CONCRETE materijalni model je definiran zadanim vrijednostima naprezanja tijekom formiranja pukotina i naprezanja tijekom drobljenja betona pri jednoaksijalnom naprezanju, kao i s dva koeficijenta prijenosa posmika. U tablici 4. su prikazane vrijednosti ovih parametara korištene u analizi. Zbog nedoumica vezanih za izbor odgovarajuće vrijednosti koeficijenta prijenosa posmika za stanje otvorene pukotine, svaki od uzoraka je analiziran za tri ili četiri vrijednosti tog koeficijenta u rasponu između 0,1 i 0,9. MISO materijalni model je definiran jednoaksijalnim odnosom naprezanje-deformacija određenim u skladu s odredbama Eurokoda 2 [14]. Na osnovi vrijednosti čvrstoća betona određenih na probnim kockama (dimenzije 150 × 150 × 150 mm), odgovarajuće čvrstoće na probnim valjcima za starost betona od 28 dana i za starost koja odgovara vremenu testiranja određene su funkcijom starenja betona preporučene u Eurokodu 2 i odgovarajućim koeficijentom konverzije. Ta jednoaksijalna funkcija određena je u šest točaka (slika 19.a) i odgovara rastućem dijelu dijagrama naprezanje-deformacija u nelinearnoj analizi koji je dan Eurokodom 2.

Da bi se otklonili mogući numerički problemi, kratki element uzorka, kao i elementi betonske ploče s gornje strane u neposrednom kontaktu s čeličnim pločama, modelirani

su volumnim SOLID185 elementima s linearnoizotropnim karakteristikama ponašanja materijala. Linearnoelastične karakteristike materijala koje su pridružene tim elementima identične su onima kod nelinearnog materijalnog modela za beton (tablica 4.).

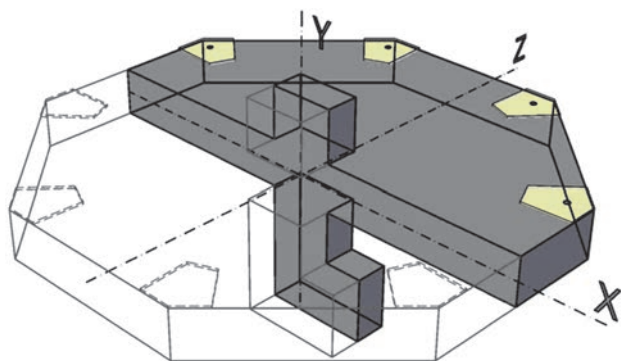
Armatura je modelirana u diskretnom obliku, korištenjem linijskog BEAM188 elementa, zasnovanog na Timoshenkoovoj vrednoj teoriji kojom su obuhvaćeni i učinci posmične deformacije. Element ima po šest stupnjeva slobode u oba čvora i njime se mogu analizirati problemi savijanja, posmika i torzije u nelinearnom obliku. Poprečni presjeci armaturnih elemenata su modelirani kao kružni, s promjerima koji odgovaraju korištenim. Nelinearni model za čelik obuhvaća linearnoelastični i bilinearni model s izotropnim očvršćivanjem (eng. *bilinear isotropic hardening model* – BISO). Karakteristike linearnoelastičnog modela uključuju modul elastičnosti, E , jednak 200.000 N/mm² i Poissonov koeficijent, ν , jednak 0,3, dok je BISO model korišten za obuhvaćanje nelinearnog ponašanja čelika za armiranje, a definiran je bilinearnom krivuljom odnosa efektivnog naprezanja i efektivne deformacije. Početna grana krivulje je elastična, s nagibom koji je jednak modulu elastičnosti. Nakon dosezanja naprezanja tečenja čelika, f_y , razvijaju se plastične deformacije, a druga grana krivulje naprezanje-ukupna deformacija je pod nagibom koji je određen zadanim tangentnim modulom, E_T . Koristi se Von



