

OCENA POTRESNE VARNOSTI ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI (1) – ZASNOVA ŠTUDIJE IN EKSPERIMENTALNI REZULTATI

SEISMIC SAFETY EVALUATION OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS WITH STRONG CONNECTIONS (1) – THE CONCEPT OF THE STUDY AND EXPERIMENTAL RESULTS

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.

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

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
IKPIR, Jamova 2, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK 624.012.45:624.042.7

Povzetek | V treh povezanih člankih prikazujemo rezultate evropskega projekta »Obnašanje montažnih betonskih konstrukcij pri potresnem vplivu – raziskave v podporo Evrokodu 8«. Narejeni so bili psevdodinamični in ciklični preizkusi modelov značilnih enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (nosilnost stikov je bila določena s postopkom načrtovanja nosilnosti). Ocenjena je bila potresna odpornost in ranljivost ter narejena sistematična študija potresnega tveganja za ta tip konstrukcij na področju Slovenije. Rezultati so omogočili kritično oceno in izboljšavo relevantnih zahtev v evropskih standardih Evrokod 8. V tem prvem članku so poleg opisa raziskav podrobneje obravnavani eksperimentalni rezultati. Eksperimenti so potrdili, da je bila stropna konstrukcija zadosti toga v svoji ravnini. Konstrukcija se je obnašala kot sistem povezanih konzolnih stebrov. Obnašanje stebrov z velikim indeksom strižnega razpona je bilo znatno drugačno od obnašanja manj vitkih stebrov. Stebri so imeli veliko deformacijsko kapaciteto. Opažena je bila zelo kratka dolžina plastičnega členka ob vpetju. Gostota stremen na tem mestu je pomembno vplivala na odziv. Že minimalna vzdolžna armatura je preizkušancu z majhno maso zagotovila veliko rezervo nosilnosti glede na projektne zahteve. Ti rezultati so omogočili formulacijo numeričnega modela, ki smo ga v nadaljevanju uporabili v študiji potresnega tveganja.

Summary | The results of the EU project "Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research" are presented in three interrelated papers. Pseudo-dynamic and cyclic tests of the prototypes of typical one-storey precast industrial buildings were performed. The strength of the (strong) connections had been determined by the capacity design procedure. Seismic resistance and vulnerability were studied and seismic risk analysis for this type of buildings in Slovenia was made. Based on these results, the relevant requirements in Eurocode 8 were critically evaluated and improved. In this (first) paper, the overview of the research is given

and the experimental results are discussed. Experiments confirmed the in-plane rigidity of the roof structure. Consequently, the building behaved as an assemblage of cantilever columns. The behaviour of the columns having high shear-span ratio (12, 5) was essentially different when compared with the behaviour of less slender columns. The columns had large deformation capacity. Very short length of the plastic hinge at the base was observed. The confinement of this region is very important. Even minimum longitudinal reinforcement provided large over-strength for the prototype with small mass. The numerical model, which was used in the subsequent seismic risk analysis, was developed on the basis of these results.

1 • UVOD

Montažne armiranobetonske hale so pogost konstrukcijski sistem, ki je pomemben za slovensko in evropsko gradbeno industrijo. V takšnih konstrukcijah deluje velik del slovenske gospodarske dejavnosti z mnogo zaposlenimi in z opremo velike vrednosti. V zadnjem času se takšen konstrukcijski sistem pogosto uporablja pri gradnji velikih trgovskih centrov z deset tisoči obiskovalcev na dan. Morebitne velike poškodbe ali celo porušitve teh konstrukcij med močnim potresom bi tako lahko imele katastrofalne posledice z veliko neposredno in predvsem posredno škodo zaradi prekinitve proizvodnje. Vendar sta potresna odpornost in ranljivost armiranobetonskih montažnih hal in s tem povezano potresno tveganje skoraj neraziskani.

1.1 Pregled stanja

Podatki iz preteklih potresov so maloštevilni in so si nasprotujoči. V preteklosti smo bili priča velikim katastrofam zaradi rušenja montažnih konstrukcij (npr. v Armeniji; Fardis, 1995). Zato velja do montažnih konstrukcij na potresnih območjih določeno nezaupanje. Obnašanje konstrukcij, ki jih obravnavamo v tem članku, je bilo v preteklosti manj problematično, kljub temu pa so poročali o nekaterih porušitvah po potresih v Črni gori (Fajfar et al., 1981), Vranči v Bulgariji (Tzenov et al., 1978) in Turčiji (AIJ, 2001). Pri večini opisanih primerov so bile poškodbe pripisane neustreznemu obnašanju stikov. Potres v Furlaniji (z visoko frekvenco gibanja tal), ki je leta 1976 prizadel Posočje, pa na montažnih industrijskih objektih ni povzročil večje škode (Fajfar et al., 1978). Tudi raziskave potresne varnosti montažnih armiranobetonskih sistemov so redke. Pomembnejše segajo daleč nazaj v osemdeseta leta ((ATC, 1981),

(UNDP/UNIDO, 1982), (Fischinger et al., 1987)), predvsem pa večinoma obravnavajo sisteme, ki so drugačni od konstrukcijskega sistema montažnih hal.

