

Procjena potresne otpornosti postojeće zidane zgrade i prijedlog mjera pojačanja konstrukcije

Medić, Marcela

Master's thesis / Diplomski rad

2024

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj: **University of Zagreb, Faculty of Civil Engineering / Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet**

Permanent link / Trajna poveznica: <https://um.nsk.hr/um:nbn:hr:237:911736>

Rights / Prava: [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

Download date / Datum preuzimanja: **2025-04-02**

Repository / Repozitorij:

[Repository of the Faculty of Civil Engineering,
University of Zagreb](#)





Sveučilište u Zagrebu

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Marcela Medić

**PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI
POSTOJEĆE ZIDANE ZGRADE I PRIJEDLOG
MJERA POJAČANJA KONSTRUKCIJE**

DIPLOMSKI RAD

Zagreb, 2024



Sveučilište u Zagrebu

GRAĐEVINSKI FAKULTET

Marcela Medić

**PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI
POSTOJEĆE ZIDANE ZGRADE I PRIJEDLOG
MJERA POJAČANJA KONSTRUKCIJE**

DIPLOMSKI RAD

Mentorica: izv. prof. dr. sc. Marija Demšić

Zagreb, 2024



University of Zagreb

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Marcela Medić

**ASSESSMENT OF THE SEISMIC
PERFORMANCE OF AN EXISTING MASONRY
BUILDING AND MEASURES FOR A RETROFIT
STRATEGY**

MASTER THESIS

Mentor: Asocc. Prof. Marija Demšić, PhD. C. Eng.

Zagreb, 2024



OBRAZAC 3

POTVRDA O POZITIVNOJ OCJENI PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Student/ica :

Marcela Medić	0036510165
(Ime i prezime)	(JMBAG)

zadovoljio/la je na pisanom dijelu diplomskog rada pod naslovom:

Procjena potresne otpornosti postojeće zidane zgrade i prijedlog mjera pojačanja konstrukcije
(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

Assessment of the seismic performance of an existing masonry building and measures for a retrofit strategy
(Naslov teme diplomskog rada na engleskom jeziku)

i predlaže se provođenje daljnjeg postupka u skladu s Pravilnikom o završnom ispitu i diplomskom radu Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta.

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu znanstvenog projekta: (upisati ako je primjenjivo)

(Naziv projekta, šifra projekta, voditelj projekta)

Pisani dio diplomskog rada izrađen je u sklopu stručne prakse na Fakultetu: (upisati ako je primjenjivo)

(Ime poslodavca, datum početka i kraja stručne prakse)

Datum: 18.9.2024.

Mentor: izv. prof. Marija Demšić

Potpis mentora: *Marija Demšić*

Komentor:



OBRAZAC 5

IZJAVA O IZVORNOSTI RADA

Ja :

(Ime i prezime, JMBAG)

student/ica Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta ovim putem izjavljujem da je moj pisani dio diplomskog rada pod naslovom:

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

izvorni rezultat mojega rada te da se u izradi istoga nisam koristio/la drugim izvorima osim onih koji su u njemu navedeni.

Datum:

Potpis:



OBRAZAC 6

IZJAVA O ODOBRENJU ZA POHRANU I OBJAVU PISANOG DIJELA DIPLOMSKOG RADA

Ja :

(Ime i prezime, OIB)

ovom izjavom potvrđujem da sam autor/ica predanog pisanog dijela diplomskog rada i da sadržaj predane elektroničke datoteke u potpunosti odgovara sadržaju dovršenog i obranjenog pisanog dijela diplomskog rada pod naslovom:

(Naslov teme diplomskog rada na hrvatskom jeziku)

koji je izrađen na sveučilišnom diplomskom studiju Građevinarstvo Sveučilišta u Zagrebu Građevinskog fakulteta pod mentorstvom:

(Ime i prezime mentora)

i obranjen dana:

(Datum obrane)

Suglasan/suglasna sam da pisani dio diplomskog rada u cijelosti bude javno dostupan, te da se trajno pohrani u digitalnom repozitoriju Građevinskog fakulteta, repozitoriju Sveučilišta u Zagrebu te nacionalnom repozitoriju.

Datum:

Potpis:

ZAHVALA

Ovim putem se iskreno zahvaljujem mentorici izv. prof. dr. sc. Mariji Demšić na pruženoj pomoći, strpljenju i svom znanju i savjetima nesebično prenesenim tijekom izrade ovog rada.

Hvala mojoj obitelji na podršci i razumijevanju te svim prijateljima koji su uljepšali ove studentske dane.

SAŽETAK

U ovom radu je obrađena zidana zgrada tipična za centar grada Zagreba, oštećena u potresu koji je 22. ožujka 2020. godine pogodio Zagreb. Opisana su karakteristična oštećenja u potresu te metode proračuna zidanih zgrada, s naglaskom na metodi ekvivalentnih okvira i metodi postepenog guranja. U programskom paketu 3Muri je izrađen numerički model postojećeg stanja zgrade, na temelju kojeg su identificirani kritični elementi i procijenjena potresna otpornost građevine. Nadalje, opisani su mogući načini ojačanja građevina te je dan prijedlog mjera ojačanja. Napravljeni su modeli s dvije varijante ojačanja zidova, FRCM-om i torkretiranjem, te je numerički proračun ponovljen. Dobiveni rezultati uspoređeni su međusobno i s rezultatima postojećeg stanja te je dana ocjena učinkovitosti odabranih mjera.

Ključne riječi: zidana zgrada, metoda postupnog guranja, potresna otpornost, mjere ojačanja građevina

SUMMARY

This graduate thesis, examines a masonry building typical for historical downtown of Zagreb, damaged in the earthquake that struck Zagreb on March 22nd, 2020. Typical earthquake damage and methods for analysis of masonry buildings are described, with the emphasis on the equivalent frame method and pushover analysis. A numerical model of the existing building was created using the 3Muri software, based on which the critical elements were identified, and the seismic resistance of the structure was assessed. Furthermore, possible retrofitting strategies are described and a proposal for retrofit measures is provided. Models with two variants of wall retrofits, FRCM and shotcreting, were created and the numerical analysis was repeated. The obtained results were compared with each other and with the results of the existing state of the building, and an evaluation of the effectiveness of the selected measures was provided.

Key words: masonry building, pushover analysis, earthquake resistance, building retrofitting measures

SADRŽAJ

ZAHVALA.....	i
SAŽETAK.....	ii
SUMMARY	iii
1. UVOD.....	1
2. ZIDANE ZGRADE	5
2.1. Karakteristična oštećenja u potresu.....	5
2.2. Mehanizmi sloma nosivih elemenata.....	6
3. METODE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA NA DJELOVANJE POTRESA.....	9
3.1. Strategije modeliranja zidanih konstrukcija	12
3.2. Metoda ekvivalentnih okvira	13
3.3. Metoda postupnog guranja (Pushover metoda).....	21
3.3.1. N2 metoda	22
4. TEHNIČKI OPIS.....	29
4.1. Statički sustav	32
4.2. Stanje građevine nakon potresa 2020. godine.....	34
5. NUMERIČKI MODEL POSTOJEĆEG STANJA ZGRADE	38
5.1. Opis numeričkog modela.....	38
5.2. Dinamičke karakteristike građevine	41
6. PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI ZA POSTOJEĆE STANJE.....	43
7. PRIJEDLOG MJERA POJAČANJA	49
7.1. Ojačanje međukatnih konstrukcija	49
7.2. Ojačanje zidova.....	50
7.2.1. FRM.....	51
7.2.2. Torkret.....	52

8. PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI ZA POJAČANU KONSTRUKCIJU ZGRADE	54
8.1. Model FRCM	55
8.2. Model torkret	61
8.3. Usporedbe modela	66
9. ZAKLJUČAK O UČINKOVITOSTI PREDLOŽENIH MJERA	69
POPIS LITERATURE.....	71
POPIS SLIKA	75
POPIS TABLICA.....	78

1. UVOD

Potres magnitude $M=5,5$ po Richteru s epicentrom u blizini Markuševca i Čučerja koji je 22. ožujka 2020. godine u 06:24 sati pogodio grad Zagreb najjači je potres zabilježen na tom području u povijesti modernog mjerenja, otkad je Andrija Mohorovičić postavio prvi seizmograf 1908. godine [1]. Pola sata nakon prvog uslijedio je naknadni potres magnitude $M=4,9$ koji je nanio dodatnu štetu već pogođenom području. Procjenjuje se da je oštećeno preko 25 000 građevina, što čini približno petinu svih građevina grada Zagreba, a materijalna šteta iznosi preko 10 milijardi eura. Nažalost, izgubljen je i jedan ljudski život [2].

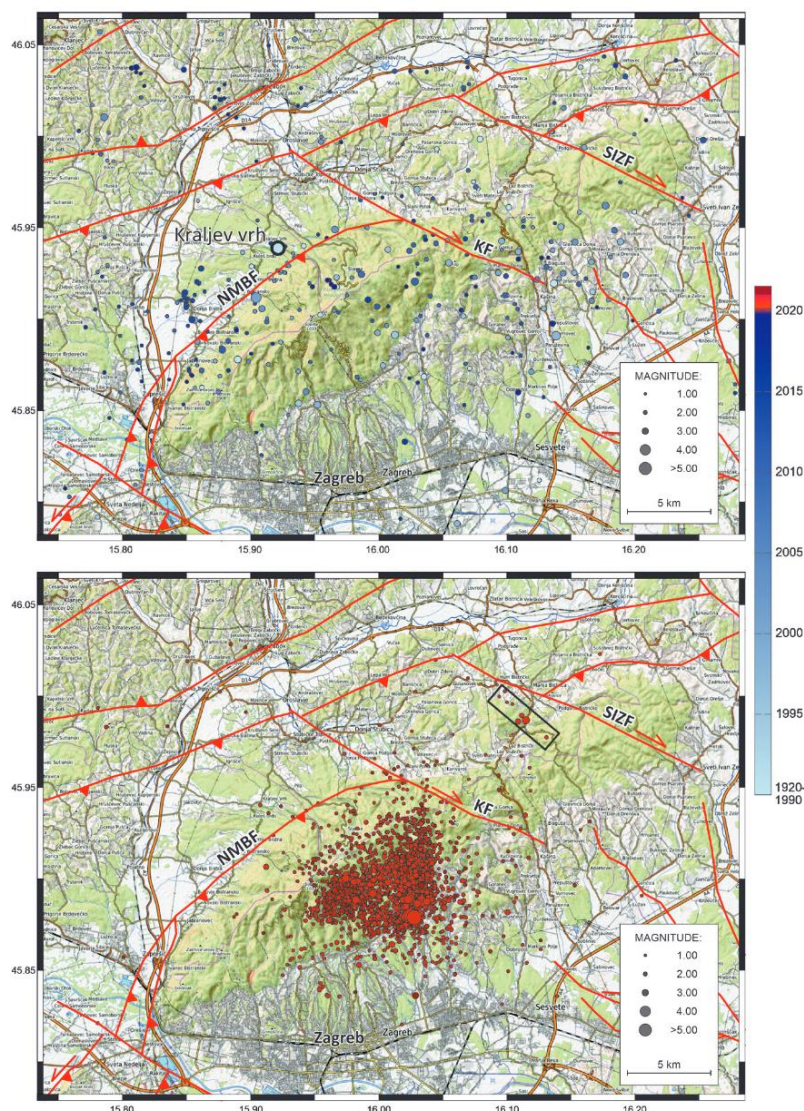


Slika 1 Oštećenja nakon potresa 2020. godine [3]

Međutim, ovakva seizmička aktivnost nije izolirani slučaj. Josip Mrokrović, hrvatski geofizičar iz 20. stoljeća, navodi da je grad Zagreb u razdoblju od 1502. do 1883. godine zatreslo više od 600 potresa, a osobito je teško stradao 1502, 1590 i 1880. godine [4]. Točno 140 godina prije nedavnog Zagrebačkog potresa, 9. studenoga 1880. dogodio se potres magnitude $M=6,3$ s epicentrom na Medvednici, blizu mjesta Kašina i Planina, koji je oštetio i srušio više od polovice tadašnjih 2500 stambenih zgrada, u kojima je živjelo oko 30 000 ljudi [5].

Do pojave potresa dolazi uslijed sučeljavanja gornjih fragmenata Zemljine kore omeđenih aktivnim rasjedima. Rasjedi koji su rezultat interakcije između temeljnih litosfernih ploča, u ovom slučaju Euroazijske i Afričke ploče i Jadranske mikroploče. Razlog seizmičke aktivnosti zagrebačkog područja je smještaj grada u podnožju planine Medvednice koja se podiže od JZ prema SI, uzduž rasjedne zone Žumberak-Medvednica-Kalnik. Tektonski

najaktivnija područja nalaze se na jugozapadnom uglu i na središnjem dijelu Medvednice, gdje su vjerojatno povezana uzdužnim strmim reverznim rasjedima i poprečnim rasjedima s pomakom po pružanju (eng. *strike-slip faults*) [1]. Od najvećeg značaja za grad Zagreb su reverzni Sjeverno-Medvednički rasjed (oznaka NMBF na slici 2) koji se pruža prema jugoistoku te lateralni Kašinski rasjed s pomakom po pružanju (oznaka KF na slici 2), približno okomit na Medvednički [2].

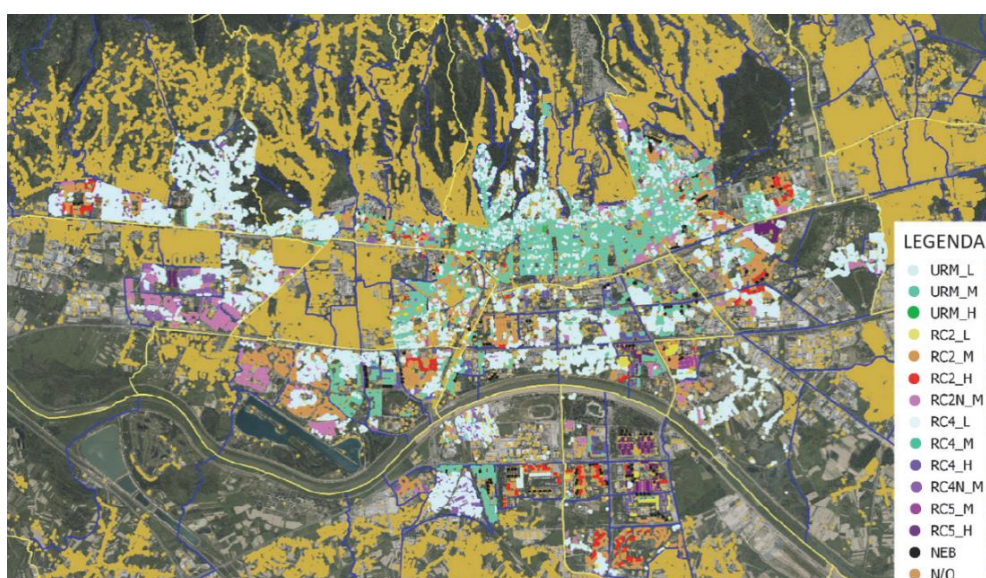


Slika 2 Rasjedi i epicentri instrumentalno mjenjenih potresa a) 1920-2019, magnituda $M \geq 1,0$ b) Potresa u Zagrebu 2020-2021 [6]

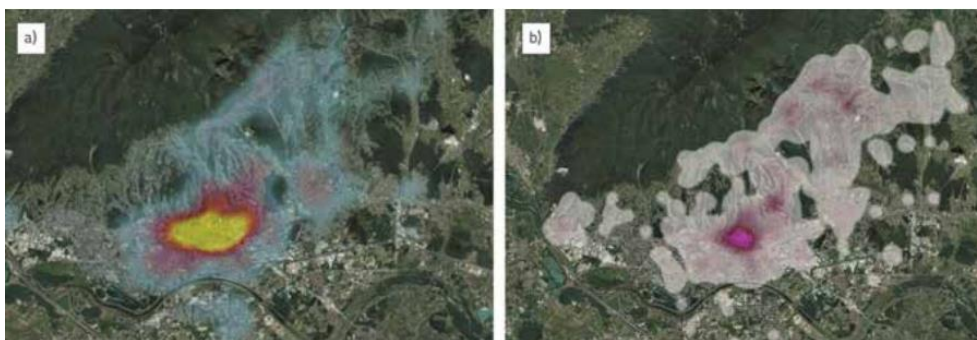
Iz gore navedenog, očito je da su novi potresi na području grada Zagreba, ali i ostalih seizmički aktivnih područja Republike Hrvatske, neizbježni te je bitno razviti svijest o seizmičkoj opasnosti. U dokumentu Procjena rizika od katastrofa u Republici Hrvatskoj – rizik od potresa [7], donesenom još 2015. te ažuriranom 2018. godine, rizik od potresa

prepoznat je kao neprihvatljiv za Hrvatsku. Daljnja istraživanja o riziku su nastavljena, ali konkretni koraci vezani za smanjenje potresnog rizika te nužne mjere i postupke uslijed potresa nisu poduzeti sve do 2020. godine, odnosno nakon zagrebačkog i petrinjskog potresa.

Procjena seizmičkog rizika najčešće polazi od očekivanog oštećenja postojećeg fonda građevina na temelju kojeg se proračunavaju moguće opasnosti za zdravlje i život ljudi te financijski gubici uslijed nastale štete [8]. Pri tome je u Hrvatskoj velik problem nedostatak baza podataka s karakteristikama fonda građevina. Podjela tipova građevina na četrnaest najčešćih tipova konstrukcijskih sustava definirana je u izmjeni dokumenta [7] 2018. godine, a podaci o njihovoj raspoređenosti po mjesnim odborima uneseni su u GIS sustav prikazan na slici 3. Oznake URM se odnose na neomeđene zidane građevine, RC2 na zgrade s armiranobetonskim zidovima, RC4 na zgrade kojima je dominantan konstrukcijski sustav okvir s ispunom i omeđeno ziđe, RC5 na tipske armiranobetonske zgrade i NEB na armiranobetonske tornjeve. U svim oznakama L, M i H se odnose na broj katova, odnosno visinu građevina [9]. Građevine oštećene potresom su uglavnom koncentrirane na području Gornjeg i Donjeg grada te datiraju iz 19. i početka 20. stoljeća, prije pojave ne samo seizmičkih, već bilo kakvih propisa vezanih za horizontalna djelovanja. Može se uočiti preklapanje područja s većinski neomeđenim zidom na slici 3 raspodjele konstrukcijskih sustava i prijavljenih oštećenja građevina nakon potresa slici 4.



Slika 3 Konstrukcijski sustavi zgrada [9]



Slika 4 Prikaz prostornih gustoća prijava: a) oštećenih zgrada od strane građana; b) neuporabljivih zgrada [9]

2. ZIDANE ZGRADE

Karakterističan tip građevina u povijesnom centru Zagreba, točnije Donjem gradu, su zgrade od neomeđenog zida s početka 20. stoljeća koje su građene u blokovima. Blokovi se sastoje od 5 ili više zgrada međusobno naslonjenih jedne na drugu, bez seizmičkih razdjelnica, što komplicira analizu ponašanja uslijed djelovanja potresa. Zgrade se najčešće sastoje od podruma, visokog prizemlja, tri kata i potkrovlja, a konstrukcijski sustav čine međusobno povezani nosivi zidovi od pune opeke, bez horizontalnih i vertikalnih serklaža, s drvenom međukatnom konstrukcijom. Drveni grednici se oslanjaju na uzdužne nosive zidove, paralelne s ulicom, dok poprečni i zabatni zidovi ne preuzimaju velika vertikalna opterećenja. Uzdužni smjer je zato najčešće jači nosivi smjer za horizontalna i vertikalna opterećenja. Stropna konstrukcija podruma su zidani svodovi ili armiranobetonska ploča [10].

2.1. Karakteristična oštećenja u potresu

Oštećenja ovakvih zgrada u potresu uglavnom nastaju zbog neravnomjerne raspodjele krutosti, loših spojeva s krovnom i međukatnim konstrukcijama, te znatne degradacije osnovnih materijala, prvenstveno morta zida. Nedostatak serklaža i slaba povezanost drvenih grednika i zidova od opeke onemogućuju ponašanje građevine kao cjeline ('efekt kutije') zbog čega se bočna sila ne može učinkovito raspodijeliti na nosive elemente.

Najčešća oštećenja uključuju rušenja dimnjaka, zabatnih zidova tavana te drugih konzolnih elemenata na vrhu zgrade, poput parapeta i različitih istaka, kao i oštećenja krovišta. Navedeni elementi nisu nosivi konstrukcijski elementi, ali svojim urušavanjem mogu nanijeti štetu ostatku građevine te ugroziti živote ljudi.

Dimnjaci su zidani, napravljeni od opeke i morta, te kao takvi nisu otporni na horizontalna djelovanja. Njihov statički sustav je konzolan jer su često zidani od poda tavana do visine od čak 5 metara, a tek su u rijetkim slučajevima pridržani za krovnu konstrukciju. Do oštećenja uglavnom dolazi na spoju s krovištem ili podom tavana, a česta su i potpuna urušavanja [2].

Karakteristična je pojava kosih posmičnih pukotina u nosivim i nenosivim zidovima te nadvojima, nastalih zbog prekoračenja nosivosti u ravnini zida. Do raspucavanja nadvoja i pojave dijagonalnih pukotina dolazi uslijed prekoračenja posmične čvrstoće, a do pojave

vertikalnih pukotina uslijed prekoračenja vlačne čvrstoće. Pregradni zidovi, karakteristične debljine 15 ili 7 cm također izvedeni od opeke i morta, doprinose krutosti same građevine, a imaju relativno malu otpornost na horizontalna djelovanja. Također, često postoji nepravilnost u njihovoj vertikalnoj dispoziciji uslijed brojnih, često nedokumentiranih, rekonstrukcija građevine. Iz tih su razloga pregradni zidovi redovito oštećeni uslijed djelovanja potresa. Oštećenja van ravnine su uglavnom vezana za zabatne zidove i lastavice zabatnih zidova. U rijetkim slučajevima može doći do odvajanja zabatnog zida duž cijele visine zgrade te rušenja dijela fasadnog zida uslijed slabih veza s ortogonalnim zidovima. Aktivacija fasadnih zidova izvan ravnine može uzrokovati odvajanje međukatnih konstrukcija i izvlačenje grednika iz ležajnih utora [2].

Krovne konstrukcije najčešće stradaju uslijed rušenja dimnjaka, zabatnih zidova i drugih nepridržanih elemenata, ali i zbog neodgovarajuće stabilizacije i dotrajalosti elemenata same konstrukcije može doći do velikih pomaka, pa i rušenja, cijele krovne konstrukcije [2].

Stubišta su također podložna oštećenjima, najčešće konstrukcijskim oštećenjima ili razdvajanju elemenata. Izvedba s čeličnim nosačima usidrenim u podeste, na koje se oslanjaju krakovi, je karakteristična za ovaj tip zgrada, uz razmjerno krute zidove stubišta.

2.2. Mehanizmi sloma nosivih elemenata

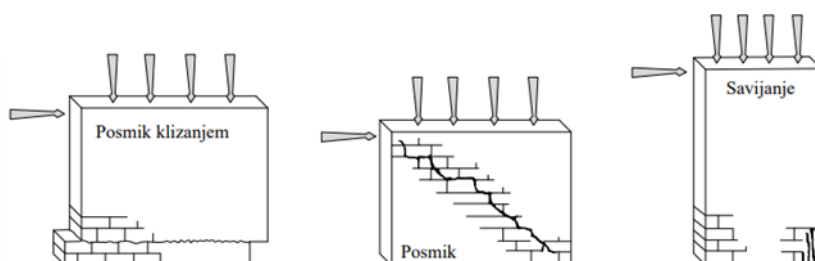
Mehanizmi sloma zida mogu se podijeliti na slom u ravnini i slom van ravnine (eng. *in-plane and out-of-plane mechanisms*). Kad je ziđe pravilno izvedeno, s nosivim zidovima u dva ortogonalna smjera koji su adekvatno povezani međusobno i s međukatnom konstrukcijom, zgrada se uglavnom odupire horizontalnom opterećenju kroz odziv zidova unutar ravnine. U suprotnom, kad su spojevi loše izvedeni, ili zbog gubitka nosivosti ziđa u ravnini, dolazi do ispadanja zida, odnosno pojave mehanizma van ravnine. Podjela na dvije kategorije mehanizama nije isključiva; u zgradama može doći do kombiniranih mehanizama u ravnini i van ravnine [11].

Slom zida u ravnini može se podijeliti na tri mehanizma prikazana na slici 5:

1. Posmik klizanjem nastaje uslijed djelovanja poprečne sile te širenja horizontalnih pukotina duž sljubnica (duž jedne sljubnice ili stepeničasto), pri čemu se formira klizna ravnina. Karakterističan je za ziđe s niskom razinom vertikalnog opterećenja i slabim trenjem u sljubnicama morta, odnosno lošom kvalitetom morta

2. Otkazivanje posmikom karakteriziraju dijagonalne pukotine koje se mogu pružati po sljubnicama morta ili prolaziti direktno kroz opeku, ovisno o čvrstoći morta i opeke i njihovom međudjelovanju. Pukotine nastaju kad se prekorači posmična čvrstoća morta, odnosno vlačna čvrstoća opeke.

3. Otkazivanjem uslijed savijanja dolazi do drobljenja tlačnog dijela zida te pucanja i odvajanja vlačnog dijela, te u konačnici prevrtanja zida. Karakterističan je za visoke i uske zidove kod kojih je dominantno opterećenje momentom savijanja.



Slika 5 Mehanizmi sloma zida u ravnini [12]

Na slici 6 prikazano je osam osnovnih slomova zidova izvan ravnine, slom u ravnini te djelomični slomovi zidova uvučenih nadogradnji i lastavica zabata. Rušenja međukatnih konstrukcija i krovova se smatraju povezanim sa slomovima zidova izvan ravnine [10].