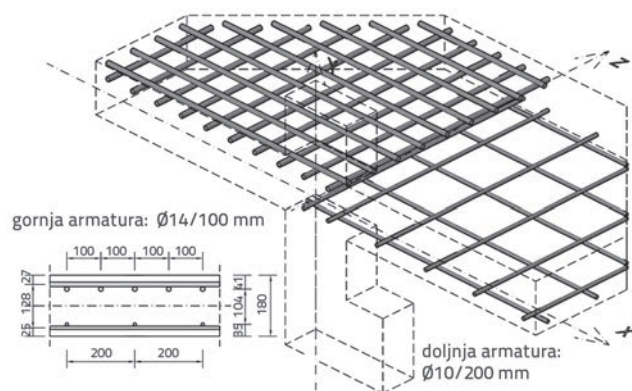
Slika 19. Jednoaksijalne veze naprezanje-deformacija: a) MISO model za beton; b) Nosivost nakon formiranja pukotine; c) BISO model za čelik

Mises-ova površina tečenja, asocijativno pravilo tečenja (eng. *flowing rule*) okomito na površinu, a očvršćivanje je određeno tangentskim modulom E_r . Za granicu tečenja je usvojena vrijednost od 500 N/mm^2 , a za tangentski modul postelastične grane 10000 N/mm^2 . Čelične oslonačke ploče su modelirane SOLID185 volumnim elementima, definiranim s osam čvorova, te sa po tri stupnja slobode u svakom: translacije u smjeru X, Y i Z. Ti elementi mogu imati oblik prizme, tetraedra ili piramide u područjima nepravilne geometrije. Kako se ne očekuje razvoj plastičnih deformacija u čeličnim pločama, elementima je pridružen samo linearnoelastični materijalni model.

Iskorištena je simetrija uzorka u odnosu na ravninu X-Y da se smanji veličina modela (broj stupnjeva slobode; DOF): modelirana je samo polovica uzorka (slika 20.), a izostavljena polovica je zamijenjena odgovarajućim rubnim uvjetima (sriječen pomak u Z-smjeru u čvorovima u ravnini simetrije).



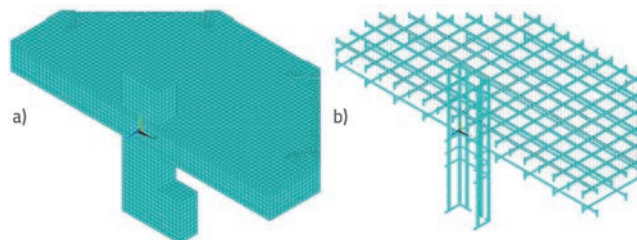
Slika 20. Modeliranje polovice uzorka



Slika 21. Gornja i donja armatura ploče

Betonski volumen uzorka je modeliran u obliku 3D solid volumena kojim se dosljedno prate dimenzije samog uzorka. Kako bi se osigurali nizovi kolinearnih točaka mreže konačnih elemenata uzduž pravca pružanja diskretnih šipki armature, solid-volumen je vertikalnim i horizontalnim ravninama, gdje god je to lokacija armature zahtijevala (slika 21.), podijeljen na manje dijelove. Podjela tih solid-volumena na konačne elemente je automatska, postavljena izborom željene duljine stranice konačnih elemenata od 25 mm. Kao rezultat, kreirano je ukupno

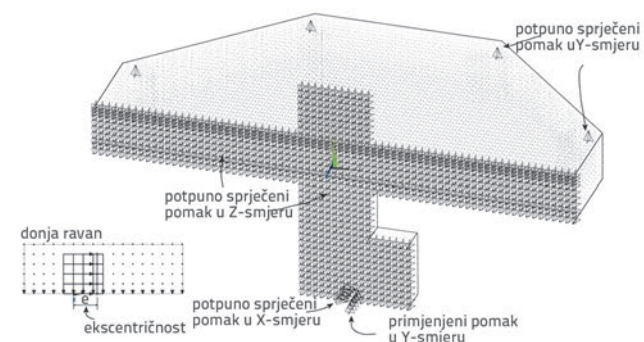
21838 konačnih solid-elemenata (25389 čvorova) (slika 22.a). Velika većina kreiranih solid elemenata su paralelepipedi s osam čvorova, a samo je mali broj elemenata (ukupno 26) u zoni kontakta s čeličnim pločama, oblika trostrane prizme.



