

Primljen / Received: 15.12.2014.

Ispravljen / Corrected: 11.2.2015.

Prihvaćen / Accepted: 20.2.2015.

Dostupno online / Available online: 10.5.2015.

Degradacija kapaciteta i razvoj pukotina višekratne nearmirane zidane građevine

Autori:



Doc.dr.sc. **Naida Ademović**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Sarajevu
Građevinski fakultet
naidadem@yahoo.com



Prof.dr.sc. **Mustafa Hrasnica**, dipl.ing.građ.
Sveučilište u Sarajevu
Građevinski fakultet
hrasnica@bih.net.ba

Pregledni rad

Naida Ademović, Mustafa Hrasnica

Degradacija kapaciteta i razvoj pukotina višekratne nearmirane zidane građevine

U radu je prikazana seizmička procjena tipične višekratne nearmirane zidane stambene zgrade bez serklaža. Numerička analiza provedena je pomoću metode konačnih elemenata koristeći eksperimentalne podatke o kvaliteti materijala konstitutivnih elemenata ziđa i armiranog betona. Proračun je proveden nelinearnom statičkom metodom postupnog guranja (eng. Pushover Analysis) i nelinearnom dinamičkom metodom u vremenu (eng. Time History Analysis). Uspoređen je razvoj pukotina dobivenih primjenom obje proračunske metode kao i dijelovi histereznih krivulja.

Ključne riječi:

nearmirana zidana konstrukcija, nelinearno ponašanje materijala, metoda postupnog guranja, nelinearna dinamička metoda u vremenu, razvoj pukotina

Subject review

Naida Ademović, Mustafa Hrasnica

Capacity degradation and crack pattern development in a multi-storey unreinforced masonry building

A seismic assessment of a typical unreinforced masonry residential building without tie beams is presented in the paper. The numerical analysis was conducted according to the finite-element method using experimental data on the quality of the masonry constitutive elements and reinforced concrete. The computation was made using the nonlinear static pushover analysis and nonlinear dynamic time history analysis. The crack development pattern was compared for the procedures, as well as parts of the hysteresis curves.

Key words:

unreinforced masonry building, nonlinear material behaviour, pushover analysis, nonlinear time history analysis, crack development

Übersichtsarbeit

Naida Ademović, Mustafa Hrasnica

Kapazitätsdegradation und Rissbildung eines mehrstöckigen unbewehrten Mauerwerksgebäudes

In dieser Arbeit wird die seismische Beurteilung eines typischen mehrstöckigen unbewehrten Mauerwerksgebäudes ohne Ringanker dargestellt. Numerische Analysen wurden mittels der FEM durchgeführt und beruhten auf experimentellen Daten zu den Materialeigenschaften der Bestandteile von Mauerwerk und Stahlbeton. Zur Berechnung wurde sowohl die nichtlineare statische Pushover-Methode, als auch die nichtlineare dynamische Zeitverlaufsmethode angewandt. Für beide Berechnungsmethoden wurden der Verlauf der Rissbildung und die Hysteresekurven verglichen.

Schlüsselwörter:

unbewehrtes Mauerwerksgebäude, nichtlineares Materialverhalten, Pushover-Methode, nichtlineare dynamische Zeitverlaufsmethode, Rissbildung

1. Uvod

Većinu postojećih građevina u Bosni i Hercegovini predstavljaju zidane zgrade. Tradicionalan način gradnje zidanih objekata podrazumijeva primjenu nearmiranog ziđa i drvene stropne konstrukcije [1, 2]. Sredinom 30-ih godina prošlog stoljeća prvi se put počinju primjenjivati polumontažne armiranobetonske stropne konstrukcije, i to se nastavlja u masovnoj izgradnji nakon Drugog svjetskog rata. Većina ovih zgrada imala je do pet katova, ali bez vertikalnih armiranobetonskih ukrućenja – serklaža. Seizmička otpornost tih zgrada osigurana je nosivim zidovima položenim u dva međusobno okomita smjera, promatrano u tlocrtu, pri čemu u pravilu postoji dovoljan broj zidova u poprečnom smjeru, dok je njihov broj iz funkcionalnih razloga znatno manji u uzdužnom smjeru zgrade.

Nekoliko snažnih potresa koji su se dogodili u posljednjih nekoliko desetljeća naglašavaju važnost seizmičke procjene postojećih građevina uključujući i analizu potrebnih ojačanja i poboljšanja nosive konstrukcije.

Jedan od razornijih potresa koji je pogodio Balkanski poluotok dogodio se 1963. godine u Skoplju, glavnom gradu Makedonije. Magnituda potresa iznosila je 6,1 po Richteru, a intenzitet IX po MSC ljestvici. Teško oštećena i djelomično urušena zidana stambena zgrada, prikazana na slici 1., predstavlja tipičnu višekatnu nearmiranu zidanu stambenu zgradu građenu u periodu između 1950. i 1960. godine na području zapadnog Balkana. Treba napomenuti da se slična zgrada, istog tipa gradnje i približno iste visine, detaljno analizira u ovom radu. Iako su zgrade tog tipa bile izložene i drugim jačim potresima u regiji, primjerice u Sloveniji, najveća i najznačajnija oštećenja zabilježena su tijekom potresa u Skoplju 1963. godine.



Slika 1. Teško oštećena stambena zidana zgrada (pet katova) [3]

Sve je to bio i jedan od povoda za usvajanje prvih seizmičkih propisa u regiji, kojima je, između ostalog, propisana obvezna ugradnja armiranobetonskih ukrućujućih elemenata (serklaža) tijekom izgradnje zidanih zgrada. Danas, omeđeno ziđe predstavlja uobičajeni nosivi sustav zidanih zgrada.

Prema Europskoj makroseizmičkoj ljestvici (EMS - 98) građevine se mogu klasificirati u odnosu na njihovu seizmičku oštećljivost [4]. Razredi oštećljivosti mogu biti u rasponu od A do F, gdje razred A označava seizmički najslabije ili najoštećenije građevine, a razred F one za koje se očekuje najpovoljniji ili najpoželjniji odgovor na utjecaj potresa. Sukladno kriterijima iz EMS - 98 mogu se za pojedine klase oštećljivosti i seizmički intenzitet procijeniti stupnjevi oštećenja [2]. Stupnjevi oštećenja su od 1 do 5 i odgovaraju povećanju potresnog intenziteta. Oštećenje stupnja 1 znači manja oštećenja nenosivih elemenata i zanemarive štete na nosivoj konstrukciji, dok najviši stupanj oštećenja 5 upućuje na teška oštećenja konstruktivnih elemenata uključujući i djelomično ili potpuno rušenje konstrukcije.

Zgrada analizirana u ovom radu pripada razredu čiju nosivu konstrukciju čini neomeđeno ziđe i armiranobetonski stropovi, a mlađa je od 60 godina. Za 7. stupanj seizmičkog intenziteta prema opisnoj ljestvici (odgovara području grada Sarajeva za povratni period od približno 500 godina) mogu se očekivati umjerena do velika oštećenja, odnosno stupanj oštećenja 3 - 4, [2].

2. Numeričko modeliranje analizirane zidane zgrade

Modeliranje postojećih konstrukcija uslijed djelovanja seizmičkog opterećenja složen je zadatak s obzirom na niz nepoznanica vezanih uz mehanička svojstva materijala od kojih je izgrađena konstrukcija kao i njenom nelinearnom odgovoru na jača podrhtavanja tla. Općenito, razlikuju se dva osnovna pristupa numeričkom modeliranju ziđa. U prvom pristupu, mikromodeliranje, modeliraju se pojedinačno sve komponente sustava, zidni element, mort, kao i sljubnice između zidnog elementa i morta, dok su u drugom pristupu, makromodeliranje, zidni elementi, mort i sljubnice "razmazani" u homogeni kontinuum [5]. Pristup mikromodeliranja se primjenjuje kada je potreban jasniji uvid u lokalno ponašanja ziđa, primjerice za konstruktivne detalje i manje elemente sustava (prizme, mali uzorci ziđa i sl.). Ako je potrebno modelirati cijelu konstrukciju za proračun, kao što je slučaj u analiziranom primjeru višekatne zgrade, primjereniji je pristup makromodeliranja, odnosno homogenizacije konstitutivnih elemenata. Slijedi opis svojstva materijala potrebnih za modeliranje.