A	B1	B2	C	D	E	F
VERTIKALNO PREVRTANJE ZIDA	PREVRTANJE S JEDNIM BOČNIM KRILOM	PREVRTANJE S DVA BOČNA KRILA	SLOM KUTA	DJELOMIČNO PREVRTANJE	VERTIKALNO PREVRTANJE TRAKE	VERTIKALNI LUK
			OSTALI DJELOMIČNI SLOMOVI		PRATEĆI SLOMOVI	
G	H	I	L			
HORIZONTALNI LUK	SLOM U RAVNINI	VERTIKALNI DODATAK	PREVRTANJE LASTAVICE ZABATA	RUŠENJE KROVA/ KATA	SLOM ZIDA	

Slika 6 Mehanizmi otkazivanja zida [13]

Prvih šest mehanizama ovisi o stanju i tipu veze između fasadnih i bočnih zidova. Mehanizam A označava prevrtanje zida pročelja bez sudjelovanja bočnih zidova. Nastaje zbog nedostatka ili slabosti veze na spojevima zidova u dva smjera i međukatnih konstrukcija te je najčešći mehanizam u starim zidanim zgradama. Ukoliko je veza dovoljna da se uključe i bočni zidovi, dolazi do mehanizama B, a u slučaju kad su zidovi dobro povezani u oba smjeru, ali je kvaliteta materijala u ravninama zidova loša, može doći do mehanizma C. U slučaju nejednolike veze i slabe kvalitete zida umjesto mehanizma B1 može doći do mehanizma D. Nadalje, ovisno o kvaliteti veze i materijala, ali i rasporedu otvora, nadvojima, prekoračenju posmične i vlačne čvrstoće te drugim čimbenicima dolazi do pojave ostalih mehanizama. Mehanizam I nastaje zbog slabog pridrzanja zida u razini s krovnom konstrukcijom. Do prevrtanja lastavice kod mehanizma L dolazi kad nema pridrzanja lastavice po vrhu zida, odnosno nedovoljne nosivosti takvog konzolnog elementa zida na savijanje oko osi paralelne s horizontalnim sljubnicama. Lokalni lom zida kao lom gradiva nastaje uslijed prekoračenja vlačne, odnosno posmične čvrstoće [10].

3. METODE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA NA DJELOVANJE POTRESA

Posljednjih desetljeća došlo je do znatnog razvoja potresnog inženjerstva. Od korištenja jednostavnog seta propisanih odredbi, s ciljem osiguranja životne sigurnosti, došlo je do razvoja projektiranja temeljenog na ponašanju konstrukcije (eng. *performance based engineering*) pri kojem se u obzir uzimaju razni ciljevi vezani za ponašanje konstrukcije, s naglaskom na kontroli štete. Pristupi temeljeni na ponašanju imaju razne prednosti koje se svode na efikasniji način projektiranja konstrukcija i konstrukcijskih sustava uz postizanje boljih karakteristika, odnosno ciljeva izvedbe te uzimanje u obzir više različitih varijabli koje omogućuju dionicima bolju informiranost pri donošenju odluka temeljenih na rizicima. Građevinski inženjeri su dobro upoznati s mjerama izvedbe kao što su pomak, ubrzanje ili naprezanje, ali mnogi sudionici u lancu donošenja odluka, koji nisu nužno inženjeri, preferiraju mjere koje su izravno povezane s poslovnim odlukama, kao zastoji ili troškovi popravka [14]. Pristup temeljen na pomaku (eng. *displacement-based approach*) pokazao se vjerodostojnijim načinom opisa ponašanja i proračuna konstrukcija pod djelovanjem potresnog opterećenja te u novije vrijeme dominira nad tradicionalnim pristupom projektiranja koji se temelji na silama (eng. *force-based approach*).

Kako bi aproksimacija ponašanja složenih konstrukcija bila moguća, potrebna su određena pojednostavljenja s ciljem jednostavnijeg opisa djelovanja na konstrukciju i smanjenja broja nepoznanica, te posljedično i vremena i memorije računala potrebnih za provedbu analiza. Ta pojednostavljenja odnose se na sam numerički model konstrukcije, kao i na metode proračuna.

Norma za projektiranje konstrukcija otpornih na potres HRN EN 1998 [15] propisuje smjernice koje inženjeri trebaju slijediti pri seizmičkom proračunu konstrukcija. Metode se dijele na linearne i nelinearne te statičke i dinamičke, a njihova kompleksnost raste s točnošću rezultata.

Metode su kratko opisane u nastavku:

1. Linearni statički proračun primjermom ekvivalentnog statičkog opterećenja

Ova metoda je primjenjiva na građevine čiji odziv nije značajno osjetljiv na doprinose oblika oscilacija viših od osnovnog oblika u svakom glavnom smjeru, što vrijedi ako su ispunjeni uvjeti o pravilnosti zgrade i uvjet za period prvog oblika oscilacija zgrade u svakom glavnom smjeru T_1 :

$$T_1 = \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (1)$$

gdje je T_c - vrijednost perioda elastičnog spektra odziva ovisna o vrsti tla

Građevina se proračunava na ukupnu poprečnu silu F_b u podnožju građevine (eng. *base shear*) koja djeluje u dva horizontalna i međusobno okomita smjera.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2)$$

gdje je:

$S_d(T_1)$ – ordinata proračunskog spektra odziva za osnovni period titranja u promatranom smjeru

m – ukupna masa konstrukcije

λ – popravni koeficijent ovisan o T_1 i broju katova

Opterećenje na pojedinoj etaži F_i se dobije raspodjelom ukupne poprečne sile po katovima konstrukcije, ovisno o masama i pomacima svakog kata:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum (s_j \cdot m_j)} \quad (3)$$

gdje je:

F_i – horizontalna sila na i-tom katu

F_b – ukupna poprečna sila u podnožju građevine

s_i i s_j – pomaci masa katova m_i i m_j u osnovnom obliku oscilacija

Ako je osnovni oblik oscilacija aproksimiran linearno rastućim horizontalnim pomakom, horizontalne sile F_i se mogu računati kao:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum (z_j \cdot m_j)} \quad (4)$$

gdje su z_i i z_j visine masa m_i i m_j iznad mjesta unosa sile u građevinu

2. Linearni dinamički modalni proračun spektrom odziva

Modalni proračun spektrom odziva primjenjuje se na građevine koje ne zadovoljavaju uvjete dane za primjenu metode ekvivalentnog statičkog opterećenja. Preporučena je metoda za projektiranje novih konstrukcija. Razlika metode je u tome što u obzir uzima sve oblike oscilacija koji imaju značajan doprinos ukupnom odzivu građevine, što podrazumijeva oblike čiji zbroj efektivnih modalnih masa iznosi minimalno 90 % ukupne mase građevine i čije su efektivne modalne mase veće od 5 % ukupne mase građevine [15].

Klasična modalna analiza se najčešće primjenjuje na linearnim sustavima s klasičnim prigušenjem koji imaju klasične vlastite periode i oblike titranja. Ne može primijeniti na sustave s različitim prigušenjima pojedinih dijelova (npr. građevine i okolnog tla) i na neelastične sustave (neovisno o prigušenju). Temelji se na transformaciji jednadžbi gibanja u modalne koordinate, čime se dobiva niz neovisnih jednadžbi s jednim stupnjem slobode.

Ukupni odziv sustava se dobije kao zbroj odziva za svaku jednadžbu gibanja. Međutim, budući da se iz spektra određuje vršno pseudoubrzanje na temelju kojeg se računaju i vršne vrijednosti sila i pomaka potrebnih za dimenzioniranje, koriste se pravila modalnih kombinacija: pravilo ukupne sume (ABBSUM), pravilo drugog korijena sume kvadrata (SRSS) i pravilo potpune kvadratne kombinacije (CQC). Pravilo ABBSUM je najkonzervativnija procjena koja se rijetko koristi za klasične građevine, pravilo SRSS se koristi za građevine s dobro razmaknutim periodima, dok se pravilo CQC koriste za građevine s bliskim periodima [10].

3. Nelinearna statička metoda postupnog guranja (eng. pushover)

Ova metoda će detaljno biti opisana u nastavku rada, budući da se na njoj temelji proračun predmetne građevine u programskom paketu 3Muri.

Koncepti projektiranja temeljenog na ponašanju doveli su do veće upotrebe nelinearne statičke analize (metoda postupnog guranja) [16] koja se temelji na postepenom nanošenju horizontalnog opterećenja uz kontrolu pomaka čime se aproksimiraju horizontalne sile potresa. Cilj analize je otkrivanje kritičnih dijelova konstrukcije koji predstavljaju slabe 'karike' pri djelovanju potresa. Zahtjev za maksimalni dozvoljen pomak za određeno granično stanje se uspoređuje s kapacitetom pomaka dobivenim proračunom, preko krivulja sila-pomak (tzv. Pushover krivulje). Krivulje opisuju neelastični odgovor konstrukcije pod djelovanjem horizontalnog seizmičkog opterećenja, idealizirajući njeno ponašanje u smislu krutosti, ukupne čvrstoće i konačnog kapaciteta pomaka [16].

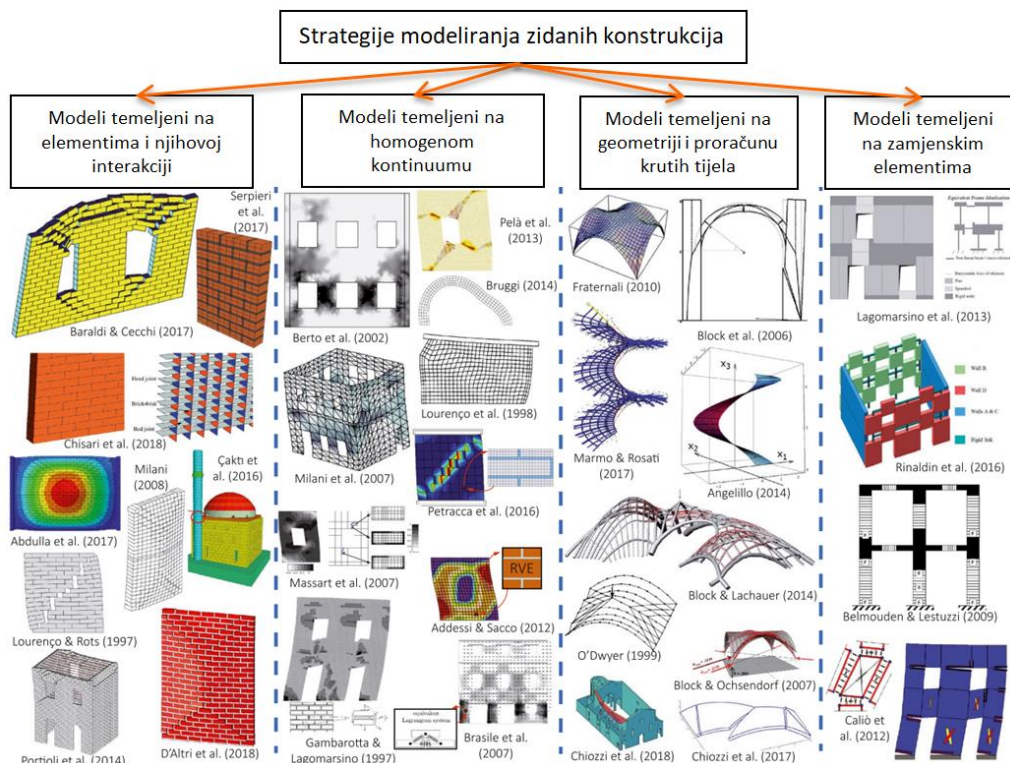
4. Nelinearni dinamički proračun uporabom zapisa ubrzanja u vremenu (eng. time history)

Odziv konstrukcije u vremenu može se dobiti putem izravne numeričke integracije njezinih diferencijalnih jednadžbi gibanja uz gibanje tla koje je zabilježeno akcelrogramima [15]. Rješenje se može dobiti isključivo numerički, ali vrijedi za linearne i nelinearne sustave te klasična i opća prigušenja sustava [10]. Ova metoda predstavlja najtočniju metodu proračuna konstrukcija na potresna opterećenja, međutim njen nedostatak je velika kompleksnost i vrijeme potrebno za provedbu analize.

3.1. Strategije modeliranja zidanih konstrukcija

Kako bi se proračun uopće mogao provesti, prethodno je potrebno izraditi numerički model konstrukcije. Žiđe je izrazito nehomogen i nelinearan materijal koji se kroz povijest koristio za gradnju zgrada složene i nepravilne geometrije, što predstavlja izazov pri računalnom modeliranju. Izbor načina modeliranja ovisi o karakteristikama konstrukcije te krajnjem cilju. D'Altri i drugi u svom radu [17] donose pregled i kratku sistematizaciju postojećih strategija modeliranja zidanih konstrukcija, prikazanu na slici 7. Četiri kategorije koje predlažu su:

1. Modeli temeljeni na elementima i njihovoj interakciji (eng. *Block-based models*)
2. Modeli temeljeni na homogenom kontinuumu (eng. *Continuum homogeneous models*)
3. Modeli temeljeni na geometriji i proračunu krutih tijela (eng. *Geometry-based models*)
4. Modeli temeljeni na zamjenskim elementima (eng. *Equivalent frame models*)



Slika 7 Strategije modeliranja zidanih konstrukcija [17]

U ovom radu detaljnije će se opisati metoda temeljena na zamjenskim elementima, odnosno metoda ekvivalentnih okvira. Sam koncept primjene makroelemenata na zidane građevine uveo je Tomažević 1970ih [18]. Aproksimacija zidane konstrukcije

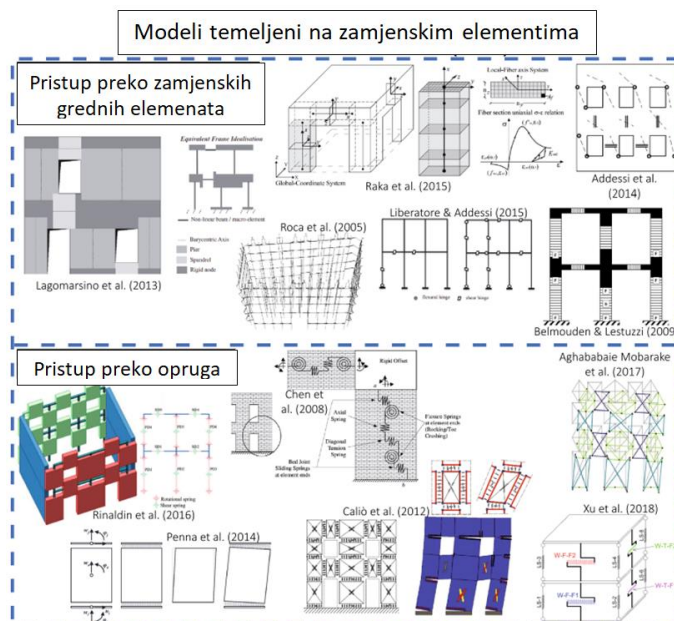
makroskopskim elementima temelj je metode ekvivalentnih okvira. Ovisno o geometrijskim i kinematičkim svojstvima, elementi se dijele na deformabilne elemente, pri čemu imamo vertikalne elemente zidova i stupova (eng. *pier*) te horizontalne elemente nadvoja i greda (eng. *spandrel*). Dijelovi konstrukcije koji su manje podložni oštećenjima tijekom potresa u modelu se aproksimiraju krutim zonama (eng. *rigid nodes*).

Metoda ekvivalentnih okvira ujedno omogućuje i jednostavno uvođenje dodatnih elemenata u zidanu konstrukciju, kao što su armirano-betonske grede ili stupovi, što je prikladno za izradu modela mješovitih armirano betonskih i zidanih konstrukcija [16]. Povezivanjem elemenata u idealiziranu okvirnu konstrukciju dobiva se pojednostavljeni model, približno iste krutosti, mase i dinamičkih svojstava kao i realna građevina, na kojem je moguće provoditi seizmičke analize čak i složenih konstrukcija.

3.2. Metoda ekvivalentnih okvira

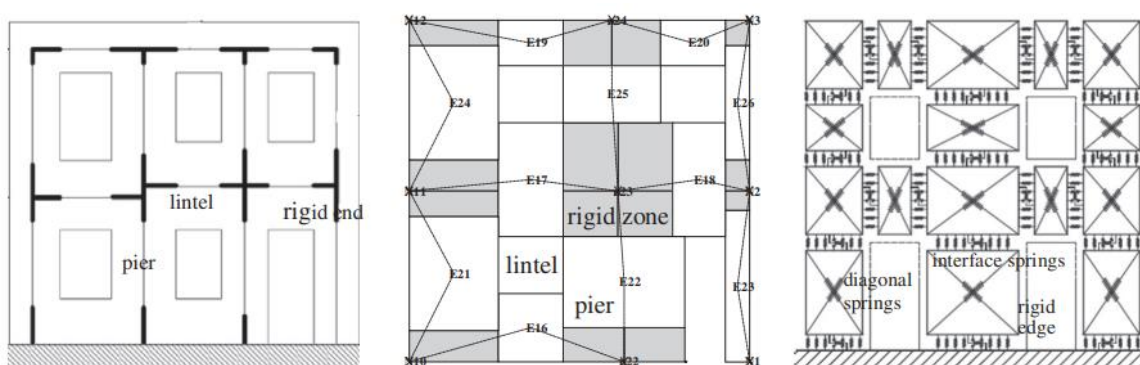
U nastavku ovog poglavlja metoda ekvivalentnih okvira je detaljnije opisana kroz implementaciju u programu 3Muri u kojem je napravljen numerički model predmetne građevine.

Postoje dva pristupa modeliranju makroelemenata; pomoću 1D grednih elemenata koji su povezani krutim vezama ili čvorovima te 2D diskretnih elemenata povezanih nelinearnim oprugama [19].



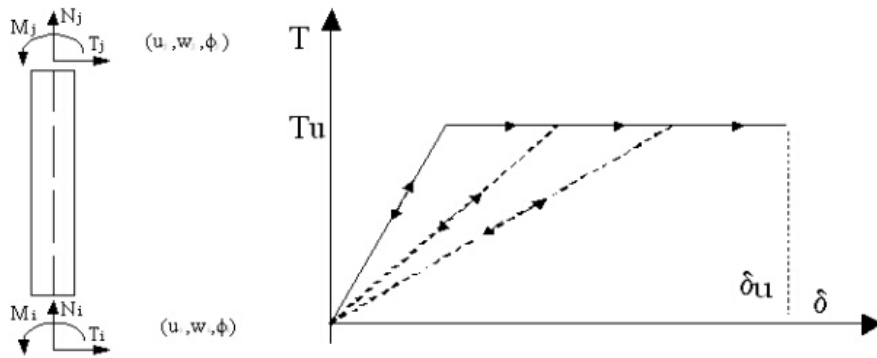
Slika 8 Dva pristupa modeliranju temeljena na zamjenskim elementima [17]

Idealizacija zida nelinearnim grednim elementima je u praktičnoj primjeni najčešće korišten pristup. Predložio ga je Tomažević uvođenjem tzv. POR metode (eng. *Panel Organisation for Response*) koja se temelji na grubim mehaničkim pretpostavkama da oštećenja u ravnini zida kod horizontalno opterećenih zidanih konstrukcija proizlaze iz posmičnih sila u zidovima/stupovima dok su grede/nadvoji i čvorišta smatrana potpuno krutima [17]. Od triju poznatijih softverskih programa za proračun neomeđenih zidanih konstrukcija koji su temeljeni na metodi ekvivalentnih okvira, TreMuri (i njegova komercijalna verzija 3Muri) i SAM II se temelje na prvom pristupu s 1D grednim elementima dok program 3DMacro koristi 2D diskretne elemente s oprugama (slika 9) [20.]



Slika 9 Prikaz različitih modela zida – a) SAM II, b) TreMuri, c) 3DMacro [20]

U programu 3Muri implementiran je nelinearni gredni element, odnosno element s bilinearom elasto-idealno-plastičnim ponašanjem (slika 10). Ponašanje elementa se razmatra u smislu njegove krutosti, čvrstoće i krajnjeg kapaciteta pomaka, pri čemu vrijede odgovarajući odnos sila–pomak i ograničenja pomaka ili rotacije. Prednost ovakve formulacije je usklađenost s preporukama nekoliko seizmičkih propisa (europski EN 1998-3, američki ASCE/SEI 41/06 te talijanski NTC 2008) budući da se kriteriji čvrstoće za posmično otkazivanje i otkazivanje savijanjem mogu jednostavno usvojiti za određivanje bočne nosivosti elemenata [16].



Slika 10 Gredni element s elasto-idealnooplastičnim ponašanjem [21]

Glavne značajke ovog grednog elementa su [21]:

1. Početna krutost određena iz elastičnih svojstava uz pretpostavku degradirane krutosti radi raspucavanja poprečnih presjeka
2. Bilinearni odgovor s maksimalnim vrijednostima posmične sile i momenta savijanja izračunatim prema graničnim stanjima nosivosti
3. Redistribucija unutarnjih sila prema ravnoteži elementa
4. Identifikacija graničnih stanja oštećenja uzimajući u obzir globalne i lokalne parametre oštećenja
5. Degradacija krutosti u plastičnom području
6. Kontrola duktilnosti definiranjem vršnog relativnog pomaka (δ_u). Maksimalni pomak može se razlikovati za posmično ili aksijalno savijanje. Propisi predviđaju različite granične vrijednosti ovisno o tipu loma:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \quad (5)$$

7. Otkazivanje elementa pri maksimalnom pomaku bez prekida globalne analize

Opterećenja se na element nanose samo u čvorovima, bez djelovanja po dužini elementa. Početna elastična grana direktno je određena posmičnom krutosti i krutosti na savijanje koje su prethodno izračunate na osnovi geometrijskih i mehaničkih svojstava te su prikazane u matrici krutosti K_e :

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix}}_{K_e} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

Koeficijent ψ je definiran kao:

$$\psi = \frac{1,2EI^2}{Gh^2} \quad (6)$$

gdje su:

E – Youngov modul elastičnosti

G – modul posmika

A – poprečni presjek zidnog panela

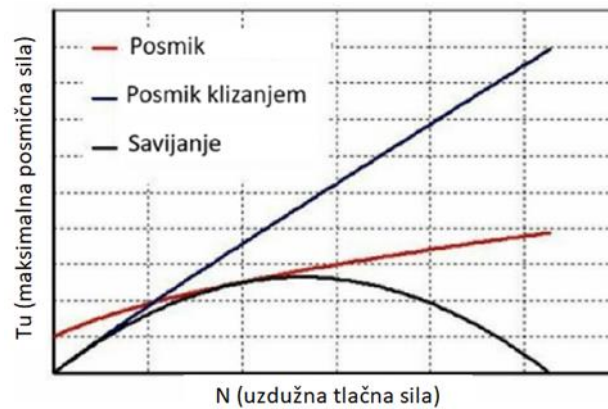
J – moment inercije panela

h ; l – visina; duljina zidnog panela

η – koeficijent redukcije krutosti (ako nije drugačije određeno, preporuka je smanjenje početne krutosti za 50%)

Kako bi se utjecaj djelovanja u obliku statičkih i kinematičkih varijabli mogao prenijeti između čvorova elemenata, program 3Muri koristi odmak pomaka (eng. *offset*) krutih krajeva elementa. Nelinearna korekcija odziva elastičnog ponašanja provodi se na temelju nosivosti elemenata za odgovarajuće granično stanje, dok se preraspodjela unutarnjih sila vrši se u skladu s ravnotežom elementa [16].

Nelinearno ponašanje aktivira se kada jedna od generaliziranih sila u čvorovima dosegne svoju maksimalnu vrijednost procijenjenu prema najmanjoj od sljedećih kriterija nosivosti: savijanje, posmik klizanjem ili posmik (slika 11), opisanih u poglavlju 2.2 [21]. U 3Muri-ju se za posmik može izabrati Mohr Coulombov (linearni odnos između posmičnog i normalnog naprezanja) ili Turnšek Čačovičev kriterij.