Slika 22. Mreža konačnih solid-elemenata i modeliranje armature

Armaturne šipke su modelirane nizom grednih elemenata duljine 25 mm, koji imaju zajedničke čvorove sa solid betonskim elementima. Uzdužna armatura ploče je torzijski pridržana na svojim krajevima preko dodatnih okomitih elemenata kojima su spojeni krajevi šipki i najbliži čvorovi solid mreže (slika 22.b).

Iako su eksperimenti realizirani nanošenjem kontrolirane sile hidrauličnim prešama, u numeričkoj simulaciji je opterećenje nanoseno u obliku pomaka. Time se postiže bolja konvergencija simulacije, a u konačnom odgovoru modeliranog sustava nema značajne razlike između dva pristupa. Tako su na model, s donje strane, aplicirani maksimalni pomaci veći od onih koji, očekivano, odgovaraju slomu probojem, duž linije okomite na ravninu savijanja pozicionirani na ekscentričnosti koja odgovara izmjerenoj u eksperimentu. Kako su ekscentričnosti u eksperimentu različite (tablica 2.) i položajno ne odgovaraju čvorovima mreže konačnih elemenata, potrebni međučvorovi su osigurani dodatnim krutim grednim elementima kojima su međučvorovi spojeni s čvorovima solid mreže. Osim apliciranih pomaka, zadani su i uvjeti potpuno sriječenih pomaka u Z-smjeru svim čvorovima u ravnini simetrije, u Y-smjeru u četiri čvora na gornjoj površini oslonačkih čeličnih ploča, i u X-smjeru čvorovima u neposrednoj blizini čvorova u kojima je nanoseno opterećenje (slika 23.).



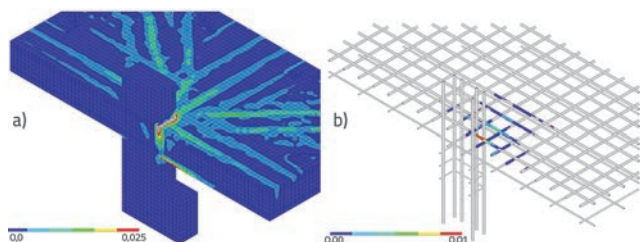
Slika 23. Rubni uvjeti

U ovom je istraživanju za nelinearnu analizu primjenjen Newton-Raphsonov postupak radi rješavanja diferencijalnih jednadžbi

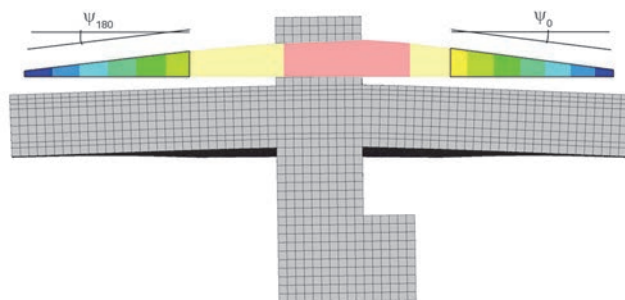
višeg reda. Točnost i konvergencija rješenja su funkcije faktora poput gustoće mreže elemenata, konstitutivnih karakteristika betona, kriterija konvergencije, veličine tolerancija, itd. Za probleme kod kojih se očekuje teško dostizanje konvergentnog rešenja, kao što je slučaj kod nelinearnog modeliranja armiranog betona, preporučuje se primjena Newton-Raphsonovog postupka uz nanošenje opterećenja u vrlo malim inkrementima.