2.1. Svojstva konstitutivnih materijala

2.1.1. Tlačna čvrstoća ziđa

Prema Eurokodu 6 [6], karakteristična tlačna čvrstoća ziđa zidanog mortom opće namjene kada su sljubnice morta u potpunosti ispunjene, i uzimajući u obzir faktor oblika δ , određuje se pomoću izraza:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} \quad (1)$$

gdje su:

f_k - karakteristična tlačna čvrstoća зида, izražena u N/mm^2

K - konstanta koja ovisi o vrsti zidnog elementa i morta

f_b - normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa u smjeru djelovanja opterećenja, izražena u N/mm^2

f_m - normirana tlačna čvrstoća morta, izražena u N/mm^2 .

2.1.2. Modul elastičnosti зида

Ne postoje li eksperimentalni podaci, Eurokod 6 [6] predlaže da se modul elastičnosti odredi prema izrazu:

$$E = 1000 \cdot f_k \text{ [MPa]} \quad (2)$$

ili se može primijeniti prijedlog Pauley - a [7], izraz (3):

$$E = 750 \cdot f_k \text{ [MPa]} \quad (3)$$

2.1.3. Tlačna i vlačna energija sloma

Prema Lourençu [8], a na temelju takozvanog modela *Code90* [9] za beton, vlačna energija sloma se može odrediti prema izrazu:

$$G_f = 0,025 \cdot (2 \cdot f_t)^{0,7} \text{ [N/mm]} \quad (4)$$

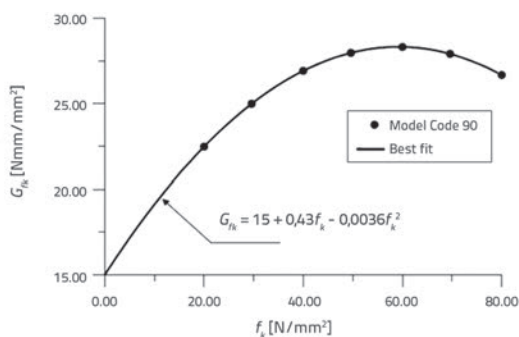
gdje je:

f_t - vlačna čvrstoća зида, izražena u N/mm^2

uz pretpostavku da je omjer vlačne i tlačne čvrstoće iznosi 5 %. Indeks duktilnosti definiran je odnosom:

$$d = \frac{G_f}{f_t} \quad (5)$$

a za opeku se preporučuje vrijednost u iznosu od 0,029 mm [10]. Određivanje tlačne energije sloma također se temelji na takozvanom modelu *Code90* [9] za vršnu deformaciju od 0,2 %, kao što je prikazano na slici 2.



Slika 2. Tlačna energija sloma prema modelu *Code 90* [9]

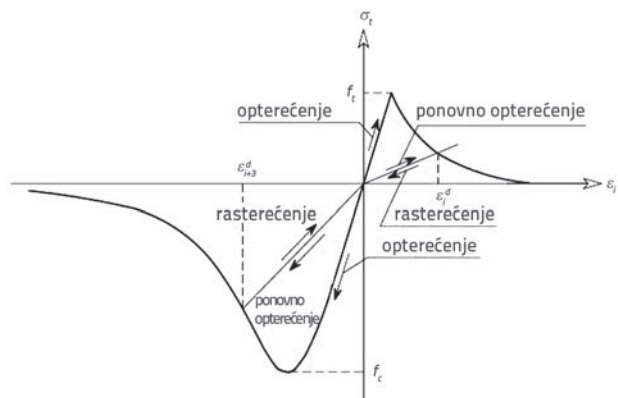
Primjenjivost ove krivulje je u opsegu od 12 do 80 N/mm^2 , a definira se pomoću izraza:

$$G_{Rk} = 15 + 0,43 \cdot f_k - 0,036 \cdot f_k^2 \text{ [N/mm]} \quad (6)$$

pri čemu se za $f_k < 12 \text{ N/mm}^2$ i $f_k > 80 \text{ N/mm}^2$ preporučuju vrijednosti $d = 1,6 \text{ mm}$, odnosno $d = 0,33 \text{ mm}$ [10]. Više pojedinosti o tome vidljivo je u radovima [11-13].

2.1.4. Materijalna nelinearnost

Za nelinearno ponašanje зида odabrana je parabolična zakonitost naprezanje - deformacija za tlak, koja se temelji na Hillovom kriteriju tečenja, bez poprečnog omeđivanja i bez smanjenja pukotina u poprečnom smjeru. Vlačna zakonitost temeljena na Rankineovom kriteriju tečenja, opisana je pomoću eksponencijalnog dijagrama vlačnog omekšavanja. Ponašanje na posmik nakon pojave pukotina definirano je pomoću faktora zadržavanja njegovog linearnog ponašanja (eng. *retention factor*), a koji iznosi $\beta = 0,01$. Više pojedinosti o tome u radovima [11-13]. Odabrana materijalna nelinearnost prikazana je na slici 3.



Slika 3. Nelinearno ponašanje зида [14]

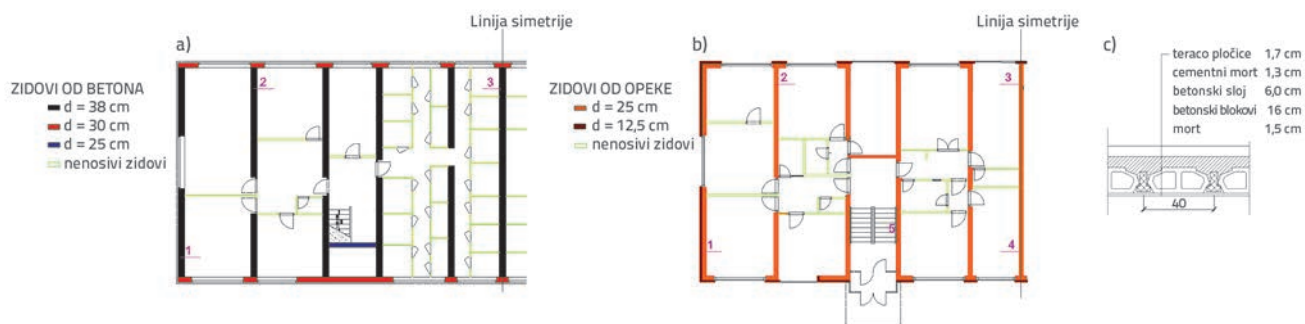
3. Analizirana zidana zgrada

3.1. Opis konstrukcije

Analizirana je tipična stambena nearmirana zidana konstrukcija koja se nalazi u Sarajevu, u naselju Grbavica (slika 4.), projektirana i izgrađena 1957. godine.



Slika 4. Promatrana zgrada izgrađena 1957. godine



Slika 5. a) tlocrt kata promatrane zgrade; b) tlocrt podruma; c) Herbst elementi

Zanimljivo je spomenuti da u to vrijeme nije bilo službenih seizmičkih propisa. Nakon snažnog potresa koji se dogodio 1963. godine u Skoplju dolazi do uvođenja i primjene prvih seizmičkih propisa. Tlocrt prikazan na slici 5. prikazuje nosivu konstrukciju sa zidovima položenim većinom u Y-smjeru.