Slika 11 Usporedba kriterija otkazivanja [17]

Najveći proračunski moment savijanja M_u je u programu 3Muri definiran kao [21]:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (7)$$

gdje je:

l – duljina panela

t – debljina panela

σ_0 – prosječno normalno tlačno naprezanje po površini poprečnog presjeka

f_m - proračunska vrijednost tlačne čvrstoće зида

Proračunska nosivost na poprečnu silu je definirana izrazom:

$$V_u = \frac{M_u}{\alpha h} \quad (8)$$

gdje je:

α - koeficijent koji definira položaj infleksije momenta savijanja po visini зида (obostrano upeti зид $\alpha = 0,5$, konzolni $\alpha = 1,0$). Vrijednost α se ovisno i vrijednostima momenata savijanja na rubovima elementa računa kao:

$$\alpha = \left| \frac{M_{\max}}{M_{\max} + M_{\min}} \right| \quad (9)$$

Dijagonalno raspucavanje зида uslijed posmika se po Turnšek-Čačovićevom kriteriju definira kao:

$$V_s = \frac{f_{tu} l t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (10)$$

gdje je:

$f_{tu} = 1,5 \tau_0$ - proračunska vrijednost dijagonalne vlačne čvrstoća зида

τ_0 - inicijalna posmična čvrstoća ziđa
 t - debljina zida
 l - duljina zida
 σ_0 - normalno prosječno tlačno naprezanje

Posmični slom klizanjem prema Mohr-Coulombovom kriteriju dan je kao:

$$V_u = l'tf_v = l't(f_{v0} + \mu\sigma_n) \quad (11)$$

gdje je:

l' - duljina tlačnog područja elementa

t – debljina

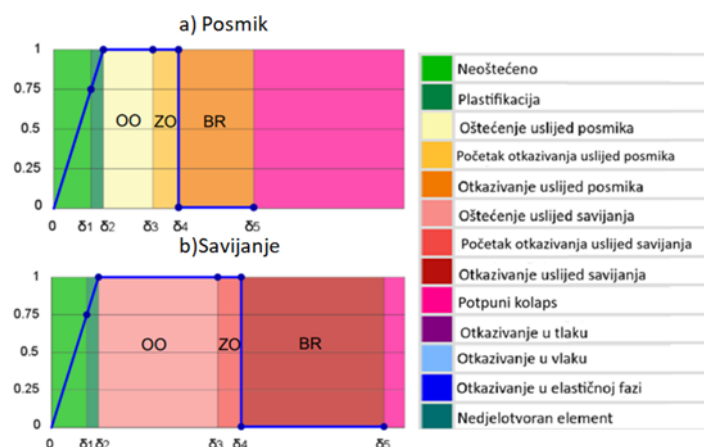
f_v - posmična čvrstoća ziđa ($f_v \leq f_{v,lim}$)

f_{v0} - početna posmična čvrstoća

μ - koeficijent trenja

σ_n - normalno prosječno tlačno naprezanje s obzirom na efektivnu površinu

Razvoj oštećenja uzrokovanih posmikom i drobljenja uslijed savijanja s oznakama stanja elementa implementiran u 3Muri-ju je prikazan na slici 12. Tri razine graničnih stanja elementa su OO-ograničeno oštećenje, ZO-znatno oštećenje i BR-blizu rušenja. Svijetlozeleno područje od 0 do pomaka δ_1 označava elastično ponašanje elementa nakon kojeg slijedi predplastično područje do δ_2 . Potpuna plastifikacija presjeka dovodi do stanja OO (δ_2 - δ_3), zatim formiranja pukotina koje karakteriziraju stanje ZO (δ_3 - δ_4) te njihove značajne propagacije pri stanju BR (δ_4 - δ_5). Nakon pomaka δ_6 dolazi do stanja ozbiljne krize te značajnih pomaka koji mogu dovesti do rasipanja elementa [22].

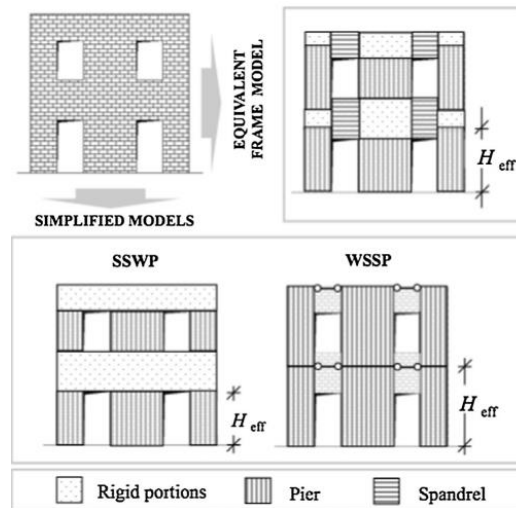


Slika 12 Granična stanja u 3Muri-ju [22]

Pristup metodom ekvivalentnih okvira usmjeren je na analizu globalnog seizmičkog odgovora zidanih građevina. Modeli temeljeni na zamjenskim elementima općenito polaze od pretpostavke da je svaka aktivacija lokalnog otkazivanja izvan ravnine spriječena. Posljedično, globalni seizmički odgovor je povezan s ravninskim (eng. *in-plane*) kapacitetom zida ili prijenosom opterećenja preko fleksibilnih i krutih dijafragmi [17]. U stvarnosti, odgovori unutar i van ravnine mogu se pojaviti u isto vrijeme ili se kritičnim može pokazati mehanizam van ravnine zida zbog čega se aktivacija lokalnih mehanizama treba provjeriti zasebno.

Osnovne konstrukcijske elemente (zidove/stupove i nadvoje/grede) potrebno je unaprijed identificirati. Temeljem opažanja oštećenja na stvarnim zgradama te eksperimentalno dobivenih rezultata dolazi se do zaključka da su pukotine i oštećenja u pravilu koncentrirani u zidovima i nadvojima. Elementi zidova (eng. *piers*) predstavljaju glavne vertikalne nosive elemente koji primarno preuzimaju vertikalna opterećenja te pružaju otpor horizontalnim djelovanjima, dok su nadvoji (eng. *spandrels*) horizontalni dijelovi konstrukcije čija je uloga horizontalno povezivanje vertikalnih elemenata [19]. Nadvoji povezuju odgovor susjednih zidova tako što utječu na njihove rubne uvjete (omogućujući ili sprječavajući rotacije rubova), a samim time i značajno utječu na bočni kapacitet zida te širenje pukotina. Osim dvaju navedenih deformabilnih elemenata, definirane su i nedeformabilne, krute zone (eng. *rigid zones/nodes*) koje povezuju zidove i nadvoje, a ostvaruju se pomoću različitih kinematičkih ograničenja (kao što su kruti blokovi ili krute veze) [19].

Dva najjednostavnija pristupa diskretizaciji elemenata ekvivalentnog okvira su SSWP (eng. *Strong Spandrel – Weak Piers*) i WSSP (eng. *Weak Spandrel – Strong Piers*). Razlika je upravo u modeliranju rubnih uvjeta elemenata. Pretpostavka slabih elemenata zidova i jakih nadvoja dovodi do toga da elementi zidova prvi otkazuju, dok se nadvoji smatraju beskonačno krutim elementima – krutim zonama (slika 13 a)). Elementi zidova su potpuno obostrano upeti, bez mogućnosti rotacije na rubovima, što uvjetuje način sloma konstrukcije – tzv. mehanizam kata (eng. *storey mechanism*). Ovaj pristup je prihvatljiv za novije zgrade s krutim dijafragmama. Suprotno tome, ako se pretpostave jaki zidovi i slabi nadvoji zanemarivo male čvrstoće i krutosti (slika 13 b)), rezultat je idealizacija rubnih uvjeta zidova kao konzola, što može biti prihvatljivo u slučaju izrazito fleksibilnih stropnih konstrukcija, ali za većinu konstrukcija nije reprezentativno [16].



Slika 13 Pristupi diskretizaciji a)SSWP b)WSSP [16]

Identifikacija konstrukcijskih elemenata je jednostavan zadatak kad je riječ o konstrukciji s pravilno raspoređenim otvorima (slika 14 a)), međutim u slučaju nepravilno raspoređenih otvora ona postaje složenija (b)), pa i nemoguća kad se radi o građevinama izrazito nepravilne geometrije [16].

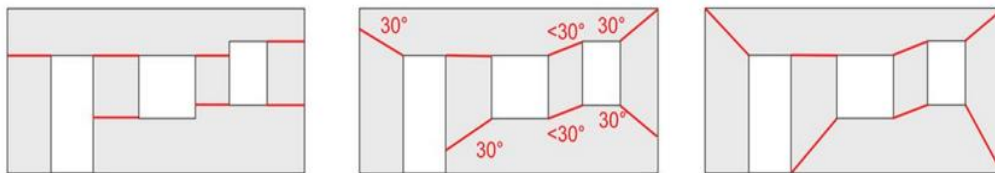


Slika 14 Zgrada s pravilno i nepravilno raspoređenim otvorima [Google maps]

Problem odabira efektivne visine elemenata zidova ovisi o mnogo aspekata. Najčešći kriteriji koji se koriste pri identifikaciji elemenata su [23]:

1. Kriterij minimalne visine – određivanje efektivne visine preko uvjeta minimalne visine pripadajućih otvora (MIN)
2. Kriterij ograničenjem nagibne linije – određivanje efektivne visine iz udaljenosti između središnjih točaka linije koja spaja sva kuta susjednih otvora, s tim da je njen nagib ograničen na 30° (LIM)

3. Kriterij srednje visine – određivanje efektivne visine iz udaljenosti između središnjih točaka linije koja spaja dva kuta susjednih otvora, bez ograničenja nagiba linije (AVG)



Slika 15 Kriteriji redom a)MIN, b)LIM, c)AVG [22]

Kriterij srednje visine, koji je najjednostavniji od navedena tri kriterija i primjenjiv i na elemente nadvoja, implementiran je u programu 3Muri. Međutim, mana ovog kriterija je što bez ograničenja nagiba linije može doći do precjenjivanja efektivne visine elementa zida (npr. za uske dijelove zida između otvora i ruba zida). U tom slučaju kad je najvjerojatniji način otkazivanja savijanjem može doći do podcjenjivanja poprečne nosivosti te precjenjivanja sposobnosti deformacije elementa [16].

Osim prethodno navedenog problema, koji je karakterističan za program 3Muri, te mogućnosti pojave lokalnih mehanizama zida van ravnine koje je nužno posebno provjeriti, modeli makroelemenata imaju i druge nedostatke. Ne mogu precizno uzeti u obzir strukturne detalje, poput urezivanja između ortogonalnih zidova. Također, idealiziranje strukture na zidove i nadvoje unaprijed moglo bi dovesti do definicije mehaničkog sustava koji bi mogao biti daleko od stvarnog, osobito u slučaju vrlo nepravilnog rasporeda otvora. Na inženjerima stoga ostaje odgovornost stručne procjene prikladnosti metode za primjenu na realnim konstrukcijama.

3.3. Metoda postupnog guranja (Pushover metoda)

Metoda postupnog guranja (eng. *pushover method*) je nelinearna statička metoda proračuna konstrukcija na horizontalna opterećenja. Zbog svoje jednostavnosti nailazi na široku primjenu u seizmičkim proračunima konstrukcija. Na području Europe primjenjuje se N2 metoda [24] postepenog guranja koja je i implementirana u trenutni Eurokod 8, ali postoje i druge procedure, kao što su američke FEMA 273 i FEMA 356 metoda koeficijentata pomaka (eng. *Displacement Coefficient Method – DCM*) ili ATC 40 metoda spektra kapaciteta (eng. *Capacity Spectrum Method – CSM*) [25].

Metoda je primjenjiva je i na složenije modele konstrukcija, ali u osnovi je predviđena za primjenu na jednostavnim modelima u kojima se plastičnost koncentrira u unaprijed poznatim područjima, kao što su zidovi i nadvoji [10]. Iz tog razloga ju je lako implementirati u modele dobivene metodom ekvivalentnih okvira.

Temeljna pretpostavka proračuna je da odziv konstrukcije može korelirati s odzivom ekvivalentnog jednostupanjskog sustava. Iz toga slijedi da je odgovor konstrukcije kontroliran samo jednim modom titranja koji je nepromjenjiv kroz *time-history* odziv. To nije točno, ali ako je riječ o konstrukcijama kojima odzivom translacijski oblik titranja, metoda sasvim dobro može procijeniti mogući odziv konstrukcije [26].

Izvor nelinearnosti u modelu je najčešće materijalna nelinearnost, pri čemu se pretpostavlja tečenje materijala i preraspodjela unutarnjih sila u konstrukciji. Geometrijska nelinearnost se u obzir može uzeti preko $P-\Delta$ utjecaja [10].

Postupak postupnog guranja se svodi na nanošenje bočnog statičkog opterećenja na konstrukciju koja je vertikalno uravnotežena. Opterećenje se nanosi kontrolom pomaka, postupnim povećavanjem do dosezanja određenog graničnog stanja, ovisno o danom zahtjevu za pomak. Cilj je da oblik opterećenja bude što bliži inercijalnim silama koje se javljaju pri potresnim pobudama te se uglavnom uzimaju minimalno dva oblika, najčešće jednaki raspodjeli inercijalne sile od konstantnog ubrzanja masa po visini zgrade i prvom obliku titranja za promatrani smjer. Kao rezultat proračuna dobiva se ravnotežna krivulja (krivulja kapaciteta) ukupne poprečne sile i pomaka kontrolne točke, koja se bira što bliže centru masa na najvišoj stropnoj ploči zgrade [10].

3.3.1. N2 metoda

Nelinearna statička N2 metoda osmišljena je na Sveučilištu u Ljubljani 1980ih, a kasnije je uvedena u Eurokod 8. Oznaka N u nazivu označava nelinearan model, a broj 2 dva matematička modela.

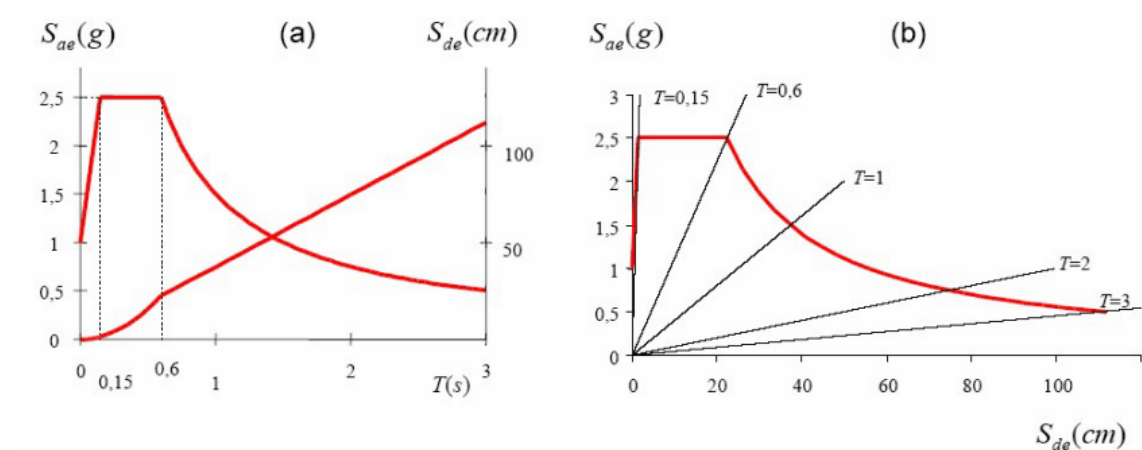
Postupak proračuna je opisan u nastavku:

1. Korak - Ulazni podaci i izrada modela

Prvi korak je prikupljanje ulaznih podataka o geometriji konstrukcije, materijalu, nosivosti elemenata, nelinearnim parametrima kao što su plastični zglobovi i dijagrami kapaciteta nosivosti elemenata konstrukcije. Model je potrebno pripremiti za nelinearni proračun te provjeriti konvergenciju i dobru uvjetovanost modela [27]. Svi suvišni elementi se zanemaruju kako bi model bio što jednostavniji za proračun.

2. Korak - Zadavanje seizmičkog opterećenja

Prije početka proračuna je potrebno eliminirati vremensku dimenziju u elastičnom spektru odziva transformacijom klasičnog spektra pseudoubrzanja u zapis ubrzanje-pomak AD (eng. *Acceleration – Displacement*). Zapis u AD formatu omogućava bolje razumijevanje odnosa između danog zahtjeva i kapaciteta konstrukcije.



Slika 16 Elastični spekter ubrzanja i pomaka u tradicionalnom (a) i AD formatu (b) [28]

Pretvorba se za elastični spekter s jednim stupnjem slobode vrši pomoću relacije:

$$S_{de} = \omega^2 S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (12)$$

gdje su:

S_{ae} ; S_{de} – vrijednosti iz elastičnog spektra ubrzanja/pomaka za odgovarajući period T i odabrano viskozno prigušenje

Za nelinearni sustav s jednim stupnjem slobode i bilinearnim odnosom sile i pomaka, spektralno ubrzanje S_a i spektralni pomak S_d se mogu odrediti pomoću formula:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (13)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (14)$$

gdje je:

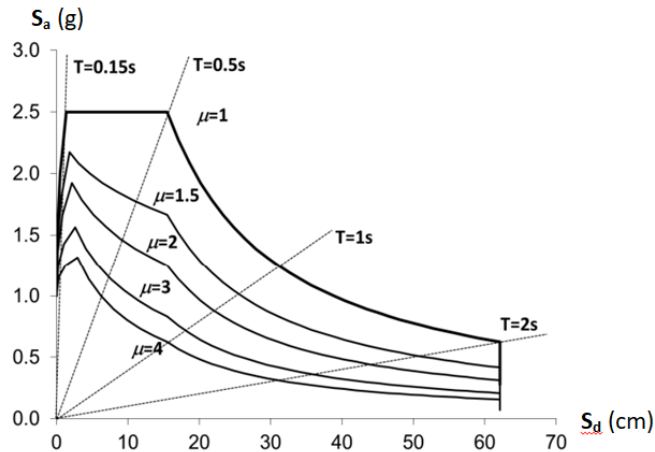
μ - koeficijent duktilnosti definiran kao omjer najvećeg pomaka i pomaka na granici popuštanja (ovisnost spektra o njegovim vrijednostima prikazan na slici 17)

R_μ - faktor redukcije zbog duktilnosti, određen prema:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{za} \quad T < T_C \quad (15)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{za} \quad T > T_C \quad (16)$$

T_C – karakteristični period gibanja podloge



Slika 17 Zahtijevani spektralni odgovori za konstantne vrijednosti koeficijenta duktilnosti u AD formatu, normaliziran s 1,0 g [24]

3. Korak - Metoda postupnog guranja

Provedba metode postepenog guranja započinje izborom prikladne raspodjele bočnog opterećenja. Pod inkrementalno rastućim opterećenjem elementi konstrukcije popuštaju te dolazi do globalnog gubitka krutosti. Vektor bočnog opterećenja \mathbf{P} određuje se kao [24]:

$$\mathbf{P} = p\boldsymbol{\psi} = p\mathbf{m}\boldsymbol{\Phi} \quad (17)$$

gdje je:

p – intenzitet bočnog opterećenja

$\boldsymbol{\psi}$ – raspodjela bočnog opterećenja

$\boldsymbol{\Phi}$ – pretpostavljeni oblik pomaka

\mathbf{m} – matrica masa (dijagonalna)

Iz gornje jednadžbe slijedi da je bočna sila na i -tom katu proporcionalna komponenti Φ_i pretpostavljenog oblika pomaka $\boldsymbol{\Phi}$, pomnožena s vrijednošću mase kata m_i :

$$P_i = pm_i\Phi_i \quad (18)$$

Ako je pretpostavljeni oblik pomaka točan i nepromjenljiv, raspodjela bočnih sila bi trebala biti jednaka raspodjeli efektivnih potresnih sila p_{ef} [24].

4. Korak - Ekvivalentni model s jednim stupnjem slobode i dijagram kapaciteta

Seizmički zahtjev na konstrukciju, odnosno spektar odziva dobiven u 2. koraku, definiran je za sustav sa jednim stupnjem slobode. Kako bi usporedba zahtjeva i kapaciteta konstrukcije bila moguća, potrebno je svesti i konstrukciju s više stupnjeva slobode na sustav s jednim stupnjem slobode [24].

Transformacija se vrši pomoću jednadžbi:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{R} = -\mathbf{m}\mathbf{1}a \quad (19)$$

gdje su:

\mathbf{u} ; \mathbf{R} – vektori pomaka i unutarnjih sila

$\mathbf{1}$ – jedinični vektor

a – ubrzanje podloge

Vektor pomaka \mathbf{u} definiran je kao:

$$\mathbf{u} = \Phi D_t \quad (20)$$

gdje je D_t karakteristični pomak vrha zgrade u ovisnosti o vremenu, a vektor Φ normiran na amplitudu 1.

Unutarnje sile \mathbf{R} jednake su statičkom vanjskom opterećenju \mathbf{P} .

$$\mathbf{P} = \mathbf{R} \quad (21)$$

Uvrštavanjem jednadžbi (20) i (21) u jednadžbu (19) i sređivanjem izraza dobije se jednadžba gibanja ekvivalentnog sustava s 1 stupnjem slobode:

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a \quad (22)$$

pri čemu su m^* ekvivalentna masa sustava s 1 stupnjem slobode te D^* i F^* pomaci i sile ekvivalentnog sustava s 1 stupnjem slobode, dani redom formulama:

$$m^* = \Phi^T \mathbf{m} \mathbf{1} = \sum m_i \Phi_i \quad (23)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (24)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (25)$$

$$V = \sum P_i = \Phi^T m_1 p = p \sum m_i \Phi_i = p m^* \quad (26)$$

$$\Gamma = \frac{\Phi^T m_1}{\Phi^T m \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (27)$$

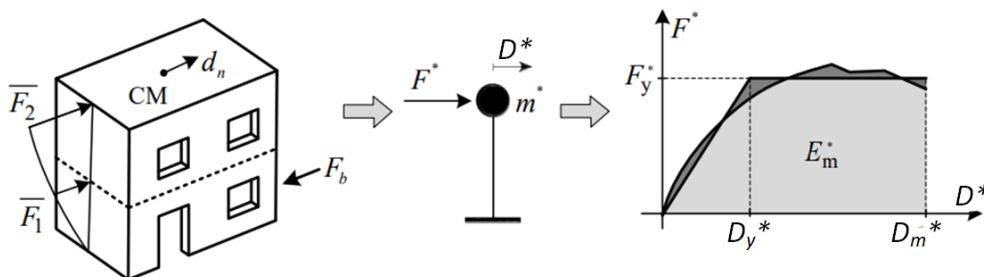
pri čemu je:

V – poprečna sila konstrukcije (eng. *base shear*)

Γ – faktor transformacije, tj modalni faktor sudjelovanja koji prijelaz sustava s više stupnjeva slobode u sustav s jednim stupnjem slobode

Budući da je isti faktor transformacije Γ primjenjiv i na pomak i na silu, posljedično odnos sila-pomak (V - D t dijagram) sustava s više stupnjeva slobode vrijedi i za sustav s 1 stupnjem slobode (F^* - D^* dijagram). Inicijalna krutost ekvivalentnog jednostupanjskog sustava k_{init}^* ostaje ista onoj definiranoj preko V - D t dijagrama višestupanjskog sustava [24].

Sljedeći korak je pojednostavljenje dobivene veze sile i pomaka (F^* - D^*) u elasto-idealno-plastični dijagram (slika xy) prema dodatku B Eurokoda 8 [15].



Slika 18 Svođenje na ekvivalentan jednostupanjski sustav [25]

Elastični period T^* idealiziranog jednostupanjskog sustava s bilinearnim odnosom sile i pomaka dobije se kao:

$$T^* = \frac{2\pi}{\omega^*} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (28)$$

gdje su:

F_y^* ; D_y^* - čvrstoća i pomak na granici popuštanja

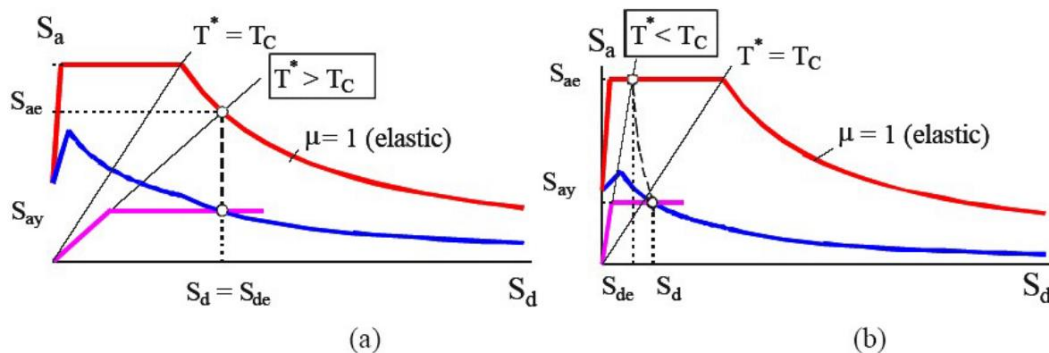
Konačno, dijeljenjem dijagrama sila u sila – deformacija (F^* - D^*) s ekvivalentnom masom m^* dobiva se dijagram kapaciteta (eng. *capacity diagram*) u formatu AD .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (29)$$

5. Korak - Potresni zahtjev za ekvivalentni sustav s 1 stupnjem slobode

Potresni zahtjev za ekvivalentni sustav s jednim stupnjem slobode može se odrediti grafičkim ili analitičkim postupkom. Postupak se razlikuje za konstrukcije sa srednjim i dugim periodima od konstrukcija s kratkim periodima [24].

Grafički postupak prikazan je na slici 19. Traži se sjecište radijalnog pravca koji odgovara elastičnom periodu T^* idealiziranog bilinearnog sustava (označeno ljubičastom bojom) s elastičnim zahtijevanim spektrom (označeno crvenom bojom). Ono određuje zahtijevano ubrzanje (čvrstoću) S_{ae} potrebno za elastično ponašanje i odgovarajući zahtijevani elastični pomak S_{de} [28].



Slika 19 Elastični (crveno) i neelastični (plavo) zahtijevani spektri u odnosu na spektar kapaciteta (ljubičasto) za konstrukcije sa srednjim i dugim periodima (a) i kratkim periodima (b) [28]

Faktor redukcije R_μ može se dobiti kao omjer ubrzanja:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (30)$$

Proračunsko ubrzanje S_{ad} redovito je manje od ubrzanja na granici popuštanja S_{ay} .

U slučajevima kad je period T^* veći ili jednak T_C , zahtjev neelastičnog pomaka S_d je jednak zahtjevu elastičnog pomaka S_{de} . Zahtijevana duktilnost može se odrediti iz trokuta na slici xy kao $\mu = S_d / D_v^*$ te slijedi da je jednaka R_μ :

$$\mu = R_\mu \quad (31)$$

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \text{za} \quad T^* \geq T_C \quad (32)$$

Kad je period T^* manji od T_C , zahtijevana duktilnost može se dobiti iz preoblikovane jednadžbe xy:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad \text{za} \quad T^* < T_C \quad (33)$$

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} (1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*}) \quad (34)$$

6. Korak - Potresni zahtjev za konstrukciju s više stupnjeva slobode

Zahtijevani pomak jednostupanjskog sustava S_d transformira se u globalni zahtijevani najveći pomak vrha konstrukcije D_t višestupanjskog sustava. To je konačni, ciljani pomak do kojeg se konstrukcija gura.

