

Primljen / Received: 8.5.2020.

Ispravljen / Corrected: 27.7.2020.

Prihvaćen / Accepted: 5.9.2020.

Dostupno online / Available online: 10.11.2020.

Pouzdanost tradicionalnih zidanih građevina s drvenim stropovima na potresno djelovanje

Autori:



Dr.sc. **Ljupko Perić**, dipl.ing.građ.
MWV Bauingenieure AG, Švicarska
l.peric@mwv.ch

Autor za korespondenciju



Ivan Matorić, dipl.ing.građ.
PASE Zagreb Consulting, Hrvatska
PASE San Jose, USA,
ivan.matoric@pase.com

Prethodno priopćenje

Ljupko Perić, Ivan Matorić

Pouzdanost tradicionalnih zidanih građevina s drvenim stropovima na potresno djelovanje

Nakon potresa koji je pogodio Zagreb 22. ožujka 2020. oštećene su brojne građevine od ziđa s drvenim stropovima, tipične za gradnju potkraj 19. stoljeća. Zbog nedostatka pouzdanih analiza takvih građevina na potresna djelovanja, teško je procijeniti razinu rizika kojima su one izložene za slučaj računске potresne situacije. U ovome radu su predstavljeni rezultati potresne analize ponašanja jedne takve građevine. Analiza je temeljena na pomacima, a poznata je kao Performance Based Design (PBD metoda). Razmatrana je stvarna potreba, učinkovitost i načini poboljšanja odziva ovoga tipa građevine na potresna djelovanja.

Ključne riječi:

potres, zidane građevine, drveni stropovi, PBD metoda

Research Paper

Ljupko Perić, Ivan Matorić

Reliability of traditional timber-floor masonry buildings to seismic action

A considerable number of timber floor masonry structures, typical for construction practices of the late 19th century, were damaged in the earthquake that struck Zagreb on 22 March 2020. Due to the lack of reliable earthquake analyses of this type of structures, it is difficult to estimate the level of risk such buildings are exposed to in the case of design earthquake events. The results of seismic analysis of one such structure are presented in the paper. The analysis is based on displacements and is known as PBD (Performance Based Design). The real necessity, efficiency, and methods for improving seismic response of this type of structures, are discussed.

Key words:

earthquake, masonry buildings, timber floors, PBD method

Vorherige Mitteilung

Ljupko Perić, Ivan Matorić

Zuverlässigkeit traditioneller Mauerwerksgebäude mit Holzdecken bei Erdbebeneinwirkung

Bei dem starken Erdbeben, das am 22. März 2020 Zagreb erschüttert hat, wurden zahlreiche Gebäude, typisch für die Bauart des späten 19. Jahrhunderts, beschädigt. Da aber verlässliche Erdbebenanalysen solcher Tragwerke fehlen, ist es schwierig das Risiko abzuschätzen, dem solche Bauten im Falle eines Bemessungsbebens ausgesetzt worden wären. In dieser Arbeit wurden Ergebnisse einer, auf Verformungen basierten Erdbebenanalyse vorgestellt und diskutiert. Die möglichen Ertüchtigungsmassnahmen, deren Notwendigkeit sowie Art deren Ausführung wurden aufgezeigt.

Schlüsselwörter:

Erdbeben, Mauerwerksgebäude, Holzdecken, PBD-Methode

1. Uvod

Potresi su izvanredna djelovanja koja se javljaju u statistički precizirano definiranim vremenskim razmacima nazvanim povratnim razdobljima. Osnovni alat kojim se inženjeri koriste u analizi konstrukcija na potresna djelovanja jesu računski spektri odziva, konstruirani za povratna razdoblja od 475 godina, s vjerojatnošću premašaja računskoga potresa od 10% u 50 godina. Nakon potresa koji je pogodio Zagreb 22. ožujka 2020., oštećene su mnoge građevine istoga arhitektonskog tipa. Radi se o četverokatnicama sa zidovima od pune opeke i sa stropovima od drvenih grednika. Važno je ovdje istaknuti da su pojedini stručnjaci u Hrvatskoj ukazivali na rizik od potresa te da je nužno pripremiti sustav prije eventualne katastrofe, [1]. Ukazano je da je mjere za ublažavanje posljedica od potresa najlakše usmjeriti prema novim propisima koji bi trebali osigurati potresno otporne građevine. Cilj je ovoga rada odrediti pouzdanost arhetipa zgrada na računska potresna djelovanja primjenom dviju međusobno neovisnih analiza: determinističke, nelinearne statičke i probabilističke, inkrementalne dinamičke. Analiza otpornosti na potres bit će provedena u ravnini koja se podudara sa smjerem rasprostiranja nosivih zidova (eng. *in plane*), a stabilnost zidova bit će provjerena za okomiti smjer njihovog rasprostiranja (eng. *out of plane*), neovisno o tome sudjeluju li u prijenosu vertikalnih gravitacijskih opterećenja ili ne. Nelinearni odzivi konstrukcije dobiveni postupnim guranjem za oba ortogonalna smjera koristit će se kao ulazni podaci za inkrementalnu dinamičku analizu (IDA) u okviru koje će, primjenom probabilističke metodologije, od sume svih pojedinačnih IDA krivulja biti generiran 50 – postotni fraktal za različite razine intenziteta potresnoga djelovanja, izraženih maksimalnim ubrzanjima tla u funkciji oštećenja izraženih preko veličine relativnih katnih pomaka. Za ubrzanje tla koje proizvodi odabrani katni pomak, definiran kao željeni odziv konstrukcije (eng. *performance objective*), bit će u nastavku derivirana krivulja osjetljivosti s pripadajućim vjerojatnostima premašaja (eng. *probability of exceedence*) za tipična granična stanja: bezuvjetna uporabivost, ograničena uporabivost, životna ugroženost i kolaps. Na temelju tako određenih vrijednosti razmotrit će se ponašanje konstrukcije, njezina sigurnost te mogući načini poboljšanja odziva konstrukcije na računsko potresno djelovanje.

2. Metoda proračuna temeljena na pomacima

U uvodu je spomenuto da će u ovome radu biti primijenjena nelinearna statička, *pushover* analiza u okviru *performance based designa*. Po mišljenju autora to je najprikladnija, ako ne i jedina prihvatljiva analiza, primjenjiva na postojeće zidane konstrukcije. Kako se u praksi u velikoj mjeri koristi metoda temeljena na silama, tzv. metoda spektra odziva, ovaj aspekt traži na samome početku nešto detaljniji osvrt. Potresna djelovanja su po svojoj naravi valovi karakterizirani frekvencijskim sadržajem, pomacima, brzinama i ubrzanjima tla. U sučelju s građevinom seizmički valovi preko temelja konstrukcije u građevinu unose energiju koja tu građevinu deformira i na nju dalje djeluje. Posljedica deformacije su različite sile u svim elementima konstrukcije. Veličina sila i

pomaka izazvanih potresom u konstrukciji koja je pobuđena na titranje funkcija je dinamičkih svojstava, moda i perioda titranja, koji su opet funkcija mase i krutosti građevine. Iz prirode stvari razvidno je da se u konstrukciji ne mogu javiti veće sile od graničnoga otpora na posmik i na savijanje. Kada rezne sile dostignu plastičnu vrijednost otpora ona dalje ne može rasti, ali pomak odnosno deformacija može. Za čitavo vrijeme u kojemu deformacija plasticiranoga presjeka raste, nastavlja se trošiti potresom unesena energija. Prikladnija mjera za ocjenu utjecaja potresa na konstrukciju od sile je deformacija, odnosno pomak. To je razlog zašto duktilnost, kao glavnu veličinu, definiramo preko pomaka kao $\mu = \Delta_u / \Delta_y$. Za svaku mikrolokaciju, seizmolozi oblikuju spektre odziva koji za ubrzanje tla, izvedene iz analize seizmičkoga hazarda, generira spektre elastičnih odziva za sustave s jednim stupnjem slobode. Spektar elastičnoga odziva se može čitati i kao zahtjev koji mora ispuniti konstrukcija da bi se u slučaju potresa ponašala linearno elastično. Taj zahtjev se mjeri spektralnim ubrzanjem (silom) i spektralnim pomakom. Njihova veza je jednostavna, $S_e = \omega^2 \cdot S_d$, pa je iz spektra ubrzanja S_e lako odrediti S_d . Pomak koji "potres zahtijeva" od konstrukcije funkcija je osnovnoga perioda titranja i kao takav definiran je otpočetak. Konstrukcija taj zahtjev mora ispuniti "radeći" u linearnome ili plastičnome području odziva. Rezna sila kao izvedenica mase i ubrzanja ovaj zahtjev ne mora ispuniti, kako smo vidjeli ranije, plastični otpor konstrukcije može biti znatno manji od zahtijevane elastične nosivosti. Zato kod potresnoga djelovanja treba usporediti sposobnost deformacije konstrukcije u odnosu na potresi zahtjev, a ne silu. Ako je (potresom) zahtijevani pomak manji od deformacijske sposobnosti strukture, dokazana je sigurnost konstrukcije na potres. Taj dokaz se u metodologiji temeljenoj na silama ne provodi.

Svi nedostaci i sve konceptualne nedorečenosti metode temeljene na silama, što ovdje nije niti spomenuto, dobro su sažeti u [2]. Za one kojima je knjiga *Direct displacement based seismic design* nedostupna, preporučuje se pogledati video zapis: <https://www.youtube.com/watch?v=MZUhSHmlUdI>, u prvome dijelu prof. J.N. Priestley, jedan od najvećih autoriteta na polju potresnog inženjerstva, obrađuje nedostatke i kontroverze povezane s FBD (*performance based design*).

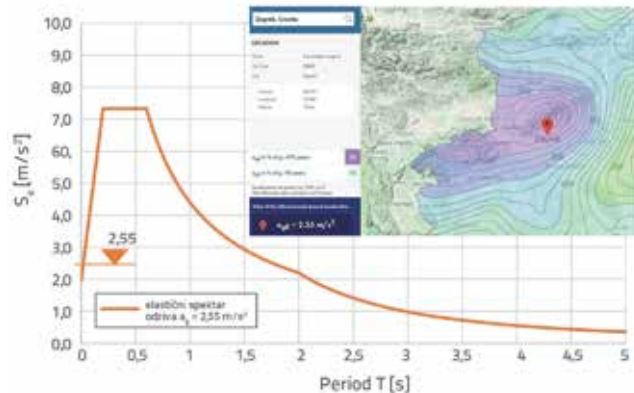
U seizmičkom proračunu postojećih građevina u praksi može se figurativno opisati na sljedeći način: ne poznamo stvarni kapacitet konstrukcije, ali poželjno je da se ona ponaša na način da joj je faktor ponašanja q primjerice dva, i neovisno o tome je li to potrebno ili ne, predlaže se poboljšanje, a to znači ojačanje konstrukcije kako bi ona uistinu radila na razini s faktorom ponašanja 2. U slučaju da se ova metodologija nekritički primijeni na postojeće građevine općenito, rezultiralo bi nesrazmjerno velikim, najvećim dijelom posve nepotrebnim investicijama i zahvatima na sanaciji građevina. Stoga bi primjena ove paradigme u provjeri postojećih građevina bila neprimjerena i treba ju kritički preispitati.

Metoda temeljena na silama dala bi posve isti rezultat kao i ona temeljena na pomacima, ako bi i jedna i druga imale istu polaznu točku, a to je realni odziv postojeće konstrukcije. Taj odziv se

mora što bolje i što realnije analitički odrediti. Ta točka se ne može zaobići. U tom slučaju će i za FBD biti moguće odrediti stvarne a ne idealizirane duktilnosti i faktore ponašanja, a rezultati će biti sasvim prihvatljivi, neovisno o vrsti analize koju primjenjujemo.

3. Seizmički utjecaj

Elastični spektar odziva za grad Zagreb s ubrzanjem tla od $2,55 \text{ m/s}^2$ za tip tla C, predstavljen je na slici 1. u standardno primjenjivom A – T (ubrzanje – period) formatu.



Slika 1. Elastični spektar odziva za grad Zagreb s ubrzanjem tla od $a_g = 2,55 \text{ m/s}^2$ za tip temeljnoga tla C u formatu A – T (ubrzanje – period)

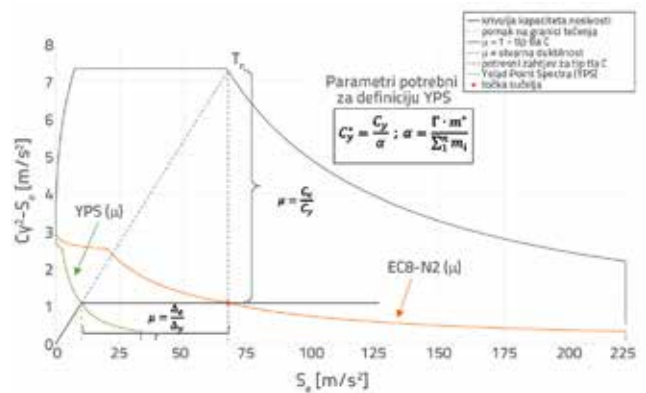
Računska ubrzanja tla svake mikrolokacije mogu se za područje Republike Hrvatske dobiti na službenoj potresnoj karti RH dostupnoj na: <http://seizkarta.gfz.hr/karta.php>. Prema dostupnim geotehničkim izvješćima, sjeverni i južni dio grada Zagreba nalaze se na tipovima temeljnoga tla B i C. Iz toga razloga će proračunskom potresnom situacijom biti obuhvaćena oba tipa tla sa svojstvima. Prikadniji način predstavljanja spektra odziva prikazan je na slici 2. Radi se o tzv. *Yield Point Spectra* (YPS), [5] u ADRS – formatu (eng. *acceleration displacement response spectra*) koji u jednom grafu prikazuje potresno djelovanje (spektralni pomak i spektralno ubrzanje) te kapacitet nosivosti konstrukcije. Proširen krivuljama jednakih faktora duktilnosti, graf daje jasan prikaz kapaciteta nosivosti i deformacijske sposobnosti konstrukcije u odnosu na zahtijevanu elastičnu otpornost i ciljani pomak, predstavljen presječnom točkom elastičnog perioda s elastičnim spektrom odziva. Zahtijevana veličina nelinearnoga odziva (eng. *ductility demand*) očitava se direktno s grafa te je ista i za normirane sile i za pomake. Prikaz prema N2 – metodi koji je usvojen i u EC8, dan je na slici 2. i on je nelinearnog spektra odziva za faktor duktilnosti μ jednak kao i za YPS. Oba nelinearna spektra (YPS i N2 – spektar) daju identičan rezultat, predstavljen s točkom plastičnoga sučelja (eng. *performance point*), koji leži direktno na krivulji nelinearnoga spektra odziva konstruiran u skladu sa N2 metodom. Redukcija elastičnoga spektra odziva u području konstantnih ubrzanja, s periodima $T_b < T < T_c$, a gdje ne vrijedi pravilo istih pomaka već se primjenjuje *equal energy rule*,

određena je prema odnosu $R - \mu - T$, izrazom $R_\mu = (\mu - 1) \cdot (T/T_c) + 1$, predloženim u N2 – metodologiji određivanja granične nosivosti, vidi [6]. Zahtijevani pomak u području konstantnih ubrzanja određuje se izrazom: $S_d = \mu \cdot \Delta_v = (S_{de}/R_\mu) \cdot (1 + (R_\mu - 1) \cdot (T_c/T))$. Ovdje je koeficijent redukcije elastične potresne sile R , također korišten i u izvornom dokumentu. Preuzet iz američke literature, u europskoj nomenklaturi ima značenje faktora ponašanja q . Faktor redukcije za područja konstantnih brzina s periodima $T_c < T < T_D$ jednak je $R_\mu = \mu = q$.

Spektar odziva u području konstantnog ubrzanja (*acceleration sensitiv region*) za tipove tla B i C ograničen je razmjerno velikim rasponom perioda od 0,2 do 0,5, odnosno 0,6 s. Zbog male mase stropova i velike krutosti zidanih građevina, treba očekivati da će periodi osnovnih modova zidanih zgrada biti u području s računskim ubrzanjima na platou elastičnoga spektra odziva s vrijednostima:

$$S_e = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta = 2,5 \cdot 2,55 \cdot 1,2 \cdot 1 = 7,65 \text{ [m/s}^2\text{]} \text{ za tip tla B, odnosno}$$

$$S_e = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta = 2,5 \cdot 2,55 \cdot 1,15 = 7,33 \text{ [m/s}^2\text{]} \text{ za tip tla C, kako je to predstavljeno grafički na slici 2.}$$



Slika 2. YPS i N2 spektar odziva za grad Zagreb s ubrzanjem tla od $a_g = 2,55 \text{ m/s}^2$ i tipom temeljnoga tla C u ADRS – formatu za jednak faktor duktilnosti

U grafički prikaz slike 2. iz ilustrativnih razloga uključena je bilinearna aproksimacija računске nosivosti konstrukcije (eng. *capacity curve*).