3.2. Geometrijske izmjere i primijenjeni materijali

Izmjere zgrade u tlocrtu su 38,0 m × 13,0 m, a ima 7 etaža (podrum + prizemlje + 5 katova). Nosivu konstrukciju čine zidovi od opeke koji su položeni većinom u poprečnom smjeru (smjer Y), kao što se može vidjeti na slici 5., i polumontažne stropne konstrukcije. Uzdužni fasadni zidovi (smjer X) oslabljeni su velikim brojem otvora (slika 4.), dok poprečni vanjski zidovi imaju po jedan otvor na svakom katu. Unutrašnji poprečni zidovi imaju otvore za vrata površine od 2,3 m² do 6,9 m². Ukupna površina otvora kod vanjskih zidova u uzdužnom smjeru iznosi 19,8 %, dok u Y pravcu iznosi samo 8,6 %. Prema tome, horizontalna nosivost zidova u uzdužnom pravcu zgrade znatno je manja u odnosu na horizontalnu nosivost u poprečnom smjeru.

Unutarnji nosivi poprečni zidovi (smjer Y) izgrađeni su od pune opeke i debljine su 0,25 m, a fasadni zidovi imaju i dodatnu šuplju opeku (debljine 0,125 m). Korištena je opeka uobičajenih izmjera, 25 × 12 × 6,5 cm, povezana cementnim mortom. Podrumski zidovi su izgrađeni od armiranog betona. Zidovi u smjeru Y debljine su 0,38 m, vanjski zidovi u smjeru X (uzdužni) 0,30 m, a dva unutarnja zida 0,25 m (slika 5.b.). Stropne konstrukcije su izgrađene od polumontažnih *Herbst* betonskih šupljih elemenata (slika 5.c.).

3.3. Vizualni pregled i eksperimentalna istraživanja

Vizualnim pregledom utvrđeno je da nije došlo do promjena tlocrtnog plana konstrukcije niti do promjene namjene, te da nema oštećenja na zgradi. Obavljena je provjera geometrijskih izmjera. Da bi se dobili podatci o mehaničkim i fizikalnim svojstvima materijala, provedena su eksperimentalna istraživanja. Točnije, određena je tlačna čvrstoća opekastih elemenata i tlačna čvrstoća betonskih zidova. Na temelju eksperimentalnih istraživanja, koje je proveo Institut za materijale i konstrukcije Građevinskog

fakulteta u Sarajevu, određene su tlačne čvrstoće elemenata od opeke i betonskih valjaka. Na osnovi eksperimentalnih rezultata određeni su ulazni podaci potrebni za modeliranje konstrukcije. Utvrđeno je da tlačna čvrstoća elemenata od opeke odgovara klasi M150 (nova oznaka M15) i ispunjava uvjete za nosive zidove. S obzirom na to da nije bilo moguće provesti uzorkovanje morta iz postojeće zgrade, odlučeno je da se na temelju brojnih prijašnjih istraživanja koja je provodio Institut za materijale i konstrukcije u Sarajevu usvoji vrijednost tlačne čvrstoće morta u iznosu od 2,5 N/mm². Na osnovi ispitivanja betonskih valjaka promjera 100 mm utvrđena je marka betona MB25 koja približno odgovara klasi C20/25 prema Eurokodu 2. Armaturne šipke su promjera $\varnothing = 14$ mm, a vrsta čelika odgovara ranije primjenjivanom glatkom čeliku GA240/360 (granica tečenja 240 N/mm²). Mjesta uzorkovanja označena su na slici 5. za elemente od opeke i za betonske elemente.

3.3.1. Svojstva primijenjenih materijala

Prema izrazu (1), i za vrijednost $K = 0,45$ tlačna čvrstoća žiđa iznosi $f_k = 4,07$ N/mm². Konstrukcija je analizirana s obje vrijednosti modula elastičnosti. Prema izrazu (2), modul elastičnosti iznosi $E = 4070$ N/mm², a prema izrazu (3) $E = 3052,5$ N/mm². Međutim, dalje se prikazuje samo vrijednost preporučena u Eurokodu 6.

Volumna gustoća primijenjene opeke iznosi 1900 kg/m³, no kako bi se uzela u obzir nenosiva šuplja fasadna opeka koja predstavlja samo oblogu, vrijednost je povećana proporcionalno masi, dok je debljina zadržana i iznosi $d = 25$ cm. Na taj način krutost zidova je ostala nepromijenjena (u tablici 1. označeno je sa *).

Vlačna energija sloma je određena prema izrazu (4) i iznosi $G_f = 0,10$ N/mm. Tlačna energija sloma određena prema izrazu (6) iznosi $G_{rk} = 6,51$ N/mm. Ulazni podaci su objedinjeni u tablici 1. U usporedbi s mehaničkim svojstvima postojećih zgrada, koje se mogu pronaći u [15-16] (vrijednosti naznačene u zagradama tablice 1.), uočava se zadovoljavajuća usklađenost.

Prema eksperimentalnim istraživanjima utvrđeno je da beton odgovara marki MB25, što približno odgovara klasi C20/25. U skladu s tim usvojene su srednje vrijednosti prema Eurokodu 2 [17], što je prikazano u tablici 2.

Tablica 1. Svojstva zidova od opeke korištena prilikom modeliranja

Element	Svojstvo	Tlačna čvrstoća f_k [N/mm ²]	Tlačna energija sloma, G_{fk} [N/mm]	Vlačna čvrstoća f_t [N/mm ²]	Vlačna energija sloma, G_f [N/mm]	Posmična čvrstoća prema EC6 [N/mm ²]	Modul elastičnosti, E [N/mm ²]	Poissonov koeficijent ν	Gustoća ρ [kg/m ³]
Fasadni zidovi od opeke debljine (25 + 12,5 cm)		4,07 (1,5-10)	6,51	0,20 (0,10-0,70)	0,10	1,02	4070 (1500-3800)	0,20	2700*
Unutarnji zidovi od opeke debljine 25 cm		4,07 (1,5-10)	6,51	0,20 (0,10-0,70)	0,10	1,02	4070 (1500-3800)	0,20	1900

Tablica 2. Svojstva betonskih zidova usvojena za proračun

Element	Svojstvo	Srednja tlačna čvrstoća, f_{cm} [N/mm ²]	Srednja vlačna čvrstoća, f_{ctm} [N/mm ²]	Modul elastičnosti, E [N/mm ²]	Poissonov koeficijent ν	Gustoća ρ [kg/m ³]
Međukatna konstrukcija debljine 26,5 cm		24	2,2	27000	0,20	2190
Krov debljine 43,5 cm		24	2,2	27000	0,20	2050
Betonski zidovi debljine 38, 30 i 25 cm		24	2,2	30000	0,2	2400