Majhno število raziskav se je do nedavnega odsevalo v predpisih za gradnjo potresno odpornih konstrukcij, ki so zelo skopo obravnavali montažne objekte. Zdi se, da je bil še daleč najpopolnejši in najustrežnejši prav jugoslovanski (slovenski) predpis (JUS, 1981), ki je zahteval eksperimentalno in rigorozno numerično preverjanje »sistemov, izdelanih v velikih serijah«. Žal pa se v praksi najpogosteje ni dosledno izvajal in tolmačil. Preizkušali so se namreč predvsem elementi (in še to le statično) in ne sistemi kot celota. Uporabljali so se tudi enaki računski modeli in metode kot pri monolitnih stavbah. Tudi zgodnja verzija novih skupnih evropskih standardov za gradnjo potresno odpornih konstrukcij Evrokod 8 (CEN, 1994) je montažne konstrukcije obravnavala le v »informativnem dodatku«. Določila tega dodatka so bila neobvezna, kar je kazalo na dejstvo, da so bile zaradi pomanjkanja znanja na tem področju mnoge zahteve nedorečene, predlagani koeficienti pa zelo grobo opredeljeni. Predvsem pa so bili ti koeficienti v nekaterih primerih precej konzervativno določeni. Če bi obveljali, bi bilo potrebno montažne armiranobetonske industrijske hale računati na nekajkrat večje potresne sile glede na tiste, ki se uporabljajo v dosednji praksi. To bi lahko brez preverjenega razloga resno ogrozilo to pomembno vejo gradbene industrije.

1.2 Program raziskav

Načrtovalci evropskih standardov so se zavedali omenjenih pomanjkljivosti, kar je vzpodbudilo nove raziskave, podprte z eksperimenti,

na preizkušanjih v velikem merilu. Pri vseh teh projektih je sodeloval tudi Inštitut za konstrukcije in potresno inženirstvo (IKPIR), Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Večji del teh raziskav je bil narejen v okviru doktorske naloge Mihe Kramarja (Kramar, 2008). Najprej sta bila v okviru evropskega projekta v sistemu raziskav ECO-LEADER (European Consortium of Laboratories of Earthquake Dynamic Experimental Research) narejena psevdodinamična preizkusa dveh prototipov montažnih hal v naravnem merilu. Pri teh raziskavah je sodeloval dr. Peter Kante. En prototip je bil narejen v montažni in drugi v monolitni izvedbi. Raziskava (ki ne bo posebej opisana v tem in naslednjih člankih) je pokazala, da je lahko obnašanje skrbno projektiranega in konstruiranega montažnega sistema ekvivalentno obnašanju iste konstrukcije v monolitni izvedbi. Na podlagi teh rezultatov se je pod določenimi pogoji močno zmanjšala velikost računskih potresnih sil za montažne armiranobetonske hale v Evrokodu 8. Vendar je bilo to spremembo potrebno utemeljiti s še popolnejšimi raziskavami. Pri tem je bilo upoštevano, da na potresno ranljivost teh konstrukcij vplivata dva temeljna dejavnika – obnašanje konstrukcijskega sistema kot celote in obnašanje stikov med posameznimi elementi sistema. Zaradi zapletenosti problema so bile raziskave razdeljene v dva dela. Prva raziskava (Toniolo, 2007) je obravnavala sistem kot celoto, v katerem so bili stiki močnejši od elementov, ki so jih povezovali. Ta raziskava je potekala v okviru projekta 5. evropskega okvirnega programa PRECAST – Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research (Obnašanje montažnih betonskih konstrukcij pri potresnem vplivu – raziskave v podporo Evrokodu 8), in je bila nedavno zaključena. Njeni rezultati bodo prikazani in analizirani v tem in dveh spremljajočih člankih. Jasno pa je, da je obnašanje stikov lahko ključno za potresno

varnost montažnih sistemov. Ta problem bo raziskan v okviru že odobrenega projekta 7. evropskega okvirnega programa SAFECAST – Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions (Obnašanje inovativnih mehanskih spojev v montažnih konstrukcijah stavb pri potresnem vplivu). Pri tem projektu, ki ga vodi združenje proizvajalcev armiranobetonskih montažnih konstrukcij v Italiji, upamo tudi na sodelovanje slovenskih podjetij.

1.3 Zasnova člankov

Zaradi velikega obsega zanimivih rezultatov smo se odločili, da ugotovitve osrednje

raziskave PRECAST prikažemo in analiziramo v sklopu treh povezanih člankov s skupnim naslovom »Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki« in podnaslovi:

- (1) Zasnova študije in eksperimentalni rezultati
- (2) Numerično modeliranje in določitev potresnega tveganja
- (3) Kritična ocena postopkov projektiranja v EC8 in sklepne ugotovitve

Eksperimenti so v prvi vrsti potrdili predpostavko o močnih stikih in prinesli nova spoznanja o potresnem odzivu vitkih stebrov

z velikim strižnim razponom (obravnavano v nadaljevanju tega članka). To je omogočilo formulacijo in verifikacijo primernega računskega modela, ki smo ga uporabili v obsežni parametrični študiji, s katero smo ocenili potresno tveganje za značilne enoetažne montažne hale, ki se pojavljajo v praksi (2. članek). Rezultati te študije so skupaj z eksperimentalnimi rezultati omogočili utemeljeno kritično oceno in dopolnitev ustreznih določil v Evrokodu 8 (3. članek).