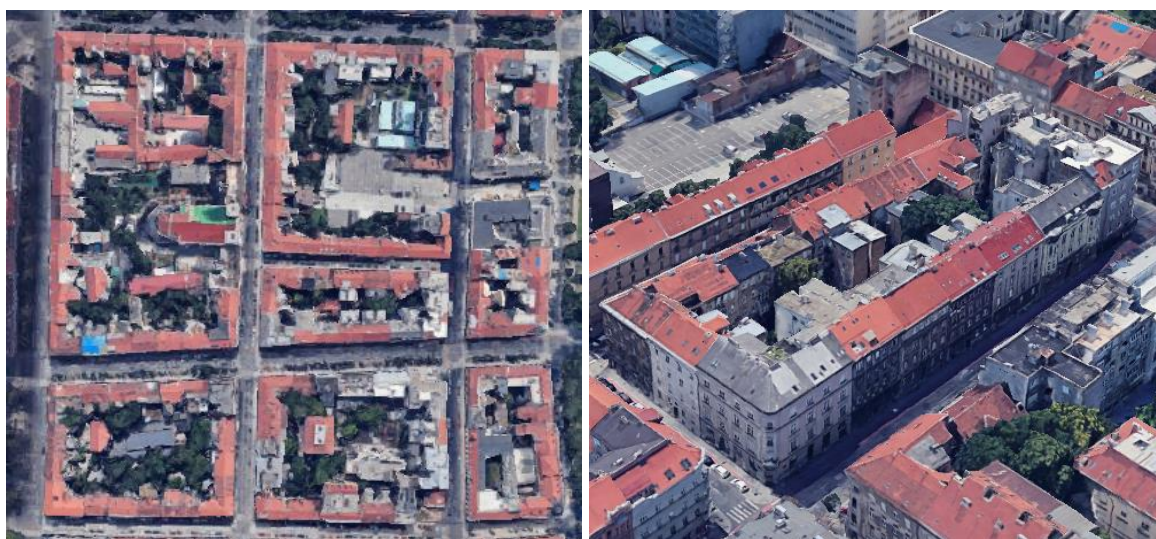
$$D_t = \Gamma D^* \quad (35)$$

7. Korak - Procjena ponašanja i analiza oštećenja

Posljednji korak je procjena ponašanja uspoređivanjem lokalnih i globalnih potresnih zahtjeva s kapacitetima odgovarajućih razina ponašanja.

4. TEHNIČKI OPIS

Predmetna građevina smještena je u Zagrebu u Donjem gradu, te je dio kulturno povijesne cjeline grada. Izgrađena je oko 1910. godine kao jedna od zgrada u nizu karakteristična za blokove građevina u centru Zagreba.



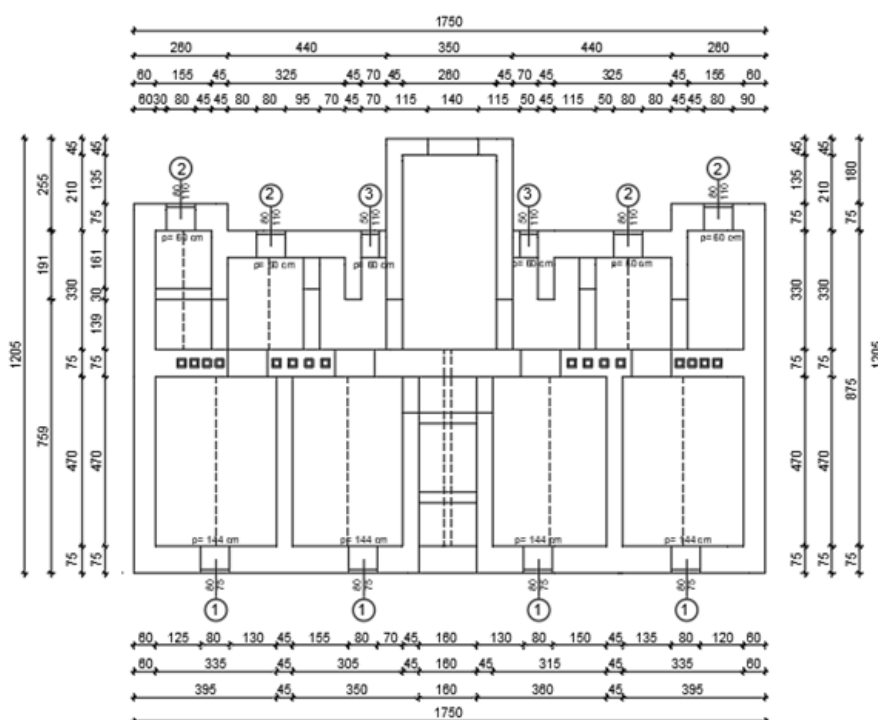
Slika 20 Gradski blokovi u gradu Zagrebu [google maps]

Namjena građevine je stambeno-poslovna, etažnosti je PO+PR+3K+PK te tlocrtne površine 194 m². Bruto razvijena površina (BRP) iznosi 1080 m². Građevina je pravokutnog tlocrtnog oblika s izbočenim stubišnim dijelom orijentiranim prema dvorištu, vanjskih dimenzija 17,5 x 12,0 m i visine 21,5 m. Pruža se u smjeru istok-zapad te je bočno omeđena sa zgradama približno iste visine.

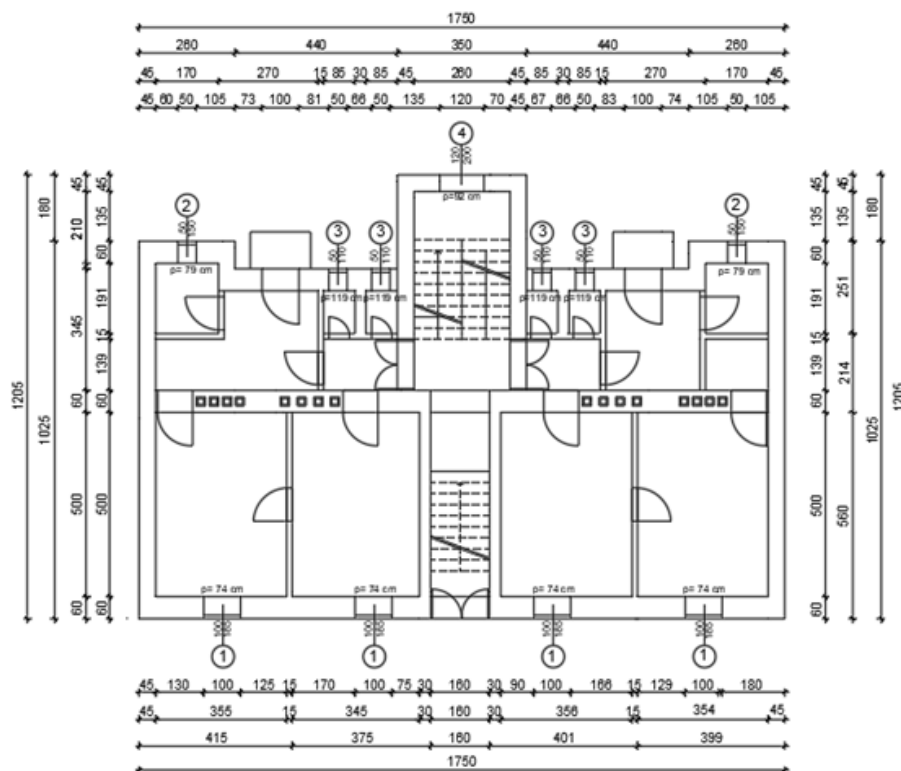


Slika 21 Ulična pročelja tipičnog bloka zgrada u Donjem gradu [google maps]

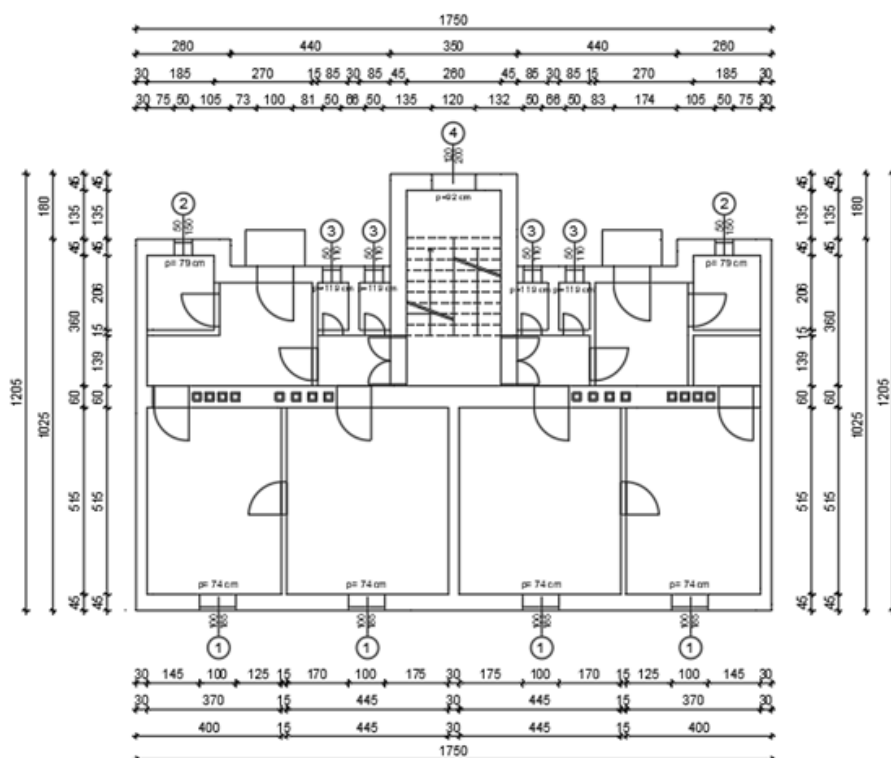
Iz dostupne arhivske dokumentacije napravljeni su tlocrti etaža građevine u AutoCADu (slike 22, 23 i 24).



Slika 22 Tlocrt podruma



Slika 23 Tlocrt prizemlja



Slika 24 Tlocrt karakterističnog kata

4.1. Statički sustav

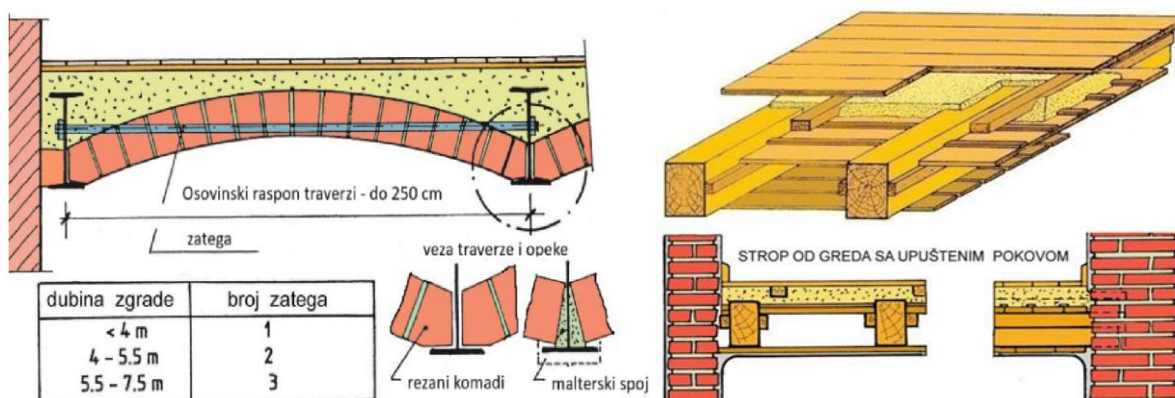
Konstruktivni sustav čine nosivi zidovi od opeke debljine 75 cm u podrumu, 60 cm u prizemlju i 45 cm na katovima, izgrađeni u skladu s tada važećim *Građevinskim pravilnikom iz 1857. godine*, te zidovi ulaznog stubišta i središnji zidovi katova debljine 30 cm. Pravilnikom iz 1857. godine je propisana debljina zida najvišeg kata od 45 cm, s povećanjem od 15 cm na svakom nižem katu, te opeka standardnih dimenzija 29x14x6,5 cm [31]. Pregradni zidovi su debljine 15 cm. Zide je neomeđeno, bez vertikalnih i horizontalnih serklaža. Primjetna je degradacija opeke i vapnenog morta u sljubnicama. Takvo stanje je očekivano na vanjskim nosivim zidovima izloženim atmosferilijama (slika 25 b) dvorišno pročelje), ali primjetno je i u ostatku građevine (slika 25 a) podrum i c) ulazno stubište).



Slika 25 Zidovi a) podruma, b) dvorišnog pročelja, c) ulaznog stubišta [30]

Temelji su izvedeni od opeke te su iste širine kao i zidovi podruma.

Stropna konstrukcija podruma je plitki pruski svod ugrađen između čeličnih traverzi (I profili postavljeni na razmaku od 1,5-2,0 m (slika 26 a)). Ovaj način gradnje u starim zgradama sprječava prodiranje vlage na katove, služi kao protupožarna barijera te dobro podnosi vertikalna opterećenja etaža iznad. Stropna konstrukcija ostalih etaža je drveni grednik s daščanom oplatom ukupne debljine 45 cm (slika 26 b)). Grede su oslonjeni na vanjske zidove pročelja i središnji nosivi zid te su raspona 5 m i 3,30 m u prizemlju, odnosno 5,15 m i 3,45 m na katovima. Ispuna je šuta koja je djelomično upuštena među grede.



Slika 26 a) Svođeni strop s čeličnim traverzama; b) drveni grednik s upuštenim nasipom (šutom) [30]

Stubište je prvotno izvedeno konzolno, s jednim upetim krajem, a drugim slobodno oslonjenim, ali je naknadno izvedena rekonstrukcija. Čelični I nosači su dodani ispod slobodnog ruba krakova i rubova podesta, pri čemu su nosači podesta oslonjeni na zidove stubišta te preuzimaju glavninu opterećenja.

Krovnu konstrukciju čini drvena visulja oslonjena na obodne zidove pomoću nadzidova i stropnih greda, dok su področnice oslonjene na zabatne zidove. Oblik krovišta je dvostrešan s istakom iznad stubišta sukladan propisima iz 1876. godine (njem. *Sattel-Walmdäch*) [31]. Visina sljemena iznosi 4,0 m. Pokrov krovišta je crijep.

Iz navedenog proizlaze brojni problemi. Neomeđeno ziđe samo po sebi ne pruža zadovoljavajuću seizmičku otpornost u zgradama s više od 2 nadzemne etaže [10], a uz to postoji i nepravilnost u vertikalnoj dispoziciji građevine. Dva poprečna zida uz ulazno stubište u prizemlju prelaze u jedan zid koji se pruža sredinom raspona stropne konstrukcije iznad donja dva zida, što prekida tijek sila kroz konstrukciju i remeti raspodjelu krutosti. Mort je degradiran te je izgubio svoja mehanička svojstva. Drvena međukatna konstrukcija s grednicima koji nisu adekvatno povezani sa zidovima nema funkciju krute dijafragme te se ne ostvaruje 'efekt kutije'. Grednici se oslanjaju na tri nosiva zida u uzdužnom smjeru, što ostavlja zabatne zidove neopterećenima.

Krovna konstrukcija ima manju horizontalnu nosivost od suvremenih konstrukcija, elementi su uglavnom povezani tesarskim spojevima, a drvo je izrazito dotrajalo uslijed neodržavanja i utjecaja atmosferilija.

Naknadnom rekonstrukcijom stubišta nije osigurano povećanje potresne sigurnosti. Stubište je iz konzolnog pretvoreno u gredni statički sustav što dovodi do diskontinuiteta protupotresne konstrukcije u zoni stubišta, sklonosti krakova krkom slomu uslijed djelovanja potresa i drugim problemima [10].

4.2. Stanje građevine nakon potresa 2020. godine

U prvih desetak dana nakon potresa u Zagrebu su provedeni brzi pregledi zgrada čiji je cilj bila procjena uporabljivosti građevina, stupnja oštećenja te eventualne potrebe za hitnim mjerama sprječavanja urušavanja (najčešće dimnjaka i zabatnih zidova). Preglede su provodili volonteri – građevinski inženjeri, arhitekti i obučeni spasioци [10].

Ocjena uporabljivosti se može definirati kao *privremeno i približno određivanje sposobnosti građevine da u slučaju ponovnog potresa zadrži dovoljnu razinu nosivosti kako ne bi ugrozila sigurnost života, pri čemu se ocjena vrši temeljem stručne prosudbe u kratkom vremenskom roku, pomoću vizualne inspekcije i podataka koje je jednostavno prikupiti* [33]. Rezultat je naljepnica zelene, žute ili crvene boje (slika 27) koja ocjenjuje građevinu kao uporabljivu, privremeno neuporabljivu i neuporabljivu.








Slika 27 Oznake kategorije uporabljivosti građevina [34]

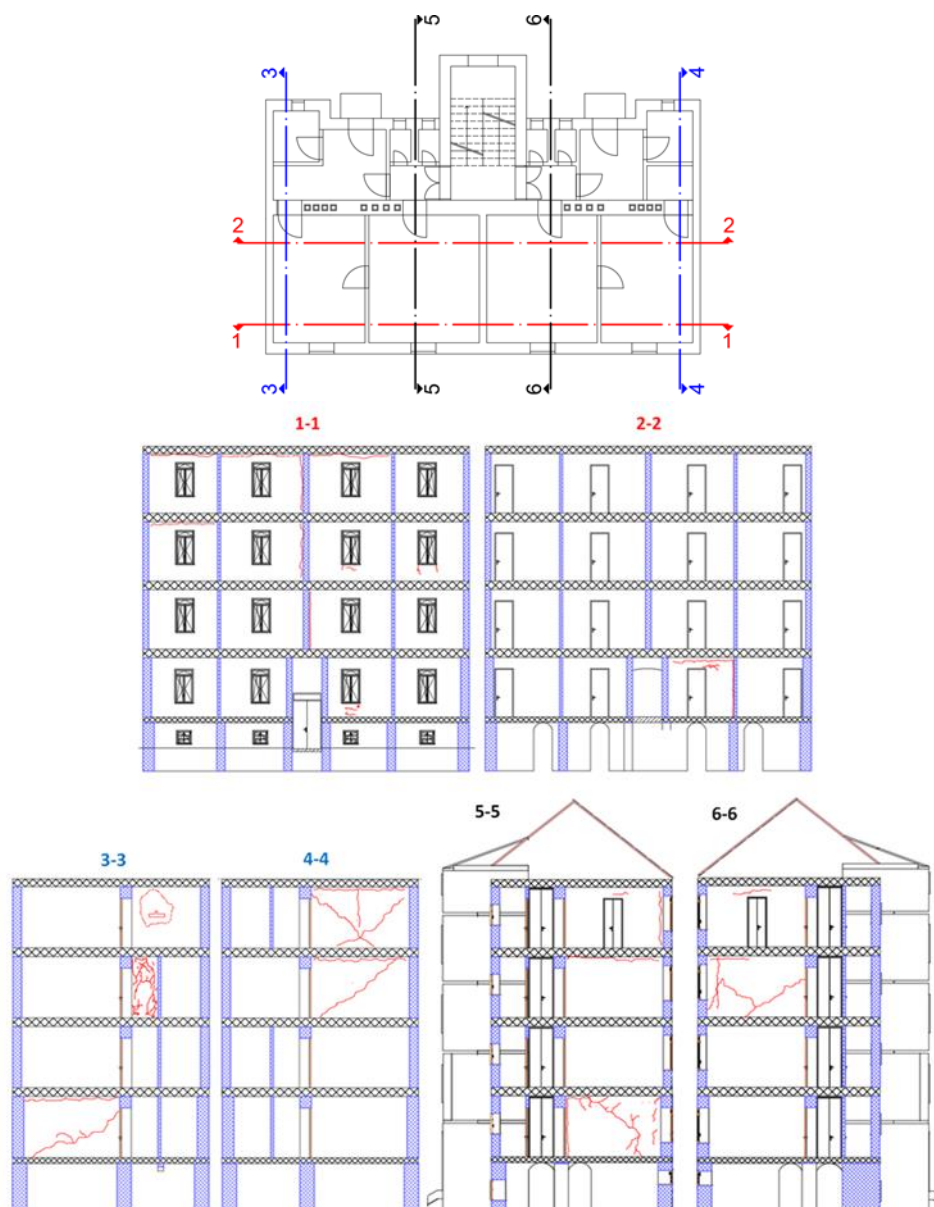
Predmetna građevina je preliminarno kategorizirana kao PN2 – privremeno neuporabljiva, što znači da ima umjerena oštećenja bez opasnosti od urušavanja, ali se ne može upotrebljavati zbog potencijalne opasnosti od urušavanja pojedinih elemenata sa same zgrade [10].

Oštećenja na predmetnoj građevini određena su vizualnim pregledom prema Europskoj makroseizmičkoj ljestvici (EMS-98). U tablici xy prikazani su stupnjevi oštećenja za zidane građevine s detaljnim opisom.

Tablica 1 Stupnjevi oštećenja za zidane građevine prema EMS-98 klasifikaciji [10]

Kategorija	Skica	Detaljan opis
I		Neznatno do blago oštećenje - zanemarivo konstruktivno oštećenje - blago nekonstruktivno oštećenje Vrlo tanke pukotine u ponekim zidovima Otpadanje malih komada žbuke Vrlo rijetko otpadanje pojedinačnih odvojenih dijelova zida
II		Umjereno oštećenje - blago konstruktivno oštećenje - umjereno nekonstruktivno oštećenje Pukotine u brojnim zidovima Otpadanje većih komada žbuke Djelomično otkazivanje dimnjaka
III		Značajno do teško oštećenje - umjereno konstruktivno oštećenje - teško nekonstruktivno oštećenje Velike, razvedene pukotine u većini zidova Otpadanje crijepa Otkazivanje dimnjaka u razini krova Otkazivanja pojedinačnih nekonstruktivnih elemenata (pregradni, zabatni zidovi)
IV		Vrlo teško oštećenje - teško konstruktivno oštećenje - vrlo teško nekonstruktivno oštećenje Značajno otkazivanje zidova Djelomično otkazivanje konstrukcija krova i međukatnih konstrukcija
V		Otkazivanje - vrlo teško konstruktivno oštećenje Potpuno ili gotovo potpuno rušenje

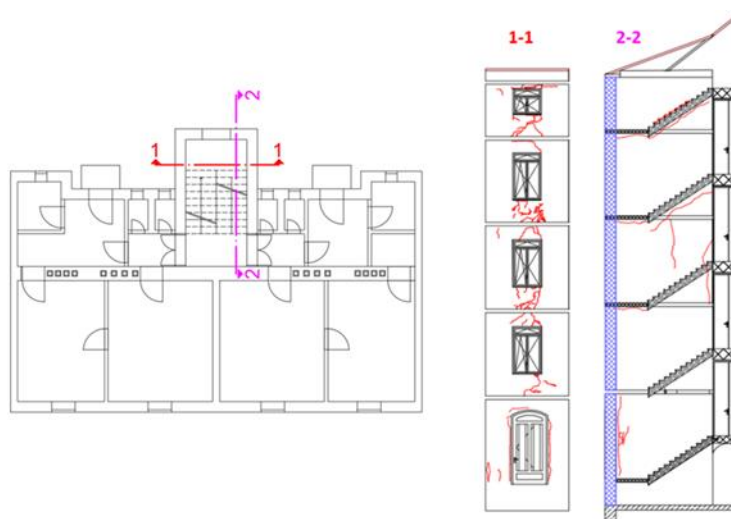
Kratki pregled oštećenja dan je u nastavku [30]. Na nosivim zidovima u uzdužnom smjeru nema većih oštećenja (slika 28 presjeci 1-1 i 2-2). Pukotine su nastale na spoju s pregradnim zidovima i zidovima stubišta od prvog do trećeg kata. Na uvučenim parapetima, koji su manje debljine od zidova, nastale su horizontalne i vertikalne pukotine. Horizontalne pukotine koje se protežu cijelom dužinom zida su zabilježene i na spojevima zidova sa stropovima. Na poprečnim nosivim zidovima prizemlja i na posljednja dva kata su zabilježena veća oštećenja, dijagonalne i vertikalne pukotine te horizontalne pukotine na spoju zida i stropa (slika 28 presjeci 3-3, 4-4, 5-5 i 6-6).



Slika 28 Skica oštećenja nosivih zidova [30]

Oštećenja pregradnih zidova koncentrirana su u prizemlju i na drugom katu. Riječ je o kosim i vertikalnim pukotinama u nadvojima, vertikalnim pukotinama duž spoja dva ortogonalna zida, horizontalnim pukotinama na spojevima stropa i zida te pukotinama u dužini otvora.

Dvorišno stubište je pretrpjelo znatna oštećenja. Pukotine su vidljive na parapetima i nadvojima, značajna je vertikalna pukotina na parapetu prvog kata, a pukotine se pružaju i dužinom spoja kraka stubišta i ploče podesta (slika 29).



Slika 29 Skica oštećenja dvorišnog stubišta [30]

U podrumu nije došlo do pojave značajnijih konstruktivnih pukotina. Pukotine su se pojavile u lučnim nadvojima i na dimnjacima.

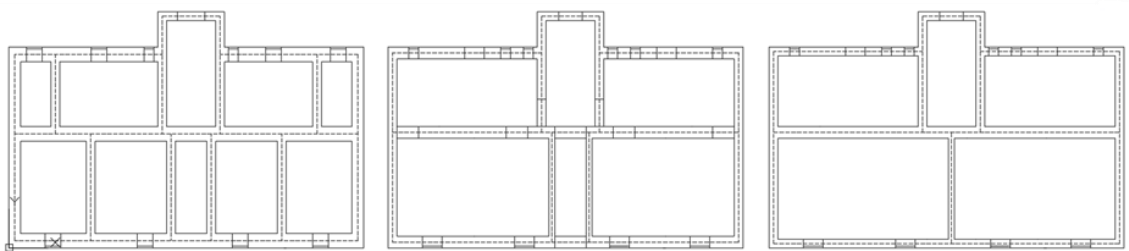
Krovna konstrukcija je lokalno oštećena. Vidljiva je pukotina duž sljubnica dimnjaka, vertikalna pukotina kroz nadzid te pukotine na glazuri poda tavana. Krovna konstrukcija ne može pridržati dimnjake i zabatne zidove zbog dotrajalosti konstrukcije i spojeva.