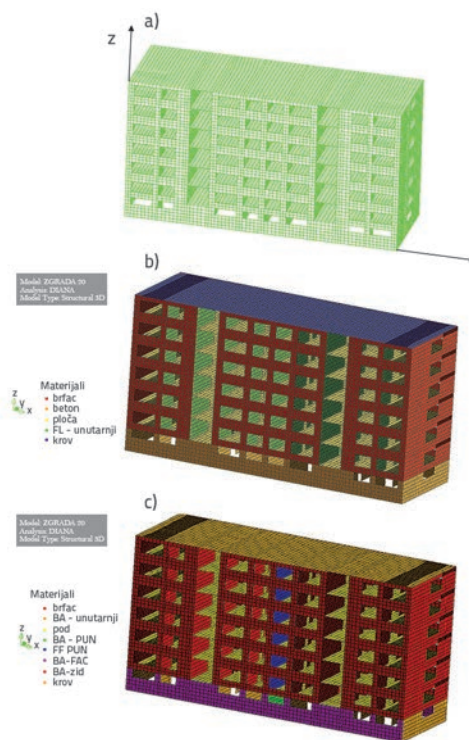
3.3.2. Nelinearno ponašanje

Nelinearno ponašanje zida definirano je pomoću takozvanog *Total Strain Fixed Crack* modela koji je pobliže opisan u programskom paketu DIANA [18]. Za nelinearno ponašanje zida odabrana je parabolična veza zakonitosti naprezanje - deformacija za tlak, koji se temelji na Hillovom kriteriju tečenja, bez poprečnog omeđivanja i bez smanjenja pukotina u poprečnom smjeru, s tlačnom čvrstoćom zida koja iznosi $f_k = 4,07$ N/mm² i odgovarajućom tlačnom energijom sloma u vrijednosti od $G_{fk} = 6,51$ N/mm. Vlačna zakonitost, temeljena na Rankinovom kriteriju tečenja, opisana je pomoću eksponencijalnog dijagrama vlačnog omekšavanja, s vlačnom čvrstoćom zida $f_t = 0,2$ N/mm² i vlačnom energijom sloma $G_f = 0,1$ N/mm. Ponašanje na posmik nakon pojave pukotina definirano je pomoću posmičnog faktora zadržavanja $\beta = 0,01$ [18]. Za više pojedinosti upućuje se na [18, 11-13]. Materijalna nelinearnost prikazana je na slici 3.

Odabrano je Rayleighovo prigušenje jer konstrukcija ima isti konstruktivni sustav i isti materijal cijelom visinom zgrade. Za nelinearnu statičku metodu postupnog guranja i nelinearnu dinamičku metodu u vremenu primijenjena je ista metoda iteracije (Newton - Raphson), a za integraciju u vremenu bilo je nužno primijeniti implicitnu Hilbert - Hughes -Taylorovu metodu [18]. Obrazloženje je za to u činjenici da zide ima vrlo nisku vlačnu čvrstoću, prema tome postoji nagli prijelaz iz elastičnog područja na trenutačno raspucano stanje s razvojem vrlo velikog broja pukotina, što vodi do krutosti približno jednakoj nuli.

3.3.3. Model analizirane zidane zgrade

Konstrukcija je modelirana metodom konačnih elemenata (eng. *Finite Element Method*) sa zakrivljenim ravninskim (eng. *shell*)



Slika 6. a) konačni 3D model; b) različiti materijali; c) fizikalna svojstva

elementima. Tu vrstu elemenata karakterizira 8 čvorova s 5 stupnjeva slobode po čvoru (40 stupnjeva slobode svakog elementa). Nakon formiranja mreže konačnih elemenata, konačni 3D model sastoji se od 84.523 čvorova i 28.522 elementa (slika 6.a). Različita materijalna i fizikalna svojstva prikazana su na slikama 6.b i 6.c.

Za usvojene četverostrane elemente odabrana je Gaussova integracijska shema u ravnini s 3 × 3 točaka integracije na svakoj strani, što predstavlja minimum prema Zienkiewiczu [19]. Kako bi se uzelo u obzir nelinearno ponašanje kroz debljinu elementa, odabrano je 5 točaka, što je definirano Simpsonovim pravilom. Newton - Raphsonova metoda odabrana je kao metoda iteracije.

Linearni statički proračun i modalna analiza provedeni su za cijelu konstrukciju. Primijenjene su stvarne krutosti elemenata, no proračunom se pokazalo da su stropne konstrukcije krute u svojoj ravnini, što omogućava raspodjelu horizontalnih sila na zidove prema njihovoj krutosti. Za nelinearnu statičku analizu metodom postupnog guranja i nelinearnu dinamičku metodu u vremenu zadržana je ista gustoća mreže konačnih elemenata, no s obzirom na simetričnost konstrukcije odlučeno je da se proračunom obuhvati samo pola konstrukcije uz primjenu odgovarajućih rubnih uvjeta. U skladu s tim, pola konstrukcije je modelirano s 45.443 čvora i 15.759 elemenata. Kod primjene nelinearne dinamičke metode u vremenu zgrada je izložena djelovanju potresa Petrovac iz 1979. godine, koji je skaliran na različite vrijednosti vršnog ubrzanja tla a_g u iznosu od 0,1 g, 0,2 g i 0,43 g.

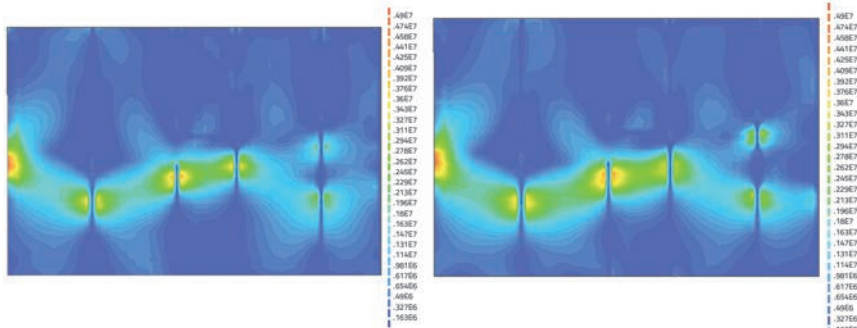
4. Rezultati

4.1. Linearni statički proračun

Linearni statički proračun je proveden radi provjere reakcija, razine naprezanja i relativnih deformacija uslijed djelovanja vlastite težine. Kako je navedeno u poglavlju 3, stropne konstrukcije su modelirane kao linearno elastične i trebalo je provjeriti jesu li glavna vlačna naprezanja u međukatnim konstrukcijama manja od vlačne čvrstoće. Kao što se može vidjeti na slici 7., ploča je najvećim dijelom izložena vlačnim naprezanjima koja su manja od 2,2 MPa, s koncentracijom vlačnih naprezanja na mjestima oslanjanja na zidove što je uzrokovano uvjetima kompatibilnosti.

4.2. Metoda postupnog guranja

Primijenjena je metoda postupnog guranja koja predstavlja nelinearni statički proračun u kojem se inkrementalno



Slika 7. Vlačno naprezanje u ploči prvog i drugog kata u krajnjem stadiju

povećavaju horizontalne sile u razinama katova, a pri konstantnom gravitacijskom opterećenju. Horizontalne sile su aplicirane samo u smjeru "± Y" i promatran je pomak čvora na vrhu zgrade, označen s 44014 (slika 8.). Raspodjela horizontalnog opterećenja po visini je proporcionalna masi konstrukcije. Krivulje kapaciteta su određene uspostavljajući vezu između koeficijenta opterećenja definiranog pomoću izraza (7), i horizontalnog pomaka.