2 • PREIZKUSI MODELOV ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL V NARAVNEM MERILU

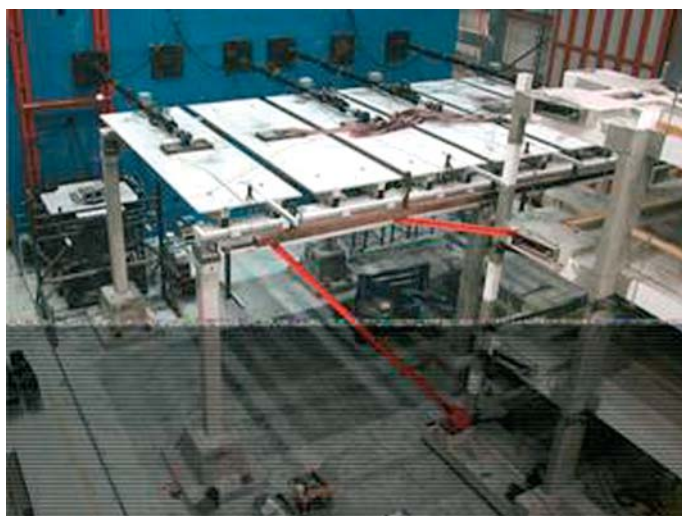
Psevdodinamični in ciklični preizkusi do porušitve so bili narejeni v okviru projekta PRECAST (glej razdelek 1.2) v Evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij ELSA v italijanskem mestu Ispra (sliki 1 in 2). Podobni preizkusi v preteklosti še niso bili narejeni. Posebnosti sta bili dve – velik model v naravnem merilu in predvsem velika vitkost preizkušanih stebrov, ki je značilna za stebre obravnavanih hal. Indeks strižnega razpona (ta je pri konzolnih stebrih enak razmerju med višino stebra in širino prereza) je bil 12,5, v literaturi pa ne najdemo podatkov za stebre, ki bi imeli indeks strižnega razpona večji od 6. Ponovno spomnimo še, da so bile raziskave v okviru projekta PRECAST usmerjene le na kon-

strukcije z močnimi stiki. Zato so bili stiki projektirani s postopkom načrtovanja nosilnosti, kar bo podrobneje obravnavano v 3. članku. Skupaj smo naredili tri preizkuse dveh različnih prototipov konstrukcije. Prototipa sta se med seboj razlikovala po orientaciji plošč in nosilcev glede na smer horizontalne obtežbe. Prototip 1 je imel strešne elemente postavljene vzporedno z obtežbo (slika 1), prototip 2 pa pravokotno na obtežbo (slika 2). Podrobnosti za prototip 2 so razvidne iz načrtov na sliki 3 v naslednjem razdelku. Zaradi nepopolnih meritev pri preizkusu prototipa 2 smo to konstrukcijo še enkrat preizkusili (preizkušanec 2-2). Pri tem smo glede na izkušnje prejšnjega preizkusa uporabili gostejša stremena ob

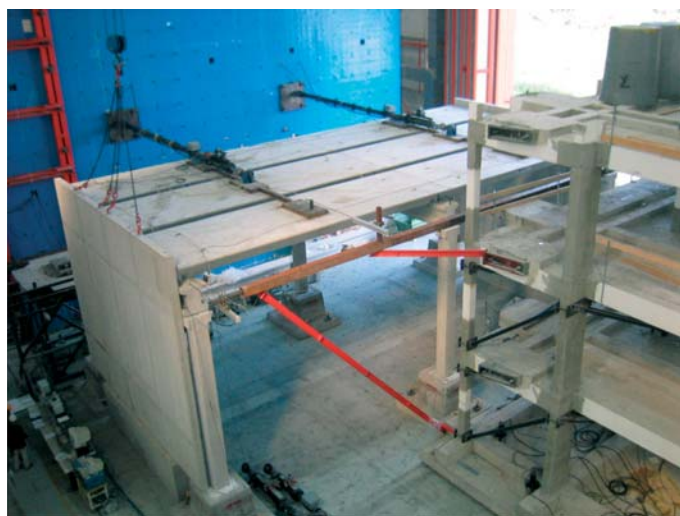
vpetju stebrov, kot jih zahteva EC8 (razdalja med stremeni je bila 5 cm namesto zahtevanih 7,5 cm). Rezultati vseh treh preizkusov so bili v bistvenih elementih podobni. Tako zaradi omejitve dolžine članka v nadaljevanju brez škode za splošnost informacije obravnavamo predvsem rezultate preizkusa prototipa 2-2.