5. Rezultati numeričkih analiza

Ilustracije radi, samo za uzorak S2, u grafičkom obliku su prikazani pojedini rezultati numeričke analize: raspodjela ukupnih mehaničkih deformacija prikazana na slici 24.a implicira raspodjelu pukotina, a na slici 24.b prikazana je raspodjela plastičnih deformacija u gornjoj armaturi, koja grubo odgovara eksperimentalno prikupljenim rezultatima prikazanim na slici 13. Raspodjela progiba (slika 25.) gornje površine ploče uzduž pravocrtne putanje X-smjera daje mogućnost određivanja karakterističnih i, posljedično, referentnih (prosječnih), rotacija, na isti način na koji su one i eksperimentalno određene, slika 14., izraz (7). Na taj način mogu se konstruirati krivulje opterećenje-rotacija za svaki od analiziranih modela i usporediti s eksperimentalno dobivenim koji je prikazan na slici 15.



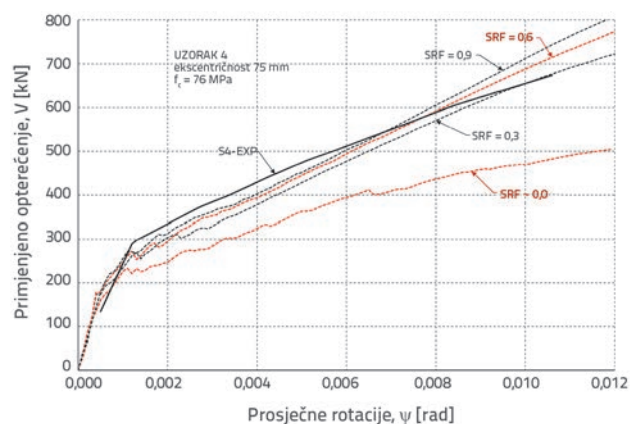
Slika 24. Ukupna mehanička deformacija i plastične deformacije u gornjoj armaturi (uzorak S2)



Slika 25. Određivanje rotacije ploče (uzorak S2)

Međutim, kako je navedeno (tablica 4.), svaki od uzoraka je izračunan pomoću nekoliko različitih vrijednosti za koeficijent prijenosa posmika za stanje otvorene pukotine (eng. *shear retention factor* - SRF). Primjera radi, na slici 26. su, za uzorak S4 (izabran kao reprezentativan; kvalitativno se slika ne razlikuje ni za ostale uzorke), prikazane numerički određene krivulje opterećenje-rotacija za četiri različite vrijednosti ovog koeficijenta, zajedno s eksperimentalno određenom krivuljom.

Unatoč nedostatku koji se registrira za male vrijednosti rotacija (najvjerovatnije posljedica podcijenjene vlačne čvrstoće betona u numeričkom modelu), nakon usporedbe eksperimentalne i numerički određenih krivulja, očito je da izbor vrijednosti koeficijenta prijenosa posmika značajno utječe na rezultirajuću vezu, kao i da manje vrijednosti ovog faktora odgovaraju manje krutom (nagib prikazanih krivulja) ponašanju modeliranog uzorka. Kod eksperimentalne krivulje može se primijetiti da je postupni pad krutosti brži od pada bilo koje od numeričkih krivulja, ili da s porastom rotacija nagib eksperimentalne krivulje odgovara nagibu numeričke krivulje sa sve manjim vrijednostima koeficijenta prijenosa.

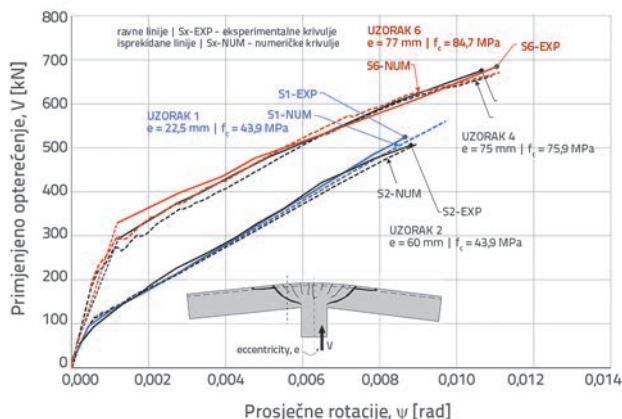


Slika 26. Numerički određene krivulje opterećenje-rotacija za različite vrijednosti koeficijenta prijenosa posmika uspoređene s eksperimentalno određenom krivuljom (uzorak S4)