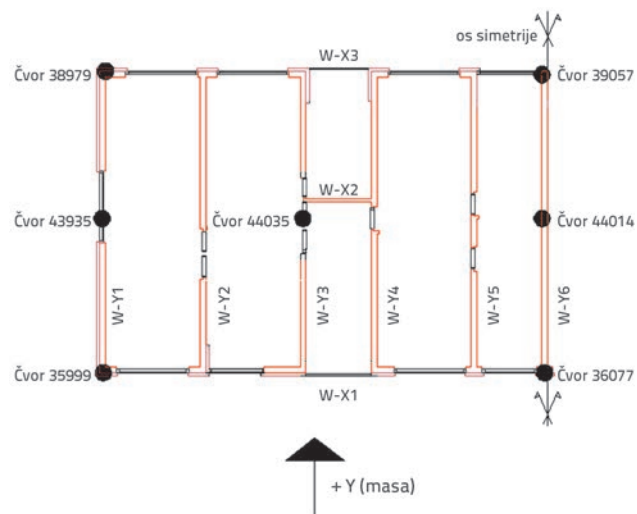
$$\alpha = \frac{\sum F_H}{\sum F_V} \cdot 100 \text{ [%]} \tag{7}$$

gdje je:

$\sum F_H$ - suma svih reakcija na dnu konstrukcije pri svakom inkrementu u horizontalnom smjeru, i

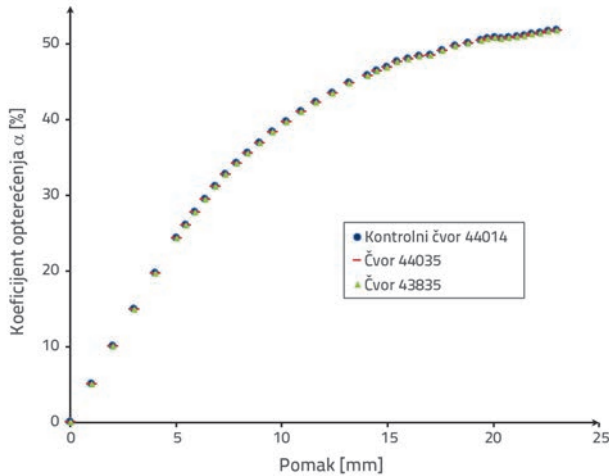
$\sum F_V$ - suma svih reakcija na dnu konstrukcije pri svakom inkrementu u vertikalnom smjeru (gravitacijsko opterećenje).

Odabran je kontrolni čvor koji se nalazi na osi simetrije u krovnoj ravnini, čvor broj 44014, te dva dodatna čvora koja se nalaze na istom pravcu (čvor 44035 i 43935) kako bi se utvrdilo ponašanje stropne konstrukcije (slika 8.).



Slika 8. Pozicija čvorova; oznaka zidova; pravac horizontalne sile

Analizirani su horizontalni pomaci čvorova na vrhu konstrukcije na istoj horizontalnoj liniji (43935, 44035 i 44014), kako bi se dokazala pretpostavka o aksijalno krutim stropnim konstrukcijama. Pomaci tih čvorova su isti, što ukazuje na aksijalno kruto ponašanje stropnih konstrukcija (slika 9).



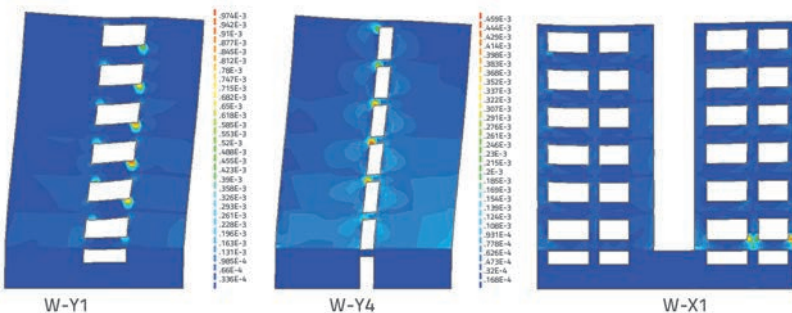
Slika 9. Krivulje kapaciteta za čvorove 44014, 44035 i 43935

4.2.1. Metoda postupnog guranja - razvoj pukotina

U nastojanju da se bolje shvati nelinearno ponašanje konstrukcije, odabrane su tri karakteristične točke na krivulji kapaciteta koje odgovaraju koeficijentima opterećenja $\alpha = 24,3; 39,7$ i $51,8$ % (slika 9). Analizirane su glavne relativne vlačne deformacije na poprečnim nosivim i fasadnim zidovima.

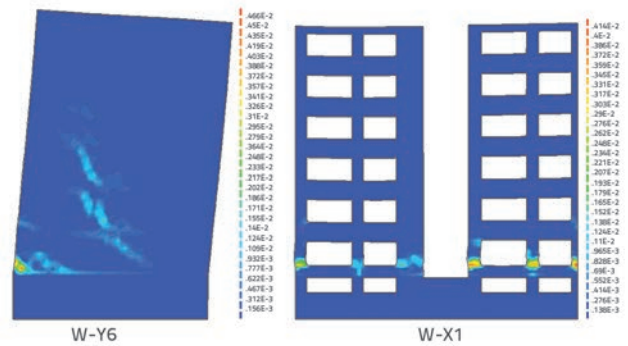
Prva razina, faktor opterećenja $\alpha = 24,3$ % odgovara početku uočenog nelinearnog ponašanja konstrukcije, druga razina je $\alpha = 39,7$ %, a treći faktor opterećenja $\alpha = 51,8$ % predstavlja konačno stanje koje odgovara završetku proračuna. Na ovaj se način može pratiti razvoj oštećenja odnosno pojave pukotina.

Kao što se može vidjeti na slici 10., formiranje pukotina uočeno je na nosivim zidovima paralelno pravcu djelovanja sile (pravac Y). Pri tome se prve pukotine formiraju oko otvora uslijed koncentracije naprezanja i takozvanih slabih mjesta na konstrukciji. S druge strane prve pukotine koje se javljaju na fasadnim zidovima (pravac X) nalaze se na gornjim katovima, a tek nakon njihove pojave stvaraju se pukotine u prizemlju zida W-X1. Pukotine najprije nastaju na nosivom zidu W-Y1, a nakon toga se pojavljuju na nosivim zidovima W-Y3 i W-Y4. Seizmički odgovor konstrukcije dominantno ovisi o zidovima položenim u smjeru Y.

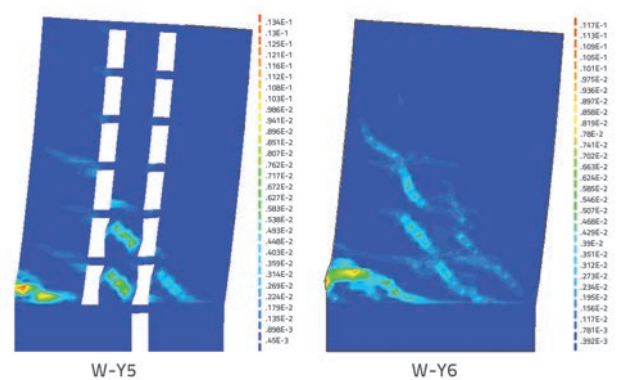


Slika 10. Glavne vlačne relativne deformacije nosivih zidova W-Y1, W-Y4 i fasadnog zida W-X1 ($\alpha = 24,3$ %)

Međutim, u drugom koraku, pri vrijednosti koeficijenta opterećenja $\alpha = 39,7$ %, dolazi do nastanka velikog broja novih pukotina i njihovo prostriranje je posebno izraženo na nosivom zidu W-Y6. Od ove razine opterećenja uočeno je stvaranje većeg broja pukotina na nosivim zidovima W-Y5, W-Y4, što se nastavlja na zidu W-Y1, dok istovremeno zidovi W-Y2 i W-Y3 imaju manju količinu pukotina u odnosu na navedene zidove. Razlozi leže u veličinama krutosti pojedinih zidova i očito dolazi do preraspodjele naprezanja. Preraspodjela seizmičkog opterećenja moguća je uslijed duktilnosti dijelova na manje oštećene i neoštećene zidove. Na taj način dolazi do disipacije energije tijekom odgovora konstrukcije na seizmičko djelovanje.