4. Raspodjela potresnih sila po visini građevine

4.1. Raspodjela bočnih sila prema prvome modu

Većina europskih zemalja zahtijeva provjeru računске otpornosti na potresna djelovanja na način da se bočno opterećenje izazvano potresom rasporedi afino s prvim modom vibracija ili proporcionalno katnim masama. Pri tome se ukupna potresna sila određuje izrazom (1):

$$F_b = S_{d(\tau_1)} \cdot \sum_j (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j \quad (1)$$

a preraspodjela ukupne potresne sile F_b afino prvome modu vibracija određuje se izrazom (2):

$$F_i = \frac{z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_j z_j \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j} \cdot F_b \quad (2)$$

pri čemu je z_{ij} visina stropa mjerena od ravnine upetosti.

4.2. Raspodjela bočnih sila razmjerno katnim masama

Na preraspodjelu potresne sile proporcionalno katnim masama, udaljenost stropa u odnosu na ravninu upetosti ($z = 0$) nema nikakvoga utjecaja. Preraspodjela ukupne potresne sile F_b određuje se izrazom (3):

$$F_i = \frac{(G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_j (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j} \cdot F_b \quad (3)$$

Treba naglasiti kako je način preraspodjele poprečne potresne sile po visini građevine iznimno važan za postupke temeljene na silama, tzv. *force based design* (FBD), a kod metode postupnoga guranja (eng. *pushover*) u okviru *performance based designa* (PBD), ova shema služi prilikom inkrementalnog nanošenja sile na sustav, s istovremenim određivanjem pripadajućih deformacija, pripadajuće krutosti i otpornosti konstrukcije za svaki inkrement bočne sile.

Za dimenzioniranje konstrukcije na potresna djelovanja mjerodavni su oni rezultati koji rezultiraju većim silama u slučaju FBD, odnosno manjim računskim deformacijskim sposobnostima konstrukcije u slučaju PBD.

5. Tipska građevina

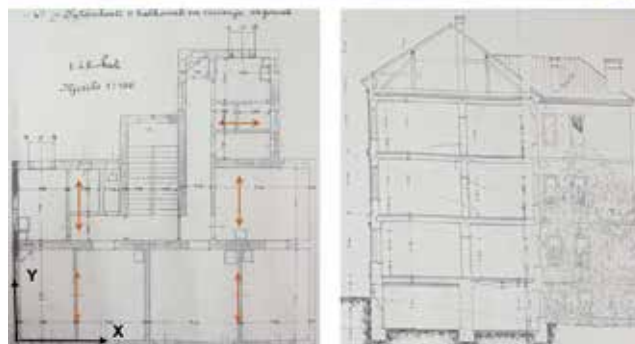
5.1. Geometrija građevine

Na slici 3. prikazan je preslik originala tlocrta i presjeka građevine koja će u svrhu procjene pouzdanosti građevina ovakvoga tipa biti analizirana na djelovanje potresa.

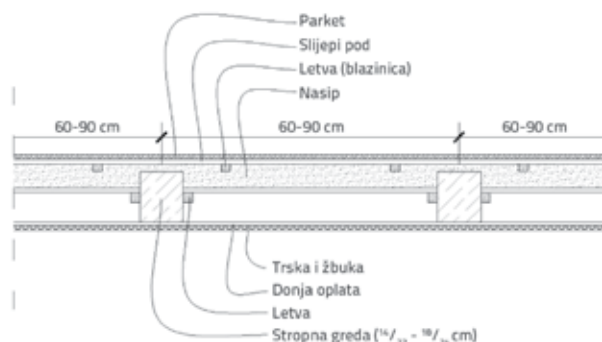
Radi se o četverokatnici s više stambenih jedinica. Duljina je zgrade oko 17, a širina 10 metara u prednjem, odnosno 17 m u stražnjem dijelu zgrade. Visina je od podne ploče do vijenca oko 14 m, s prosječnom katnom visinom od 3,5 m. Unatoč djelomičnoj ukopanosti podrumске etaže, ravnina upetosti konstrukcije u tlo je na razini temelja, slika 3 dolje. Zidovi su masivni i izrađeni od punih opeka. Drveni grednici premošćuju raspon od približno 5,5 m između glavnih zidova, a smjer nošenja simbolički je prikazan na slici 3. Glavna funkcija zidova kojima se smjer rasprostiranja poklapa sa smjerom nošenja drvenih grednika jest zatvaranje prostora, bez značajnije funkcije u statičkom smislu.

Unatoč činjenici da su glavni zidovi u podrumskoj etaži i prizemlju debljine 75 odnosno 60 cm, analiza je provedena za debljinu zidova prvoga i drugoga kata od 45 cm, a sekundarni su zidovi debljine 30 cm. Međukatna konstrukcija (slika 4.) klasična je konstrukcija sastavljena od drvenih grednika postavljenih na razmaku od približno 65 cm, oplata, rahloga nasipa ili drozge, žbuke na podlozi od trske s donje strane i

podnim daskama i podom s gornje strane stropa. Ovisno o izvedbi, težina konstrukcije je oko 2,0 – 2,5 kN/m². Ako se u obzir uzmu pregradni zidovi i raspodijele po m² površine stropa, onda je računaska masa katne konstrukcije oko 300 kg/m².



Slika 3. Preslik originala tlocrta kata i presjeka građevine (dolje), fotografija građevine (gore)



Slika 4. Međukatna konstrukcija tipske građevine

5.2. Mehanička svojstva ugrađenih materijala

Za potrebe proračuna usvojena su mehanička svojstva ugrađenih materijala kako se navodi u tablici 1.

Tablica 1. Mehanička svojstva materijala, karakteristične vrijednosti

Materijal	Modul elastičnosti E [N/mm ²]	Posmični modul G [N/mm ²]	Volum. težina [kN/m ³]	Tlačna čvrstoća f_k / f_m [N/mm ²]	Posmična čvrstoća f_{vk} [N/mm ²]	Posmična čvrstoća f_{vko} [N/mm ²]
Drvo	9500	500	3,06	12	1,5	
Opeka			18,0	7,0	1,2	0,29/0,15 ¹⁾
Mort				5,0 ²⁾	0,15	0,29/0,15 ³⁾
Zid	1000 f_k	0,4 E_k		5,0 ²⁾	0,15	0,15

¹⁾Vrijednosti posmičnoga otpora na sljubnici kada na zid ne djeluje vertikalno opterećenje trebalo bi odrediti pokusima. Kako takvi podaci trenutačno nisu dostupni, autori su se odlučili analizirati građevinu za dvije vrijednosti posmičnih napona $f_{vko} = 0,29$ [N/mm²] (odgovara općem slučaju) i $f_{vko} = 0,15$ [N/mm²] (odgovara nižoj očekivanoj kakvoći morta).

²⁾Vrijednosti tlačne čvrstoće navedene u tablici 1. treba odrediti "in situ" pokusima i normirati s ovdje usvojenom debljinom zida od 450 mm.

6. Gravitacijska opterećenja

6.1. Opterećenje

Radi preglednosti gravitacijsko je opterećenje predočeno u tablici 2.

Tablica 2. Gravitacijska opterećenja

Opterećenje	Nominalno opterećenje [kN/m ²]	Faktor redukcije ψ_2	$G_k + \psi_2 \cdot Q_k$ [kN/m ²]
Vlastita težina	2,5	1,0	2,5
Podovi	0,5	1,0	0,5
Korisno opterećenje	2	0,3	0,6
Ukupno			3,6

Dokaz nosivosti za izvanrednu potresnu situaciju provodi se za istovremeno djelovanje stalnih tereta (vlastita težina i težina podova), koji se uzimaju u obzir u ukupnoj nominalnoj vrijednosti, a pripadajuće korisno opterećenje se umanjuje

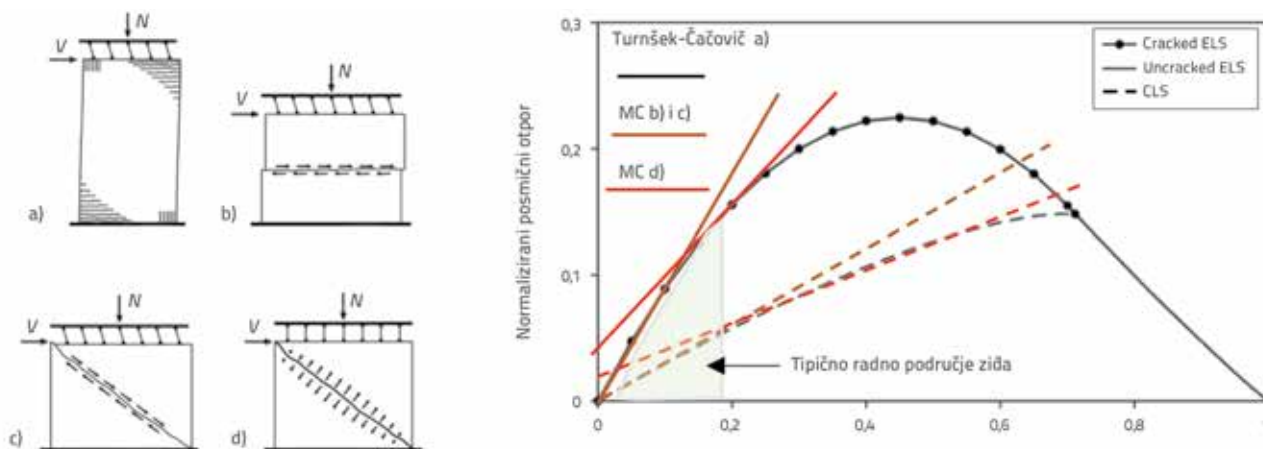
faktorom redukcije za kvazistatička djelovanja, koji za stambene zgrade iznosi $\psi_2 = 0,3$

$$E_d = E(G_k + \psi_{2i} \cdot Q_k) = E(G_k + 0,3 \cdot Q_k)$$

7. Modeliranje

7.1. Općenito o modeliranju u programskom paketu "3muri"

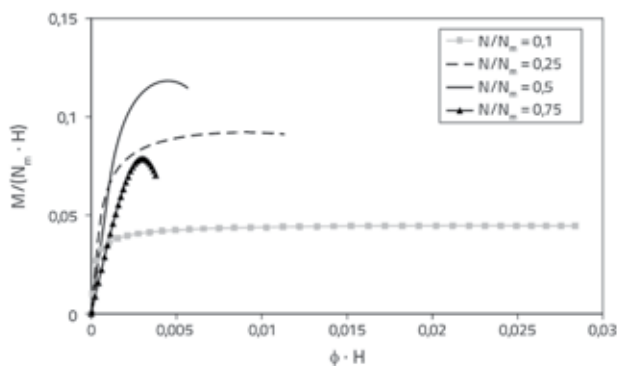
Analiza zgrade provedena je programskim paketom *3muri*, koji je prilagođen za prostornu analizu postojećih zidanih konstrukcija. Konstrukcija od zida opisuju se ravninskim makroelementima, čiji se nelinearni odziv računa za svaki inkrement bočne sile. Pri tome se analiziraju tri moguća moda otkazivanja: horizontalno i nazubljeno klizanje po sljubnici (otkazivanje na posmik), lom tlačnih i vlačnih zona zidanoga elementa izloženih savijanju (eng. *rocking mode*) te mod otkazivanja na vlak po dijagonali zidanoga elementa koji na vrhu prihvaća bočnu silu, pri čemu se kontinuirano izračunava opadanje krutosti i granične vrijednosti nosivosti izazvane



Slika 5. Konstitutivni modeli primijenjeni u programskom paketu 3muri: a) granično stanje savijanja zidanoga elementa (Turnšek-Čačovič); b), c) i d) Mohr-Coulombov (MC) uvjet loma DIJAGRAM: Punom linijom označeno je granično stanje nosivosti u zoni elastičnosti, a crtkanom granično stanje raspucalog zidnog elementa

raspucavanjem zidnoga elementa, slika 5. Prostorni model građevine predstavlja se zamjenskim ravninskim okvirima, koji su najčešće postavljeni u dva ortogonalna smjera, iako to nije uvijek (slika 8.). Stropovi obuhvaćeni analizom mogu biti od kamena ili opeke, armiranobetonske ploče, stropovi s drvenim grednicama ili u kombinaciji s metalnim nosačima, tzv "hourdis – stropovi". Horizontalna krutost stropova od drvenih grednika i distribucija horizontalnih utjecaja na nosive zidove uzima se u obzir automatski preko aksijalne krutosti elementa (drvenih grednika i dvenih ploča) koji leže u ravnini stropa. Na taj način se uzima u obzir različita krutost u preraspodjeli sila na zidove ovisno o smjeru djelovanja potresa. Dodatne informacije o programskom paketu mogu se naći u [7] odnosno u [8, 9].

Treba naglasiti kako posmična otpornost i otpornost na savijanje kao i deformacijska sposobnost (sposobnost elementa da razvije kvaziplastične deformacije) zidanoga elementa izloženoga bočnim silama, ovisno o iskorištenosti zida na uzdužne sile. Na slici 6. prikazana je nosivost na savijanje ovisno o iskorištenosti na normalne sile. Za vrijednost normirane sile $N/N_m = 0,1$, konstitutivni model rezultira razmjerno velikim pomacima, koje svakako treba kritički preispitati. S druge strane, za vrijednost $N/N_m = 0,5$ moguće je aktivirati najveći posmični otpor, uz znatno manju deformacijsku sposobnost. Za vrijednost normirane sile $N/N_m = 0,75$, primjetan je pad granične nosivosti i deformacijske sposobnosti u usporedbi s ostalim vrijednostima normirane N – sile. U stanju uporabe, zide je iskorišteno znatno manje od 50 % tlačne čvrstoće, s jedne strane zbog visokih parcijalnih koeficijenata sigurnosti primijenjenih na zide kao materijal ($\gamma_m = 2,0$), a s druge strane zbog povećanja nominalnih opterećenja parcijalnim faktorima sigurnosti $\gamma_c = 1,35$ i $\gamma_Q = 1,5$.



Slika 6. Dijagram zavisnosti momenta i krivljenja za Turnšek – Čačovičev konstitutivni model za različite razine iskorištenosti zidanoga elementa na normalnu silu, prema [9]

7.2. Deformacijska sposobnost zidanih elemenata

Zbog anizotropnosti zida kao kompozitnoga materijala i međusobne zavisnosti svih geometrijskih veličina (primjerice u općem slučaju računski moment tromosti ovisan je o vrijednosti normalne sile koja djeluje na zid), analiza zidanih konstrukcija je dosta zahtjevna. Kod analize zida na potresna

djelovanja statička *pushover* analiza pokazala je u praksi važne prednosti u usporedbi s teorijski superiornijom nelinearnom dinamičkom analizom (eng. *time history analysis*), pod uvjetom da se kapacitet nosivosti konstrukcije može dovoljno točno aproksimirati bilinearnim $F - \Delta$ odnosom. Ako to i nije slučaj, onda je ovu razmjerno jednostavnu analizu moguće proširiti na multimodalnu *pushover* analizu, prema [10], čime će se sigurno postići željeni rezultat.

Najveća usporedna vrijednost *pushover* analize je u njezinoj jednostavnosti i transparentnosti. Dok je određivanja ukupne nosivosti na poprečne sile (otpor na posmik) relativno jednostavno rješiv zadatak, za metodologiju određivanja granične vrijednosti pomaka, koje uz to povežujemo s različitim razinama oštećenja građevine, ne postoji posve ujednačena praksa. Tako na primjer IBC (*international building code*) dopušta relativne katne pomake od $\Delta_u = 0,4\%$, za konstrukcije koje "rade" na posmik, odnosno $\Delta_u = 0,6\%$, za konstrukcije koje "rade" na savijanje. EC8 (CEN,2005b) preporučuje gotovo istu vrijednost izražavajući je na sljedeći način, izraz (4):

$$\Delta_u = \begin{cases} 0,4\%, & \text{za posmik} \\ 0,8\% \times \frac{H_0}{B}, & \text{za savijanje} \end{cases} \quad (4)$$

pri čemu je H_0 visina na kojoj je moment jednak nuli, a B je širina zidnoga elementa.