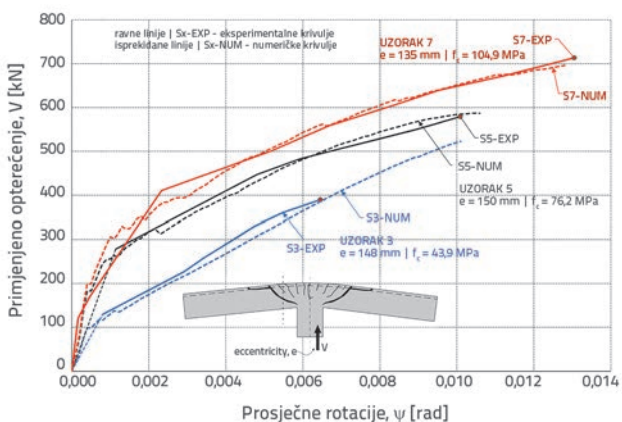
Prethodno navedeno podrazumijeva mogućnost uvođenja promjenjivog koeficijenta prijenosa posmika za kontrolu promjene krutosti modela. Ako je poznata promjena koeficijenta prijenosa posmika, nagib rezultirajuće numeričke krivulje može se odrediti interpolacijom između poznatih nagiba krivulja konstantnog koeficijenta prijenosa. Rezultirajuća krivulja opterećenje-rotacija sada će bolje aproksimirati eksperimentalnu nego što je to slučaj s bilo kojom krivuljom konstantnog SRF. Nakon detaljne analize numerički određenih krivulja i usporedbe s odgovarajućim eksperimentalnima zaključeno je da je promjena SRF u velikoj mjeri ovisna o čvrstoći betona. Zato je promjena faktora s rastućim rotacijama razmatrana kao monotona i nelinearno opadajuća funkcija tlačne čvrstoće betona. Za potrebe konkretne analize usvojeno je da koeficijent prijenosa dostiže nultu vrijednost za rotaciju 0.02, dok je nelinearna promjena određena eksponentom α kao funkcija čvrstoće betona. Opsežnom regresijskom analizom, koja je uključivala "zaglađene" (korištenjem *moving-average* aproksimacije) krivulje svih sedam uzoraka i kojom je favorizirano bolje poklapanje u zoni dijagrama koja odgovara potpuno raspucalom uzorku (zona većega značenja u ovoj analizi), određena je zavisnost u jednostavnom obliku:

$$SRF(\psi) = (1 - 50 \cdot \psi)^{\alpha(f_c)}, \quad \alpha(f_c) = \frac{f_c}{20 \text{ MPa}} - 0.3 \quad (10)$$

S poznatom vrijednošću SRF za neku rotaciju, primjenom parabolične interpolacije određen je nagib krivulje u toj točki, a daljnjim postupkom numeričke integracije i kompletna krivulja opterećenje-rotacija. Na slikama 27. i 28. (podaci su podijeljeni na dva grafa kako bi se izbjeglo preklapanje krivulja) prikazane su rezultirajuće numerički simulirane krivulje uspoređene s odgovarajućim eksperimentalnim. Postignut je visok stupanj poklapanja pri uspoređivanju krivulja.