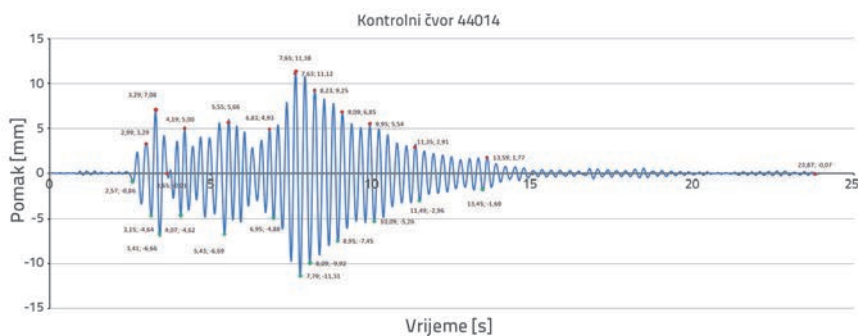
Slika 11. Glavne vlačne relativne deformacije nosivog zida W-Y6 i fasadnog zida W-X1 ($\alpha = 39,73$ %)



Slika 12. Glavne vlačne relativne deformacije nosivih zidova W-Y5 i W-Y6 ($\alpha = 51,8$ %)

Također, primjetna je koncentracija oštećenja na fasadnom zidu (W-X1) u visini prizemlja. Jasno se uočava formiranje vertikalnih pukotina na mjestima križanja uzdužnih i poprečnih zidova te na mjestima otvora (slika 11.).

Mjesto stvaranja najvećih pukotina nalazi se u dijelu između podruma i prizemlja. Može se zaključiti da je podrum znatno krući, dok se gornji dio konstrukcije ponaša kao "drugo" tijelo koje ima znatno veće pomake. Ovakvo ponašanje se može objasniti



Slika 13. Horizontalni pomak kontrolnog čvora 44014 u funkciji vremena

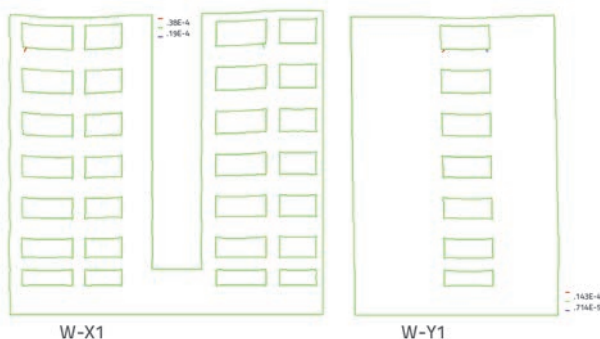
velikom razlikom u krutosti između podruma od armiranog betona i gornjih katova koji su izgrađeni od opeke. Konačno, pri koeficijentu opterećenja $\alpha = 51.83\%$, najveći broj pukotina se nalazi na nosivim zidovima W-Y6 i W-Y5 uzrokovanih posmikom (slika 12).

4.2.2. Nelinearna dinamička metoda u vremenu - razvoj pukotina

a) $a_g = 0,1 g$

Da bismo mogli promotriti razvoj oštećenja konstrukcije tijekom potresa, nužno je analizirati stanje (distribuciju glavnih vlačnih relativnih deformacija) u različitim koracima. Na slici 13. je prikazana promjena horizontalnih pomaka u funkciji vremena za kontrolni čvor 44014 (kao i u slučaju analize metodom postupnog guranja). Maksimalni pomak iznosi -11,38 mm pri vremenu od 7,65 s.

Zanimljivo je promatrati plastične odnosno trajne deformacije. Prve nepovratne deformacije, odnosno stalna oštećenja, javljaju se u vremenu $t = 3,29$ s na fasadnim uzdužnim zidovima (W-X1 i W-X3) i to na gornjim katovima u području oko otvora. Istovremeno su manja oštećenja zapažena na poprečnom zidu (W-Y1) ispod prozora na najvišem katu, kako je prikazano na slici 14.

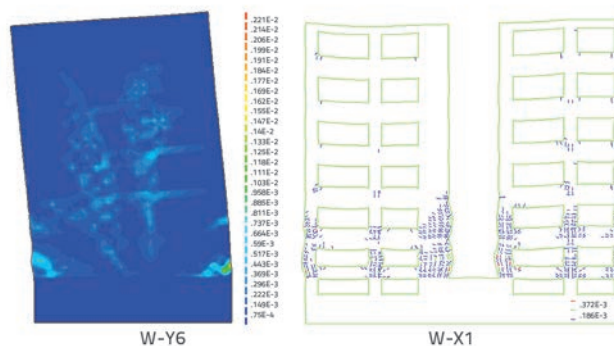


Slika 14. Stalna oštećenja uočena u vremenu $t = 3.29$ s

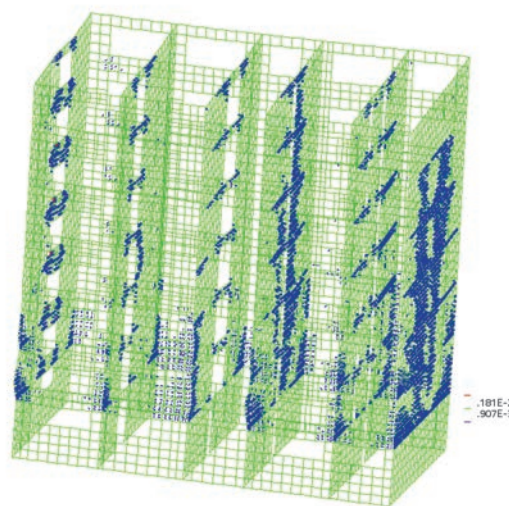
Slika 15. (lijevo) prikazuje razvoj posmičnih pukotina (elastičnih i plastičnih) u vremenu 7,79 s, dok slika 15. (desno) prikazuje samo trajne pukotine. Naglašena je koncentracija oštećenja na donjim etažama konstrukcije kao i u područjima oko

otvora. Kod ove vrste konstrukcija uobičajena je pojava dijagonalnih pukotina uzrokovanih djelovanjem horizontalnih sila od potresa u ravnini zida. U području oko otvora uslijed savijanja dolazi i do pojave vertikalnih pukotina. Horizontalne pukotine koje se javljaju lokalno, uglavnom u gornjim etažama, mogu se pripisati čistom posmiku uslijed malog vertikalnog opterećenja. Slika 16. prikazuje prostiranje pukotina na polovini zgrade gdje se jasno vidi najveća koncentracija

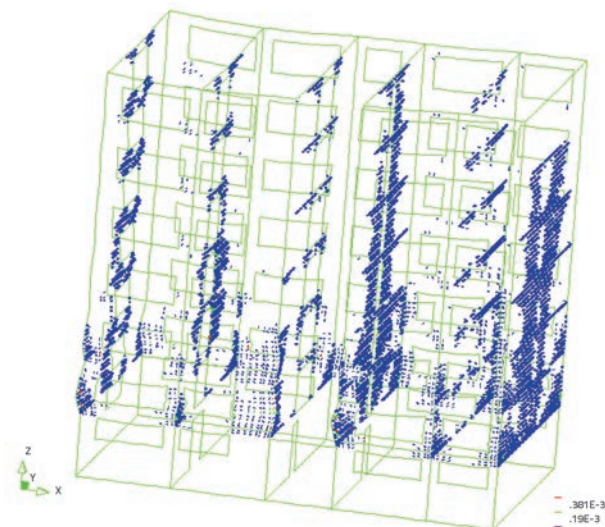
pukotina na zidovima W-Y6 i W-Y4, dok su najšire pukotine zastupljene na prizemnoj etaži fasadnog uzdužnog zida W-X1 kao i na zidu W-X3. Lokalne pukotine veće širine nalaze se i na poprečnim nosivim zidovima u blizini otvora, gdje od početka potresa dolazi do koncentracije naprezanja. Može se uočiti i preraspodjela naprezanja s više oštećenih na manje oštećene elemente. Slika 17. prikazuje konačnu sliku stalnih nepovratnih pukotina nakon prestanka djelovanja potresa.