Švicarska norma SIA 268:2017 [11], za proračun postojećih građevina daje nešto preciznije vrijednosti ovisno o modu naprezanja i razini normalne sile u elementu. Pod uvjetom da je iskorištenost zida na normalnu silu $\leq 0,2$, maksimalna vrijednost relativnih katnih pomaka zida određuje se prema [11] na sljedeći način:

- $\Delta_u = 0,004$ za zidove koji su na dnu i vrhu "upeti" u armiranobetonske (katne) ploče, što odgovara deformacijskome kapacitetu na posmik,
- $\Delta_u = 0,008$ za zidove koji na vrhu nisu pridržani, što odgovara modelu zidova koji dominantno "rade" na savijanje,

$$\Delta_u = 0,01 \cdot \left(1 - 0,9 \cdot \frac{N_d}{l_w \cdot t_w \cdot f_d} \right) \cdot \frac{h_v}{\min(h_f, l_w)} \cdot \sqrt{\frac{h_{ref}}{h_f}}$$

za zidove kojima je pomak podjednako posljedica savijanja i posmičnih deformacija.

Gdje je N_d – normalna sila, l_w – duljina zida, t_w – debljina zida, f_d – tlačna čvrstoća zida, h_v – duljina zida u tlaku u interakciji M/N (duljina zida koja je u mogućnosti preneti posmik), h_{ref} – konstanta koja se upućuje na pokusnu visinu zida od 2,4 m, h_f – (slobodna) visina zida. Napomena: SIA 269 – 8 podrazumijeva pod Δ_u deformacijski kapacitet (eng. *ultimate value*) zida. Računska vrijednost i time usporedna vrijednost u proračunu se dobije na način da se podijeli parcijalnim faktorom sigurnosti za zide.

Usporedbom velikog broja eksperimentalnih rezultata dobivenih na ETH Zürich [12] uspostavljen je empirijski obrazac određivanja

Tablica 3. Pomaci na vrhu zgrade i pripadajuće razine oštećenja, prema [13]

Razina oštećenja	Spektralni pomak	Pretpostavljeni gubici [%]	Internacionalna nomenklatura
Nema oštećenja	$\Delta < 0,7 \Delta_y$	0	
Minorna oštećenja	$0,7 \Delta_y < \Delta < \Delta_y$	0-4	potpuna funkcionalnost
Moderatna razina oštećenja	$\Delta_y < \Delta < 2 \cdot \Delta_y$	4-20	ograničeno oštećenje
Velika oštećenja	$2 \Delta_y < \Delta < 0,7 \Delta_u$	20-50	znatno oštećenje
Vrlo velika oštećenja	$0,7 \Delta_y < \Delta < \Delta_u$	50-100	blizu rušenja
Kolaps konstrukcije	$\Delta > \Delta_u$	100	

Potpuna funkcionalnost (eng. *fully operational* - FO), Ograničeno oštećenje (eng. *immediate occupancy* - IO), Znatno oštećenje (eng. *life safety limit state* - LS), Blizu rušenja (eng. *collaps prevention* - CP)

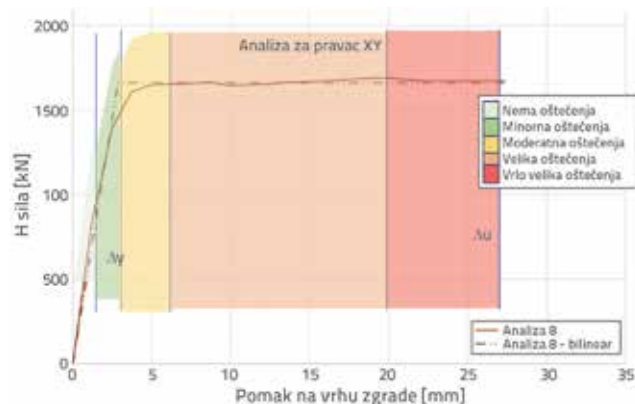
graničnih pomaka ovisno o iskorištenosti zida u tlaku, koji ćemo ovdje koristiti.

$\delta_u = \delta_0 (1 - (\sigma_n / f_{xd}))$, gdje je $\delta_0 = 0,008$, σ_n normalni napon na sljubnici, a f_{xd} čvrstoća zida okomito na sljubnicu. Analizom iskorištenosti zida arhitektske zgrade na tlačna naprezanja u stanju uporabivosti, dobije se raspon od 0,025 do 0,1 za zabatne, odnosno 0,04 do 0,17 za glavne nosive zidove, za četvrti kat odnosno prizemlje i konstantnu debljinu zida od 450 mm. Usvajanjem razumne vrijednosti od $(\sigma_n / f_{xd}) = 0,15$ dobiva se granična vrijednost koeficijenta deformacijske sposobnosti zida, čiji je odziv kombinacija modova na posmik i savijanje, od $\delta_u = 0,0068$

Iz geometrije arhitektske zgrade koju ovdje analiziramo, razvidno je da se konstrukcija u smjeru X, zbog velikog broja otvora i kratkih vitkih elemenata izričito ponaša kao okvirni sustav koji radi na posmik i savijanje, a deformacije zida u smjeru Y, s omjerom duljine prema visini pretežno su posmične. Sljedeće vrijednosti graničnih pomaka su uzete kao usporedne veličine:

- $\Delta_y = (0,4/100) \cdot 14000 = 56$ mm, za elemente u posmiku (smjer rasprostiranja Y)
- $\Delta_u = (0,68/100) \cdot 14000 = 95,2$ mm, za elemente u savijanju i posmiku (smjer rasprostiranja X).

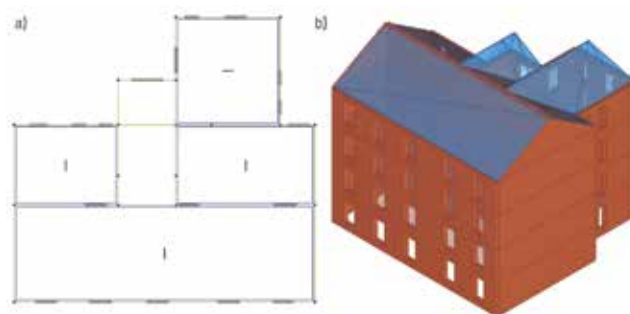
Za ocjenu oštećenja i definiciju graničnih stanja (eng. *performance levels*) za vrijeme potresnoga djelovanja bit će primijenjen kriterij, prema [13], kako je prikazano u tablici 3.



Slika 7. Kvalitativni prikaz oštećenja ovisno o pomaku vrha zgrade, prema [13]

7.3. Zamjenjujući okviri

Na slici 8. prikazan je tlocrt ravninskih zamjenskih okvira analizirane zgrade i 3D – izgled građevine. U proračunskim entitetima (okviri) smješteni su dvodimenzionalni makroelementi nadbratnika, stupova i zidnih elemenata koji kao cjelina prihvaćaju bočne pomake, s tim da se naponsko stanje svakog elementa u procesu nanošenja pomaka određuje zasebno.



Slika 8. Tlocrt prikaz zamjenjujućih okvira (lijevo) i 3D – model zgrade (desno)

7.4. Sezmička analiza

Uobičajeno je u tzv. globalnoj seizmičkoj analizi proračun trodimenzionalne konstrukcije provesti za dva glavna ortogonalna smjera, koji se u pravilu poklapaju s smjerom pružanja nosivih zidova (eng. *in plane*). Ovdje je provedena globalna analiza za dvije vrste tla (B i C), dvije različite kvalitete morta ($f_{vko} = 0,15$ i $0,29$ N/mm²) i za dvije različite raspodjele bočnih sila po visini zgrade (proporcionalno masama i afino prvom modu). Provedene analize su prikazane u tablici 4.

Osim globalne analize u smjeru nosivih zidova, analiza je provedena i okomito na smjer pružanja zabatnih zidova s ciljem određivanja mehanizama loma, koji u velikoj mjeri zavise od načina povezivanja zabatnih zidova s ostalim dijelovima konstrukcije poprečnim zidovima i stropovima.

Tablica 4. Pregled globalnih analiza postupnoga guranja provedenih za prototipsku zgradu u programskom paketu 3muri

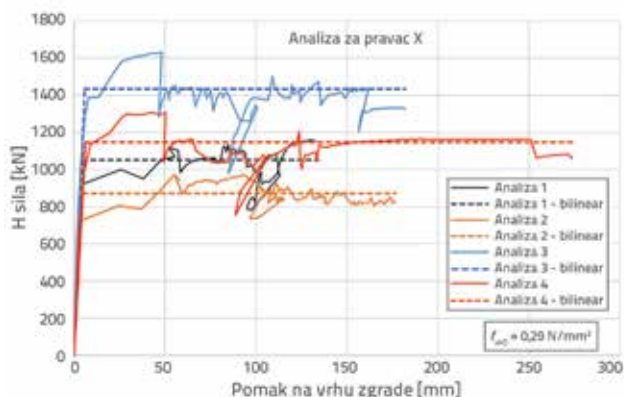
Analiza broj	Smjer	Raspodjela bočnih sila	Tip tla	Posmični otpor za razinu normalne sile $N = 0 \text{ kN}$ [N/mm ²]	Ubrzanje tla [m/s ²]
1	X +	jednoliko	B C	$f_{vko} = 0,29$ i $f_{vko} = 0,15$	$a_g = 2,55$
2	X +	1_mode			
3	X -	jednoliko			
4	X -	1_mode			
5	Y +	jednoliko			
6	Y +	1_mode			
7	Y -	jednoliko			
8	Y -	1_mode			

8. Rezultati

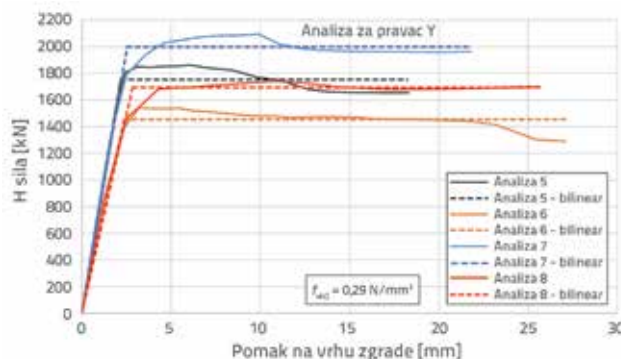
8.1. Globalni odziv konstrukcije

8.1.1. Rezultati globalne analize za vrijednosti posmične čvrstoće na sljbnici $f_{vko} = 0,29 \text{ N/mm}^2$

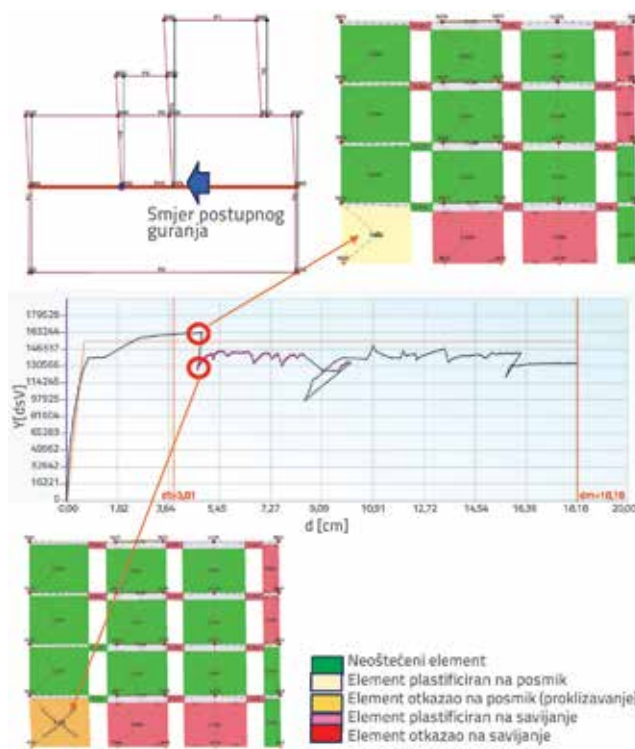
Rezultati globalne analize za smjer X i Y prikazani su na slikama 9. i 10. za $f_{vko} = 0,29 \text{ N/mm}^2$. Iz bilinearne aproksimacije se može zaključiti da je za smjer X mjerodavna analiza 1, unatoč činjenici da analiza 2 rezultira s nižom graničnom nosivosti od $E_{d,x,2} = 871,76 < E_{d,x,1} = 1051,3 \text{ kN}$, ali s većom deformacijskom sposobnošću $\Delta_{u,2} = 176,7 \text{ mm} > \Delta_{u,1} = 133,0 \text{ mm}$, pa je u okviru PBD mjerodavan kriterij manja deformacijska sposobnost. Za smjer Y mjerodavna je analiza 5 s raspodjelom bočnih sila po visini zgrade proporcionalno katnim masama. U usporedbi s analizom 6, unatoč manjoj graničnoj nosivosti $E_{d,y,6} = 1454,54 \text{ kN} < E_{d,y,5} = 1752,6 \text{ kN}$ (vidi također tablicu 4.), analiza 5 je mjerodavna u okviru PBD jer rezultira manjom deformacijskom sposobnosti $\Delta_{u,6} = 27,1 \text{ mm} > \Delta_{u,5} = 18,2 \text{ mm}$. Iz slike 9. vidljivo je da na pomaku od približno 50 mm horizontalni otpor konstrukcije naglo pada, što je upozorenje da je neki element otkazao na posmik ili na savijanje. Mehanizam loma u momentu gubitka otpora i nagli skok u nosivosti konstrukcije u okviru analize 3 prikazan je sa svim važnijim detaljima na slici 11.



Slika 9. Rezultati analiza br. 1 do 4 i njihove bilinearne aproksimacije



Slika 10. Rezultati analiza br. 5 do 8 i njihove bilinearne aproksimacije



Slika 11. Mehanizam loma srednjega zida u smjeru X (analiza br. 3)

Tablica 5. Rezultati analiza postupnoga guranja 1 do 8 s periodima vibracija i spektralnim vrijednostima sila i pomaka za minimalnu vrijednost posmične čvrstoće $f_{vko} = 0,29$ [N/mm²]

Analiza	T [s]	F _Y * [kN]	m' [kg]	Δy* [mm]	Δu* [mm]	Γ [-]	Δy [mm]	Δu [mm]	F [kN]
1	0,331	773	620511	3,45	97,79	1,36	4,7	133,0	1051,28
2	0,375	641	620511	3,68	129,95	1,36	5,0	176,7	871,76
3	0,317	1054	620511	4,33	133,82	1,36	5,9	182,0	1433,44
4	0,366	843	620511	4,62	201,49	1,36	6,3	274,0	1146,48
5	0,183	1270	686934	1,58	13,22	1,38	2,2	18,2	1752,6
6	0,21	1054	686934	1,71	19,66	1,38	2,4	27,1	1454,52
7	0,186	1449	686934	1,84	15,76	1,38	2,5	21,7	1999,62
8	0,213	1227	686934	2,06	18,61	1,38	2,8	25,7	1693,26

Tablica 6. Rezultati analize u programu 3muri, računске vrijednosti ponašanja q i duktilnosti μ i koeficijenta smicanja na razini ravnine upetosti, te seizmički koeficijent potreban za konstrukciju YPS

Analiza	Tip tla B				Tip tla C			
	qu [-]	μ [-]	cy* [m/s ²]	μ/qu [-]	qu [-]	μ [-]	cy* [m/s ²]	μ/qu [-]
1	6,14	8,94	1,25	1,46	5,88	10,15	1,25	1,73
2	7,4	9,61	1,03	1,30	7,09	10,91	1,03	1,54
3	4,5	6,71	1,70	1,49	4,32	7,58	1,70	1,76
4	5,63	7,40	1,36	1,31	5,39	8,36	1,36	1,55
5	4,14	9,80	1,85	2,37	3,77	10,10	1,85	2,68
6	4,99	10,50	1,53	2,10	4,78	11,80	1,53	2,47
7	3,63	8,10	2,11	2,23	3,33	8,50	2,11	2,55
8	4,28	8,70	1,79	2,03	4,11	9,8	1,79	2,38

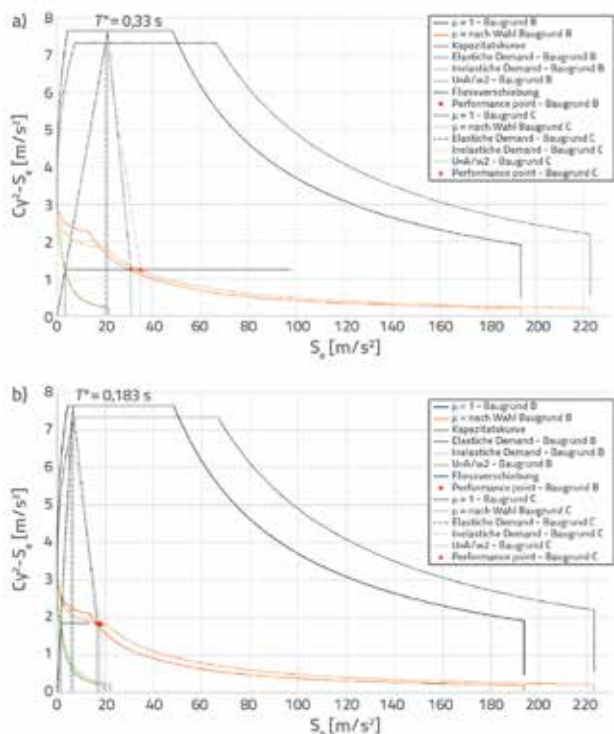
Tablica 7. Prikaz faktora ispunjenja za sve pojedinačne analize provedene s $f_{vko} = 0,29$ [N/mm²]

Analiza	Smjer	Zahtijevani (elastični) pomak Δ _{el} [mm]		Deformacijska sposobnost Δ _u [mm]	Faktor ispunjenja α ₁		Komentar ! – uvjet nije ispunjen
		B	C		B	C	
1	X	30,9	35,0	70,0	2,25	2,00	✓
2		35,4	40,2	70,0	1,97	1,73	✓
3		29,0	32,8	70,0	2,40	2,12	✓
4		34,2	38,6	70,0	2,0	1,80	✓
5	Y	16,6	18,0	13,22	0,80	0,73	!
6		19,2	22,0	19,66	1,02	0,89	✓ !
7		16,6	18,2	15,76	0,95	0,86	!
8		19,3	22,0	18,61	0,96	0,85	!