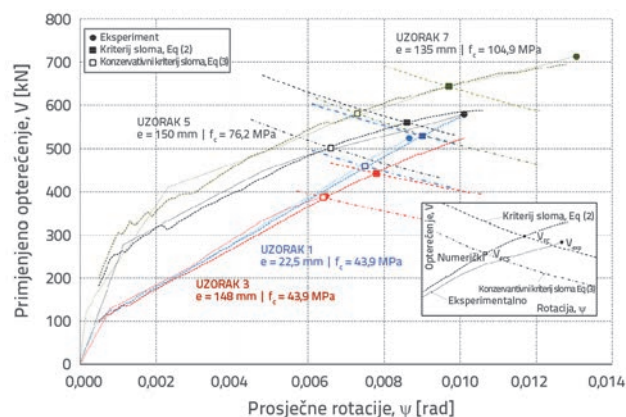


Slika 27. Eksperimentalne i numerički određene krivulje, uzorci S1, S2, S4 i S6



Slika 28. Eksperimentalne i numerički određene krivulje; uzorci S3, S5 i S7

Konačno, primenom rezultirajućih numerički određenih krivulja i krivulja dvaju kriterija loma, "prosječnog" kriterija definiranog izrazom (2) i "konzervativnog" kriterija određenog izrazom (3), određene su po dvije vrijednosti nosivosti na proboj za svaki uzorak, kao točke presjeka numeričke krivulje s kriterijima loma: V_{FC} – nosivost koja odgovara "prosječnom" kriteriju, i V_{FCS} – nosivost koja odgovara "konzervativnom" kriteriju. Za izabrani set uzoraka te su vrijednosti prikazane na slici 29. i uspoređene s odgovarajućim eksperimentalnim vrijednostima. Rezultati za svih sedam uzoraka prikazani su u tablici 5. i uspoređeni s eksperimentalnim u relativnom obliku. Osim za uzorak S3, postignuto je vrlo dobro poklapanje uspoređivanih vrijednosti, a maksimalna odstupanja ne prelaze 10 %, i uglavnom su na konzervativnoj strani. Rezultati za uzorak S3 su na konzervativnoj strani "sigurnog" kriterija.



Slika 29. Eksperimentalno i numerički određene nosivosti pri probou; uzorci S1, S3, S5 i S7

6. Zaključak

U ovom radu analizirani parametri su veličine ekscentričnosti opterećenja i čvrstoća betona. Eksperimentalni uzorci se odnose na ravne ploče konstantne geometrije (dimenzije stupa, raspon i debljina ploče) i načina armiranja, kod kojih je vertikalno opterećenje na nepromjenljivoj ekscentričnosti, čime je ograničena domena analize.

Tablica 5. Usporedba eksperimentalnih vrijednosti sile probouja s numerički određenim

Uzorak	Eksperiment		"Prosječni" kriterij loma, izraz (2)			"Konzerv." krit. loma, izraz (3)	
	ψ_{exp} [rad·10 ³]	V_{exp} [kN]	ψ_{FC} [rad·10 ³]	V_{FC} [kN]	$\Delta(V_{FC}/V_{exp})$ [--]	V_{FCS} [kN]	$\Delta(V_{FCS}/V_{exp})$ [--]
S1	8,65	524,5	9,02	529,1	0,88 %	458,7	-12,55 %
S2	8,81	506,3	8,71	498,1	-1,62 %	431,8	-14,71 %
S3	6,45	389,6	7,82	441,7	13,37 %	385,9	-0,95 %
S4	10,65	675,7	9,19	628,9	-6,93 %	553,3	-18,11 %
S5	10,09	579,2	8,63	560,0	-3,31 %	501,1	-13,48 %
S6	11,04	684,3	9,73	642,0	-6,18 %	576,1	-15,81 %
S7	13,05	713,5	9,74	643,5	-9,81 %	580,5	-18,64 %

Usporedba eksperimentalno određenih vrijednosti sila proboja s procijenjenim vrijednostima prema "prosječnom" kriteriju loma koji predlažu Muttoni i ostali, izraz (2), kojim su učinci prijenosa momenta savijanja obuhvaćeni preko redukcije kontrolnog volumena, izraz (4), pokazala je relativno dobro poklapanje, čime je potvrđena primjenjivost prijedloga. Iako se kriterijem blago podcjenjuje nosivost na proboj ploča viših čvrstoća betona, zabilježena odstupanja su unutar prihvatljivih granica (do 10 % razlike). Međutim za fenomen proboja značajna je velika disperzija vrijednosti nosivosti, što upućuje na primjenu "konzervativnog" kriterija za potrebe projektiranja ploča, izraz (3). To se pokazalo opravdanim i u provedenim ispitivanjima, gdje je kod uzorka S3 postignuta sila proboja znatno manja od očekivane, ali je i dalje na konzervativnoj strani reduciranog ("konzervativnog") kriterija. Aproksimacija veze opterećenje-rotacija paraboličnom funkcijom, izraz (5), pokazala je značajna konzervativna odstupanja, osobito zbog zanemarenja doprinosa vlačnog očvršćenja. U domeni analiziranih konstrukcija, za koje je karakterističan relativno mali rotacijski kapacitet, ovakvo pojednostavljenje vodi rezultatima koji su suviše konzervativni za praktičnu primjenu. Primjenom odgovarajuće FEM analize, umjesto toga, osigurava se mogućnost dobijanja zadovoljavajućih odnosa opterećenje-rotacija, ali tek nakon što se prijeđu softverska