2.1 Opis preizkušanca

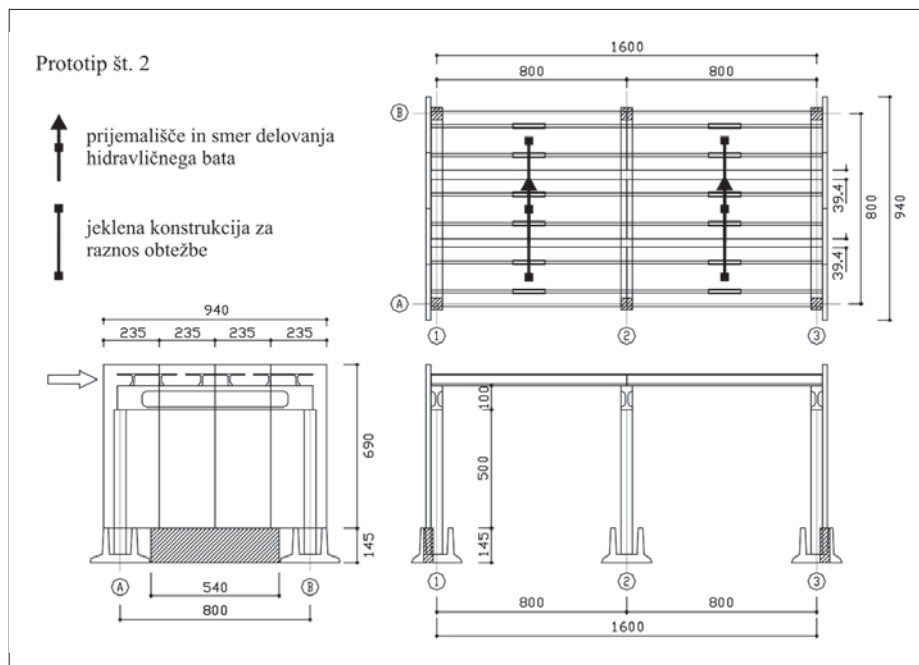
Osnovni podatki za prototip 2 preizkušene konstrukcije so razvidni s slike 3. Navedimo še nekaj podatkov, ki so pomembni za dokumentacijo ugotovitev v člankih, popolnejši opis pa je podan v doktorski nalogi (Kramar, 2008). Uporabljena sta bila beton C40/50 in jeklo B500H (izmerjene karakteristike materialov so bile srednja meja tečenja jekla $f_y = 555$ MPa in srednja cilindrična tlačna trdnost betona $f_c = 55$ MPa). I-nosilci so povezovali vrhove stebrov in z njimi tvorili okvire, ki so podpirali II-plošče. Stiki med elementi



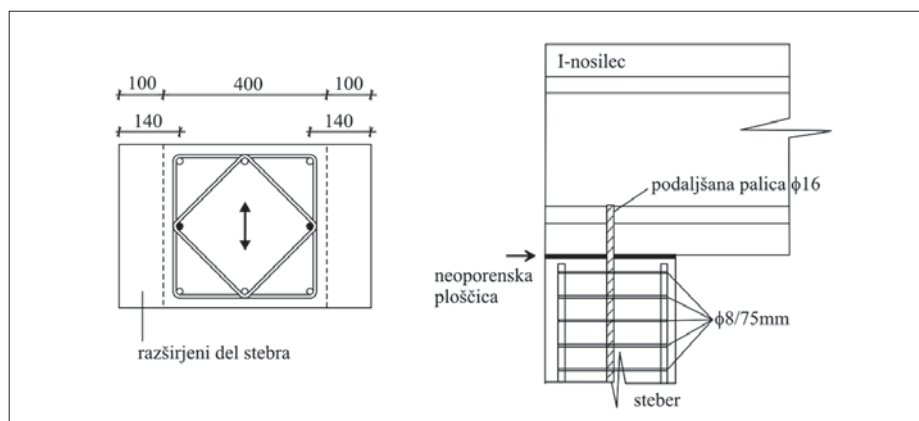
Slika 1 • Preizkušane št. 1 v laboratoriju ELSA



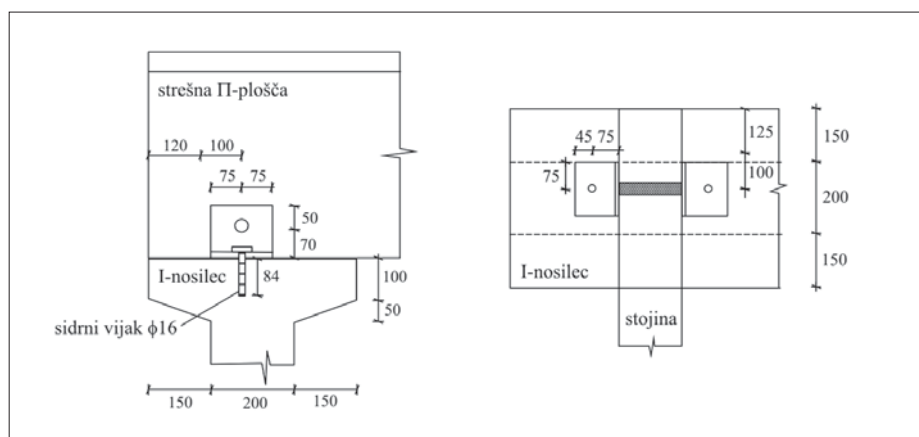
Slika 2 • Preizkušane št. 2 v laboratoriju ELSA