Već iz grube usporedbe odziva konstrukcije za dva glavna smjera vidljivo je da je deformacijska sposobnost zida u smjeru Y (posmik) i do 10 puta manja od one u smjeru X (savijanje). Bilinearne aproksimacije nosivosti u oba smjera su tzv. *pushover* krivulje s pomacima na vrhu zgrade. Dijeljenjem najvećeg angažiranoga otpora dobivenenog *pushover* analizom s modalnom masom i dijeljenjem pomaka vrha zgrade s faktorom

transformacije, čime se MDOF prevodi u SDOF, dobije se krivulja granične nosivosti (eng. *capacity curve*) u ADRS – formatu, što je za oba smjera prikazano na slici 12.

Iz dijagrama sa slike 12. slijedi da je deformacijska sposobnost zgrade u smjeru X dostatna za oba tipa temeljnoga tla, unatoč činjenici što je računska deformacijska sposobnost ograničena na vrijednost $0,0068 H (1/\Gamma) = (95,2/1,36) = 70$ mm.



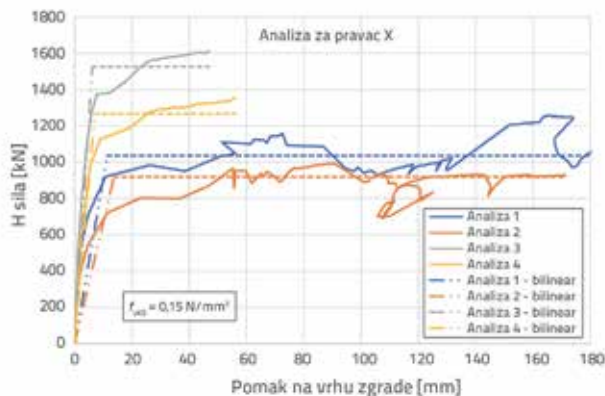
Slika 12. Prikaz rezultata analize br. 1 za smjer X (gore) i analize br. 5 za smjer Y (dolje) u ADRS formatu za analiziranu građevinu na tipu tla B i C i kakvoću morta zida $f_{vko} = 0,29 \text{ N/mm}^2$

Za smjer Y faktor ispunjenja zahtijevane deformacijske sposobnosti je za oba tipa tla manji od 1, što znači da uvjet nije ispunjen (vidi tablicu 7.).

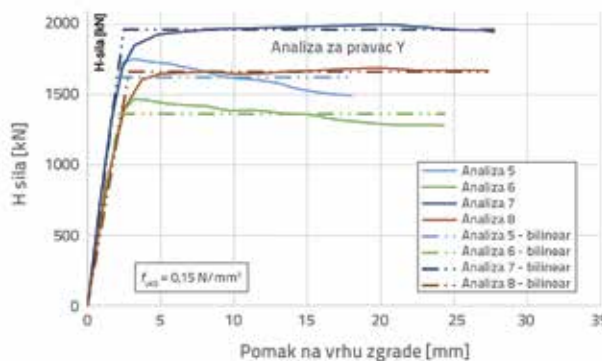
8.1.2. Rezultati globalne analize za vrijednost posmične čvrstoće na sljbnici $f_{vko} = 0,15 \text{ N/mm}^2$

Rezultati globalne analize za smjerove X i Y su prikazani na slikama 13. i 14. za $f_{vko} = 0,15 \text{ N/mm}^2$. Iz bilinearne aproksimacije se može zaključiti da je za smjer X mjerodavna analiza 3, s najmanjom deformacijskom sposobnosti $\Delta_{u,3} = 47,0 \text{ mm}$. Za smjer Y mjerodavna je analiza 5, s $\Delta_{u,5} = 17,9 \text{ mm}$. Obratimo

pozornost da su obje vrijednosti znatno manje od usporednih graničnih vrijednosti određenih u poglavlju 7. Rezultati analize su skupno prikazani u tablicama 8. i 9.



Slika 13. Pushover krivulje za smjer X



Slika 14. Pushover krivulja za smjer Y

Iz grafikona sa slike 15. slijedi da je deformacijska sposobnost zgrade u smjeru X dostatna za oba tipa temeljnoga tla, unatoč činjenici što je računaska deformacijska sposobnost ograničena na vrijednost $0,0068 H (1/\Gamma) = (95,2/1,36) = 70 \text{ mm}$. Za smjer Y faktor ispunjenja zahtijevane deformacijske sposobnosti je za oba tipa tla manji od 1, što znači da uvjet nije ispunjen (tablica 10.).

Tablica 8. Rezultati analiza postupnoga guranja 1 do 8 s periodima vibracija i spektralnim vrijednostima sila i pomaka za minimalnu vrijednost posmične čvrstoće $f_{vko} = 0,15 \text{ [N/mm}^2]$

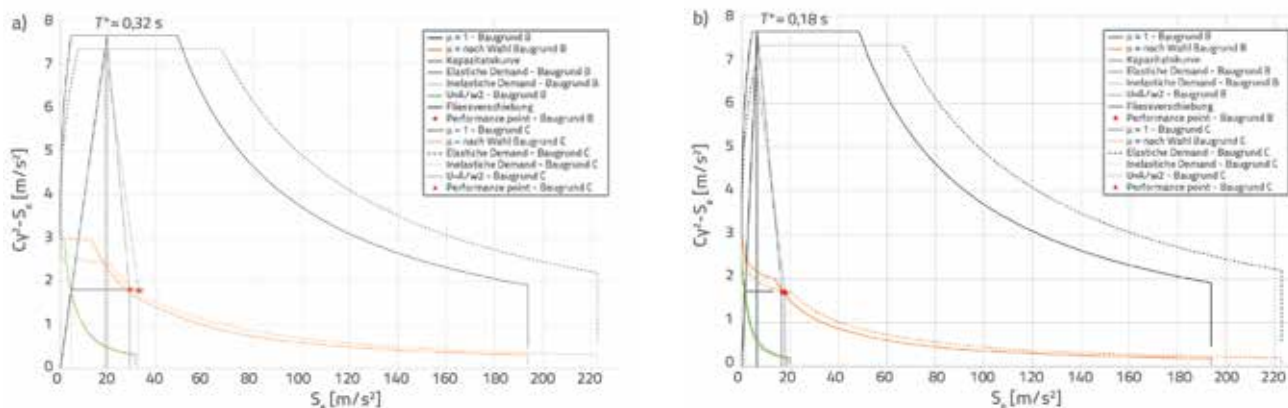
Analiza	T [s]	Fy* [kN]	m* [kg]	Δy^* [mm]	Δu^* [mm]	Γ [-]	Δy [mm]	Δu [mm]	F [kN]
1	0,52	761	620511	8,35	189,5	1,36	11,4	257,7	1034,96
2	0,61	675	620511	10,08	126,15	1,36	13,7	171,6	918
3	0,32	1123	620511	4,55	34,57	1,36	6,2	47,0	1527,28
4	0,37	931	620511	5,15	41,17	1,36	7,0	56,0	1266,16
5	0,18	1176	686934	1,46	13	1,38	2,0	17,9	1622,88
6	0,21	987	686934	1,59	17,63	1,38	2,2	24,3	1362,06
7	0,19	1422	686934	1,79	20,07	1,38	2,5	27,7	1962,36
8	0,22	1204	686934	2,06	19,76	1,38	2,8	27,3	1661,52

Tablica 9. Rezultati analize u programu 3muri, računске vrijednosti faktora ponašanja q , duktilnosti μ i koeficijenta smicanja na razini ravnine upetosti

Analiza	Tip tla B				Tip tla C			
	q_u [-]	μ [-]	cy^* [m/s ²]	μ/q_u [-]	q_u [-]	μ [-]	cy^* [m/s ²]	μ/q_u [-]
1	6,01	6,01	1,23	1,00	5,97	6,76	1,23	1,13
2	5,81	5,81	1,09	1,00	6,69	6,69	1,09	1,00
3	4,23	6,31	1,81	1,49	4,05	7,13	1,81	1,76
4	5,1	6,65	1,50	1,30	4,88	7,50	1,50	1,54
5	4,47	10,30	1,71	2,30	4,07	11,00	1,71	2,70
6	5,32	11,40	1,44	2,14	5,1	13,00	1,44	2,55
7	3,7	8,40	2,07	2,27	3,38	8,70	2,07	2,57
8	4,36	8,80	1,75	2,02	4,18	10,2	1,75	2,44

Tablica 10. Tablični prikaz faktora ispunjenja za sve pojedinačne analize provedene s $f_{vko} = 0,15$ [N/mm²]

Analiza	Smjer	Zahtijevani (elastični) pomak Δ_{el} [mm]		Deformacijska sposobnost Δ_u^* [mm]	Faktor ispunjenja α_i		Komentar ! – uvjet nije ispunjen
		B	C		B	C	
1	X	50,2	56,4	70,0	1,39	1,24	✓
2		58,6	67,4	70,0	1,19	1,04	✓
3		28,7	32,5	34,57	1,20	1,06	✓
4		34,2	38,6	41,17	1,20	1,07	✓
5	Y	16,6	18,0	13,0	0,78	0,72	!
6		19,2	22,0	17,63	0,92	0,80	!
7		16,6	18,1	20,07	1,21	1,10	✓
8		19,5	22,2	19,76	1,01	0,89	✓ !



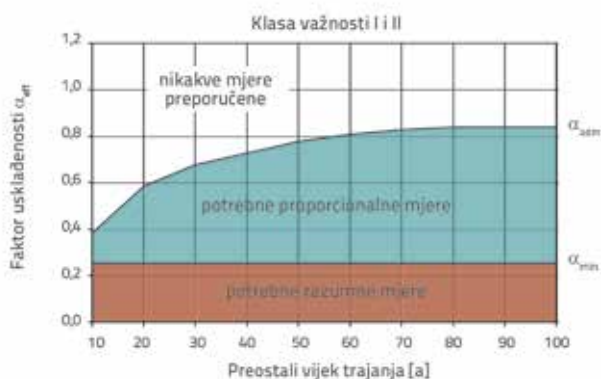
Slika 15. Prikaz rezultata analize br.3 za smjer X (gore) i analize br. 5 za smjer Y (dolje) u ADRS formatu za analiziranu građevinu na tipu tla B i C i kakvoću morta $f_{vko} = 0,15$ N/mm²

Rezultati prezentirani u poglavlju 8. pokazuju da zgrada analizirana kao kompaktna cjelina s velikom vjerojatnošću može podnijeti potres projektiranog intenziteta za smjer X, iako bi pritom pretrpjela značajna oštećenja. Tako bi primjerice zgrade izrađene s mortom nominalne posmične čvrstoće 0,29 N/mm², s računskim deformacijama vrha zgrade od približno $40 \cdot \Gamma = 54,4$ mm = oko 57 % $\cdot \Delta_u < 0,7 \cdot \Delta_u = 0,7 \cdot 95,2 = 66,5$ mm,

prema tablici 3. i slici 7. pretrpjele velika oštećenja, a zgrade izgrađene mortom nominalne posmične čvrstoće 0,15 N/mm², s računskim deformacijama vrha zgrade od oko $67,4 \cdot \Gamma =$ oko 96 % $\cdot \Delta_u \approx \Delta_u$ pretrpjele vrlo velika oštećenja. Svakako, za računsku potresnu situaciju zgrada se ne bi urušila iako se u smislu potresnoga inženjstva nalazi u kritičnome području između *live safety* i *collapse prevention limit state*, ovisno o kakvoći morta.

U smjeru Y, prema tablicama 7. i 10., faktor ispunjenja potresnog zahtjeva na razini je od 0,72 i 1,0, pri čemu zgrada načinjena od kvalitetnijeg morta ima manju deformacijsku sposobnost na posmik i u prosjeku je kruća u odzivu na potresno djelovanje od zgrade izrađene od slabijeg morta. Koristeći istu metodologiju kao i za smjer X, morali bismo reći da je u ovome slučaju obvezno planirati i izvesti mjere koje bi osigurale poboljšani odziv konstrukcije na posmik, jer bi u protivnom u slučaju računskog potresa računski otkazala odnosno kolabirala.

Je li sanacija odnosno poboljšanje odziva na potresno djelovanje obvezno, pitanje je stručne rasprave, na koju će stručna zajednica, uzimajući u obzir kulturološko i socijalno okruženje, morati dati odgovor. Na ovome mjestu je primjereno spomenuti da švicarska norma [3, 11], za građevine kojima je preostalo ekonomsko – tehničko trajanje 30 do 40 godina, za faktore ispunjenja $\alpha_i > 0,7$ ne predviđa obvezu poboljšanja. Ovaj postupak se može interpretirati i kao umjetno snižavanje računске seizmičnosti mikrolokacije s recimo 2,55 na 2,0 m/s² ili, alternativno, smanjenju povratnoga razdoblja sa primjerice 475 na 325 godina, a argumentirano je smanjenom vjerojatnošću premašaja računске vrijednosti potresa u preostalome razdoblju (tehničkoga) trajanja građevine. U slučaju da se pak pristupa metodama poboljšanja odziva konstrukcije na računska potresna djelovanja, svakako treba ići na dostizanje faktora ispunjenja od $\alpha_i \geq 1,0$.



Slika 16. Preporučeni koeficijenti iskorištenosti konstrukcije na potresna djelovanja u funkciji preostalog trajanja građevine prema SIA 269/8 [11]

9. Inkrementalna dinamička analiza

U praksi se u većini slučajeva koriste seizmičke analize temeljene na silama. Ovdje nećemo detaljno ulaziti u nepouzdanost i nedostatke ove metodologije, poglavito kada se nelinearni odzivi pokušavaju predstaviti linearnim modelima, kakav je primjerice za analizu spektra odziva [14], ali je vrlo vjerojatno da rezultati prikazani u prethodnom poglavlju ne odgovaraju na iskustvima s FBD dobivenim intuitivnim očekivanjima kakve sugeriraju proračuni temeljeni na silama. Povrh toga, metodologija prije predstavljena ima i neka značajna ograničenja. Primjerice nelinearni odziv dobiven

postupnim guranjem rezultira pomacima koji u obzir uzimaju samo prvi ton vibracija, ali su općenito neovisni o vremenu. Drugim riječima, metodologija je nedovoljno precizna ako se primjenjuje na strukture kod kojih viši modovi imaju značajan utjecaj na ukupni odziv konstrukcije.