5. NUMERIČKI MODEL POSTOJEĆEG STANJA ZGRADE

5.1. Opis numeričkog modela

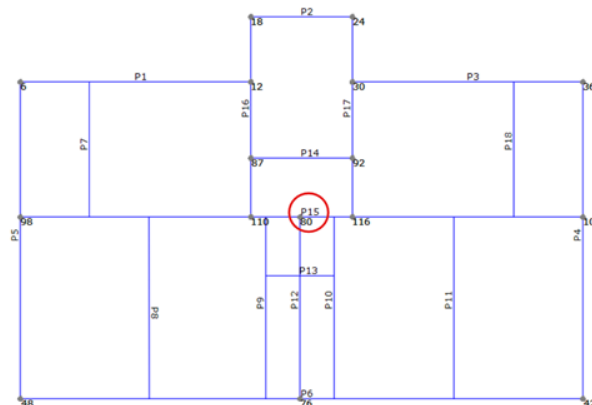
Numerički model predmetne građevine izrađen je u programskom paketu 3Muri [21].

Kao podloga za izradu modela korišteni su tlocrti s pojednostavljenom geometrijom napravljeni u AutoCAD-u (slika 30). Istake zidova dvorišnog pročelja su zanemarene te je zid uzet kao jednolik s obje strane stubišta. Pregradni zidovi nisu modelirani, već su uzeti u obzir pri zadavanju dodatnog stalnog opterećenja.



Slika 30 Podloge za izradu modela

Kao kontrolni čvor je odabran čvor N80 u središtu treće etaže (slika 31). Njegov pomak se u odnosu na poprečnu silu prikazuje na krivulji kapaciteta kao rezultat metode postupnog guranja. Preporuka je izbor kontrolnog čvora na najvišoj etaži što je bliže moguće centru mase.



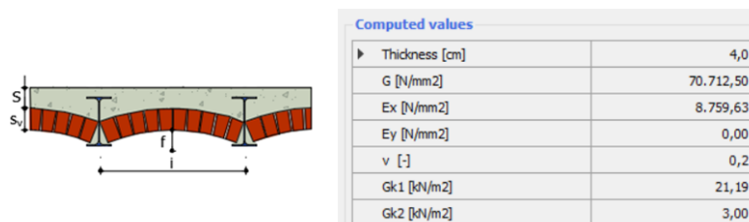
Slika 31 Kontrolni čvor N80

Mehanička svojstva materijala opeke dana su u tablici 2. Pretpostavljaju se raspucani poprečni presjeci, zbog čega se moduli elastičnosti smanjuju za 50 %. Čelik je kvalitete S235, a drvo C14.

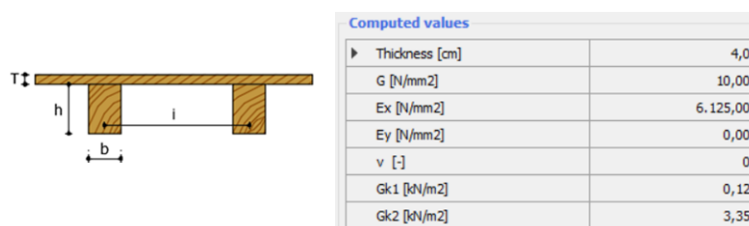
Tablica 2 Svojstva opeke

Naziv	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]	f _m [N/mm ²]	τ ₀ [N/mm ²]
Opeka	1.500,00	500,00	18	4,00	0,19

Podrumski svod definiran je kao opečni svod s čeličnim profilima IPE 220 postavljenim na razmaku od 2,0 m, dok su međukatne konstrukcije ostalih etaža definirane kao jednostruki daščani pod s grednicima 20x35 cm na razmaku od 2,0 m. Šuta je uzeta kao dodatno stalno opterećenje. Bitno je napomenuti kako se u modelu ekvivalentnih okvira za definirane dimenzije i materijalne karakteristike stropne konstrukcije određuje zamjenska ekvivalentna krutost između čvorova ekvivalentnih okvira (slike 32 i 33).



Slika 32 Ekvivalentna krutost podrumskog svoda

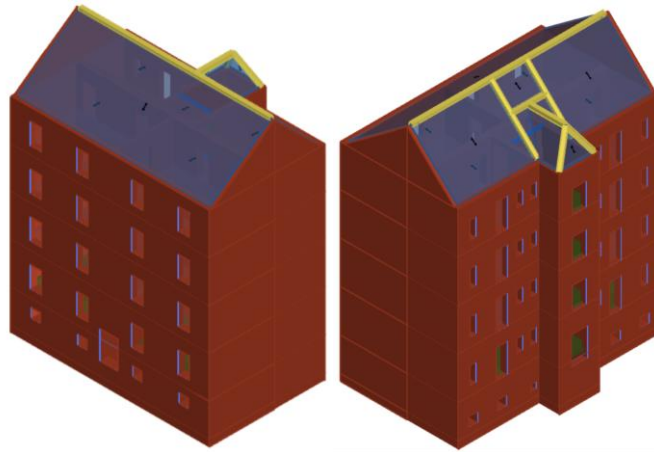


Slika 33 Ekvivalentna krutost daščanog poda

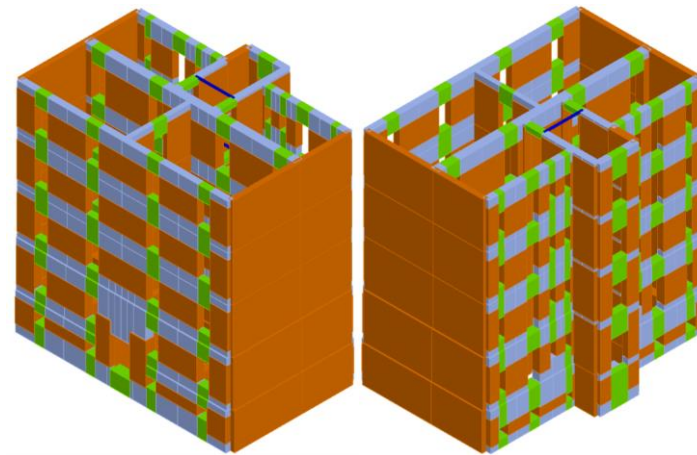
Nosivi zidovi su modelirani od opeke, debljina zadanih prema podlogama. Temelji su definirani kao temeljne trake ispod zidova podruma, dimenzija 75x60 cm. Opterećenje od stubišta se uzima kao linijsko opterećenje na rubove, dok su rekonstruirani podesti definirani pomoću IPE 220 profila na razmaku 1,5 m i betonske ploče C16/20 debljine 10,0

cm. Krovna konstrukcija je modelirana kao nekonstruktivni dio, odnosno u obzir se uzima samo prijenos opterećenja s krovišta na zidove etaže ispod.

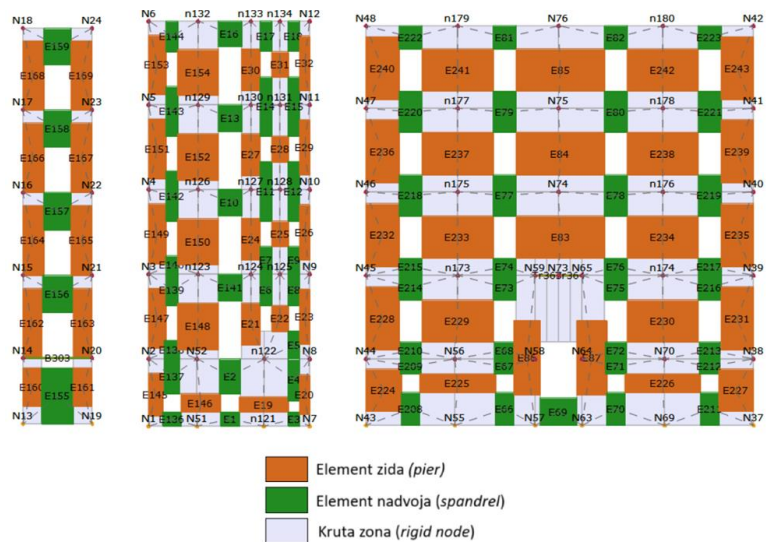
Trodimenzionalni model građevine (slika 34) i mreža ekvivalentnih okvira (slike 35 i 36) prikazani su u nastavku.



Slika 34 3D model građevine



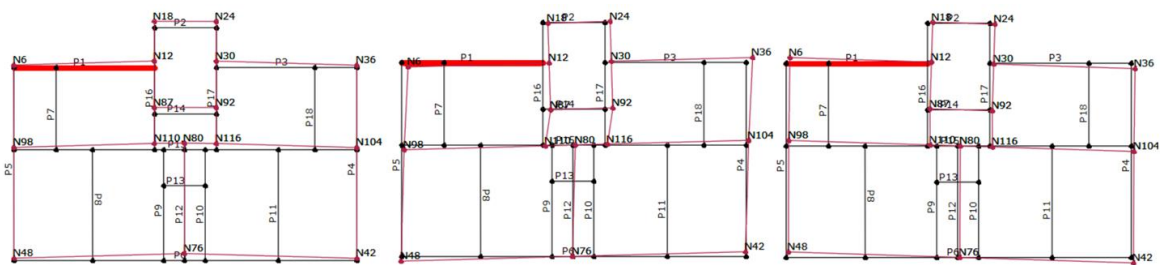
Slika 35 Prikaz 3D mreže ekvivalentnih okvira



Slika 36 Mreža ekvivalentnih okvira zida stubišta, dvorišnog pročelja i uličnog pročelja

5.2. Dinamičke karakteristike građevine

Provedena je modalna analiza te je prvih 20 modalnih oblika prikazano u tablici 3. Prvi period titranja iznosi 0,63 s, pri čemu je konstrukcija pobuđena translacijski u Y smjeru s 48,57% aktivacije mase. Torzijski pomaci u primarnim vlastitim oblicima vidljivi su kod drugog i trećeg oblika, a tlocrtni prikaz prva tri oblika titranja prikazani su na slici 37.



Slika 37 Prva tri oblika titranja redom: T1= 0,63s, T2=0,50s i T3=0,43 s

Tablica 3 Prvih 20 modalnih oblika

Mode	T [s]	mx [t]	Mx [%]	my [t]	My [%]	mz [t]	Mz [%]
1	0,63	0,95	0,05	878,75	48,57	0,03	0,00
2	0,50	389,59	21,53	1,04	0,06	0,00	0,00
3	0,43	451,32	24,94	0,08	0,00	0,00	0,00
4	0,40	0,01	0,00	202,65	11,20	0,03	0,00

5	0,36	185,36	10,24	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,30	126,58	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,22	0,01	0,00	225,09	12,44	0,00	0,00
8	0,17	63,68	3,52	0,82	0,05	0,03	0,00
9	0,16	117,13	6,47	11,05	0,61	0,09	0,00
10	0,16	3,76	0,21	239,57	13,24	0,37	0,02
11	0,15	32,74	1,81	0,06	0,00	0,00	0,00
12	0,13	58,85	3,25	0,95	0,05	0,28	0,02
13	0,13	2,22	0,12	52,20	2,88	1,32	0,07
14	0,13	0,52	0,03	0,12	0,01	0,08	0,00
15	0,12	3,99	0,22	0,03	0,00	1042,66	57,63
16	0,12	25,26	1,40	0,32	0,02	118,37	6,54
17	0,11	6,55	0,36	2,70	0,15	5,52	0,31
18	0,11	0,57	0,03	124,68	6,89	10,59	0,59
19	0,11	0,57	0,03	0,52	0,03	5,54	0,31
20	0,10	116,64	6,45	0,01	0,00	0,04	0,00

6. PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI ZA POSTOJEĆE STANJE

Kao što je već navedeno u 3. poglavlju, metodom postepenog guranja određuje se krivulja kapaciteta nosivosti do vrijednosti pomaka koja odgovara padu poprečne sile za više od 20%, odnosno do stanja za koje se procjenjuje da je konstrukcija dosegla određeno granično stanje koje može i ugroziti globalnu stabilnost konstrukcije. Zahtjev koji postavljamo za postojeću konstrukciju odnosi se na granično stanje znatnog oštećenja (eng. significant damage-SD):

$$d_{tSD} \leq d_{mSD} \quad (36)$$

gdje je:

d_{tSD} – ciljani ili zahtijevani pomak prema propisu za stanje znatnog oštećenja (ZO)

d_{mSD} – pomak koji odgovara globalnoj nosivosti zgrade za stanje znatnog oštećenja (ZO)

Najveći pomak se dobiva iz krivulja kapaciteta, a za svaku pojedinu krivulju, odnosno analizu, računa se indeks sigurnosti α definiran kao:

$$\alpha = \frac{PGA_{CSD}}{PGA_{DSD}} \quad (37)$$

gdje je:

PGA_{CSD} – vršno ubrzanje tla za granično stanje ZO

PGA_{DSD} – vršno ubrzanje tla prema propisu za granično stanje ZO

Indeks sigurnosti α_{SD} označava omjer vršnog ubrzanja tla za povratni period od 475 godina (granično stanje ZO) te propisima zahtijevanog vršnog ubrzanja tla za granično stanje ZO.

Rezultati analiza N2 metodom u programu 3Muri se prikazuju kao što je prikazano na slici 38.

Eurocode (NL)	
NC	
dt	0,02 [cm] <= dm 0,60 [cm]
qu =	0,43
Satisfied check	
SD	
dt	0,02 [cm] <= dm 0,45 [cm]
Satisfied check	
DL	
Sd	0,02 [cm] <= d*y 0,04 [cm]
Satisfied check	
Limit state	α
NC	30,000
SD	22,500
DL	2,314

} dm/dt
d*y/Sd

Slika 38 Prikaz rezultata N2 analize

S obzirom na formulaciju spektra definiranog u Eurokodu, jasno je da nije moguće identificirati indeks sigurnosti na temelju spektralnih ubrzanja, stoga će se izračunati kao omjer između prije navedenih pomaka d_m i d_t [21] sukladno opisu koji je detaljno prikazan na slici 17.

Potresno opterećenje zadano je za tip tla C i projektno ubrzanje tla za povratni period od 475 godina $a_g=0,25g$.



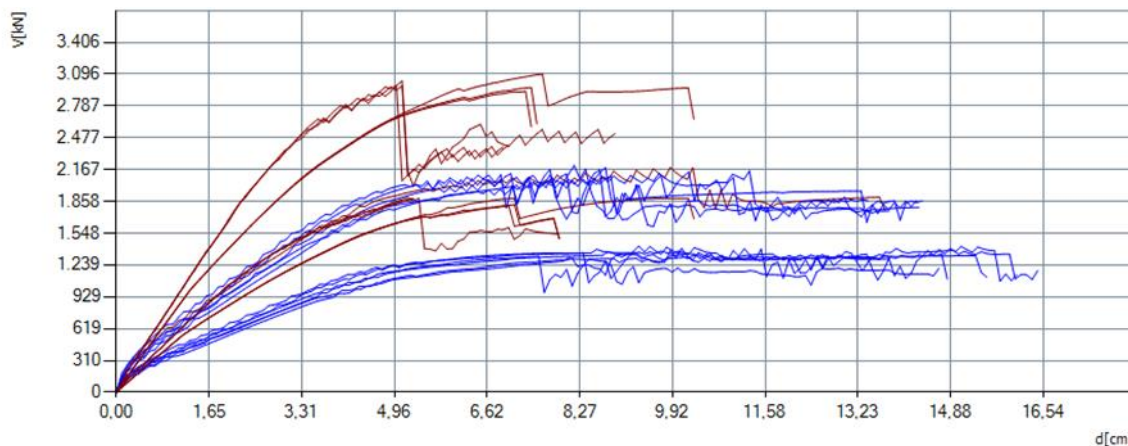
Slika 39 Projektno ubrzanje tla na lokaciji predmetne građevine

Analize za sve modele su provedene s raspodjelom opterećenje prema statičkim silama (eng. *Static forces*) i jednolikom (eng. *Uniform*) raspodjelom, za smjerove $\pm X$ i $\pm Y$ i dvije veličine slučajnog eskcentriciteta u pozitivnom i negativnom smjeru.

Rezultati inicijalnog proračuna postupnim guranjem za jednoliku raspodjelu i raspodjelu statičkim silama pokazuju da građevina ne zadovoljava uvjet potresnog zahtjeva kojim je vršno ubrzanje tla određeno za vrijednost povratnog perioda od 475 godina, definirano za granično stanje znatnog oštećenja. Indeksi sigurnosti iznose 0,309 za mjerodavne analize 19 i 20 u smjeru Y. To znači da građevina može izdržati tek 30 % današnjih zahtjeva za konstrukcije, odnosno vršno ubrzanje tla od 0,077 g. Sumarni rezultati N2 analize za sve slučajeve raspodjele bočne sile i vrijednosti ekscentriciteta su prikazani na slici 40. Konstrukcija je duktilnija u smjeru X, gotovo dvostruko, ali ima veću nosivost na poprečnu silu u smjeru Y. Budući da je pri metodi postupnog guranja sposobnost deformacije konstrukcije bitnija od granične nosivosti, može se uzeti da je za promatranu konstrukciju smjer X ipak nešto povoljniji glede potresne otpornosti.

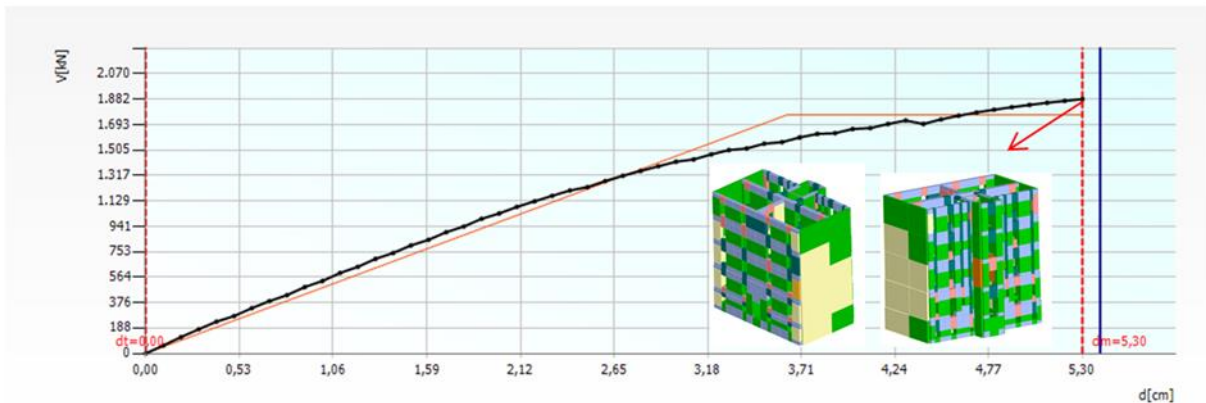
No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	α SD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	0,00	12,06	7,87	0,652
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Stabic forces	0,00	15,61	8,17	0,523
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	0,00	12,34	7,06	0,572
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Stabic forces	0,00	15,91	5,73	0,360
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	0,00	9,69	3,90	0,420
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Stabic forces	0,00	12,86	4,12	0,321
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	0,00	11,38	5,78	0,507
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Stabic forces	0,00	14,68	5,40	0,368
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	57,25	12,74	8,55	0,671
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniform	-57,25	11,54	6,58	0,570
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Stabic forces	57,25	16,05	8,70	0,542
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Stabic forces	-57,25	15,07	9,15	0,607
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	57,25	12,72	6,77	0,532
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniform	-57,25	11,94	6,77	0,567
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Stabic forces	57,25	16,74	8,92	0,533
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Stabic forces	-57,25	15,24	7,06	0,463
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	84,50	9,67	3,82	0,414
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniform	-84,50	9,67	3,90	0,421
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Stabic forces	84,50	12,86	3,97	0,309
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Stabic forces	-84,50	12,85	3,97	0,309
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	84,50	11,31	5,63	0,498
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniform	-84,50	11,29	5,55	0,492
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Stabic forces	84,50	14,63	5,40	0,369
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Stabic forces	-84,50	14,61	5,33	0,365

Slika 40 Faktori sigurnosti za sve analize



Slika 41 Prikaz svih krivulja - plavo X, crveno Y

Pri posmičnom otkazivanju zida stubišta zabilježen je pomak kontrolne točke od 5,30 cm i granična nosivost na poprečnu silu od 1882 kN. Oštećenja su koncentrirana na vanjskim zidovima stubišta te rubovima pročelja i zabatnim zidovima. Rubni elementi zida pročelja zadobivaju posmična oštećenja, dok su parapeti i nadvoji podložni oštećenjima uslijed savijanja. Bočni zidovi stubišta otkazuju na posmik. Manja posmična oštećenja nastaju i na zabatnim zidovima.

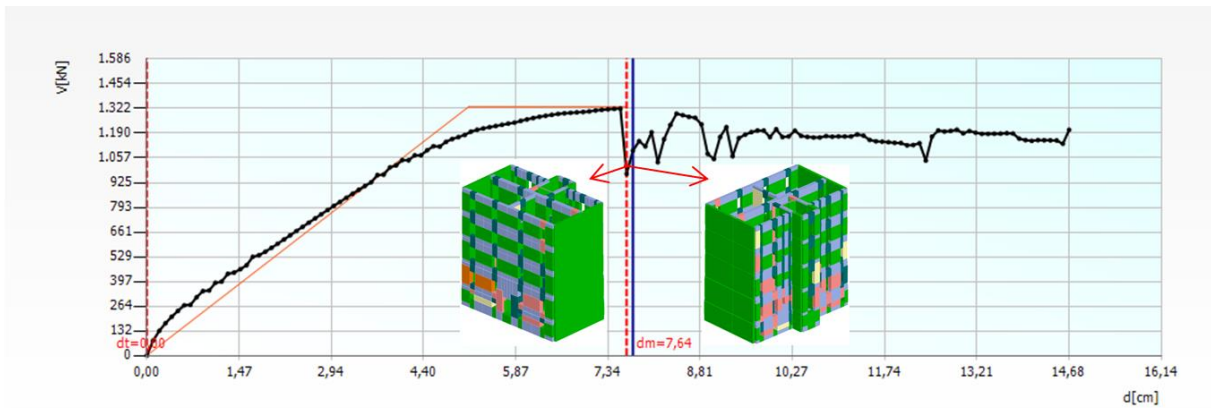


Slika 42 Krivulja 19 (smjer Y)

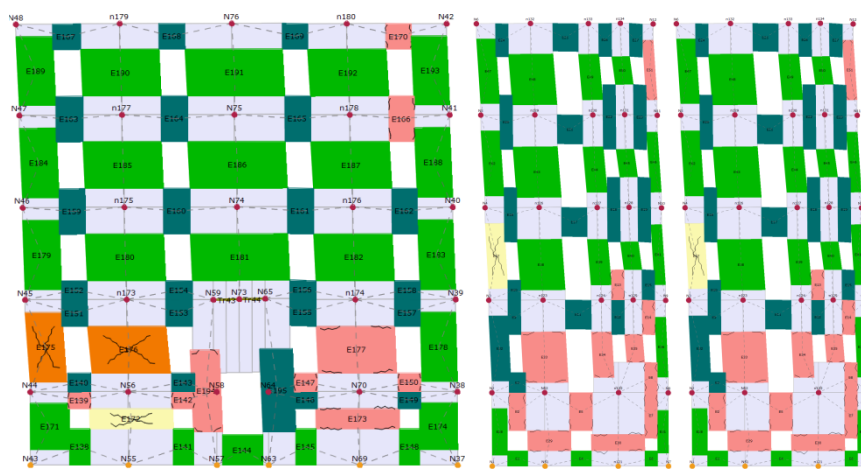


Slika 43 Oštećenja zida 17 i 6 za analizu 19 s legendom oštećenja

Krivulja kritične analize 4 u smjeru X prikazana je na slici 44. Granična nosivost na poprečnu silu iznosi 1322 kN, dok je zabilježen pomak kontrolne točke pri kojem je prekinuta analiza 7,64 cm. Kritični elementi su zidovi prizemlja na uličnom pročelju zgrade koji otkazuju na posmik. Gotovo su svi zidovi prizemlja u uzdužnom smjeru zadobili oštećenja uslijed savijanja.



Slika 44 Krivulja 4 (smjer X)



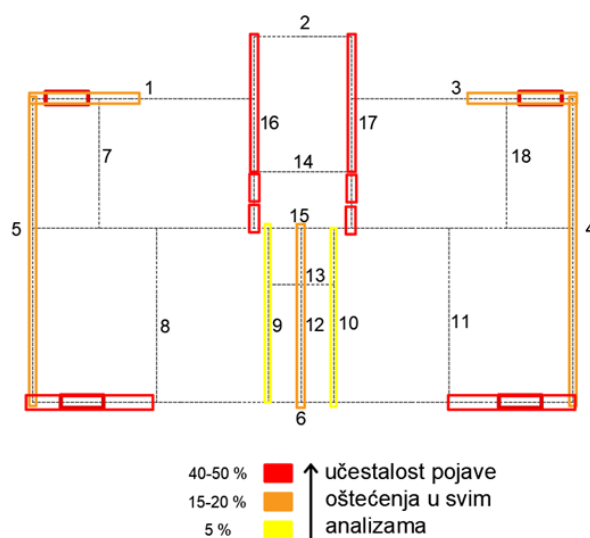
Slika 45 Oštećenja zidova 6, 1 i 3 za analizu 4

Rezultati N2 analize prikazani su u nastavku. Ekvivalentni jednostupanjski sustav ima period od 0,712 s, pri čemu sila pri popuštanju F_v^* iznosi 1068 kN, pomak pri popuštanju d_y^* iznosi 2,2 cm, a maksimalni pomak d_m^* je 3,2 cm.