Slika 3 • Načrt za preizkušane št. 2



Slika 4 • Stik stebra in grede



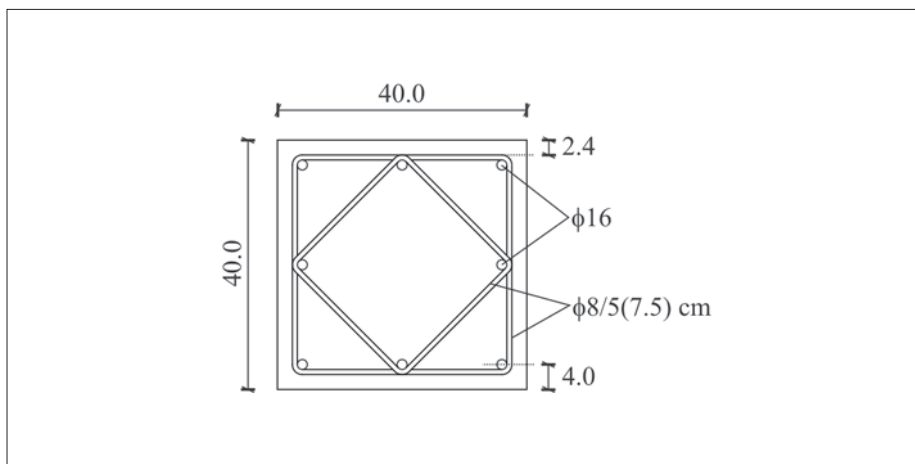
Slika 5 • Stik Π-plošče in grede

so odgovarjali italijanski praksi, vendar se podobne rešitve uporabljajo tudi pri nas. Zveza med stebrom in nosilec je prikazana na sliki 4. Neoprenska ploščica zagotavlja, da je predpostavka členkaste povezave približno izpolnjena. Premer mozniaka ustreza zahtevam načrtovanja nosilnosti močnega stika (podrobnosti bodo opisane v 3. članku). Stik med Π-ploščo in I-nosilec je prikazan na sliki 5. Sestavljen je iz para jeklenih kotnikov, veznega vijaka in dveh sidrskih vijakov, s katerima sta kotnika pritrjena na I-nosilec. V začetnih fazah preizkušanja so bile na konstrukcijo pritrjene tudi fasadne plošče (sliki 2 in 3). Fasadne plošče so bile na vrhu s sistemom vijakov in tankih jeklenih kotnikov pritrjene na stranska nosilca, spodaj pa so bile naslonjene na posebej pripravljenih podpornih nosilcih, sidranih v tla laboratorija.

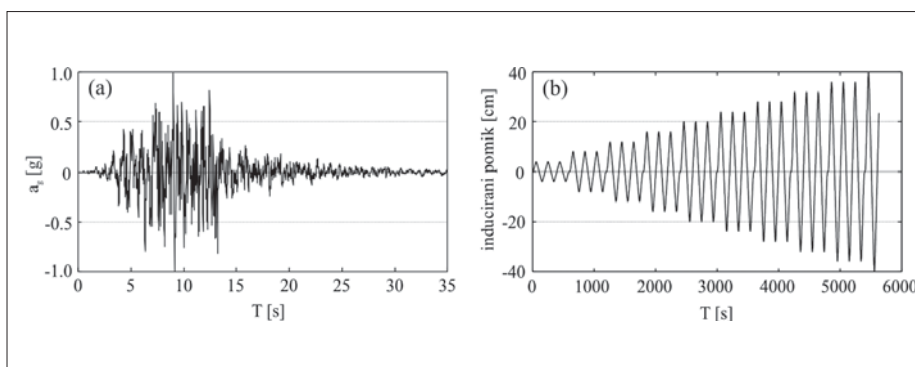
Zaradi relativno majhne mase preizkušanca je tudi pri največjih projektnih pospeških tal ($a_g = 0,25$ g v Sloveniji in $a_g = 0,35$ g v Italiji) vzdolžno armaturo v stebrih (slika 6) določala zahteva za minimalni delež armature v EC8 ($\rho_{l,min} = 0,01$). Ta delež je zagotovilo 8 palic $\Phi 16$ (podrobnosti projektiranja bodo obravnavane v 3. članku). Pri osni sili 100,6 kN v vogalnem stebru (brezdimenzijska projektna osna sila $v_d = 0,023$) ta armatura zagotavlja upogibno nosilnost stebra 135,5 kNm, kar je precej več od računsko potrebne nosilnosti. Če bi pri projektiranju upoštevali faktor obnašanja $q = 4,5$ in tla kategorije B, bi bila računsko potrebna armatura enaka minimalni armaturi (slika 6) šele pri projektnem pospešku 0,70 g (Kramar, 2008). V analizi rezultatov je torej pomembno in potrebno upoštevati, da je imela konstrukcija z minimalno armaturo veliko rezervo v nosilnosti. Seveda pa so lahko mase v realnih konstrukcijah precej večje od mase preizkušanca. To smo kasneje upoštevali v parametrični študiji.