Kako bi se nadišli nedostaci PBD i dobio bolji uvid u odgovor konstrukcije na potresno djelovanje, rezultati dobiveni primjenom determinističke metodologije *performance based designa*, predstavljeni u poglavlju 8., bit će provjereni neovisnom metodologijom, tzv. inkrementalnom dinamičkom analizom (IDA), s izrazitom probabilističkom pozadinom [15, 16].

Pojednostavljeno, IDA je proces određivanja funkcije osjetljivosti (*fragility function*) konstrukcije na potresna djelovanja, baziran na naprednom numeričkom modelu analizirane konstrukcije podvrgnute nelinearnoj dinamičkoj analizi. Seizmički ulazni podatak predstavljen je skupinom od više desetaka potresnih zapisa kojima se inkrementalno skaliraju amplitude i na taj način simulira porast seizmičkog intenziteta. Za svaku razinu seizmičkog intenziteta određuje se nelinearni odziv konstrukcije te traži ona granična vrijednost intenziteta (*intensity measurement* - IM), ovdje spektralnoga ubrzanja, za koju će biti dostignuto preddefinirano granično stanje, ovdje *life safety* (LS), i/ili *collapse prevention* (CP) limit state.

Funkcija osjetljivosti u pravilu ima lognormalnu raspodjelu. Za njezinu derivaciju nužno je definirati granične vrijednosti pomaka, tzv. *engineering demand parameters*, za projektantski određena granična stanja (IO, LS, CP), kako bi se odredio intenzitet IM_f^{LS} koji signalizira premašaj postavljenog graničnoga stanja (za primjerice IO), odnosno otkazivanje (za primjerice CP).

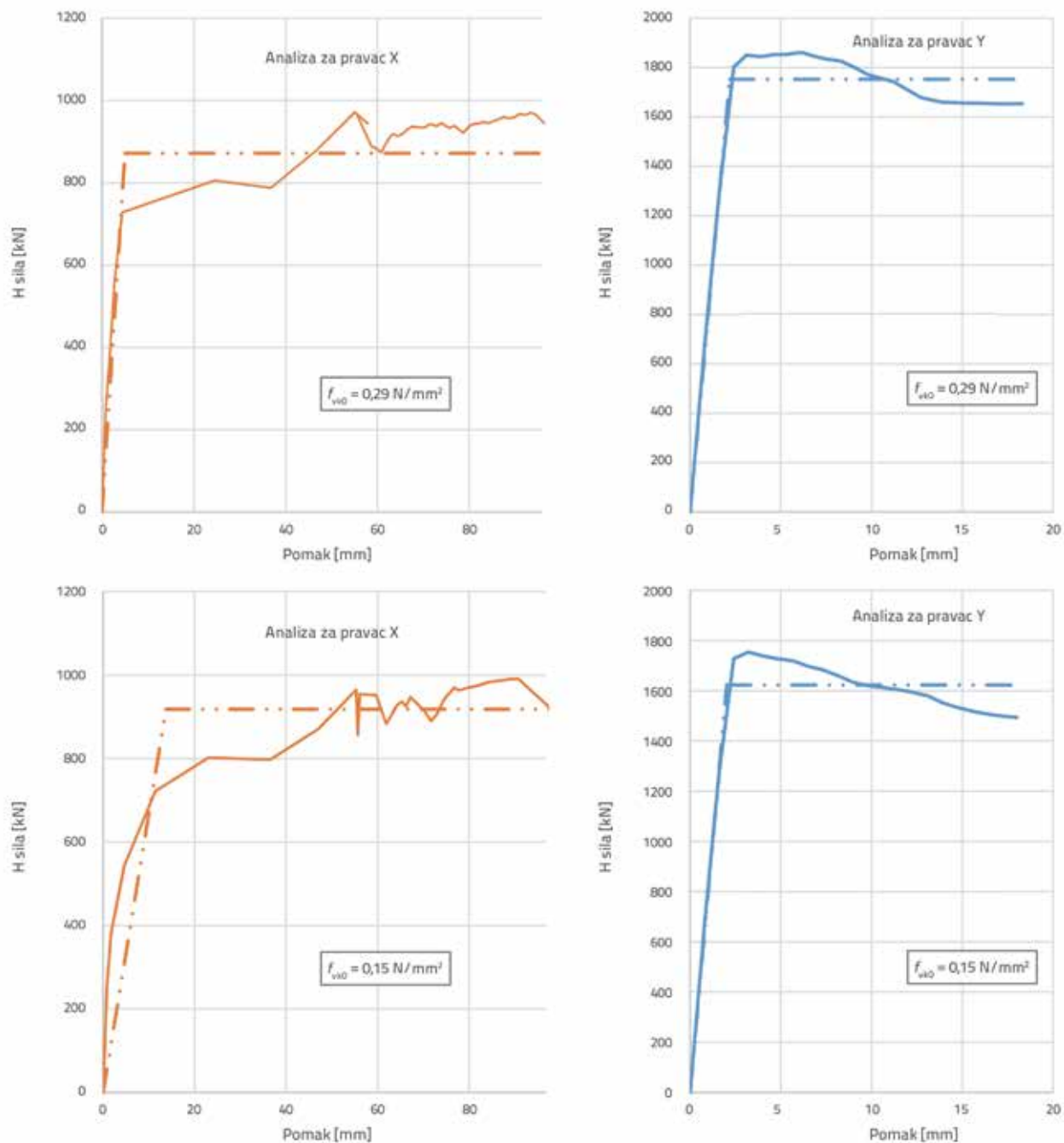
Funkcija osjetljivosti se izražava Gaussovom funkcijom normalne raspodjele, koja je u potpunosti definirana srednjom vrijednošću logaritma i logaritamskom standardnom devijacijom β . Kako je funkcija normalne raspodjele funkcija sa standardnom devijacijom $\pm\sigma$, integral površine ispod funkcije normalne raspodjele je 68 % ukupne vjerojatnosti od 100 %, što znači da vrijednosti integrala funkcije normalne raspodjele u rasponu fraktila manjim od 16 % i većim od 84 % neće biti zahvaćene ovim integralom. Vjerojatnost premašaja graničnoga stanja dana je izrazom (5):

$$P[IM_f^{LS} \leq im] = \phi\left[\frac{\ln(im) - \eta}{\beta}\right] \quad (5)$$

Taj nadžba poznata kao IM – formulacija, povoljnija je poglavito onda kada je fokus interesa na graničnome stanju globalnoga otkazivanja (CPLS) konstrukcije.

9.1. Odabir mehaničkoga modela strukture za IDA analizu

U prethodnom poglavlju analizirana je konstrukcija tipične zidane zgrade sa stropovima izvedenim od drvenih grednika, za dvije posmične čvrstoće morta i za dva tipa temeljnoga tla. Kako



Slika 17. Krivulje dobivene metodom postupnog guranja za smjerove X i Y i upotrijebljene kao input u IDA analizu

su rezultati IDA – analize neovisni o vrsti tla, odabir primjerene *pushover* krivulje za daljnju analizu odredit će se na temelju rezultata predočenih u tablicama 7. i 10. za svaki smjer zasebno. Za zgradu s posmičnom čvrstoćom morta $f_{vk0} = 0,29 \text{ N/mm}^2$ i $f_{vk0} = 0,15 \text{ N/mm}^2$ to su analize br. 2 za smjer X i analize br.5 za smjer Y. *Pushover* krivulje predstavljene su na slici 17.

Analiza IDA je provedena za smjer X s rasporedom bočnih sila afino prvome modu, a smjer Y provedena je za raspored bočnih sila proporcionalno katnim masama.

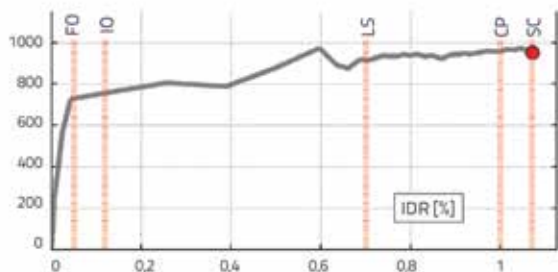
9.2. Rezultati IDA analize

Rezultati IDA analize predstaviti će se razdvojeno po smjerima, a sadržavat će 16 %, 50 % i 84 % fraktile IDA krivulja, grafički prikaz graničnih stanja definiranih direktno na PO krivulji (eng. *performance objectives*) i tablicu rezultata spektralnih vrijednosti koji simboliziraju dostizanje odnosno premašaj željenog ponašanja (eng. *limit states*) konstrukcije.

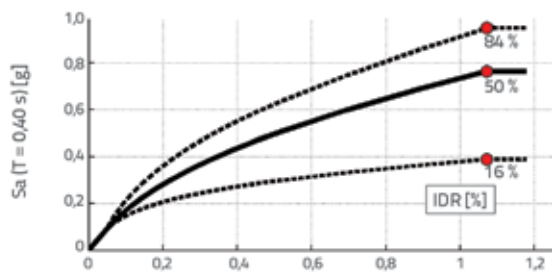
9.2.1. Rezultati za smjer X

Iz rezultata predstavljenih na slikama 18. do 22. slijedi da će granično stanje LS i CP biti dosegnuto za spektralno ubrzanje

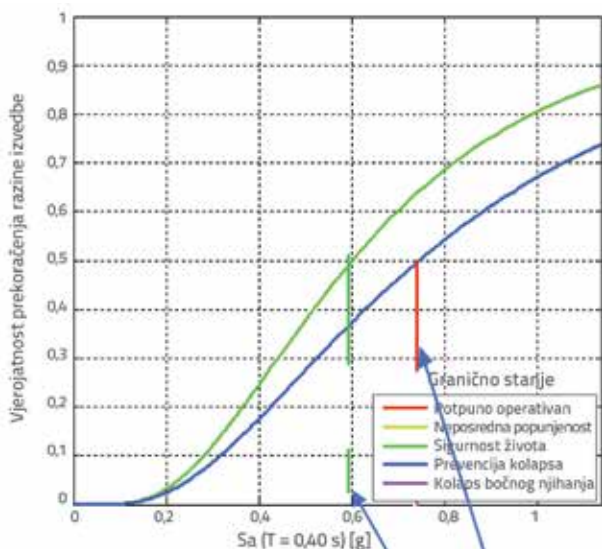
od 0,6016 (g) = 5,94 m/s² odnosno 0,7454 (g) = 7,31 m/s² (slike 20. i 22.).



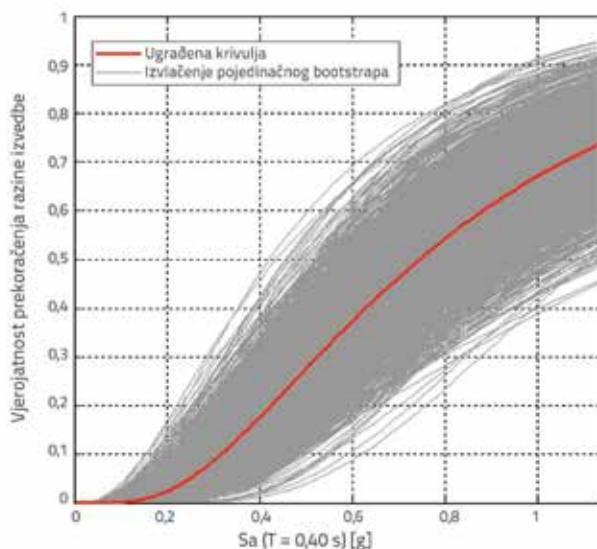
Slika 18. Definicija graničnih stanja na PO krivulji za smjer X



Slika 19. Fraktile IDA krivulje u formatu spektralno ubrzanje u funkciji perioda T = 0,4 s i pomak vrha zgrade u % kako je definirano na slici 18.



Slika 20. Funkcije osjetljivosti za dva granična stanja LS i CP

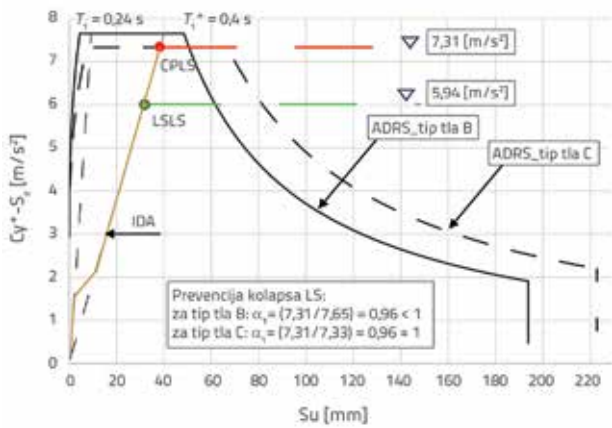


Slika 21. Vizualizacija odstupanja rezultata za sve pojedinačne potresne zapise u odnosu na srednju vrijednost

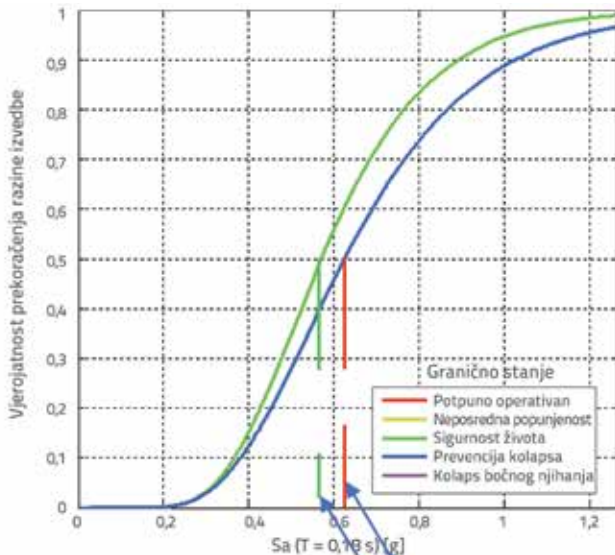
Ime graničnog stanja	Median Sa (fiksni prag)	Log. standardna devijacija (fiksni prag)	Median Sa (prag vjerojatnosti)	Log. standardna devijacija (prag vjerojatnosti)
Potpuno operativan	0,0937	0,0102	0,0937	0,0102
Neposredna popunjenost	0,1958	0,1886	0,1958	0,1886
Sigurnost života	0,6016	0,5920	0,6016	0,5920
Prevenција kolapsa	0,7454	0,6673	0,7454	0,6673
Kolaps bočnog njihanja	0,7817	0,6832	0,7817	0,6832

Slika 22. Tablične vrijednosti spektralnih ubrzanja za zadana granična stanja

Iz prikaza na slici 23. jasno je da za tlo C IDA proračunava istu vrijednost spektralnoga ubrzanja kako je računski propisano normom, pa je faktor ispunjenja računskog zahtjeva približno 1. Za tlo tipa B računski uvjet nije dostignut i s 0,96 nalazi se nešto ispod zahtijevane vrijednosti.