Result details			Analysis parameters	
NC	dt - [cm]	dm - [cm]	T* [s]	0,712
	qu = -	dm/dt = -	m* [t]	624,75
			w [kN]	19354
SD	dt 12,86 [cm]	> dm 3,97 [cm]	M [t]	1972,9
	Not satisfied verification		m*/M [%]	31,666
			Γ	1,65
DL	Sd - [cm]	d*y - [cm]	F*y [kN]	1068
			d*y [cm]	2,2
			d*m [cm]	3,2
Limit state	PGA [m/s ²]	α		
NC	-	-		
SD	0,773	0,309		
DL	-	-		

Slika 46 Rezultati analize N2 metodom

Pregledom svih rezultata preostalih analiza može se uočiti određeni uzorak glede oštećenja određenih elemenata konstrukcije te potvrditi kritičnost elemenata koji su otkazali u mjerodavnoj analizi. Na slici 47 prikazana je učestalost pojave oštećenja u svim provedenim analizama. Zidovi stubišta u osima 16 i 17 uslijed potresa podilaze znatnim oštećenjima, a nakon njihovog otkazivanja opterećenje se preraspodjeljuje na ostale nosive elemente čija otkazivanja zatim slijede. Stubište funkcionira kao jedini evakuacijski put s gornjih etaža u prizemlje te je u slučaju otkazivanja upitna sigurnost stanovnika zgrade. Središnji poprečni zid u osi 12 posmično otkazuje u većini analiza u Y smjeru, pri pomacima od približno 7 cm i poprečnoj sili od 1800 kN, što je za očekivati zbog vertikalne nepravilnosti u položaju središnjih poprečnih zidova. Zidovi u osima 9 i 10 ulaznog stubišta su također podložni posmičnim oštećenjima, a na rubnim dijelovima uličnog i dvorišnog pročelja i zabatnim zidovima također dolazi do posmičnih oštećenja i oštećenja od savijanja u većini analiza.



Slika 47 Shema učestalosti pojave oštećenja u svim analizama

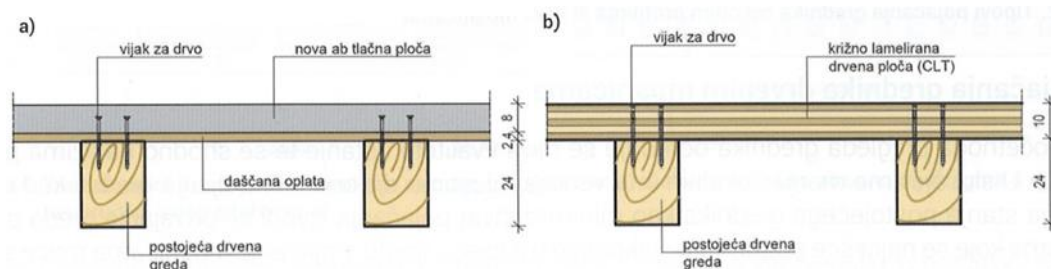
7. PRIJEDLOG MJERA POJAČANJA

Prema Tehničkom propisu za građevinske konstrukcije obnova potresom oštećenih zgrada obuhvaća popravak i pojačanje konstrukcijskih i/ili nekonstrukcijskih elemenata na razinu obnove koja je određena prema potresnoj ugroženosti područja, oštećenjima nastalih u potresu i potresnom riziku zgrade, a vezana je za njenu potresnu oštetljivost i namjenu. Predmetna građevina se prema navedenim kriterijima može svrstati u 2. razinu koja zahtjeva ojačanje konstrukcije. Popravkom i pojačanjem građevine trebala bi se zadovoljiti mehanička otpornost i stabilnost na potresno djelovanje sa minimalnim iznosom indeksa znatnog oštećenja (IZO) 0,5.

Osnovne mjere koje se predlažu u ovom radu su pojačanje međukatnih konstrukcija koje čine grednici i daščana oplata s ciljem postizanja fleksibilne ili polu-krute dijafragme i sidrenje iste u zidove te lokalno pojačanje nosivih zidova FRCM-om (eng. *Fiber Reinforced Cementitious Matrix*) i torkretom. Osim navedenog, popravak bi trebao obuhvatiti i saniranje većih pukotina u nosivim zidovima, popravak krovne konstrukcije i stubišta, mjere stabilizacije nepridržanih zidova te izmjenu dimnjaka [35].

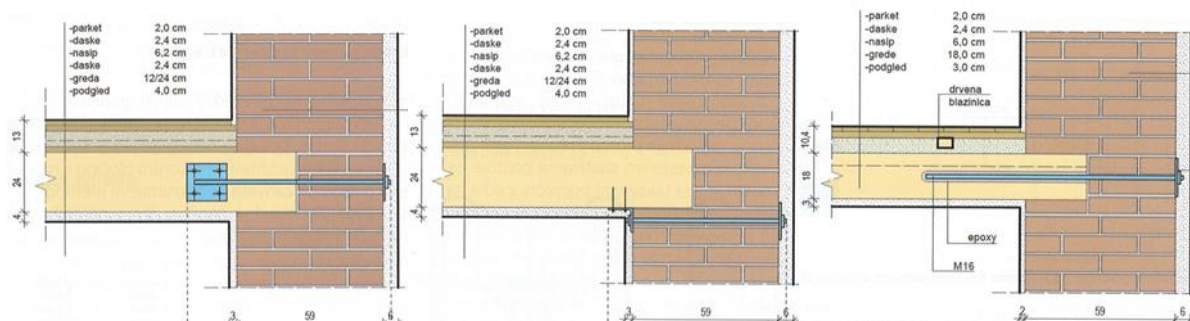
7.1. Ojačanje međukatnih konstrukcija

Kod ojačanja međukatne konstrukcije bitno je osigurati dovoljnu krutost dijafragme te povezati obodne zidove i kvalitetno usidriti konstrukciju u zidove. Česta je varijanta s izvedbom armiranobetonske tlačne ploče debljine 6-8 cm (slika 48 a)), što je ireverzibilan postupak, upitan za građevine kulturne baštine. Sprezanjem ploče s drvenim grednicima značajno se povećava krutost dijafragme i povećava nosivost na vertikalna opterećenja, ali moguć nedostatak je problem paronepropusnosti betonske ploče koja može spriječiti isušivanje grede i dovesti do truljenja. Reverzibilna bi varijanta bila izvedba tlačne ploče s križno lameliranom drvenom pločom (eng. *CLT - Cross Laminated Timber*) čija je prednost suha i brza montaža, visoka vatrootpornost i ekološka prihvatljivost (slika 48 b)). CLT ploče je potrebno dodatno pričvrstiti vijcima ili tipskim okovima na spojevima kako bi se osigurao prijenos posmične sile [10].



Slika 48 Pojačanje grednika tlačnom pločom: a) AB ploča; b) CLT ploča [10]

Nedostatak horizontalne povezanosti međukatne konstrukcije i zidova, koja dovodi do neovisnog ponašanja zidova, se može riješiti na više načina. Prvi je povezivanje čeličnim okovom s kontra pločicom, što je jednostavan i učinkovit postupak kojim se minimalno oštećuje zid. Drugi način je povezivanje L-profilima koji se mogu primijeniti uz vanjske zidove i središnje uzdužne zidove na koje se oslanja grednik. Treći način je povezivanje ulijepljenim sidrenim šipkama na način da se jedna sidrena šipka s vanjske strane ubuši kroz zid u grednik, a s vanjske strane se nalazi kontra pločica koju se može pritegnuti maticom [10].



Slika 49 Povezivanje grednika sa zidovima: a) čeličnim okovom s kontra pločicom; b) L-profilom; c) ulijepljenim šipkama [10]

7.2. Ojačanje zidova

Kad je riječ o znatno oštećenim zidovima, metode ojačanja uključuju ponovno zidanje dijela zida ili potpuno preslagivanje zida. Ukoliko je oštećenje lokalizirano u mortu, tada se on može djelomično zamijeniti u sljubnicama, pri čemu se horizontalne sljubnice mogu armirati ugradnjom spiralno oblikovanih sidara. Spiralno oblikovana sidra također služe i za povezivanje, odnosno 'šivanje' odvojenih elemenata zida s ciljem lokaliziranog pojačanja kutova zida ili pojačanja čitavog konstrukcijskog elementa. Značajnija konstrukcijska

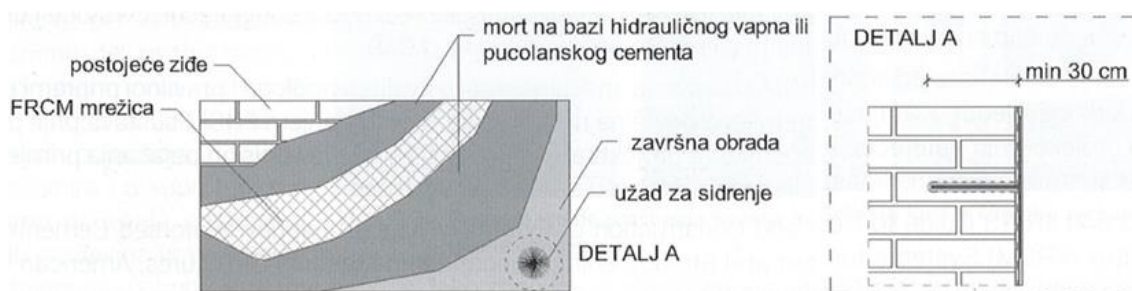
povezivanja i pojačanja se mogu izvesti primjenom čeličnih zatega. Nadalje, kad postoji problem šupljina i nehomogenosti u zidu ili je potrebno popuniti pukotine i unaprijediti mehanička svojstva zida, rješenje može biti injektiranje.

Značajnu ulogu u ojačanju zidova imaju obloge od vlaknima armiranih polimera (eng. *FRP – Fibre Reinforced Polymer*) i ovijanje armiranim oblogama. Kompoziti korišteni za armirane obloge su mlazni mort (torkret beton) s čeličnom mrežom, kompozitom armirani mlazni mort (CRM) i tekstilom armirani mort (FRCM) [10]. U nastavku su opisani metode ovijanja FRCM-om i torkretiranje koje su odabrane za ojačanje građevine u programu 3Muri.

7.2.1. FRCM

Metoda ovijanja konstrukcijskih elemenata FRCM-om u posljednje vrijeme prednjači nad starijom metodom oblaganja FRP-om. Razlog tome je što se pri postavljanju FRCM-a koriste mortovi nižih mehaničkih karakteristika koji su kompatibilniji sa zidanom podlogom od epoksidnih ljepila koja se koriste uz FRP.

FRCM sustav je tkaninom armirana cementna matrica koju čine mreže napravljene od snopova vlakana u najmanje dva okomita smjera i anorganska matrica. Mreže su izrađene od ugljičnih, alkalno otpornih staklenih, bazaltnih, polimernih i hibridnih vlakana koja su impregnirana smolom. Impregiranjem se postiže unapređenje veze s matricom, produljenje trajnosti i odgovarajućeg prijenosa vlačnih opterećenja. Uloga matrice je obavijanje i zaštita mreže te prijenos opterećenja s podložnog zida na vlakna. Kao matrica se koristi mort na bazi hidrauličnog vapna ili pucolanskog cementa s frakcijom pijeska do 0,5 mm radi bolje prionjivosti [10].



Slika 50 Pojačanje zida FRCM-om [10]

Tehnologija izvedbe FRCM sustava:

1. Priprema podloge – uklanja se žbuka i mort u sljubnicama te nanosi temeljni sloj
2. Nanošenje matrice i mreže – matrica se nanosi u ravnomjernom sloju od 5-6 mm, a zatim se u još svježju matricu jednolikim pritiskom utiskuje mreža, pomoću valjka ili sličnog alata. Potrebno je osigurati preklop mreže od minimalno 30 cm. Dok je matrica još svježja, nanosi se sljedeći sloj matrice i mrežica te nakon očvršćivanja posljednjeg sloja i smjesa za izravnavanje
3. Sidrenje – sustav se dodatno treba ojačati sidrima od užadi ugljičnih, staklenih, bazaltnih ili čeličnih vlakana. Prethodno pripremljeni kruti dio užadi se utiskuje u rupu injektiranu kemijskim sredstvom za sidrenje, a ostatak se lepezasto raširi po površini zida i impregnira.

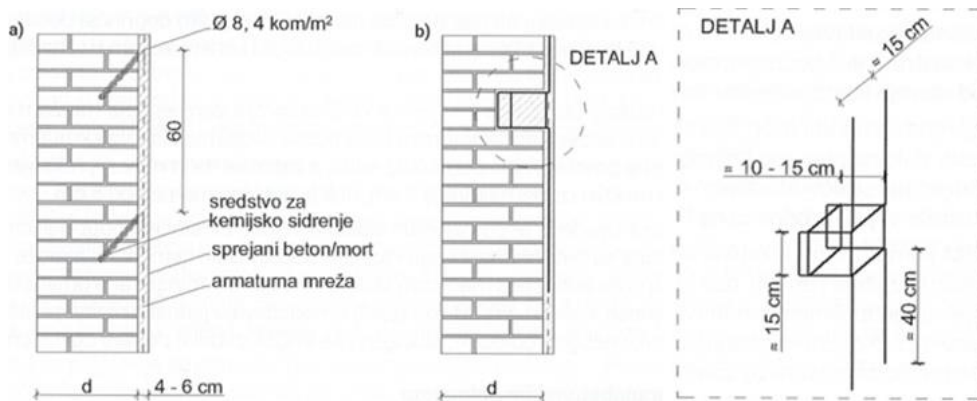
7.2.2. Torkret

Pojačanje armiranobetonskim oblogama (torkretiranje) primjenjuje se u slučaju djelovanja velikih horizontalnih opterećenja. Ojačanje elementa se postiže pomoću mlaznog, odnosno torkret betona kombiniranog s armaturnom mrežom. Može se postavljati obostrano ili samo s jedne strane zida. Ukoliko se postavlja obostrano, potrebno je povezati obloge kroz zid s poprečnim sponama, a jednostrana se obloga sa zidom povezuje utorima ili sidrima.

Uobičajena debljina sloja torkreta je 5-6 cm. Logika iza tehnologije torkretiranja je stvaranje novog presjeka zida koji će imati veću vlačnu, tlačnu i posmičnu čvrstoću i duktilnost. Slojevi zida, armature i mlaznog betona se ponašaju kao paralelni spoj te se sukladno tome može izračunati nova krutost zida.

Tehnologija izvedbe armiranobetonske obloge:

1. Priprema podloge – uklanjanje žbuke i morta u sljubnicama te injektiranje pukotina u zidu
2. Nanošenje mlaznog betona i armaturne mreže – prvo se postavlja sloj cementnog morta debljine 20-30 mm na koji se postavlja armaturna mreža. Mreža se povezuje čeličnim sidrima ili sponama prethodno ugrađenim u zid, a u slučaju jednostrane obloge može se izvesti posmični trn u zidu. Nakon povezivanja se izvodi drugi sloj mlaznog betona, pazeći da ukupna debljina nije veća od 60-80 mm [10].



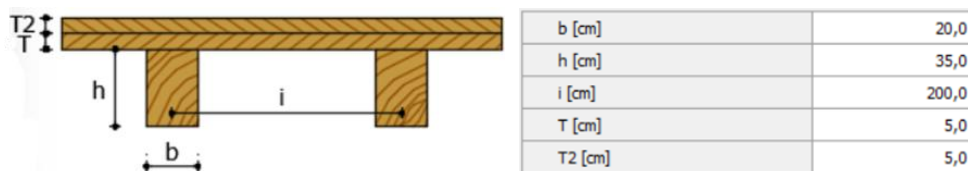
Slika 51 Detalji sidrenja armaturne mreže: a) sidrima; b) posmičnim trnom [10]



Slika 52 Pojačanje zida torkretiranjem: a) postavljena armatura; b) sidrenje i povezivanje mrežom; c) prvi sloj torkreta; d) drugi sloj torkreta [10]

8. PROCJENA POTRESNE OTPORNOSTI ZA POJAČANU KONSTRUKCIJU ZGRADE

Dva su modela građevine, jedan s ojačanjima zidova FRM-om, a drugi armiranobetonskom oblogom, prikazana u nastavku. Međukatna konstrukcija je u obje verzije ojačana dodatnim slojem dasaka tako da ukupna debljina, bez grednika, iznosi 10 cm, uz pretpostavku kvalitetno izvedenih spojeva sa zidovima. Time je osigurano povećanje krutosti, a učinak dijafragme uzet je u obzir modeliranjem dobre povezanosti stropne konstrukcije sa svim zidovima. Na ovaj način, program uzima u obzir efektivnu krutost u oba smjera ekvivalentnih okvira.

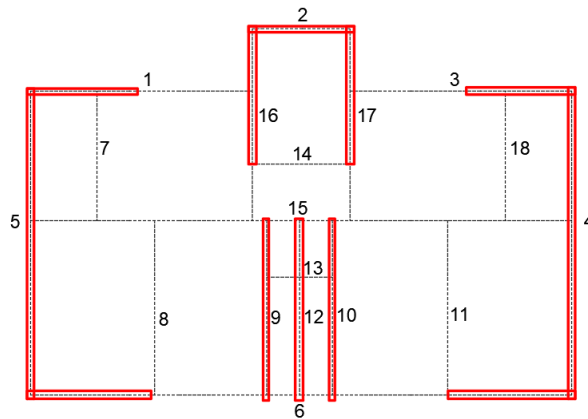


Slika 53 Zadavanje drvenog grednika s dvostrukom daščanom oplatom

Computed values	
▶ Thickness [cm]	10,0
G [N/mm ²]	440,00
Ex [N/mm ²]	9.450,00
Ey [N/mm ²]	7.000,00
v [-]	0
Gk1 [kN/m ²]	0,47
Gk2 [kN/m ²]	3,00

Slika 54 Ekvivalentna krutost drvenog grednika s dvostrukom daščanom oplatom

Ojačanja zidova su nanosena na kritične elemente koji su se pokazali najviše podložnim oštećenjima u analizama originalnog modela (slika 55). To su zidovi dvorišnog stubišta, zabatni zidovi, rubni dijelovi zidova uličnog i dvorišnog pročelja te središnji poprečni zidovi. Omjer volumena ojačanih zidova i ukupnog volumena zidova iznosi približno 60 %.



Slika 55 Ojačani zidovi u tlocrtu

8.1. Model FRCM

Ojačanja FRCM-om dodana su obostrano na naznačene zidove u tri sloja, na način da povećaju nosivost na posmik i savijanje. Karakteristike ojačanja su prikazane na slici 56.

	Calculation coefficients
$\gamma_{f,d}$	1,20
α	1,50
γ_m	1,50
Shear drift	0,0080
Bending drift	0,0160
β	0,60
Layers number	3
Effect typology	Shear+Bending
Application	Double side
Bending anchor	Efficacious
η_a	0,90
E_f [N/mm ²]	71.000,00
$\epsilon(\alpha)$ lim,conv [%]	1,27000
$\sigma(\alpha)$ lim,conv [N/mm ²]	901,00
ϵ_{fd} [%]	0,76200
f_{fd} [N/mm ²]	540,6

Slika 56 Karakteristike FRCM-a

Vrijednosti definirane na slici 56 su potrebne za proračun ojačanja prema talijanskim smjernicama CNR-DT 215-2018 [36] implementiranima u program 3Muri. Postupak proračuna ojačanja zida na posmik i savijanje dan je u nastavku.

Posmična otpornost ojačanog zida:

Određuje se kao zbroj doprinosa neojačanog zida V_{tr} procijenjenog prema važećim propisima za vlačno otkazivanje neomeđenog zida, i doprinosa ojačanja $V_{t,f}$ definiranog kao:

$$V_{t,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \eta_f \cdot t_{Vf} \cdot l_f \cdot \alpha_1 \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \quad (38)$$

gdje je:

γ_{Rd} - parcijalni faktor koji iznosi 2

n_f - ukupni broj slojeva ojačanja

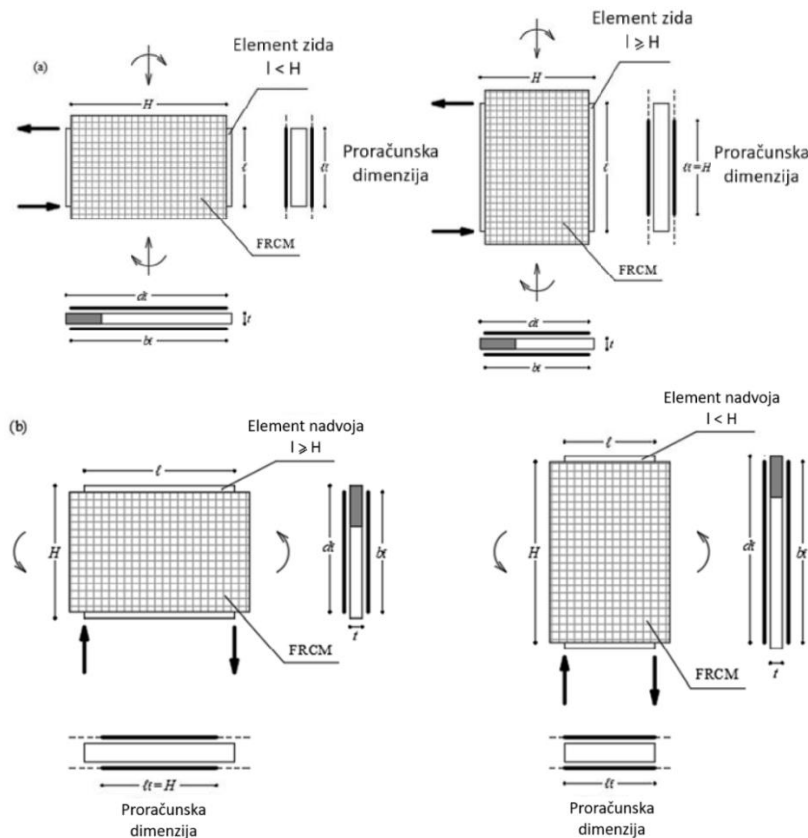
t_{Vf} - ekvivalentna debljina jednog sloja mreže čija su vlakna paralelna sa smjerom poprečne sile

l_f - proračunska dimenzija ojačanja mjerena okomito na smjer poprečne sile, ne veća od dimenzija H (slika 57)

ε_{fd} - proračunska vrijednost deformacije armature

E_f - modul elastičnosti FRCM mreže

α_t - koeficijent koji uzima u obzir redukciju vlačne čvrstoće vlakana pod utjecajem posmika, u nedostatku točnijih eksperimentalnih podataka se može uzeti kao 0.80



Slika 57 Ojačanje FRCM-om u ravni zida za element zida (gore) i element nadvoja (dolje) [36]

Ukoliko se sustav ojačanja primjenjuje samo na jednoj strani zida, potrebno je smanjiti posmični doprinos za barem 30 % te je nužno primijeniti odgovarajuće spojnice pričvršćivanje mreže u zid.

Ukoliko su vlakna okomita na smjer posmika adekvatno usidrena, potrebno je dodatno provjeriti prelazi li efektivno smicanje dijagonalnu vrijednost drobljenja zida prema formuli:

$$V_{t,c} = 0,25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f \quad (39)$$

t - debljina zida

f_{md} - proračunska tlačna otpornost ziđa

d_f - udaljenost između tlačnog ruba i krajnjeg dijela vlačno naprezane FRCM mreže

Otpornost ojačanog zida na savijanje:

Kako bi se povećala otpornost ziđa na savijanje, potrebno je postaviti FRCM sustav s vlaknima duž osi konstrukcijskog elementa, idealno s obje strane elementa. Međutim, povećanje savojne nosivosti ostvareno je samo ako je sustav pravilno usidren, odnosno ako je osigurano produljenje mreže od minimalno 300 mm ili ako je sustav povezan sa zidom pomoću odgovarajućih sidara. Tada se proračunska vrijednost momenta može procijeniti uz pretpostavku jednolikog dijagrama tlačnog naprezanja koje je jednako $\alpha_m \cdot f_{md}$ i djeluje na ekvivalentnoj površini tlačne zone $\beta \cdot y_n$ pri čemu je y_n udaljenost rubnog tlačnog vlakanca do neutralne osi.