2.2 Program obteževanja

Na konstrukciji je bila najprej narejena serija psevdodinamičnih testov. Pri takšnem preizkušanju se na konstrukcijo s pomočjo batov nanašajo sile statično, vendar se njihova velikost sproti določa tako, da ustrezajo potresnim silam za izbrani potres. V eksperimentih je bil uporabljen potres, ki odgovarja značilnostim furlanskih (slovenskih) potresov (slika 7a). Pospešek se je povečeval. V prvih treh korakih (ko so bili na konstrukciji še fasadni paneli) so bile vrednosti maksimalnega pospeška tal $a_g = 0,05$ g, 0,14 g in 0,35 g. Zadnji odgovarja projektnemu pospešku v Furlaniji. V naslednji fazi so bile fasadne



Slika 6 • Prerez stebra ob vpetju



Slika 7 • Normirani akcelorogram za psevdodinamični preizkus (a) in potek ciklične preiskave (b)



Slika 8 • Poškodba nosilca na stiku s stebrom

plošče odstranjene in narejen je bil zadnji psevdodinamični preizkus s pospeškom 0,525 g. Ta pospešek je bil večji od projektne, vendar še vedno manjši od kapacitete konstrukcije, ki jo je zagotavljala vgrajena minimalna armatura. Zadnji del eksperimenta je bil narejen s ciklično statično obtežbo. Cikli pomikov so se povečevali s korakom 40 mm (slika 7b) do praktične porušitve konstrukcije.

2.3 Rezultati preizkusov in glavne ugotovitve

2.3.1 Obnašanje stikov in potrditev predpostavke toge diafragme

Ključna predpostavka študije v okviru projekta PRECAST in v teh člankih je, da so stiki močni. Če torej stiki ne popustijo, se obravnava konstrukcija obnaša kot sistem konzolnih stebrov, katerih vrhovi so povezani z v ravnini togo stropno konstrukcijo. Pri obteževanju simetrične konstrukcije v ravnini bi torej morali biti pomiki vrhov vseh stebrov enaki. Izmerjena odstopanja so bila 3 cm, pri maksimalnem pomiku okoli 40 cm. Stropna konstrukcija torej ni bila idealno toga, vendar je ustrezala zahtevam EC8, ki primernost togosti stropne konstrukcije pogojuje z zahtevo, da vodoravni pomiki nikjer ne presežejo pomikov, dobljenih s predpostavko toge diafragme, za več kot 10 % ustreznih absolutnih pomikov. Pri tem so realne razmere ugodnejše, kot so bile v eksperimentu, kjer so bile II-plošče strešne konstrukcije povsem ločene. Zaradi določene manjše razlike med pomiki sredinskih in robnih stebrov so se pri prototipu 2 kotniki med II-ploščami in nosilci nekoliko zvilili, vendar poškodbe niso bile velike. Zaradi drugačne orientacije plošč pri prototipu 1 te deformacije kotnikov ni bilo.

Bolj problematično je bilo obnašanje možničenih stikov med nosilci in stebri. Premer možnika, ki je bil določen z metodo načrtovanja nosilnosti, je sicer zadostoval. Vendar se je pri prvem preizkusu prototipa 2 poškodoval beton v okolici možnika (slika 8). Pri dimenzioniranju smo namreč uporabili formulo, ki predpostavlja, da je možnik objekt z debelim slojem betona (glej 3. članek). Sloj betona v okolici odprtini za nasaditev nosilca na možnik pa je dokaj tanek. Objektje odprtine s stremeni U-oblike je bilo prešibko. Zaradi denarnih omejitev smo v kasnejših preizkusih uporabili iste nosilce, vendar smo poškodovana mesta obložili z jeklenim ovijem, ki je nadomeščal gosto armaturo objekta. Potrebno nosilnost stikov smo tako zagotovili,

vendar je bila zaradi nerealne izvedbe ugotoviti nadaljnja raziskava obnašanja teh stikov onemogočena.

2.3.2 Obnašanje stebrov in konstrukcije kot celote

Z zagotovitvijo zadostne nosilnosti stikov so obnašanje konstrukcije določali stebri. Najprej smo opazili veliko deformabilnost in deformacijsko kapaciteto stebrov. Stebri so bili pred porušitvijo deformirani za 40 cm, kar je 8 % njihove višine (slika 9). To je precej več od deformacijske kapacitete krajših stebrov. Enako velja za pomik na meji plastičnosti stebra, ki je presegel 2,5 % višine. Velika deformacijska kapaciteta je seveda ugodna. Po drugi strani pa lahko velika deformabilnost povzroči več problemov in kaže na to, da utegnejo biti za projektiranje kritičnejši pogoji mejnega stanja uporabnosti kot pa mejnega stanja nosilnosti (več v 3. članku).

Ciklični preizkus do porušitve je pokazal stabilno histerezo obnašanje do absolutno zelo velikih pomikov okoli 30–35 cm, kar je 6–7 % višine stebra (slika 10). Po drugi strani smo opazili, da pripadajoča duktilnost (okoli 3) ni bila tako velika. Način rušenja je bil značilen za sodobno konstruirane armiranobetonske elemente. Najprej je začel odpadati krovni beton, nato se je uklonila vzdolžna armatura, ki se je v naslednjih ciklih pretrgala (slika 11). Prvi stebel se je porušil pri povprečnem zasuku stebra/konstrukcije za 7 %. Nosilnost je občutno padla (slika 10), vendar so ostali stebri odziv začasno stabilizirali. Ker pa so bili vsi stebri enako armirani in podobno obremenjeni, se je kmalu nato (povprečni zasuk 8 %) konstrukcija praktično porušila. Ta potek porušitve in slika 11 jasno kažeta na pomen objekta betonskega jedra na mestu plastičnega členka. Omenili smo že, da smo pri obravnavanju preizkušance 2-2 uporabili gostejša stremena (razdalja med stremeni 5 cm), kot jih zahteva EC8 (7,5 cm).