Slika 15. Oštećenja zidova W-Y6 i W-X1 u 7,79 s djelovanja potresa

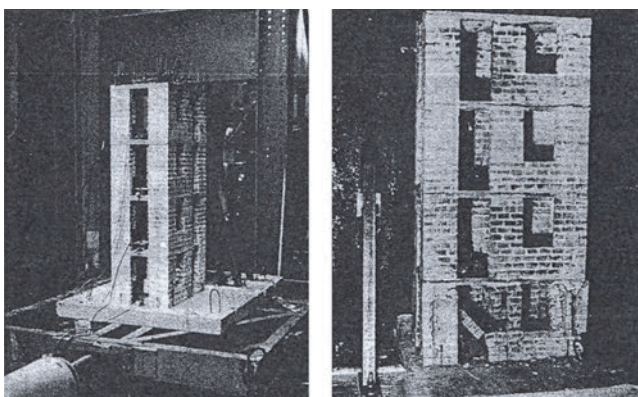


Slika 16. Prostiranje stalnih nepovratnih pukotina na cijeloj konstrukciji u 7,79 s djelovanja potresa



Slika 17. Prostiranje pukotina na cijeloj konstrukciji nakon prestanka djelovanja potresa (0,10 g)

Razmatrajući općenito ponašanje odabrane tipične zidane konstrukcije u BiH, može se uspostaviti korelacija s eksperimentalnim istraživanjima koja je proveo Tomažević 1991. godine [15], gdje je također uočeno da se koncentracija oštećenja javlja na području prve etaže slične zgrade, što je prikazano na slici 18.



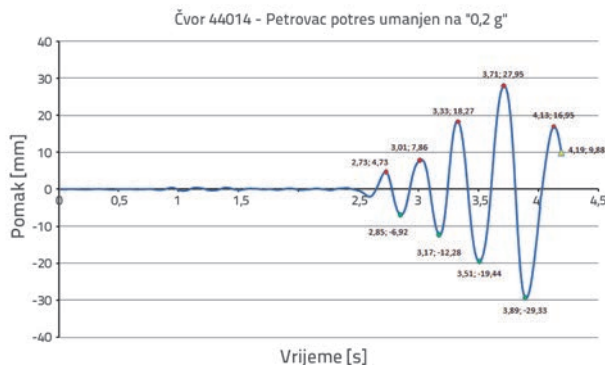
Slika 18. Eksperimenti na četverokatnoj zidanoj zgradi [15]

Prizemlje kod analiziranog primjera višekatne zgrade odgovara prvoj etaži modela zgrade ispitane eksperimentalno, s obzirom na to što realna višekatna zgrada ima relativno krutu podrumsku etažu od armiranog betona. Stoga se ova vrsta zidane konstrukcije može modelirati kao takozvani *storey mechanism model* [15, 20]. Osnovne pretpostavke ovog modela su: dobra veza između zidova i aksijalno krute ploče u svojoj ravnini. Ovo znači da se seizmičke sile prenose na zidove sukladno njihovim krutostima, a što je i pokazano primijenjenim modelom u prethodnim poglavljima.

b) $a_g = 0,2 g$

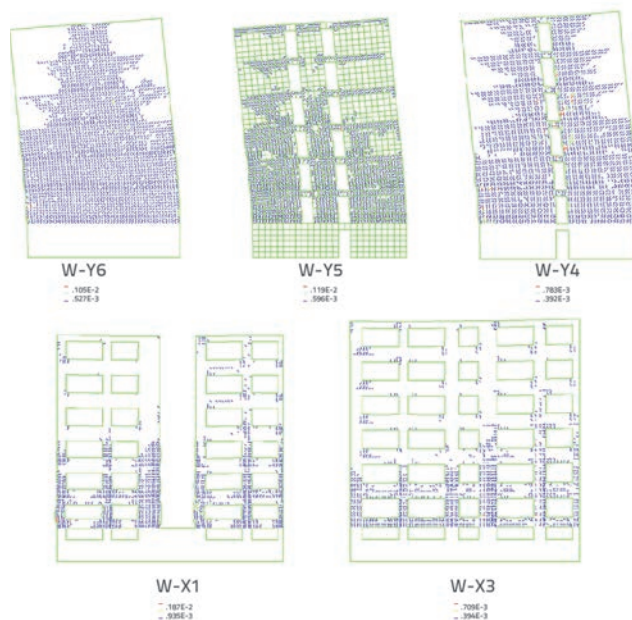
Slijedi prikaz proračuna konstrukcije na djelovanje istog zapisa potresa, pri čemu je vršno ubrzanje tla skalirano na $a_g = 0,2 g$.

Slika 19. prikazuje horizontalni pomak kontrolnog čvora 44014 u funkciji vremena.



Slika 19. Horizontalni pomak kontrolnog čvora 44014

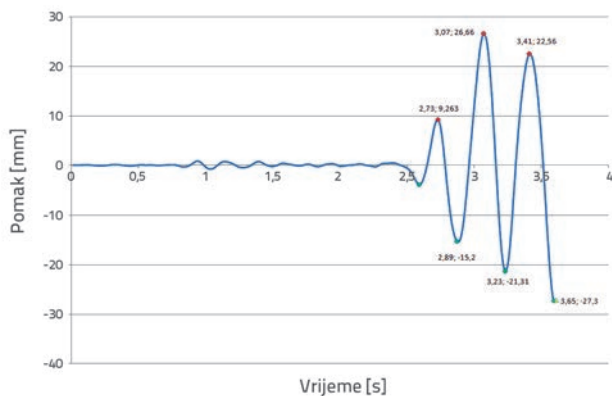
Nakon vremena $t = 4,19 s$ dolazi do izuzetno velikih oštećenja konstrukcije i proračun je zaustavljen. Razvoj stalnih pukotina u vremenu $t = 3,71 s$ prikazan je na slici 20. Vrijednost maksimalnog pomaka na vrhu konstrukcije (kontrolni čvor 44014) iznosi oko 30 mm. Koncentracija oštećenja je očita na donjim etažama konstrukcije s postupnim prostiranjem prema vrhu zgrade.



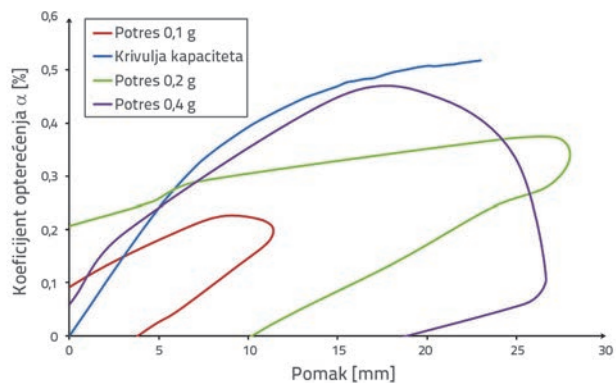
Slika 20. Stalne pukotine u vremenu $t = 3,71 s$