U slučaju otkazivanja dosezanjem maksimalne deformacije na tlačnom rubu ε_{mu} ($\varepsilon_m = \varepsilon_{mu}$) položaj neutralne osi presjeka se određuje pomoću izraza:

$$y_n = \frac{N_{Sd} - E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} + \sqrt{N_{Sd}^2 + 2 E_f t_{2f} d_f \varepsilon_{mu} (\alpha_m \beta f_{md} d_f - N_{Sd})}}{2 \alpha_m \beta f_{md} t - E_f t_{2f} \varepsilon_{mu}} \quad (40)$$

Potrebno je provjeriti je li vršna vrijednost deformacija ojačanja manja od maksimalne vrijednosti ($\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fd}$). Ukoliko je ona veća, pretpostavlja se da je ziđe nije doseglo maksimalnu deformaciju te se postavlja uvjet da je dosegnuta maksimalna deformacija ojačanja ($\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$). Položaj neutralne osi se tad određuje pomoću izraza:

$$y_n = \frac{\varepsilon_{fd} E_f t_{2f} d_f + 2 N_{Sd}}{2 \alpha_m \beta f_{md} t - \varepsilon_{fd} E_f t_{2f}} \quad (41)$$

Konačna otpornost presjeka na moment savijanja se određuje formulom:

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha_m \beta f_{md} t y_n}{2} (H - \beta y_n) + f_{fd} E_f t_{2f} \frac{d_y - y_n}{12} (2 y_n + 4 d_f - 3 H) \quad (42)$$

gdje je:

H - dimenzija poprečnog presjeka (visina presjeka)

t - debljina zida (širina presjeka)

t_{2f} - ukupna ekvivalentna debljina vlakana postavljenih s dvije strane

d_f - udaljenost tlačnog ruba od njemu najudaljenijeg vlakna

N_{sd} - uzdužna sila od tlačnog naprezanja

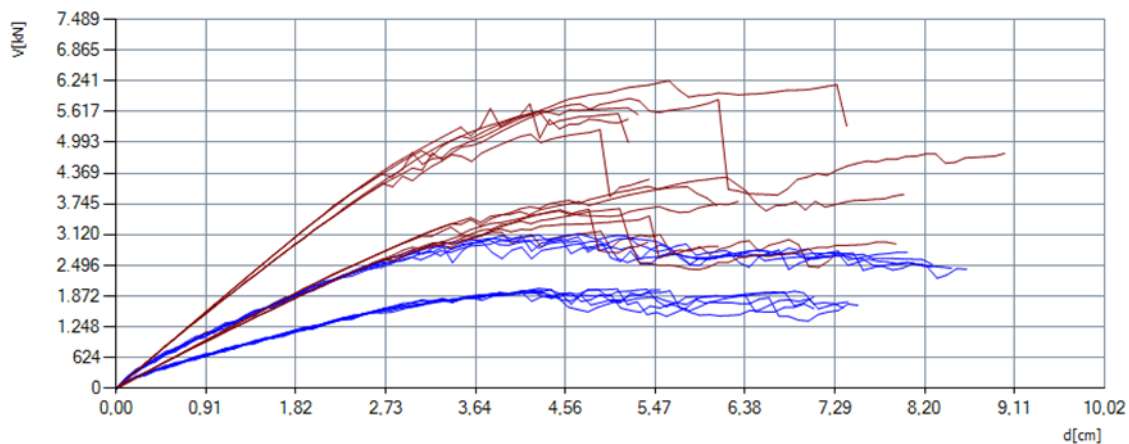
Nakon napravljenih izmjena glede ojačanja modela, popravka i pojačanja dijafragmi te pojačanja zidova FRCM sustavom provedene su analize za sva tri oblika raspodjele opterećenja. U ovom se modelu kritičnom pokazala analiza 16 u X smjeru za raspodjelu po statičkim silama, po kojoj model ojačan FRCM-om postiže indeks sigurnosti od 0,400, odnosno 40 % projektiranog vršnog ubrzanja tla za povratni period od 475 godina. Slijedi da zahtjev na indeks sigurnosti od 0,50 za razinu 2 nije zadovoljen.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	α SD
1	✓	+X	Uniform	0,00	7,54	3,24	0,454
2	✓	+X	Stabic forces	0,00	10,04	4,14	0,412
3	✓	-X	Uniform	0,00	7,62	3,96	0,539
4	✓	-X	Stabic forces	0,00	10,30	4,19	0,407
5	✓	+Y	Uniform	0,00	4,67	3,97	0,891
6	✓	+Y	Stabic forces	0,00	7,46	4,79	0,676
7	✓	-Y	Uniform	0,00	4,86	5,56	1,105
8	✓	-Y	Stabic forces	0,00	7,80	4,73	0,635
9	✓	+X	Uniform	57,25	7,65	3,99	0,540
10	✓	+X	Uniform	-57,25	7,43	4,36	0,606
11	✓	+X	Stabic forces	57,25	10,01	4,59	0,458
12	✓	+X	Stabic forces	-57,25	9,99	4,36	0,437
13	✓	-X	Uniform	57,25	7,63	3,89	0,528
14	✓	-X	Uniform	-57,25	7,51	4,34	0,596
15	✓	-X	Stabic forces	57,25	10,13	4,34	0,428
16	✓	-X	Stabic forces	-57,25	10,09	3,96	0,393
17	✓	+Y	Uniform	84,50	4,76	3,90	0,865
18	✓	+Y	Uniform	-84,50	4,73	3,90	0,870
19	✓	+Y	Stabic forces	84,50	7,44	3,67	0,537
20	✓	+Y	Stabic forces	-84,50	7,46	4,57	0,648
21	✓	-Y	Uniform	84,50	5,07	3,75	0,800
22	✓	-Y	Uniform	-84,50	4,96	4,66	0,955
23	✓	-Y	Stabic forces	84,50	7,79	4,13	0,563
24	✓	-Y	Stabic forces	-84,50	7,77	3,90	0,539

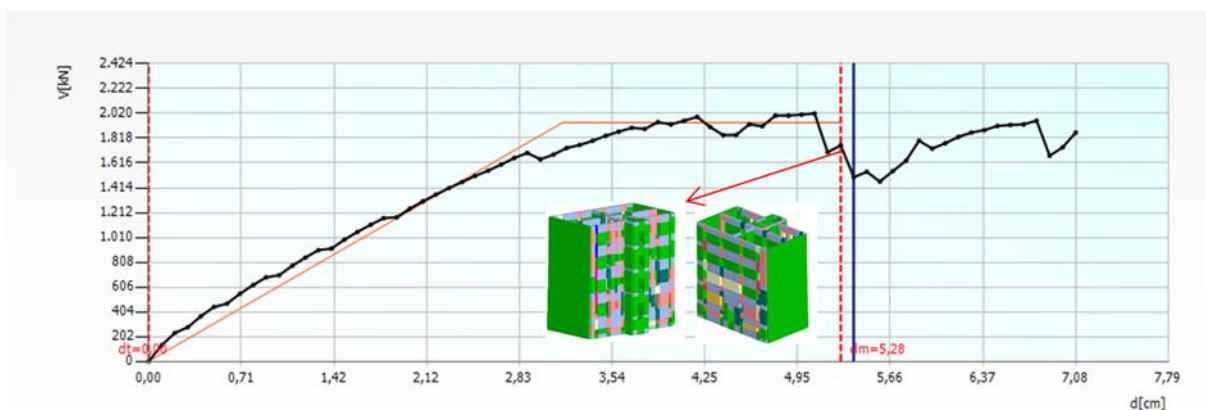
Slika 58 Indeksi sigurnosti za sve analize

Iz prikaza svih krivulja kapaciteta na slici 59 može se uočiti da je nosivost konstrukcije porasla za smjer Y, što je bilo očekivano budući da ojačanja prevladavaju na zidovima u Y smjeru. Za kritičnu analizu 16 u X smjeru granična nosivost iznosi 2002 kN, a pomak 5,28 cm. Na slici 61 su izdvojeni zidovi u osima 6 i 3. Oba zida su zadobila znatna posmična oštećenja i oštećenja uslijed savijanja. Progresivni razvoj oštećenja konstrukcije pri provedbi metode postupnog guranja počinje oštećivanjem horizontalnih elemenata nadvoja i parapeta, pri čemu je dominirajući mehanizam otkazivanja istih savijanjem.

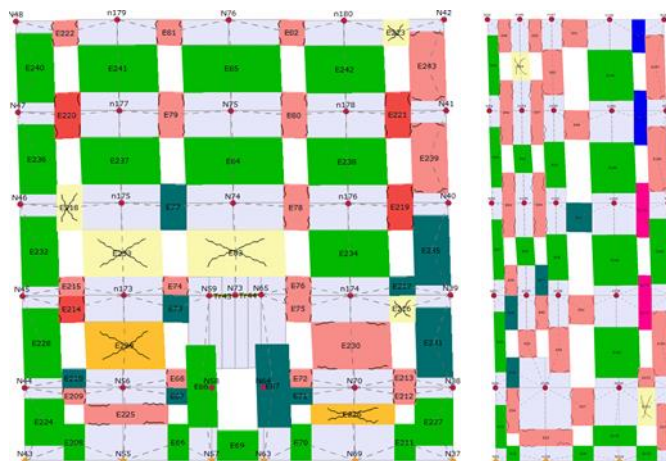
Daljnijm prirastom pomaka vertikalni elementi zida pročelja počinju dobivati značajnija posmična oštećenja te otkazuju na posmik.



Slika 59 Prikaz svih krivulja - plavo X, crveno Y

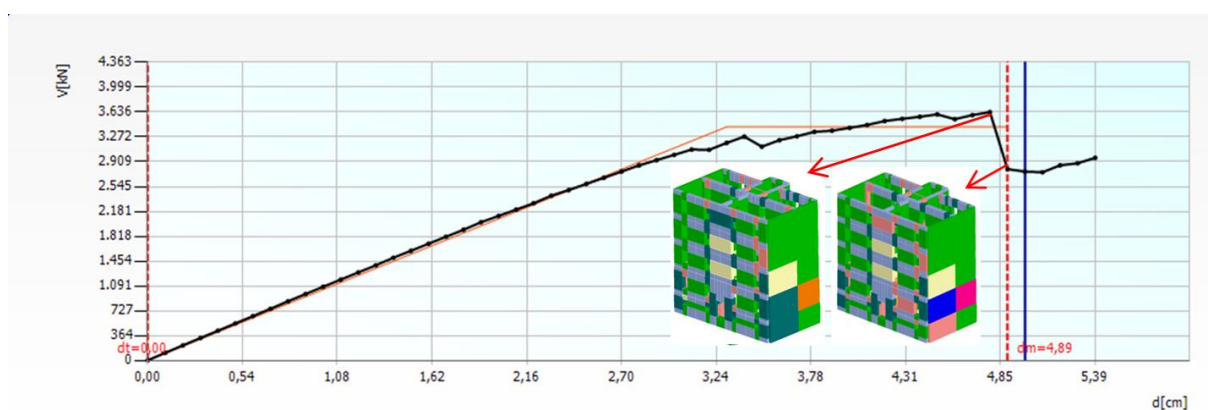


Slika 60 Mjerodavna krivulja za analizu 16 (smjer X)

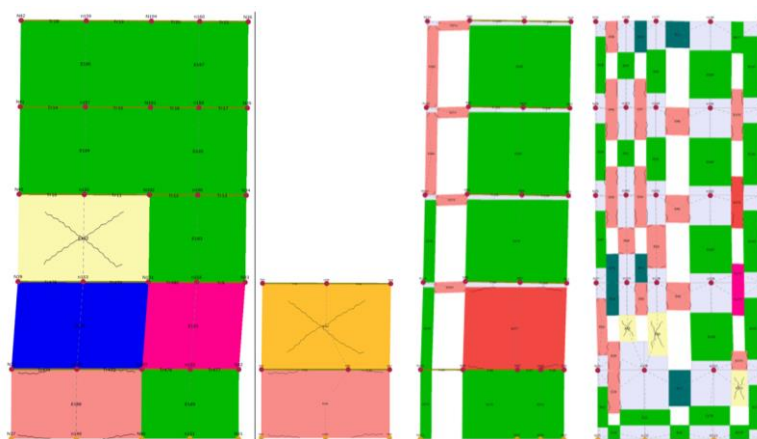


Slika 61 Oštećenja zidova 6 i 3 za analizu 16

Za kritičnu analizu u Y smjeru, otpornost na poprečnu silu iznosi 3636 kN, a pomak 4,89 cm. Kritična su oštećenja zadobili zabatni zidovi, pri čemu dolazi i do naglog otkazivanja zida prizemlja u elastičnom području. Do toga je došlo jer susjedni element zida dolazi u stanje ozbiljne krize, što znači da je podložan drobljenju i rušenju, uslijed čega se njegov pomak, a posljedično i pomak lijevog zidnog elementa, naglo povećava. Lijevi element je do tog koraka bio neefektivan, odnosno u vlaklu, te se ne može postupno plastificirati uslijed naglog pomaka i dolazi do otkazivanja u elastičnom području. Poprečni zid ulaznog stubišta i zid dvorišnog stubišta su također oštećeni poglavito u prizemlju, dok na zidu dvorišnog pročelja dolazi do oštećenja nadvoja i parapeta uslijed savijanja.



Slika 62 Mjerodavna krivulja za analizu 19 (smjer Y)



Slika 63 Oštećenja zidova 4, 10, 17 i 3 za analizu 19

Ekvivalentni jednostupanjski sustav ima manji vlastiti period i masu u odnosu na originalni model, što znači da se krutost modela povećala, kao i sila i pomak pri popuštanju.

NC dt - [cm] - dm - [cm] qu = - dm/dt = - -		Analysis parameters T* [s] 0,69 m* [t] 742,93 w [dN] 17196 M [t] 1752,88 m*M [%] 42,384 Γ 1,34 F*y [dN] 1453 d*y [cm] 2,36 d*m [cm] 4,02	
SD dt 10,09 [cm] > dm 4,04 [cm] Not satisfied verification			
DL Sd - [cm] - d*y - [cm] -			
Limit state	PGA [m/s ²]	α	
NC	-	-	
SD	1,000	0,400	
DL	-	-	

Slika 64 Rezultati N2 analize

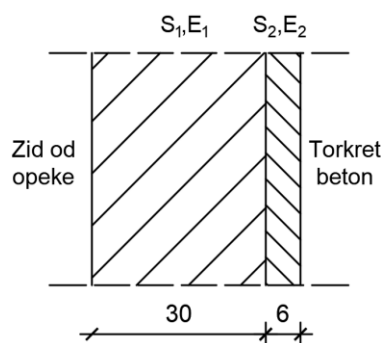
8.2. Model torkret

U programu 3Muri ne postoji direktan način zadavanja ojačanja elementa torkretom. Stoga je ojačanje aproksimirano definiranjem novog elementa sastavljenog od više slojeva različitih karakteristika (eng. *multilayer properties*) i posebnim zadavanjem armature zida. Višeslojni element se sastoji od postojećeg zida od opeke debljine 30, 45, 60 i 75 cm te sloja torkret betona kvalitete C25/30 i debljine 6 cm. Armatura je zadana kao ojačanje zida od opeke mrežom Q335 i rubnom armaturom 6Φ16. Ojačanje se tako svodi na povećanje krutosti elementa torkret betonom i povećanje njegove posmične nosivosti armaturom.

Izračun ekvivalentne krutosti za višeslojni element sastavljen od opečnog zida debljine 30 cm i sloja torkret betona debljine 6 cm dan je u nastavku.

$$E_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^3 s_i E_i}{s_{eq}} \quad (43)$$

$$G_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^3 s_i G_i}{s_{eq}} \quad (44)$$



Slika 65 Skica višeslojnog materijala

$$E_{eq} = \frac{\sum_1^2 30 \cdot 1500 + 6 \cdot 31000}{36} = 6416,67 \text{ kN}$$

$$Q_{eq} = \frac{\sum_1^2 30 \cdot 500 + 6 \cdot 12917}{36} = 2569,50 \text{ kN}$$

Tablica 4 Ekvivalentna krutost zida s torkretom

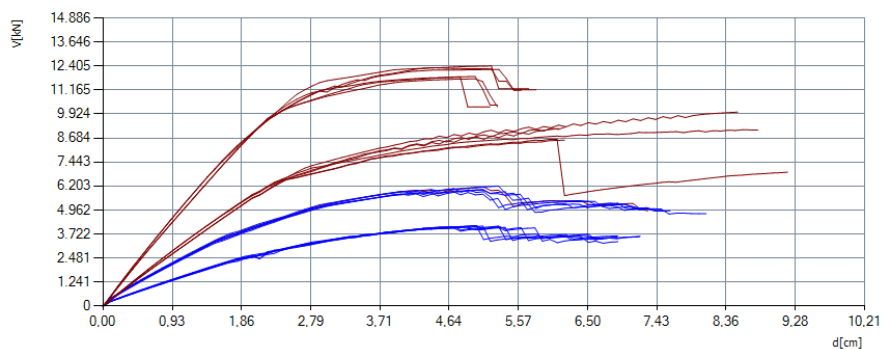
Sloj	Debljina [cm]	Modul elastičnosti [N/mm ²]	Modul posmika [N/mm ²]
Opeka	30	1500	500
Torkret	6	31000	12917
Eq	36	6416,67	2569,50

U ovom modelu pojačane konstrukcije od 24 provedene analize 18 ih zadovoljava zahtjev za znatnog oštećenja konstrukcija. Međutim, kritična analiza odnosi se na djelovanje bočne sile X smjeru, a indeks sigurnosti iznosi 0,704. Prema tome, postignuta je potresna otpornost konstrukcije koja iznosi 70,4 % zahtjeva koji se postavlja za vršno ubrzanja tla koje odgovara povratnom periodu od 475 godina na lokaciji. Iako analiza ne zadovoljava današnje propise, uvjet od $\alpha = 0,50$ za razinu 2 obnove je ispunjen, štoviše postignuta je veća otpornost od minimalno zahtijevane.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	α SD
1	✓	+X	Uniform	0,00	4,56	4,88	1,053
2	✓	+X	Stabic forces	0,00	7,00	4,73	0,704
3	✓	-X	Uniform	0,00	4,63	4,87	1,040
4	✓	-X	Stabic forces	0,00	7,07	5,17	0,753
5	✓	+Y	Uniform	0,00	1,69	3,67	1,754
6	✓	+Y	Stabic forces	0,00	2,78	5,54	1,553
7	✓	-Y	Uniform	0,00	1,74	3,98	1,850
8	✓	-Y	Stabic forces	0,00	2,93	6,39	1,710
9	✓	+X	Uniform	57,25	4,63	4,88	1,041
10	✓	+X	Uniform	-57,25	4,46	4,96	1,083
11	✓	+X	Stabic forces	57,25	7,16	5,18	0,746
12	✓	+X	Stabic forces	-57,25	7,05	5,41	0,787
13	✓	-X	Uniform	57,25	4,72	5,39	1,108
14	✓	-X	Uniform	-57,25	4,55	5,39	1,140
15	✓	-X	Stabic forces	57,25	7,20	5,02	0,721
16	✓	-X	Stabic forces	-57,25	7,11	5,39	0,778
17	✓	+Y	Uniform	84,50	1,70	3,89	1,792
18	✓	+Y	Uniform	-84,50	1,71	3,82	1,779
19	✓	+Y	Stabic forces	84,50	2,77	4,64	1,361
20	✓	+Y	Stabic forces	-84,50	2,78	4,64	1,359
21	✓	-Y	Uniform	84,50	1,74	3,98	1,833
22	✓	-Y	Uniform	-84,50	1,75	4,06	1,847
23	✓	-Y	Stabic forces	84,50	2,92	4,66	1,363
24	✓	-Y	Stabic forces	-84,50	2,92	4,58	1,343

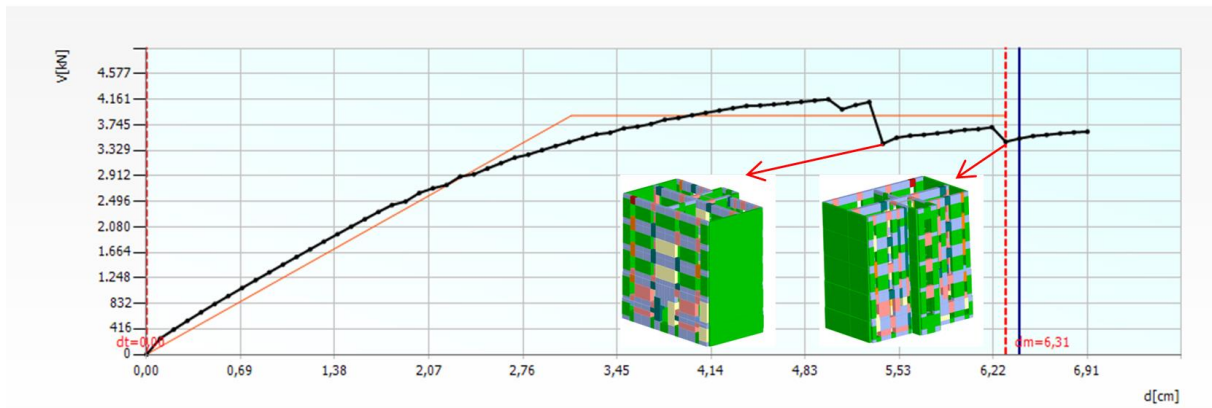
Slika 66 Indeksi sigurnosti za sve analize

Krivulje pokazuju povećanje duktilnosti u Y smjeru, ali i značajno povećanje nosivosti na poprečnu silu u oba smjera. Za analizu broj 2 granična nosivost na poprečnu silu u X smjeru iznosi 4161 kN, a pomak 6,31 cm, dok su vrijednosti za kritičnu analizu u Y za silu 9175 kN i pomak 6,11 cm. Sve krivulje istog smjera i orijentacije +/- za pojedinačnu raspodjelu bočne sile se gotovo preklapaju, osim krivulja Y smjera koje se rasipaju pri većoj nelinearnosti (kad poprečna sila počinje padati), što znači da je globalno odgovor konstrukcije sličan za sve analize. Nagli pad poprečne sile u analizama koje odudaraju u Y smjeru je uzrokovan otkazivanjem zabatnih zidova na posmik.

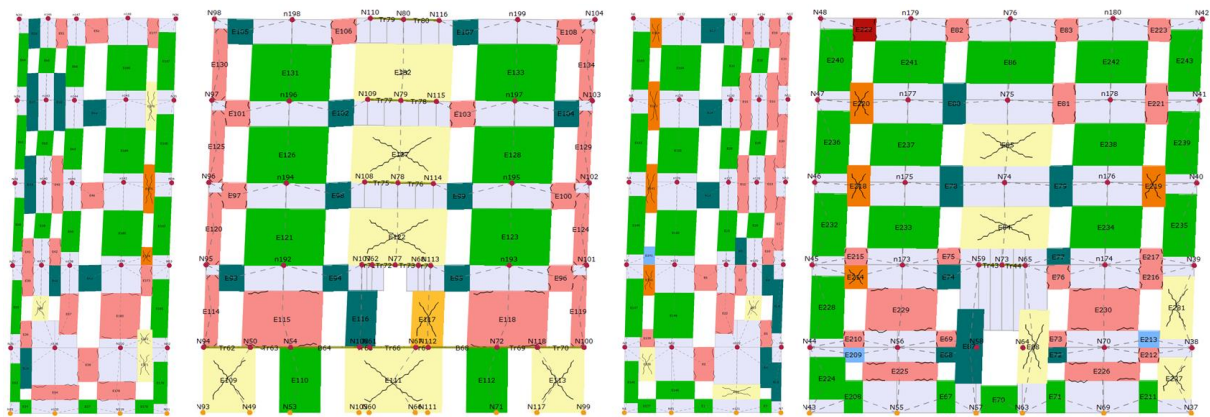


Slika 67 Sve krivulje (X plavo, Y crveno)

Na kritičnoj krivulji u X smjeru (slika 68) je prvom strelicom označen pad poprečne sile uslijed pojave značajnih posmičnih oštećenja horizontalnih elemenata zida u osi 6, nakon čega se analiza nastavlja do posmičnog otkazivanja rubnih elemenata zida u osi 3. U nastavku su prikazana oštećenja zidova u osima 3, 15, 1 i 6. Oštećenja uzrokovana savijanjem su vidljiva na rubnim vertikalnim elementima svih etaža i horizontalnim elementima prizemlja. Zid 15 je središnji uzdužni zid koji nije ojačan, zbog čega se posmična oštećenja pojavljuju na zidovima podruma te napreduju središnjim zidovima svih etaža.

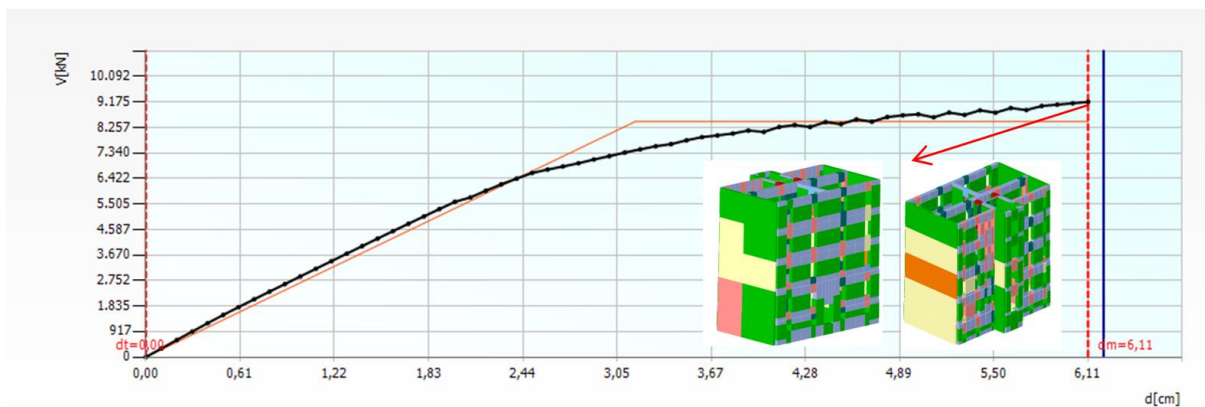


Slika 68 Mjerodavna krivulja za analizu 2 (smjer X)

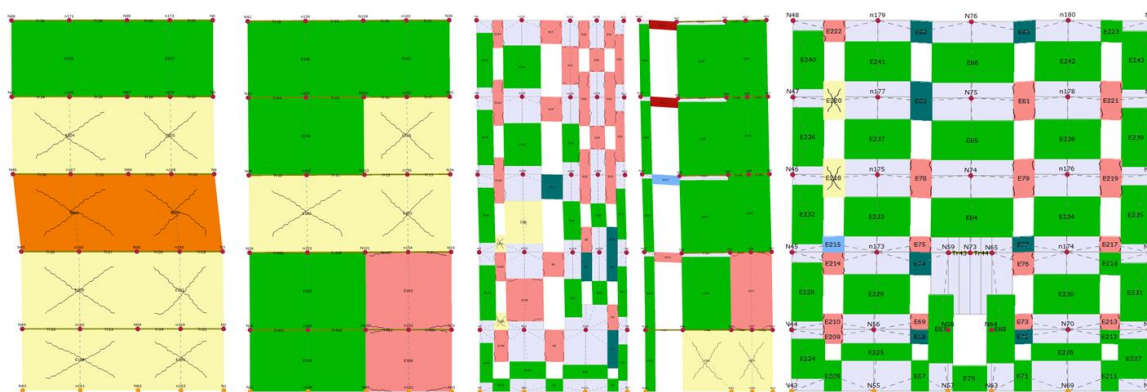


Slika 69 Oštećenja na zidovima 3, 15, 1 i 6

Sve analize u smjeru Y su pokazale zadovoljavajuću otpornost za vršno ubrzanje tla povratnog perioda od 475 godina. Na slici 70 je prikazana krivulja za analizu s najmanjim indeksom sigurnosti od 1,343. Maksimalna poprečna sila iznosi 9175 kN, a pomak 6,11 cm. Zabatni zidovi su pretrpjeli najveća posmična oštećenja te je analiza prekinuta uslijed posmičnog otkazivanja zidova prvog kata. Pritom više od polovice zidova u osi 1, bliže kritičnom zabatnom zidu, zadobiva oštećenja uslijed savijanja. Na zidovima stubišta nastaju manja oštećenja na nižim etažama, a na uličnom pročelju tek horizontalni elementi počinju dobivati manja oštećenja uslijed savijanja.