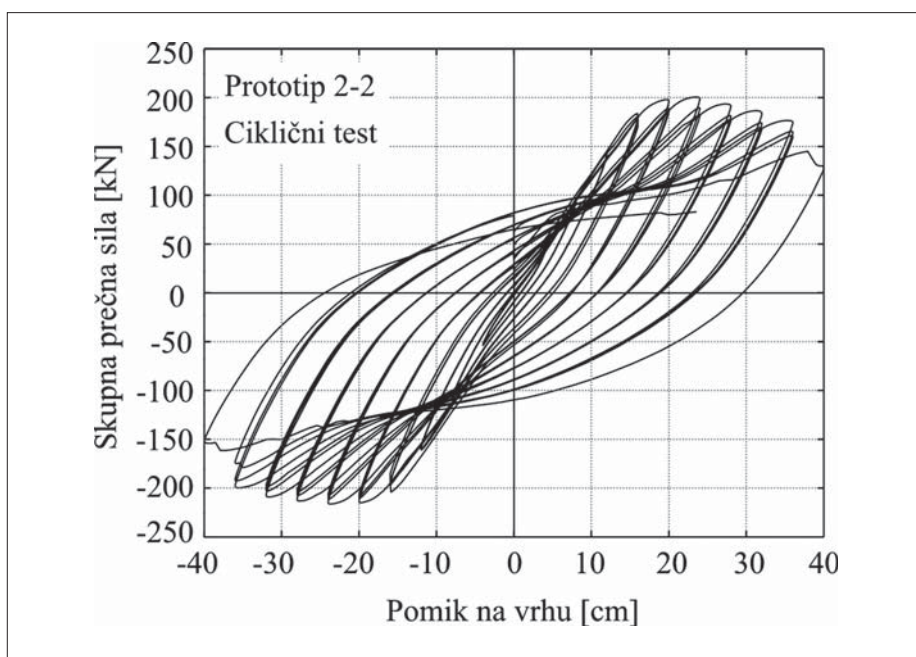
Ugotovitev, ki je pomembna za projektiranje in analizo, je še ta, da je bila dolžina plastificiranega območja ob vpetju zelo kratka – samo okoli 20 cm, kar je le polovico prečne dimenzije stebra. Torej so pri takšnih stebrih zahteve za lokalno plastično kapaciteto stebrov ob vpetju velike.

2.3.3 Vpliv fasadnih plošč

Glede tega problema je raziskava dala manj rezultatov, kot smo pričakovali in jo bomo nadaljevali v okviru projekta SAFECAST. Vseeno pa so to praktično prvi takšni rezul-



Slika 9 • Deformirana konstrukcija preizkušance 2-2 pri povprečnem zasuku za 8 %



Slika 10 • Histerezni odziv pri cikličnem preizkusu preizkušance 2-2 (sila je merjena za celo konstrukcijo, sestavljeno iz 6 stebrov)

tati na svetu in so pomembni. Fasadne plošče so bile pritrjene na konstrukcijo pri prvih treh psevdodinamičnih preizkusih z maksimalnim pospeškom temeljnih tal $a_g = 0,05$ g, 0,14 g in 0,35 g. Zadnji odgovarja največjemu projekt-nemu pospešku v Furlaniji, vendar je zaradi majhne mase preizkušance enak le polovici tistega pospeška, ki bi računsko zahteval

minimalno vzdolžno armaturo v stebrih. Pri pospešku 0,35 g se stebri še niso plastificirali. Primernejši kriterij za oceno je ta, da je bil pri tem preizkusu povprečni zasuk (pomik, deljen z višino stebra) 1,5 %.

Izmerjena nihajna doba konstrukcije brez fa-sade pred začetkom preizkušanja je bila okoli 0,6 s. Podobno nihajno dobo smo izračunali



Slika 11 • Značilna upogibna porušitev stebra

s polovično računsko togostjo nerazpokanih prereзов. To kaže na večkrat opaženo dejstvo, da so konstrukcije že v začetnem stanju nekoliko razpokane. Nihajna doba s fasadnimi ploščami je bila okoli 0,4 s. Po končanem tretjem testu z odstranjeno fasado pa okoli 0,85 s. Prevladujoč način odziva fasadnih plošč je bilo zibanje okoli vogalov, ki je bilo povezano z manjšim udarjanjem in podrsavanjem vzdolž temeljnega nosilca in vzdolž stikov med ploščami. Armатурne povezave tudi pri najmočnejšem testu niso bile bistveno poškodovane. Ker pa maksimalnih pomikov pri mejnem stanju nosilnosti (8 % višine stebra) gotovo ne bi prenesle, je bila pri nadaljnjih testih (tudi zaradi varnosti) fasada odstranjena.

Preizkus je potrdil pomemben vpliv fasadnih plošč in pokazal, da modeliranje panelov z nadomestno diagonalo ne ustreza mehanizmu odziva. Za nujen napredek na tem področju moramo spoznati in kvantificirati obnašanje spojin sredstev, kar bo narejeno v okviru projekta SAFECAST.