ograničenja pristupa zasnovanog na konstantnom modulu posmika. Usvajanjem eksperimentalno određenih vrijednosti za referentne, nakon regresijske analize, ovo je postignuto uspostavljanjem veze između koeficijenta prijenosa posmika i rotacije ploče. Na taj je način omogućeno i provođenje numeričkih eksperimenata kojima se analizirana domena konstrukcija može proširiti i na one kojima odgovaraju međuvrijednosti variranih parametara.

Zbog dosta visoke konzervativnosti aproksimativnih prijedloga i nedovoljnog broja eksperimentalno razmatranih uzoraka, opravdanost primjene predloženog načina obuhvaćanja učinaka ekscentričnosti opterećenja, izraz (5), ne može biti ispitan u kvantitativnom obliku. Ipak, odstupanja koja su prikazana na dijagramu na slici 17. pokazuju da se ovim prijedlogom precjenjuju posljedice ekscentričnosti, opet konzervativno.

Zahvala

Istraživanja prikazana u radu provedena su u okviru znanstveno-istraživačkog projekta TR36043 "Razvoj i primena sveobuhvatnog pristupa projektovanju novih i proceni sigurnosti postojećih konstrukcija za smanjenje seizmičkog rizika u Srbiji", koji je financiralo Ministarstvo prosvete, znanosti i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

LITERATURA

- [1] Kinnunen, S., Nylander, H.: Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement, Transactions of the Royal Institute of Technology, 158 (1960), Stockholm, Sweden.
- [2] Muttoni, A., Schwartz, J.: Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, 62, (1991), pp. 703-708.
- [3] Muttoni, A.: Shear and Punching Strength of Slabs without Shear Reinforcement, Beton-und Stahlbetonbau, 98 (2003) 2, pp. 74-84 (in German)
- [4] Muttoni, A.: Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, 105 (2008) 4, pp. 440-450.
- [5] Walraven, J.C.: Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis, Delft University Press, Netherlands, 1980.
- [6] Vecchio, F.J., Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, March-April 1986.
- [7] Fédération Internationale du Béton (fib): FIB Model Code for Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Erns & Sohn, 2013.
- [8] SIA: SIA 262 Code for Concrete Structures, Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 2003.
- [9] CEN: PT 1prEN 1992-1-1 2017-10, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Second complete interim draft of October 2017 by the Project Team SC2.T1, Draft for committee works, 2017.
- [10] Muttoni, A., Ruiz, M.F., Bentz, E., Foster, S., Sigrist, V.: Background to the Model Code 2010 Shear Provisions – Part II: Punching Shear, Structural Concrete, 14 (2013) 3, pp. 204-214.
- [11] Drakatos, I.S., Muttoni, A., Beyer, K.: Mechanical model for drift-induced punching of slab-column connections without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, March 2018, Title No. 115-S37, pp. 463-474.
- [12] Willam, K.J., Warnke, E.D.: Constitutive Model for the Tri-axial Behavior of Concrete, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. 19 (1975), ISMES. Bergamo, Italy.
- [13] ANSYS: ANSYS Mechanical APDL Help Documentation, Release 15.0, ANSYS Inc., 2013.
- [14] CEN: EN1992-1-1:2004 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, The European Standard, European Committee for Standardization - CEN, Brussels, 2004.
- [15] Drakatos, I.S., Muttoni, A., Beyer, K.: Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations, Engineering Structures, 123 (2016), pp. 501-516, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.038>