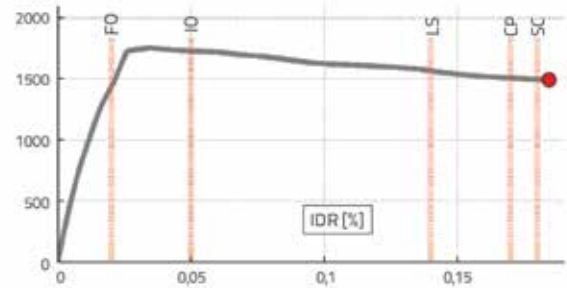
Slika 23. IDA krivulja s točkama dostizanja projektiranih graničnih stanja (LS i CP) i faktor ispunjenja dobiven IDA analizom za smjer X u ADRS formatu



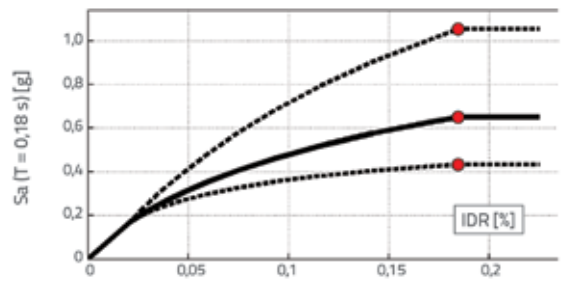
Slika 26. Funkcije osjetljivosti za dva granična stanja LS i CP

Ime graničnog stanja	Median Sa (fiksni prag)	Log. standardna devijacija (fiksni prag)	Median Sa (prag vjerojatnosti)	Log. standardna devijacija (prag vjerojatnosti)
Potpuno operativan	0,1606	0,0000	0,1606	0,0000
Neposredna popunjenost	0,3161	0,1352	0,3161	0,1352
Sigurnost života	0,5712	0,3469	0,5712	0,3469
Prevencija kolapsa	0,6255	0,3864	0,6255	0,3864
Kolaps bočnog nihanja (dinamička nestabilnost)	0,6437	0,3985	0,6437	0,3985

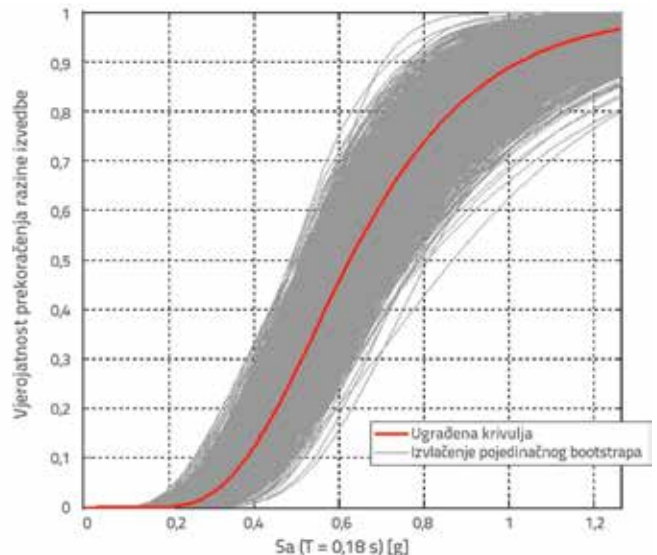
Slika 28. Tablične vrijednosti spektralnih ubrzanja za zadana granična stanja



Slika 24. Definicija graničnih stanja na PO krivulji za smjer Y



Slika 25. Fraktil IDA krivulja u formatu spektralno ubrzanje u funkciji perioda $T = 0,18$ s i pomak vrha zgrade u % kako je definirano na slici 24.

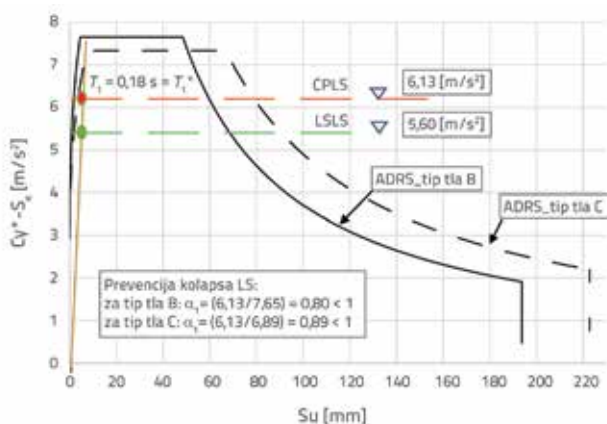


Slika 27. Vizualizacija odstupanja rezultata za sve pojedinačne potresne zapise u odnosu na srednju vrijednost

9.2.2. Rezultati za smjer Y

Iz rezultata predstavljenih na slikama 23. do 27. slijedi da će granično stanje LS i CP biti dostignuto za spektralno ubrzanje od $0,5712 (g) = 5,6 \text{ m/s}^2$ odnosno $0,6255 (g) = 6,13 \text{ m/s}^2$ (slike 26. i 28.).

Iz prikaza na slici 29. slijedi da za oba tipa tla B i C IDA proračunava manju vrijednost spektralnog ubrzanja, koje bi dovelo do prekoračenja graničnoga stanja CPLS od računskih ubrzanja predviđenih normom. Faktor ispunjenja računskoga zahtjeva je za CP približno u rasponu od 0.80 do 0.84 i time ispod zahtijevane vrijednosti od 1 (slika 29.).



Slika 29. Faktor ispunjenja dobiven IDA analizom za smjer Y

Iz provedenih analiza vidljivo je da PBD i IDA rezultiraju sličnim zaključcima: konstrukcija tipske zgrade izložena računskom potresu najvjerojatnije bi izdržala potres u smjeru X u kojem radi kombinirano na savijanje i posmik, ali bi najvjerojatnije računski otkazala u smjeru Y, gdje dominantno radi na posmik. U ovome kontekstu "kolabirati" bi značilo da je došlo do otvaranja pukotina koje su reda veličine 5 do 10 mm, što u normalnim uvjetima ne bi trebalo dovesti do rušenja dijelova zgrade, pod uvjetom da su svi dijelovi zgrade međusobno povezani i nema samostojećih elemenata koji su potpuno odvojeni od glavne strukture. Faktor ispunjenja je za zgrade kojima je preostalo tehničko trajanje manje od 40 godina razmjerno visok i leži malo ispod 1.

Spektralne vrijednosti ubrzanja tla pri dostizanju graničnih vrijednosti LS i CP, dobivenih IDA analizom, sažete su u tablici 11. i svedeni na ubrzanja tla, dobivena analizom seizmičkoga hazarda.

Tablica 11. Vrijednosti ubrzanja tla za koje se dostiže granično stanje (performance limit states) LS i CP

Smjer	Tip tla	LS	CP
		a_g [m/s ²]	a_g [m/s ²]
X	B	1,98	2,43
	C	2,06	2,54
Y	B	1,87	2,04
	C	1,95	2,13

Ovisno o dogovoru između projektanta i investitora (vlasnika nekretnine) koja se razina zaštite želi postići, vrijednosti navedene u tablici 11. mogu poslužiti kao orijentacijska osnovica za donošenje odluka o sanaciji. U konkretnom slučaju, čak i onda kada se uzme viši stupanj zaštite usvajanjem LSLS kao poželjnoga graničnoga stanja u ponašanju zgrade, može se zaključiti da ovdje analizirane arhetipske građevine, ako se nalaze na područjima s nižim intenzitetima ubrzanja tla od približno $1,82 \text{ m/s}^2$, nisu ugrožene i ne moraju biti podvrgnute postupcima poboljšanja. Za usvojeno granično stanje CP, zgrade koje se nalaze u područjima s ubrzanjima tla ispod približno $2,0 \text{ m/s}^2$, ne moraju biti podvrgnute postupcima poboljšanja.

Osim analize zidova u smjeru njihova rasprostiranja, potrebno je konstrukciju provjeriti i okomito na smjer njihova rasprostiranja. Takozvana *out of plane* analiza bit će provedena u poglavlju koje slijedi.

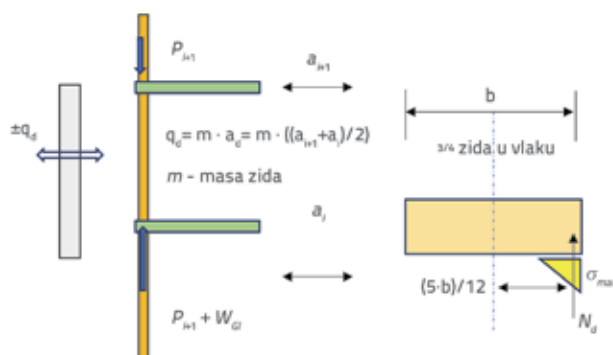
10. Analiza lokalnih mehanizama (*out of plane*)

U pravilu su svi nosivi i nenosivi zidovi povezani sa stropnim pločama koje tvore manje ili više krutu horizontalnu dijafragmu, sposobnu distribuirati potresna opterećenja na zidove pripadajućega kata. Pri tome je raspodjela sila na zidove primarno zavisna od krutosti stropne konstrukcije ali i fleksibilnosti samih zidova.

Ovdje ćemo analizirati zide na potresno djelovanje okomito na smjer njihovoga pružanja, razmatrajući pri modeliranju moguću međusobnu interakciju ziđa (povezivanje s priključnim zidovima istoga kata iz okomitoga smjera), a po visini spojeva sa stropnim pločama i krovnim ploham. Za sve katove i dvije strane zgrade (glavno pročelje i zabatni zidovi) bit će varirani rubni uvjeti oslanjanja kakvi bi se realno mogli pojaviti u praksi, s ciljem određivanja kritičnih ubrzanja okomito na zid koja dovode do otkazivanja ziđa na savijanje.

10.1. Analitički model

Analitički model za određivanje kritičnog bočnog ubrzanja se bazira na modelu prikazanom na slici 30.



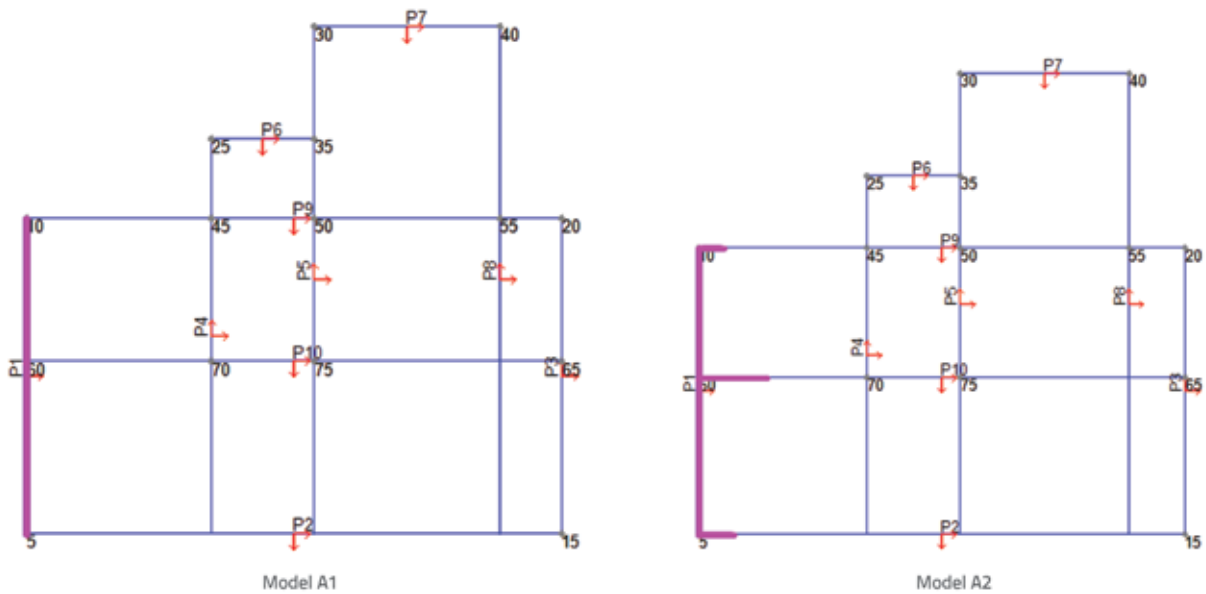
Slika 30. Model ziđa za određivanje kritičnog horizontalnog ubrzanja (lijevo) i raspored napona po širini ziđa (desno)

Izjednačavanjem momenta savijanja koji djeluje na zid kao posljedica horizontalnog ubrzanja mase zida na pripadajućem katu, s graničnim momentom otpora, koji je rezultat djelovanja vertikalnih sila u zidu, a za kritičnu vrijednost širine zida u vlaku od 3/4, dobije se kritična vrijednost ubrzanja koja izaziva kolaps zida okomito na njegovu ravninu.

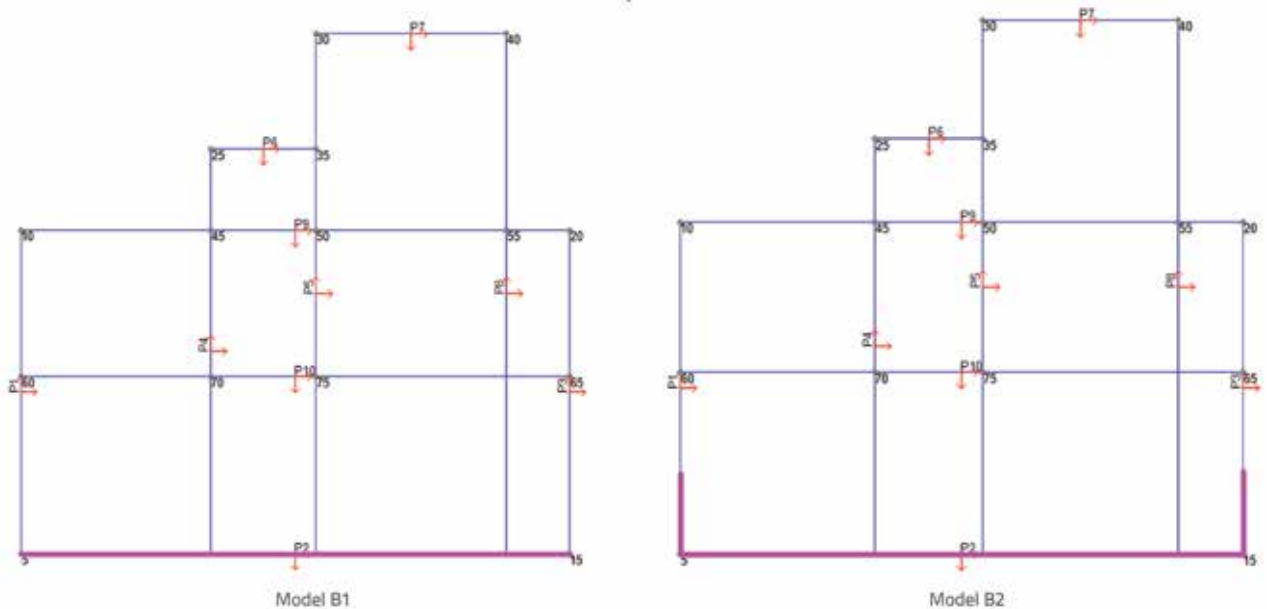
10.2. Modeli oslanjanja vanjskih zidova na priključne elemente

Nepovezan i povezan zabatni zid s okomitim zidovima

prikazan je na slici 31., a nepovezani i povezani zidovi pročelja s okomitim priključnim zidovima na slici 32. Rezultati analiza zidova okomito na njihovu ravninu (tablice 12.a do 12.e) zorno pokazuju da, u slučaju građevine analizirane u ovom radu, najveća ugroza dolazi od nepridržanih zabatnih zidova. Zadaća je provjeriti njihovu povezanost sa ostalim zidovima građevine i stropovima. Ako se zaključi da su veze i spojevi nedostadni, nužno bi trebalo pristupiti njihovom poboljšanju. Kako se radi o konstrukcijskim nedostacima, samo poboljšanje bi u financijskom smislu trebalo biti relativno povoljno.



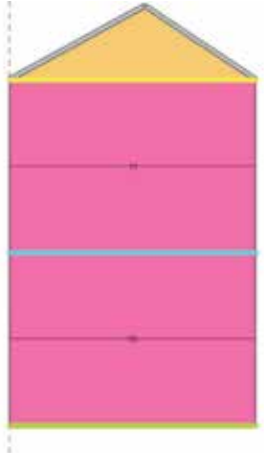





Slika 31. Zabatni zid nepovezan (lijevo) i povezan s okomitim zidovima (desno)



Slika 32. Zidovi pročelja nepovezani (lijevo) i povezani s okomitim priključnim zidovima (desno)

Tablica 12a. Analiza zidova okomito na njihovu ravninu

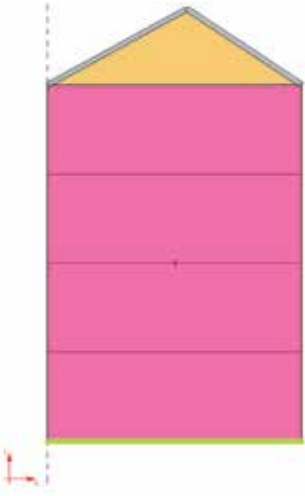

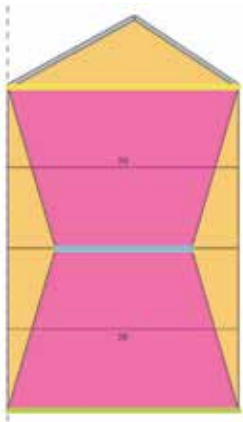
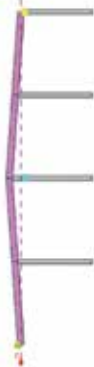
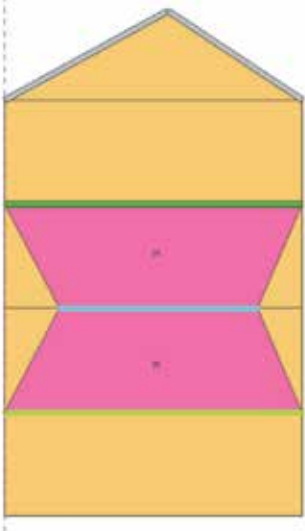

Model	Pogled na zid s prikazom zgloba rotacije	Konfiguracija po visini	Kritična vrijednost horizontalnog ubrzanja	Aktivirano ubrzanje [m/s ²]	Faktor ispunjenja α_1
A1			0,27	2,70	0,1
A1			1,33	2,55	0,52
A1			2,14	2,55	0,84

Zabatni **zidovi nepovezani** sa stropnim pločama i zidovima iz okomitog smjera **po čitavoj visini**, predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, čak i onda kada je ono znatno manje od računskoga, akutnu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je temeljna reška (sljubnica na razini temelja).
Poboljšanje radi sprječavanja prevrtanja je obvezno.