3 • SKLEP

Od ustrezne potresne varnosti montažnih armiranobetonskih hal so odvisna številna življenja. Neposredna škoda zaradi poškodb/rušitev konstrukcij in posredna škoda zaradi prekinitev pomembnih gospodarskih dejavnosti bi lahko bili ogromni. Kljub temu do sedaj sistematična ocena potresnega tveganja ni bila narejena, zaradi pomanjkljivega znanja pa so bila določila v predpisih nepopolna. Z velikimi eksperimentalno podprtimi evropskimi projekti, pri katerih smo avtorji sodelovali, se stanje izboljšuje. Najpomembnejše rezultate teh raziskav bomo prikazali v treh povezanih člankih, ki so omejeni na montažne hale z močnimi stiki. V tem prvem članku so bili poleg zasnovane raziskave obravnavani eksperimentalni rezultati. Narejeni so bili psevdodinamični in ciklični preizkusi prototipov obravnavanih konstrukcij v naravnem merilu, ki v preteklosti nimajo primere.

Pokazano je bilo, da je z uporabo postopka načrtovanja nosilnosti in primerne konstrukcije možno zagotoviti zadostno nosilnost

stikov in togost strešne konstrukcije v vodoravni ravnini. Pri tem je bilo treba povečati stopnjo objeta betona okoli odprtín za možnik v nosilcih. Tako je obnašanje sistema določal odziv stebrov. Ugotovljeni sta bili velika deformabilnost in deformacijska kapaciteta stebrov z minimalno armaturo po EC8. Meja plastičnosti je bila pri povprečnem zasuku, ki je enak pomiku vrha stebra, deljenem z višino stebra, 2,5 %, deformacijska kapaciteta pa kar 8 %. Takšno obnašanje ni značilno za manj vitke stebre, ki so se do sedaj preizkušali, in ga zato, kot bo prikazano v drugem članku, ne more uspešno opisati noben izmed znanih empiričnih modelov.

Minimalna vzdolžna armatura stebrov po EC8 ($\rho_{l,min} = 0,01$) je preizkušeni konstrukciji zagotovila veliko rezervo nosilnosti v primerjavi z računsko potrebno projektno nosilnostjo za območja z najmočnejšimi potresi v Furlaniji in Sloveniji. Upoštevati pa je treba, da je bila masa preizkušanca precej manjša v primerjavi z dejanskimi konstrukcijami. Ti odnosi bodo podrobneje obravnavani v 3. članku.

Tipična rušitev stebrov se je začela z uklonom vzdolžnih palic armature med stremeni, ki mu je v naslednjih ciklih sledil pretrg armature. To kaže na velik pomen ustreznega objeta betona s stremeni na območju plastičnega členka nad vpetjem. Izmerjena dolžina tega členka je bila zelo kratka (le polovico dimenzije prečnega prereza). Zato so na tem mestu zahteve za kapaciteto plastičnega deformiranja zelo velike, kar med drugim zahteva uporabo jekla velike duktilnosti.

Vpliv fasadnih panelov na odziv konstrukcije je pomemben. Značilno je bilo zibanje panelov med odzivom, povezano z zdrsi in udarjanjem. Model nadomestne diagonale za panel takšnega obnašanja ne opisuje ustrezno. Za napredek na tem področju moramo spoznati in kvantificirati obnašanje spojin sredstev, kar bo narejeno v okviru projekta SAFECAST. Rezultati so bili dobljeni za konstrukcijo v naravnem merilu, vendar je bila masa precej manjša. Sistematično oceno potresnega tveganja je zato bilo treba narediti z numeričnim modelom, ki smo ga umerili s pomočjo opisanih eksperimentalnih rezultatov. Ti rezultati, ki jih bomo prikazali in analizirali v 2. članku, so nam omogočili kritično oceno ustreznih določil v EC8, ki bo podana v 3. članku.

4 • LITERATURA

- AIJ, Report on the Damage Investigation of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, Architectural Institute of Japan, Japan Society of Civil Engineers, The Japanese Geotechnical Society, 2001.
- ATC, Proceedings of a workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake loads, ATC-8 Report, University of California, Berkeley, 1981.
- CEN – ENV 1998-1, Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 1: General rules, European Committee for Standardization, 1994.
- Fajfar, P., Banovec, J., Saje, F., Behaviour of prefabricated industrial building in Breginj during the Friuli earthquake, V: Proceedings of the 6th ECEE, Dubrovnik, Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Ljubljana, Vol. 2, 493–500, 1978.
- Fajfar, P., Duhovnik, J., Reflak, J., Fischinger, M., Breška, Z., The behavior of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro. IKPIR publication, University of Ljubljana, 1981.
- Fardis, M. N., Lessons learnt in past earthquakes, V: Proceeding of the 10th ECEE, Vienna, Austria, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 779–788, 1995.
- Fischinger, M., Fajfar, P., Capuder, F., Earthquake resistance of the SCT large panel building system. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, 4: 281–289, 1987.
- JUS, Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih, U. L. SFRJ, 31/81.
- Kramar, M., Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, 176 strani, 2008.
- Toniolo, G. (coordinator), Final report of the EU Research Project, Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to EC8 (Contract No. G6RD-CT-2002-00857), 2007.
- Tzenov, L., Sofirov, L., Boncheva, P. (1978), Study of some damaged industrial buildings due to Vrancea earthquake, In: Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, 18–22, september.
- UNDP/UNIDO, Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Prefabricated/Industrialised Reinforced Concrete Buildings Systems, UNDP/UNIDO Project RER/79/015, 1982.