c) $a_g = 0,43 g$

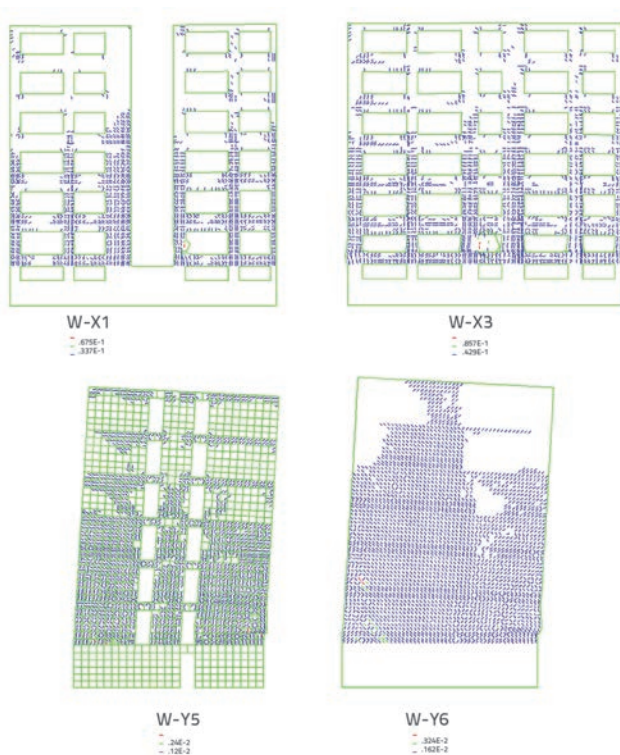
Izlaganjem konstrukcije na djelovanje stvarnog zapisa potresa koji se dogodio u Petrovcu 1979. godine, pri čemu maksimalno ubrzanje tla iznosi $a_g = 0,43 g$, značajni pomaci su očiti već od $t = 3,65 s$ (slika 21.), što uzrokuje rušenje konstrukcije. Na slici 22. pokazana su oštećenja i vidljiv je slom konstrukcije na kontaktu između podruma i prizemlja



Slika 21. Horizontalni pomak kontrolnog čvora 44014



Slika 23. Dijelovi histereznih petlji i krivulja kapaciteta



Slika 22. Slom konstrukcije

uslijed nagle promjene krutosti. Uočeno oštećenje i rušenje konstrukcije može se povezati sa zgradom prikazanom na slici 1., koja je pretrpjela teška oštećenja i djelomično urušavanje nakon djelovanja potresa u Skoplju. Može se zaključiti da su takve zidane zgrade, tipične za čitavu regiju zapadnog Balkana, vrlo osjetljive na jače potrese, te da se mogu očekivati teška oštećenja.

Dijelovi histereznih krivulja dobivenih proračunima za tri razine opterećenja potresom, te krivulja kapaciteta koja je rezultat metode postupnog guranja prikazani su na slici 23. Kao što se može vidjeti, konstrukcija pri djelovanju potresa od $a_g = 0,10$ g ima relativno male pomake. Očito je da se značajna oštećenja i disipacija energije pojavljuju pri maksimalnom ubrzanju tla od $a_g = 0,20$ g, dok je cjelokupni kapacitet konstrukcije iskorišten pri djelovanju jakog potresa kao što je zapis Petrovac. Bitno je još napomenuti da pri djelovanju potresa od $a_g = 0,20$ g dolazi do neprihvatljivo velikog međukatnog pomaka od 5,77 %, pa konstrukcija za taj intenzitet opterećenja nije sigurna [11-12].

5. Zaključak

Na osnovi pokazanih rezultata može se uočiti da konstrukcija ima tipično posmično ponašanje. Kod zidova koji su paralelni djelovanju opterećenja, dolazi do pojave tipičnih dijagonalnih pukotina uslijed horizontalnog cikličnog opterećenja. Na mjestima otvora očita je koncentracija oštećenja uslijed koncentracije naprezanja. Djelovanje potresa uzrokuje najveća oštećenja na nosivim zidovima koji upravljaju ponašanjem cijele konstrukcije, što se može vidjeti na poprečnim zidovima (smjer Y) donjih katova. Oštećenja su posebno izražena između podruma i prizemlja, što se može povezati s diskontinuitetom u materijalu od kojeg je zgrada izgrađena i velikom razlikom u krutosti. Najveća oštećenja su uočena na donjim katovima gdje je evidentiran najveći međukatni pomak, što uzrokuje značajne deformacije i zahtjeve duktilnosti na nižim katovima. Takav način ponašanja uočen je na sličnim zgradama u Skoplju kao rezultat djelovanja potresa iz 1963. godine, kao i na eksperimentima koje je Tomažević provodio u Sloveniji. Na fasadnim zidovima uočeno je postupno prostiranje oštećenja s nižih prema višim etažama. Također se može zaključiti da seizmičko opterećenje uzrokuje degradaciju krutosti višekatnih zidanih konstrukcija.

LITERATURA

- [1] Hrasnica, M.: *Seizmička analiza zgrada*, Građevinski fakultet Sarajevo, 2005 (in Bosnian).
- [2] Hrasnica, M.: Damage assessment of masonry and historical buildings in Bosnia and Herzegovina, *Damage assessment and reconstruction after war or natural disasters*, eds. Ibrahimbegović, Zlatar, Springer Verlag, pp. 333–56, 2009., doi: http://dx.doi.org/10.1007/978-90-481-2386-5_13
- [3] Petrovski, T. Jakim: Damaging Effects of July 26, 1963 Skopje Earthquake, *International Conference 40 years 1963 Skopje Earthquake*, European Earthquake Engineering (SE-40EEE), pp. 1-16, 2003.
- [4] *European macro seismic scale 1998*, EMS-98, Vol.15. Luxemburg: Center Européen de Géodynamique et de Séismologie, (ed. Grunthal, G.) pp. 1–101, 1998.
- [5] Rots, J.G.: Numerical simulation of cracking in structural masonry, *Heron*, 36(2), pp. 49–63, 1991.
- [6] Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1–1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Pre-standard ENV 1998. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation; 2002; 1996.
- [7] Paulay, T., Priestley, M.J.N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc. 1997.
- [8] Lourenço, P.B., Barros, J.O., Oliveira, J.T.: Shear testing of stack bonded masonry, *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp.125-132, 2004., doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2003.08.018>
- [9] Model Code 90CEB-FIP: Comité Euro-International du Béton d'Information Lausanne, Thomas Telford Services, 1993.
- [10] Lourenço, P.B.: *Recent Advances in Masonry Modeling: Micro-Modeling and Homogenization* (Chapter), *Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*, eds. U. Galvanetto & M. H. Aliabadi, Imperial College Press, London, pp. 251–294, 2010.
- [11] Ademović, N.: Structural and seismic behavior of typical masonry buildings from Bosnia and Herzegovina, MSc thesis. University of Minho, 2011.
- [12] Ademović, N.: Ponašanje zidanih konstrukcija u BiH pri dejstvu zemljotresa sa stanovišta savremenih teoretskih i eksperimentalnih saznanja, doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Sarajevu, 2012 (in Bosnian).
- [13] Ademović, N., Hrasnica, M., Oliveira, D.V.: Pushover analysis and failure pattern of a typical masonry residential building in Bosnia and Herzegovina, *Engineering Structures*, Vol. 50, pp.13-29, 2013., doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.031>
- [14] Mendes, N. Lourenço, P.B.: Seismic assessment of masonry "Gaioleiro" building in Lisbon, Portugal. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), pp. 80–101, 2010.
- [15] Tomažević, M.: *Earthquake-resistant design of masonry buildings. Tom. 1.*, Imperial College Press, 1999., doi: <http://dx.doi.org/10.1142/p055>
- [16] Sorić, Z.: *Zidane konstrukcije, drugo izdanje*, Hrvatski savez građevinskih inženjera, Zagreb, 2004.
- [17] Eurocode 2: Design of concrete structures. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation; 2002.
- [18] DIANA 9.4. TNO.: Displacement method ANALyser 9.4. Finite element analysis. User's manual, release 9.4. Netherlands, 2009.
- [19] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., Zhu, J.Z.: *The finite element method: its basis and fundamentals*. Elsevier, 2005.
- [20] Tomažević, M.: Dynamic Modeling of Masonry Buildings: Storey Mechanism Model as a Simple Alternative, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 731–749, 1987., doi: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290150606>
- [21] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules, seismic action, and rules for buildings, Brussels, 2004.