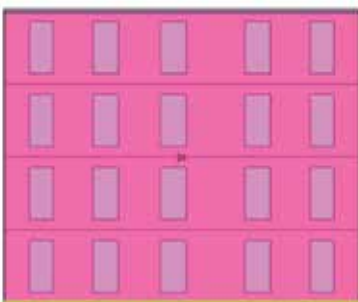
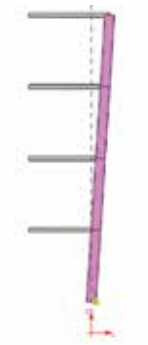
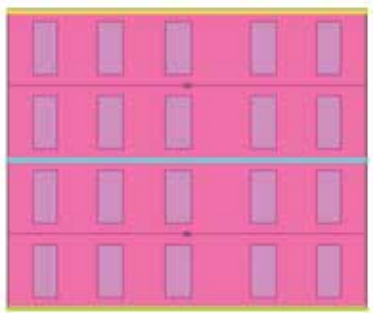
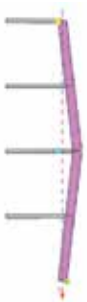
Zabatni **zidovi nepovezani** sa stropnim pločama i zidovima iz okomitog smjera na **čitavoj visini** predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, čak i onda kada je ono znatno manje od računskoga, akutnu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je na polovici visine građevina.
Poboljšanje s ciljem sprječavanja formiranja "trbuha" je obvezno.

Zabatni **zidovi nepovezani** sa stropnim pločama i zidovima iz okomitog smjera, a protežu se kao cjelina na **visini od dva susjedna kata**, predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, veliku ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je na razini stropa.
Izričito se preporuča poboljšanje s ciljem sprječavanja formiranja "trbuha" na razini stropa odnosno stropova.

Tablica 12b. Analiza zidova okomito na njihovu ravninu

Model	Pogled na zid s prikazom zgloba rotacije	Konfiguracija po visini	Kritična vrijednost horizontalnog ubrzanja	Aktivirano ubrzanje [m/s ²]	Faktor ispunjenja α_1
A2			0,59	2,56	0,23
			<p>Zablatni zidovi unatoč povezanosti sa zidovima iz okomitog smjera, ako su po čitavoj visini nepovezani sa stropovima, predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, čak i onda kada je ono znatno manje od računskoga, akutnu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je temeljna reška (sljubnica na razini temelja). <i>Poboljšanje s ciljem sprječavanja prevrtanja je obvezno.</i></p>		
A2			1,58	2,55	0,62
			<p>Zablatni zidovi unatoč povezanosti sa zidovima iz okomitog smjera, ako su po čitavoj visini nepovezani sa stropovima, predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, čak i onda kada je ono znatno manje od računskoga, akutnu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je na razini stropa drugoga kata. <i>Sanacija s ciljem sprječavanja pojave "trbuha" je obvezno.</i></p>		
A2			2,78	2,55	1,09
			<p>Zablatni zidovi povezani sa zidovima iz okomitog smjera, i ako su povezani barem sa svakim drugim stropom, ne predstavljaju ugrozu u slučaju potresnoga djelovanja. Točka rotacije je razina stropa na kojoj zid nije pridržan. <i>Faktor ispunjenja je veći od zahtijevanoga.</i></p>		

Tablica 12c. Analiza zidova okomito na njihovu ravninu


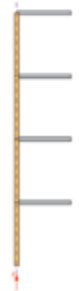
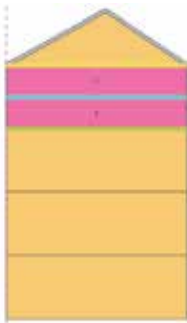

Model	Pogled na zid s prikazom zgloba rotacije	Konfiguracija po visini	Kritična vrijednost horizontalnog ubrzanja	Aktivirano ubrzanje [m/s ²]	Faktor ispunjenja α_i
B1			1,29	2,52	0,19
B1			1,63	2,54	0,64
B1			4,07	2,54	1,6

Teško je zamislivo da bi zidovi pročelja mogli biti nepridržani, ali nije nerealno očekivati da spoj grednika sa zidovima ne odgovara primjerima „dobroga detaljiranja“. Stoga je potrebno **provjeriti kako su grednici umetnuti u zide** i kako je spoj izveden. Za slučaj loše izvedbe, primjerice male duljine nalijeganja grednika na zid, ovdje prikazani model zida pročelja nepovezanoga s ostalim zidovima zgrade ima faktor ispunjenja koji bi zahtijevao obvezno poboljšanje.

Vidi komentar za prethodni slučaj

Zid pročelja koji je nedovoljno dobro povezan sa stropom na „samo jednoj razini“ i proteže se preko dvije etaže nije ugrožen na otkazivanje okomito na ravninu zida zbog djelovanja računskoga potresa.
Faktor ispunjenja je veći od zahtijevanoga.

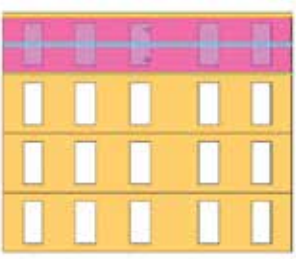

Tablica 12d. Analiza zidova okomito na njihovu ravninu

Model	Pogled na zid s prikazom zgloba rotacije	Konfiguracija po visini	Kritična vrijednost horizontalnog ubrzanja	Aktivirano ubrzanje [m/s ²]	Faktor ispunjenja α_i
A1			1.29	2.52	0.51
A1			2.23	2.56	0.87

Zabatni zidovi u potkrovlju (lastavice) nepovezani s krovštem na čitavoj visini predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, čak i ako je ono znatno manje od računskoga, akutnu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je na visini zadnjeg stropa.
Poboljšanje s ciljem sprječavanja prevrtanja je obvezno.

Zabatni zidovi na četvrtome katu povezani sa stropnim pločama, ali nepovezani s zidovima iz ortogonalnoga smjera predstavljaju u slučaju potresnoga djelovanja, stanovitu ugrozu života osoba koje bi se u momentu potresa našle u njihovoj blizini. Točka rotacije je na sredini zida četvrtoga kata.
Poboljšanje s ciljem sprječavanja gubitka lokalne stabilnosti izričito se preporuča.

Tablica 12e. Analiza zidova okomito na njihovu ravninu

Model	Pogled na zid s prikazom zgloba rotacije	Konfiguracija po visini	Kritična vrijednost horizontalnog ubrzanja	Aktivirano ubrzanje [m/s ²]	Faktor ispunjenja α_i
B1			9,9	2,55	3,88

Zid pročelja na četvrtome katu, dobro povezan sa stropovima, ako je izložen potresnome djelovanju s linijom loma na sredini visine, nije ugrožen djelovanjem računskoga potresa.
Faktor ispunjenja je veći od zahtijevanoga.

11. Strategije poboljšanja odziva zidanih konstrukcija na potresno djelovanje

Trenutačno se za poboljšanje odziva konstrukcije na potresna djelovanja rabi izraz "ojačanje". On je najvjerojatnije nastao primjerenim prijevodom engleske riječi *retrofitting*, odnosno njemačke riječi *Ertüchtigung*. Da je izraz semantički ispravno preuzet, onda bi prikladnija engleska riječ bila *strengthening*, a njemačka *Verstärkung*. U ovome radu dosljedno se rabi izraz

"poboljšanje" umjesto "ojačanje". Ovaj detalj može se činiti nevažnim, no on cilja na samu bit dinamičkoga odziva i značajno je obilježje filozofije potresnoga inženjerstva. Ojačati bi značilo da postoji samo jedna strategija u poboljšanju odziva postojećih građevina na potresna djelovanja. Tome u općem slučaju ipak nije tako. Na slici 33., prema [3], su predstavljene tri posve različite strategije promjene odziva konstrukcije na dinamičku pobudu. Koja će strategija biti primijenjena, zavisi od problema koji se rješava, ali i položaja građevine u prostoru te njezinoga

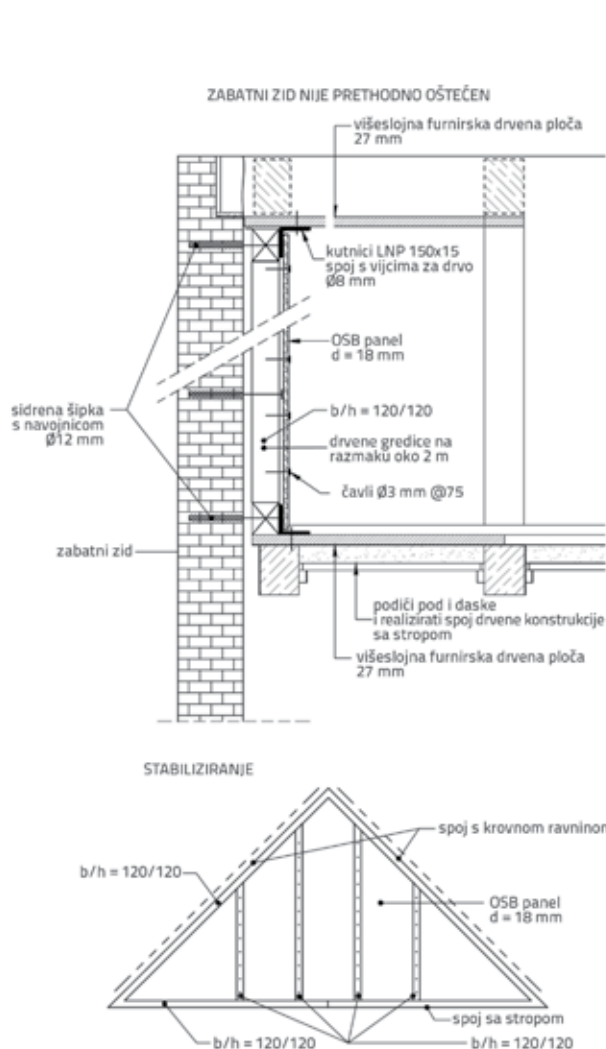


Slika 33. Tri različite strategije poboljšanja odziva konstrukcije na potresna djelovanja: ojačanje povećanjem krutosti i nosivosti (lijevo), povećanje duktilnosti odnosno deformacijske sposobnosti (sredina) i slabljenje konstrukcije (softening) primjerice ugradbom seizmičkih izolatora

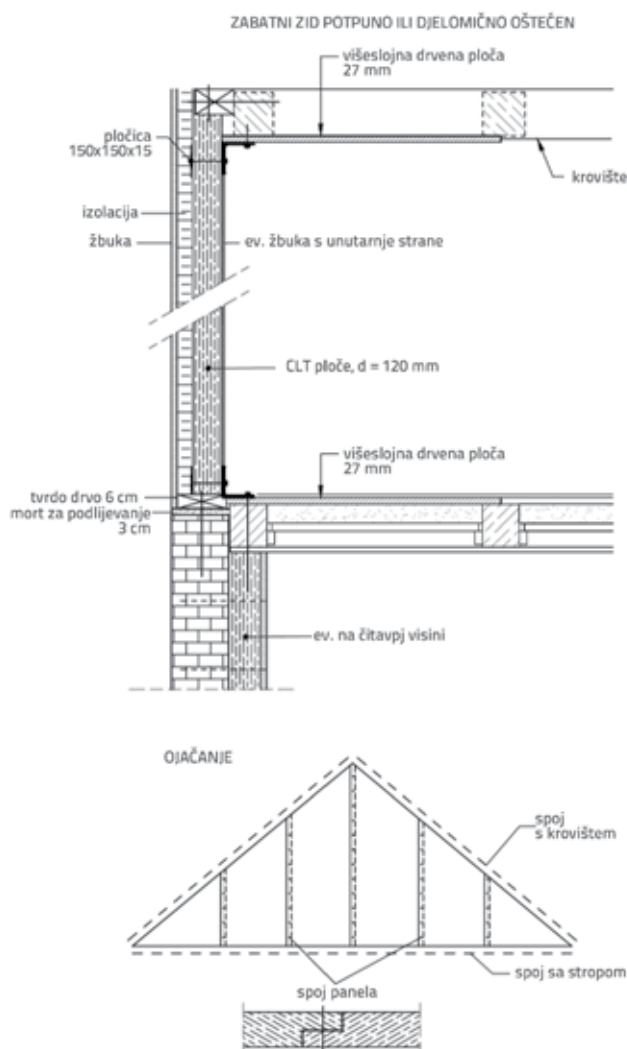
tretmana. Vrlo je izgledno primjerice da zgrade nulte kategorije pod spomeničkom zaštitom neće biti sanirane "ojačanjem". Upravo je nekoliko primjera realiziranih u svijetu pokazalo učinkovitost ugradbe primjerice seizmičkih izolatora pod temelje zidanih građevina. Odabrana je dakle metoda "omekšanja" konstrukcije kako bi se poboljšao odziv na potresna djelovanja.

11.1. Sanacija zabatnih zidova na razini krovišta (konstrukcijska sanacija)

Iz cjelokupne analize predstavljene ovdje proizilazi da su zabatni zidovi najrizičniji elementi s izrazitim rizikom od prevrtanja u slučaju potresnoga djelovanja okomito na njihovu ravninu, a što ovisi o tome



Slika 34. Prijedlog stabiliziranja zabatnoga zida koji u prijašnjim potresima nije oštećen, a pokazuje deficite u spoju sa stropom i krovnom plohom



Slika 35. Prijedlog sanacije zabatnoga zida CLT-panelima za zidove koji su djelomice ili potpuno oštećeni tijekom prijašnjih potresa i moraju biti uklonjeni

kako su zidovi povezani s ostatkom građevine. S tim u vezi najprije će biti razmatrana mogućnost sanacije ove vrste otkazivanja.

Na slikama 34. i 35. predstavljene su mjere sanacije pomoću drva. Razlog tomu je što se u drvu lako mogu nadomjestiti konstrukcijski nedostaci, ugradba je suha, a izvodi se analognim materijalima koji se već nalaze u konstrukciji. Cilj ove intervencije je nestabilni dio povezati sa stabilnim dijelom konstrukcije. Ako ni stropovi ni krovne plohe nisu stabilne u smislu da predstavljaju neku vrstu dijafragme, i njih je potrebno ukrotiti primjerice spregovima ili ojačati naknadnom ugradbom drvenih panela.

11.2. Sanacija pojačanjem, povećanjem posmičnoga otpora

Povećanje posmičnog otpora je vjerojatno najlogičnija prva ideja kada se razmišlja o poboljšanju odziva konstrukcije na potresna djelovanja. Povećanje posmičnog otpora ide u smjeru ojačanja strukture, bez povećanja krutosti. Najčešće se ovdje podrazumijeva uvođenje novih materijala koji nedostatak u posmičnome otporu zida nadomještaju aditivno, tako što se postojeći posmični otpor zida povećava posmičnim otporom dodanih elemenata. Povećanje posmične otpornosti se postiže:

- torkretiranjem, nanošenjem sloja mlaznog betona koji se armira i povezuje s postojećim zidom bušenjem i injektiranjem trnova
- dodavanjem CLT – drvenih panela ili kakvih drugih industrijskih, primjerice Kerto furnirskih ploča
- naknadna aplikacija FRP – traka
- unošenjem energije u sustav napinjanjem zidova.

Torkretiranje je zahtijevna mjera za čiju je realizaciju potrebna instalacija pripadnih strojeva. Unosi vlagu u građevinu i povezana je s odbijanjem mlaznoga betona od površine koja se tretira. Prednost joj je što se u nanesenom sloju, praktički po volji, armiranjem može povećati posmični otpor. Nedostatak je praktičnost primjene zbog velikog prostora potrebnog za razmjerno neurednu (prljavu) aplikaciju, primjerenu naseljenim prostorima. Nedostatak u statičkom smislu je prijenos sila u temeljno tlo, ako konstrukcija kojim slučajem nije ukopana u tlo i ne posjeduje podrumsku etažu. Dodavanje CLT panela je primjereniji način od torkretiranja. Radi se o potpuno suhoj aplikaciji, svi se dijelovi mogu pripremiti u radionici i spojiti na mjestu ugradbe. Primjenom CLT panela spajali bi se elementi od istoga materijala, drvo na drvo, a nastavljanje i u horizontalnom i u vertikalnome smjeru relativno je jednostavno. Sanacija se može obavljati i iznutra (što je

preporuka) ali i izvana. Prednost ovog tipa sanacije je u tome što se ne mijenja dinamički odziv konstrukcije na pobudu jer materijali kao što su paneli od križno lijepljenih dasaka odnosno furnira imaju isti deformacijski kapacitet kao i ziđe. Kod primjene ove metodologije ne postoji problem unosa ekscentrične sile u panel unatoč jednoslojnoj aplikaciji, jer sve sile potresa preuzima drveni panel, a ziđe se na njega samo "naslanja". Nedostatak ovoga načina sanacije je, kao i kod torkretiranja, prenošenje sile u tlo pod uvjetom da zgrada nije upeta u podrumskoj etaži, pa se prijenos verikalnih i horizontalnih sila u temeljno tlo mora realizirati uvođenjem novih elemenata u sustav, primjerice vlačnih elemenata (čeličnih ploča) i mikropilota.

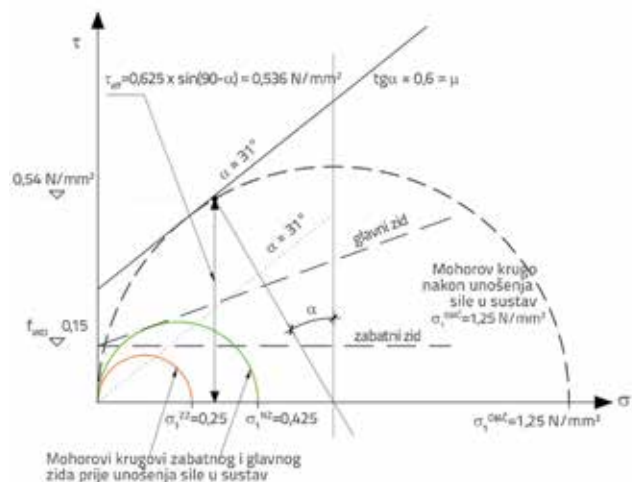
Naknadna aplikacija FRP traka je znatno jednostavnija od prvih dviju metoda povećanja posmičnog otpora, jer je reducirana na manje površine. Obično se zid pripremi, izravna, očisti od masti i nečistoća, a u sljedećem se koraku nanošenjem epoksidnih ljepila aplicira FRP traka od karbonskih vlakana debljine 1,2 do 1,4 mm. Iz iskustva se može reći da je ta metoda poboljšanja odziva, iako djeluje jednostavno, također povezana s nizom poteškoća. Najveća je, u slučaju da se sanacija radi iznutra, vertikalno i dijagonalno kontinuirano vođenje FRP traka prodorom kroz strop. Ako se FRP trake nanose samo s jedne strane, problem predstavlja i ekscentričnost u unosu sila u FRP trake. Kao i kod drugih metoda, postavlja se pitanje unosa sila u temeljno tlo kada najniža etaža nije ukopana u tlo.

I unošenje energije u sustav napinjanjem ima jasnu fizikalnu pozadinu. Kako smo u primjeru analiziranome u ovome radu mogli vidjeti, iskorištenost zida na normalne sile je $(N_d/N_{Rd}) \approx 0,10$ za zabatne i $(N_d/N_{Rd}) \approx 0,17$ za glavne nosive zidove. Ako se na razini iskorištenja tlačne čvrstoće zida pođe od $(f_k/\gamma_M) = (5,0/2,0) = 2,5$ N/mm² onda se na sljubnicama sekundarnih zidova nalaze naponi od približno 0,25 N/mm², a na sljubnicama glavnih nosivih zidova od 0,425 N/mm². Na slici 36. to je naponsko stanje prikazano Mohrovim krugovima. Kada bi se iskorištenost zida u tlaku povećala na $(N_d/N_{Rd}) \approx 0,5$, dobio bi se maksimalni otpor na posmik (slika 6.), a da se deformacijski kapacitet znatno ne umanja i naponi na sljubnici bi bili $\sigma_1 = 1,25$ N/mm². Iz Mohrova kruga slijedi da bi se na ovaj način aktivirali posmični naponi na sljubnici od približno $\tau_a = 0,54$ N/mm², što bi povećalo nosivost zida na posmik više od tri puta. Da bi se u sustav uveo napon od približno $\sigma_1 = 1,25$ N/mm² potrebno je uvesti silu prednapinjanja kako je prikazano u tablici 12. U toj tablici dimenzionirane su natege tipa Swiss Gewi. Rezultat su natege promjera 26,5 i 32 mm na razmaku od 270 i 320 cm za

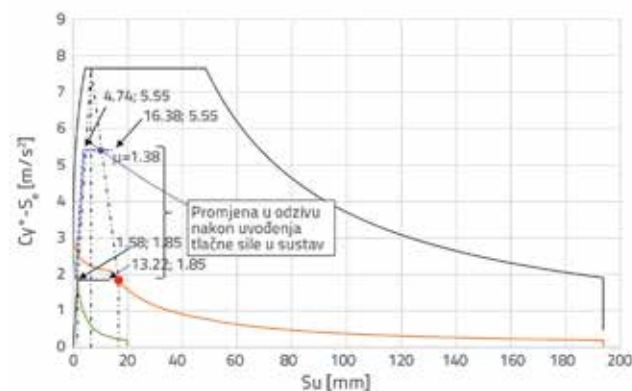
Tablica 12. Dimenzioniranje prednapinjanja u slučaju unošenja normalne sile u sustav

Zid	Naponi prije ojačanja [N/mm ²]	Naponi nakon ojačanja [N/mm ²]	Razlika [N/mm ²]	Debljina zida [mm]	Potrebna sila po m ² zida [kN]	Odabrana šipka $(f_v/f_{tk})=(950/1050)$ [N/mm ²] \emptyset [mm]/@cm	Konačna sila prednapinjanja [kN]
Zabatni	0,25	1,25	1,0	300	300	2 · \emptyset 26,5/270	2 · 405 = 810
Glavni	0,425	1,25	0,825	450	370	2 · \emptyset 32/320	2 · 591 = 1182

zablatne odnosno glavne nosive zidove. Učinci ove intervencije ilustrativno su prikazani na slici 37. Skica ojačanja nategama i mikropilotima prikazana je na slici 38. Napomena: Mikropiloti, ucrtani na skici potrebni su onda kada se vlačna sila mora uvesti u temeljno tlo, dakle u slučaju elementa koji radi na savijanje, ali i kod onih koji rade na posmik, ako su veći dijelovi zida zbog djelovanja momenta savijanja izazvanih bočnim silama u vlaku.



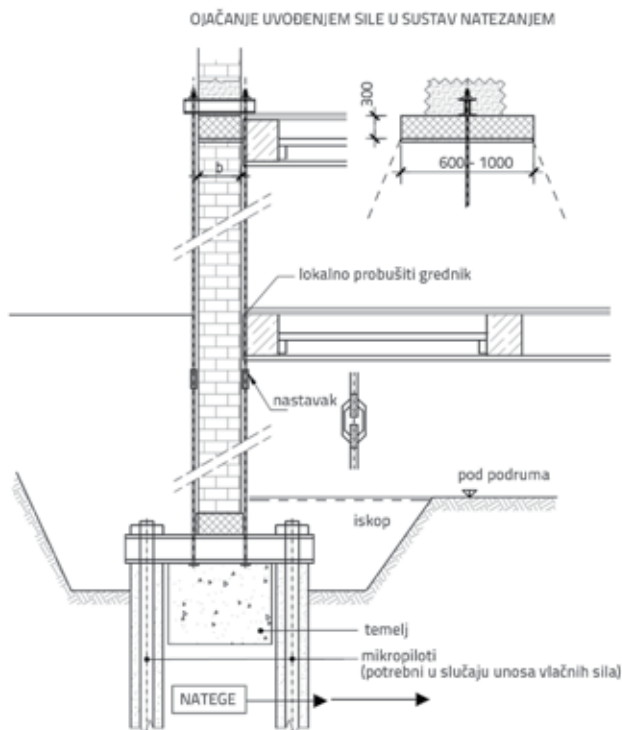
Slika 36. Stanje napona na sljubnici zablatnog i nosivog zida prije unosa dodatne sile u sustav predstavljeno Mohorvim krugovima i naponsko stanje poslije podizanja napona u sljubnici na oko 50 % granične nosivosti zida, 1,25 N/mm²



Slika 37. Primjer promjene odziva u slučaju proračunske situacije analize br. 5 u smjeru unosa sile prednapinjanja u sustav

11.3. Sanacija povećanjem duktilnosti

Sanacija povećanjem duktilnosti je u mehanizmu odziva neka vrsta serijske veze u kojoj prvu kariku u lancu predstavlja zide. Ako zide otkáže na posmik i/ili savijanje, potresne sile preuzima drugi element koji ima znatno drugačiji odziv, s duljom periodom, manjim induciranim silama i znatno većim deformacijskim kapacitetom. Dakle radi se o "preklapanju" u smislu ponašanja dvaju sustava različitih odziva, jednoga krutoga s malim pomacima i jednoga fleksibilnoga, koji bi se aktivirao tek nakon



Slika 38. Primjer uvođenja sile u sustav nategama i mikropilotima

što prvi kruti elementi (zide) otkážu. Nekoliko je mogućnosti koje se u ovom kontekstu nameću:

- uvođenje u sustav armiranobetonskih vijenaca (serklaža) koji se sastoje od vertikalnih i horizontalnih elemenata
- uvođenje u sustav metalnih vijenaca (serklaža) koji se sastoje od vertikalnih i horizontalnih elemenata
- ugradnja vertikalnih čeličnih rešetkastih elemenata koji, zavisno od dimenzija, rade ili na posmik ili na savijanje
- ugradnja čeličnih okvira koji uglavnom rade na savijanje.

Iako su teorijski mogući modeli sanacije, u praksi su zbog obujma i intenziteta zahvata teško izvodivi, ako su građevine naseljene.

11.4. Sanacija "omekšanjem" konstrukcije

Nekada je svrhovito konstrukciju "omekšati" ugradbom izolatora kako bi se smanjio prijenos energije s tla na konstrukciju. U tu svrhu je moguće čitave konstrukcije naknadno dosta zahtjevnim metodama postaviti na seizmičke izolatore u formi vulkaniziranih, armiranih, neoprenskih ležajeva (tzv. *rubber bearing isolators*).

Jedan od primjera je 1928. godine izgrađeni Los Angeles City Hall, 32 kata i 138 m visine, od 1998. do 2001. saniran ugradnjom baznih izolatora. Ako bi se u Hrvatskoj išlo na trajnu zaštitu građevina nulte kategorije, značajnih za hrvatski identitet, kakva je primjerice Zagrebačka katedrala, ovo je zasigurno jedna od metoda o kojoj se mora razmisliti.

Osim zidanih građevina, poboljšanje seizmičkoga odziva ugradbom seizmičkih izolatora je primjereno za građevine velikoga rizika za okoliš, primjerice spremišta ukapljenog plina ili za građevine od velikog infrastrukturnog značenja kakve su primjerice neki mostovi.

12. Zaključak

Nadamo se da je ovdje ponuđena analiza jedne tipične zidane zgrade osigurala detaljniji uvid u odziv zidanih konstrukcija i na neki način demistificirala razinu ugroženosti takvih zgrada na potresna djelovanja. Bilo bi interesantno napraviti inspekciju na samoj građevini, snimiti oštećenja i kvalitativno ih usporediti s rezultatima ove analitičke studije. U svakom slučaju, ovdje analizirana zgrada ima veće nedostatke okomito na smjer pružanja od onoga u smjeru pružanja glavnih nosivih zidova, pa su i mjere sanacije, usmjerene na povezivanje nenosivih zidova s ostacima strukture, neka vrsta monolitiziranja konstrukcije. Metode promjene odziva konstrukcije na potresna djelovanja

taksativno su nabrojene, a neke i skicirane. Cilj je bio što prije nakon potresa ponuditi stručnoj javnosti analizu kao doprinos raspravi u kojemu smjeru obnova odnosno sanacija, ako je potrebna, treba ići. Stoga ovo istraživanje ni približno nije konačno niti cjelovito ali predstavlja prvi korak u otvaranju rasprave o toj značajnoj temi građevinsko inženjerske struke općenito.

Zahvala

Zahvalu upućujemo MWV Bauingenieure AG, Baden, Švicarska, projektantskom uredu koji je oslobodio resurse za pisanje ovoga rada i provođenje *pushover* analize. Posebno zahvaljujemo kolegi Matteu Realiniju, dipl. ing. EPFL, koji je pomogao pri provođenju analize i tijekom pisanja rada bio na usluzi. Najsrdačnije zahvaljujemo kolegama sa Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu, doc.dr.sc. Marti Šavor Novak i izv.prof.dr.sc. Josipu Ataliću, doc.dr.sc. Mariu Urošu na vođenim raspravama, čitanju rukopisa i vrijednim savjetima, koji su neosporno pridonijeli kvaliteti ovoga rada.

LITERATURA

- [1] Atalić, J., Šavor Novak, M., Uroš, M.: Seismic risk for Croatia: overview of research activities and present assessments with guidelines for the future, GRAĐEVINAR, 71 (2019) 10, pp. 923-947, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019>
- [2] Calvi, G.M., Priestley, M.J.N., Kowalsky, M.J.: Displacement-based seismic design of bridges, Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng., 23 (2013) 2, <https://doi.org/10.2749/101686613X13439149157399>.
- [3] Wenk, T.: Seismic retrofitting of structures strategies and collection of examples in Switzerland, 2008.
- [4] Annex, N.: Hrvatska norma HRN EN 1998-1 : 2011 / NA," 2011.
- [5] Aschheim, M.: Yield Point Spectra: A simple alternative to the capacity spectrum method, Proc. 1999 SEAOC Conv. Reno, pp. 1-8, 1999, [https://doi.org/10.1061/40492\(2000\)112](https://doi.org/10.1061/40492(2000)112).
- [6] Gaspersic, P., Fajfar, P., Fischinger, M.: An approximate method for seismic damage analysis of buildings, 10th World Conference in Earthquake Engineering, pp. 3921-3926, 1992.
- [7] Analysis, A., Manual, U.: User Manual User Manual, 3304 (2012) January, pp. 1-148.
- [8] Penna, A., Cattari, S., Galasco, A., Lagomarsino, S.: Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro-element analysis, IV Int. Semin. Struct. Anal. Hist. Constr. Possibilities Numer. Exp. Tech. Padova, Italy, 2 (2004), pp. 1157-1164, [Online]. Available: Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro-element analysis.pdf.
- [9] Parisi, F.: Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, 2010.
- [10] Chopra, A.K., Goel, R.K.: A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings, A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings, Theory and Preliminary Evaluation, Earthquake, PEER Report (2001), pp. 561-582, <https://doi.org/10.1002/eqe.144>.
- [11] SIA Schweizer Ingenieur und Architekten Verein, S i a. Schweiz: SIA 269/8:2017 Erhaltung von Tragwerken - Erdbeben, 2018.
- [12] Lestuzzi, P.: D 0237 Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben," no. October 2010, 2017.
- [13] Kappos, A.J., Panagopoulos, G., Panagiotopoulos, C., Penelis, G.: A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings, Bull. Earthq. Eng., 4 (2006) 4, pp. 391-413, <https://doi.org/10.1007/s10518-006-9023-0>.
- [14] Chopra, A.K., Goel, R. K.: Direct displacement-based design: Use of inelastic vs. Elastic design spectra, Earthq. Spectra, 17 (2001) 1, pp. 47-64, <https://doi.org/10.1193/1.1586166>.
- [15] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A.: The Incremental Dynamic Analysis and its Application to Performance-Based Earthquake Engineering, Eur. Conf. Earthq. Eng., pp. 10, 2002.
- [16] Iervolino, I., Baltzopoulos, G., Vamvatsikos, D., Baraschino, R.: SPO2FRAG V1.0: Software for pushover-based derivation, June (2016), pp. 5-10.