Slika 70 Mjerodavna krivulja za smjer Y



Slika 71 Oštećenja na zidovima 5, 4, 1, 17 i 6

Ekvivalentni jednostupanjski sustav ima veću krutost od onog dobivenog iz FRCM modela, s periodom T^* koji je pao s 0,69 s na 0,54 s uz povećanje mase od 6 %, pri čemu je sila pri popuštanju ekvivalentnog sustava F_y^* dvostruko veća.

-NC			Analysis parameters	
dt	[cm]	-	dm	[cm]
qu	-	-	dm/dt	-
-SD				
dt	7,00 [cm]	>	dm	4,73 [cm]
Not satisfied verification				
-DL				
Sd	[cm]	-	d*y	[cm]
-				
Limit state	PGA [m/s ²]		α	
NC	-		-	
SD	1,761		0,704	
DL	-		-	
T* [s]		0,494		
m* [t]		772,69		
w [kN]		18897		
M [t]		1926,26		
m*/M [%]		40,113		
Γ		1,42		
F*y [kN]		2743		
d*y [cm]		2,2		
d*m [cm]		4,44		

Slika 72 Rezultati N2 analize za torkret model

8.3. Usporedbe modela

U tablici 5 je prikazano prvih 10 vlastitih oblika za model postojećeg stanja i dva modela s ojačanjem FRCM sustavom i torkretom. Usporedbom vlastitih perioda modela postojećeg stanja i modela s ojačanjem FRCM sustavom može se uočiti utjecaj dijafragme na povećanje krutosti ojačanog modela. Sustav FRCM-a sam po sebi ne povećava značajno krutost konstrukcije, pa je smanjenje perioda s 0,63 s na 0,55 s uzrokovano prvenstveno adekvatnim povezivanjem zidova i međukatne konstrukcije te dodatnim slojem daščane oplata. Prvim oblikom titranja i dalje dominira translacija u Y smjeru.

Model s ojačanjem torkretom ima značajno veću krutost, s vlastitim periodom od 0,32 s. Razlog tome je prvenstveno povećanje mase konstrukcije, budući da je gotovo 60 % zidova zgrade ojačano slojem mlaznog betona ukupne debljine 6 cm.

Tablica 5 Usporedba dinamičkih vrijednosti triju modela

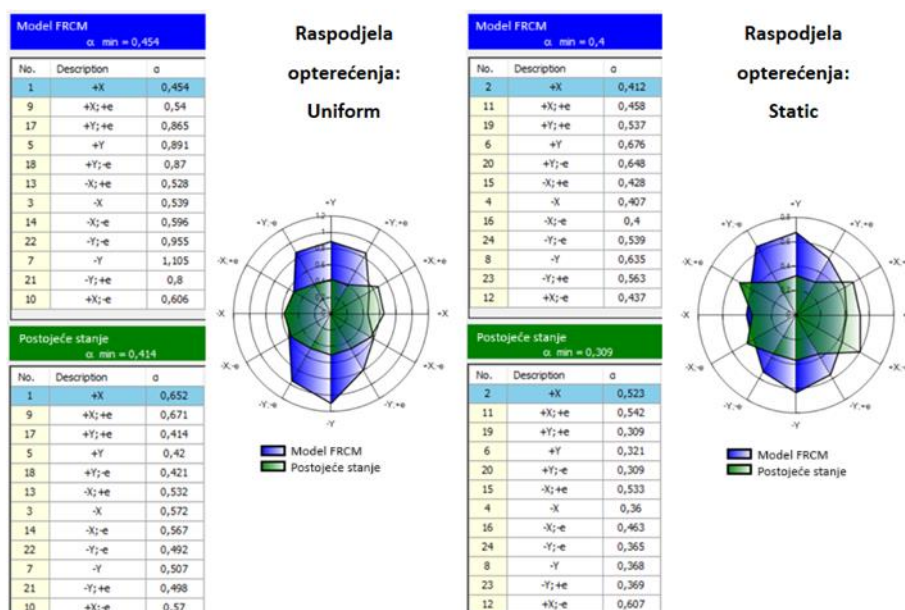
MOD	Postojeće stanje			Model_FRCM			Model_torkret		
	T	M _x [%]	M _y [%]	T	M _x [%]	M _y [%]	T	M _x [%]	M _y [%]
1	0,63	0,05	48,57	0,55	0,03	58,96	0,32	58,31	0,31
2	0,50	21,53	0,06	0,43	46,25	0,02	0,30	0,27	58,65
3	0,43	24,94	0,00	0,36	16,78	0,00	0,20	3,40	0,00
4	0,40	0,00	11,20	0,19	0,00	21,48	0,12	0,00	6,26
5	0,36	10,24	0,00	0,16	3,10	0,00	0,12	14,82	0,18
6	0,30	7,00	0,00	0,15	9,85	0,00	0,11	0,18	15,03
7	0,22	0,00	12,44	0,15	0,05	0,52	0,10	0,60	0,00
8	0,17	3,52	0,05	0,14	4,50	0,05	0,09	0,00	1,28
9	0,16	6,47	0,61	0,13	0,00	11,86	0,08	0,80	0,83
10	0,16	0,21	13,24	0,11	0,01	0,25	0,08	0,05	8,87

U nastavku su na slikama 73, 74 i 75 grafički prikazane usporedbe ostvarenih indeksa sigurnosti pojedinih modela za sve analize, dok su u tablici 6 sumirani indeksi sigurnosti za kritične analize svih modela u smjeru X i Y.

Tablica 6 Indeksi sigurnosti za kritične analize u X i Y smjeru

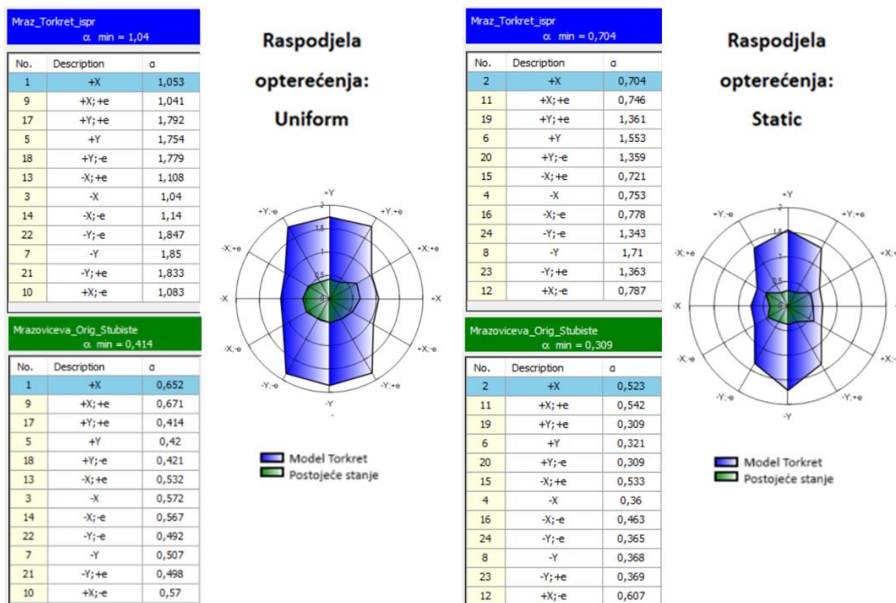
	Postojeće stanje		Model_FRCM		Model_torkret	
	X	Y	X	Y	X	Y
α_{SD}	0,360	0,309	0,393	0,537	0,704	1,343

Usporedbom FRCM modela s originalnim modelom vidi se znatno poboljšanje otpornosti u Y smjeru, međutim X smjer se pokazao lošijim u neki analizama. Moguć razlog je u povezivanju stropnih konstrukcija i zidova uslijed kojeg se prenose veće sile na uzdužne zidove koji su u manjoj mjeri ojačani od onih u poprečnom smjeru. Budući da model s FRCM sustavom nije zadovoljio zahtjev za faktor sigurnosti od 0,5 ni u Y smjeru, primjena FRCM sustava kao jedinog ojačanja zidova nije dovoljna te je u daljnjim iteracijama potrebno dodatno ojačati konstrukciju u oba smjera.



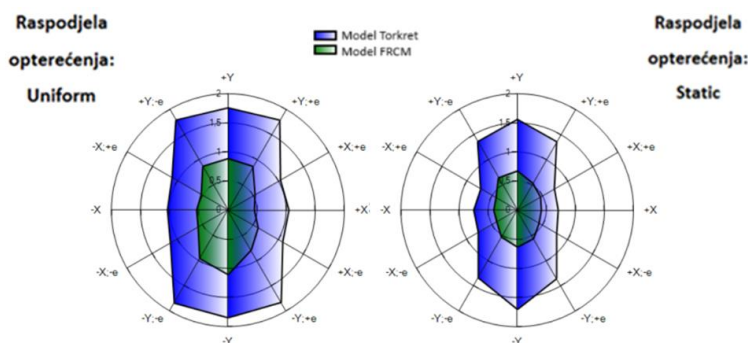
Slika 73 Usporedba originalnog modela i modela s FRCM sustavom

Kad se torkret model usporedi s originalnim modelom potvrđuje se značajno povećanje nosivosti, gotovo tri puta u Y smjeru i dva puta u X smjeru. Gotovo sve analize ojačanog modela imaju indeks sigurnosti preko 1,0, što znači da su ojačanja predimenzionirana. Potrebno je optimizirati debljinu sloja torkreta tako da se osigura zadovoljavajuća otpornost konstrukcije, a u isto vrijeme smanji masa mlaznog betona i invazivnost zahvata, kao i troškovi postavljanja.



Slika 74 Usporedba originalnog modela i modela s torkretom

Na slici 75 su uspoređena su i dva modela s ojačanjima. U oba modela su ojačani isti elementi, zbog čega je oblik dijagrama sličan u oba slučaja, ali model s torkretom ima uvjerljivo veću nosivost, s indeksima sigurnosti dvostruko većim od modela s FRCM-om. Mehanizam otkazivanja konstrukcije je za postojeće stanje vezan uz zidove poprečnog smjera, a primjenom ojačanja je došlo do promjena u krutosti i raspodjeli sila kroz konstrukciju te se mehanizam otkazivanja prebacio na zidove u uzdužnom smjeru na kojima su provedena manja ojačanja.



Slika 75 Usporedba FRCM i torkret modela

Niti jedan od dvaju predloženih modela ojačanja nije idealan, bilo zbog premale ili prevelike otpornosti, te bi idući korak ka optimalnom rješenju bila kombinacija dviju verzija ojačanja.

9. ZAKLJUČAK O UČINKOVITOSTI PREDLOŽENIH MJERA

Predmetna građevina karakteristična je zidana zgrada izgrađena početkom 20. stoljeća u Donjem gradu te stoga i utjelovljuje klasične probleme takvog tipa građevina. Iako ima zadovoljavajuću otpornost na vertikalna djelovanja prvenstveno zbog predimenzioniranih, masivnih nosivih zidova, manjak vertikalne i horizontalne omeđenosti ziđa i fleksibilna drvena međukatna konstrukcija su osnovni razlozi zašto građevina ne ostvaruje dovoljnu otpornost na horizontalna djelovanja.

Prema oštećenjima dokumentiranim brzim pregledom nakon potresa 2020. godine, građevina je svrstana u kategoriju PN2 – privremeno neuporabljivo. Znatna oštećenja su uočena na zidovima stubišta, zabatnim zidovima te središnjim poprečnim zidovima u prizemlju i na katovima, što se poklapa s oštećenjima dobivenim metodom postupnog guranja u numeričkom modelu građevine. Na temelju numeričkog proračuna identificirani su i ostali elementi konstrukcije koji su podložni oštećenjima pri djelovanju potresa – rubni dijelovi nosivih zidova dvorišnog i uličnog pročelja.

Predložene mjere ojačanja konstrukcije obuhvaćaju ojačanje drvene međukatne konstrukcije dodatnim slojem daščane oplata te dvije verzije ojačanja zidova – FRCC-om i torkretiranjem. Oba numerička modela ojačanja ostvaruju znatno povećanje nosivosti građevine u Y smjeru koji se smatra slabijim smjerom postojeće konstrukcije, međutim pritom dolazi do promjene mehanizma otkazivanja te kritični smjer postaje uzdužni zbog manjih zahvata ojačanja na zidovima tog smjera. Numerički model ojačanja FRCC sustavom ostvaruje indeks sigurnosti $\alpha_{SD}=0,393$ za smjer X i $\alpha_{SD}=0,537$ za smjer Y dok model ojačanja s torkretom ima $\alpha_{SD}=0,704$ za smjer X i $\alpha_{SD}=1,343$ za smjer Y te zadovoljava uvjet od $\alpha_{SD} \geq 0,50$ za razinu obnove 2. Postignuto povećanje krutosti konstrukcije je izraženo usporedbom vlastitih perioda, pri čemu osnovni period modela postojećeg stanja iznosi 0,63 s. FRCC model ima vlastiti period od 0,55 s, čemu je prvenstveno doprinio popravak i ojačanje međukatne konstrukcije, dok je period torkret modela pao na 0,32, pri čemu je došlo i do promjene translacijskog oblika titranja iz smjera Y u smjer X, a iz čega je vidljiv značajan doprinos ojačanja zidova porastu krutosti konstrukcije.

Prijedlog zahvata provedenih na međukatnim konstrukcijama se pokazao zadovoljavajućim u oba numerička modela. Što se tiče ojačanja zidova, niti jedan od dvaju predloženih modela ojačanja nije idealan, bilo zbog premale otpornosti u slučaju FRCC-a ili predimenzioniranja u slučaju torkreta, te bi idući korak ka optimalnom rješenju bila njihova

kombinacija. FRCM sustav je zbog svoje kompatibilnosti s materijalom zida i male težine prikladan za popravke elemenata koje su se pokazali manje kritičnima u analizama, dok bi se kritični elementi konstrukcije trebali ojačati torkretiranjem, uz optimizaciju debljine sloja. Zadana armatura (mreža Q335 i šipke $6\phi 16$) je dimenzionirana tako da se spriječi vlačno otkazivanje zida, ali uslijed smanjenja debljine torkreta doći će do smanjenja krutosti i mase te posljedično i inercijalnih sila, pa stoga treba provjeriti može li se i ona optimizirati. Na taj način bi se minimizirala dodana masa na konstrukciju i invazivnost zahvata, a elementi konstrukcije koji se pružaju u oba smjera bi ostvarili zadovoljavajuću otpornost na potresno djelovanje.

POPIS LITERATURE

- [1] Markušić S, Stanko D, Korbar T, Belić N, Penava D, Kordić B. The Zagreb (Croatia) M5.5 Earthquake on 22 March 2020; *Geosciences* 2020, 10(7), 252;
<https://www.mdpi.com/2076-3263/10/7/252>
- [2] Šavor Novak M, Uroš M, Atalić J, Herak M, Demšić M, Baniček M, Lazarević D, Bijelić N, Crnogorac M, Todorčić M. Zagreb earthquake of 22 March 2020 – preliminary report on seismologic aspects and damage to buildings;
<https://hrcak.srce.hr/clanak/358508>
- [3] <https://mpgi.gov.hr/about-the-ministry-139/scope-of-the-ministry/construction-142/reconstruction-of-earthquake-damaged-buildings-in-the-city-of-zagreb-and-its-surroundings/10757>
- [4] Mokrović, J. Kako nastaju potresi, 1964, 33 str
<https://library.foi.hr/dbook/index.php?B=1&item=X00888&P>
- [5] Markušić, S. POTRESI U OKOLICI ZAGREBA, povijesni pregled
https://www.pmf.unizg.hr/geof/seizmoloska_sluzba/o_potresima?@=1|pze
- [6] Herak M, Herak D, Orlić N. Properties of the Zagreb 22 March 2020 earthquake sequence—analyses of the full year of aftershock recording;
<https://hrcak.srce.hr/ojs/index.php/geofizika/article/view/20760/11271>
- [7] Atalić, J., Hak, S. Procjena rizika od katastrofa u Republici Hrvatskoj – rizik od potresa, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet u suradnji s Ministarstvom graditeljstva i prostornog uređenja i Državnom upravom za zaštitu i spašavanje, Hrvatska, 2014.
- [8] Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo- Velez, L.F., Crowley, H. Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over the Past 30 Years, *ISSET Journal of Earthquake Technology*, 43 (2006) 3, pp. 75-104
<https://doi.org/10.1007/s11069-011-0082-4>
- [9] Atalić, J., Šavor Novak, M., Uroš, M. Ažurirana procjena rizika od katastrofa u Republici Hrvatskoj – rizik od potresa, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet u suradnji s Ministarstvom graditeljstva i prostornog uređenja i Državnom upravom za zaštitu i spašavanje, Hrvatska, 2018.

- [10] Uroš, M. et al; Potresno inženjerstvo - Obnova zidanih zgrada; Građevinski fakultet u Zagrebu; 2021
- [11] Ahmad, N., Ali, Q., & Chou, C. C. (2017). Displacement-based seismic assessment of masonry buildings for global and local failure mechanisms. *Cogent Engineering*, 4(1).
<https://doi.org/10.1080/23311916.2017.1414576>
- [12] Uroš, M. et al, Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima – bilješke s predavanja: Statički sustavi
- [13] Ayala D, D., Speranza, E.; An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of history buildings, Department of Architecture and Civil Engineering, University of Bath, Bath BA2 7AY, UK
- [14] Yang T. Y; Assessing seismic risks for new and existing buildings using performance-based earthquake engineering (PBEE) methodology; The University of British Columbia, Canada
- [15] Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (EN 1998-1:2004+AC:2009).
- [16] Lagomarsino S , Penna A , Galasco A, Cattari S ; TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings
- [17] D’Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & de Miranda, S. (2019). Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 27 (2020)(4), 1153-1185.
<https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x>
- [18] Tomažević M; The computer program POR. Report ZRMK, Ljubljana; 1978
- [19] Uroš, M. Demšić, M. Atalić, J. Šavor Novak, M. Baniček, M. Meštović, M.; Modeliranje i proračun konstrukcija na djelovanje potresa, prezentacija Bilješke s predavanja – modeliranje konstrukcija makroelementima, 2023.
- [20] Rui Marques, Paulo B. Lourenço; Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis, *Engineering Structures*, Volume 64, 2014, Pages 52-67, ISSN 0141-0296,
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.014>.
- [21] 3Muri User Manual, ver.14.0.2, 2023.

- [22] Uroš, M. et al, Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima – bilješke s predavanja: Izrada zidane zgrade u programu 3Muri
- [23] Morandini, C. Malomo, D. Penna, A.; Equivalent frame discretisation for URM façades with irregular opening layouts
- [24] Fajfar, P.; A nonlinear analysis method for performance-based seismic design; Earthquake Spectra; 2000
- [25] Demšić, M. Uroš, M.; Realizacija pojednostavljene metode postupnog guranja i provedba N2 postupka; prezentacija s Dana hrvatske komore inženjera građevinarstva; Zagreb; 13.-15. lipanj 2024
- [26] Helmut Krawinkler; G.D.P.K. Seneviratna: Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, Engineering Structures 20, 4–6, 1998, p. 452-464,
- [27] Uroš, M. et al, Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima – bilješke s predavanja: Pushover
- [28] Čaušević M, Zehentner E. Nelinearni seizmički proračun konstrukcija prema normi EN 1998-1:2004. Građevinar. 2007 Travanj 16;9(59):767–77.
- [29] <https://www.arhitektura-zagreba.com/zgrade/mrazoviceva-6?ulica=mrazoviceva>
- [30] Babić, A.; Procjena oštećenja zgrade nakon potresa i prijedlog seizmičkog ojačanja; Diplomski rad, Zagreb; 2021.
- [31] Kahle, D.; Građevinski propisi grada Zagreba u razdoblju od 1850. do 1918. godine, Tehničke znanosti / Arhitektura i urbanizam- Razvoj arhitekture i urbanizma i obnova graditeljskog naslijeđa, Zagreb, 2005.
- [32] Čaušević A, Rustempašić, N. (2014) Rekonstrukcija zidanih objekata visokogradnje , Univerzitet u Sarajevu, Arhitektonski fakultet
- [33] Uroš, M. et al, Proračun postojećih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima – bilješke s predavanja: Procjena oštećenja nakon potresa
- [34] Uroš M, Šavor Novak M, Atalić J, Sigmund Z, Baniček M, Demšić M, i sur. Procjena oštećenja građevina nakon potresa - postupak provođenja pregleda zgrada. Lakušić S, urednik. Građevinar. 2021 Srpanj 10;72(12):1089–115.
<https://hrcak.srce.hr/file/364390>

[35] Tehnički propis o izmjeni i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije, NN 75/20 (17.1.2022.)

<https://www.zakon.hr/cms.htm?id=51169>

[36] CNR-DT 215/2018

POPIS SLIKA

<i>Slika 1 Oštećenja nakon potresa 2020. godine [3]</i>	1
<i>Slika 2 Rasjedi i epicentri instrumentalno mjerenih potresa a) 1920-2019, magnitude $M \geq 1,0$ b) Potresa u Zagrebu 2020-2021 [6]</i>	2
<i>Slika 3 Konstrukcijski sustavi zgrada [9]</i>	3
<i>Slika 4 Prikaz prostornih gustoća prijava: a) oštećenih zgrada od strane građana; b) neuporabljivih zgrada [9]</i>	4
<i>Slika 5 Mehanizmi sloma zida u ravnini [12]</i>	7
<i>Slika 6 Mehanizmi otkazivanja zida [13]</i>	7
<i>Slika 7 Strategije modeliranja zidanih konstrukcija [17]</i>	12
<i>Slika 8 Dva pristupa modeliranju temeljena na zamjenskim elementima [17]</i>	13
<i>Slika 9 Prikaz različitih modela zida – a)SAM II, b) TreMuri, c) 3DMacro [20]</i>	14
<i>Slika 10 Gredni element s elasto-idealnoplastičnim ponašanjem [21]</i>	15
<i>Slika 11 Usporedba kriterija otkazivanja [17]</i>	17
<i>Slika 12 Granična stanja u 3Muri-ju [22]</i>	18
<i>Slika 13 Pristupi diskretizaciji a)SSWP b)WSSP [16]</i>	20
<i>Slika 14 Zgrada s pravilno i nepravilno raspoređenim otvorima [Google maps]</i>	20
<i>Slika 15 Kriteriji redom a)MIN, b)LIM, c)AVG [22]</i>	21
<i>Slika 16 Elastični spektar ubrzanja i pomaka u tradicionalnom (a) i AD formatu (b) [28]</i>	23
<i>Slika 17 Zahtijevani spektar za konstantne vrijednosti koeficijenata duktilnosti u AD formatu, normaliziran s 1,0 g [24]</i>	24
<i>Slika 18 Svođenje na ekvivalentan jednostupanjski sustav [25]</i>	26
<i>Slika 19 Elastični (crveno) i neelastični (plavo) zahtijevani spektri u odnosu na spektar kapaciteta (ljubičasto) za konstrukcije sa srednjim i dugim periodima (a) i kratkim periodima (b) [28]</i>	27
<i>Slika 20 Gradski blokovi u gradu Zagrebu [google maps]</i>	29
<i>Slika 21 Ulična pročelja tipičnog bloka zgrada u Donjem gradu [google maps]</i>	30
<i>Slika 22 Tlocrt podruma</i>	30
<i>Slika 23 Slika 23 Tlocrt prizemlja</i>	31
<i>Slika 24 Tlocrt karakterističnog kata</i>	31
<i>Slika 25 Zidovi a) podruma, b) dvorišnog pročelja, c) ulaznog stubišta [30]</i>	32
<i>Slika 26 a) Svođeni strop s čeličnim traverzama; b) drveni grednik s upuštenim nasipom (šutom) [30]</i>	33
<i>Slika 27 Oznake kategorije uporabljivosti građevina [34]</i>	34
<i>Slika 28 Skica oštećenja nosivih zidova [30]</i>	36

<i>Slika 29</i> Skica oštećenja dvorišnog stubišta [30]	37
<i>Slika 30</i> Podloge za izradu modela	38
<i>Slika 31</i> Kontrolni čvor N80	38
<i>Slika 32</i> Ekvivalentna krutost podrumskog svoda	39
<i>Slika 33</i> Ekvivalentna krutost daščanog poda	39
<i>Slika 34</i> 3D model građevine	40
<i>Slika 35</i> Prikaz 3D mreže ekvivalentnih okvira	40
<i>Slika 36</i> Mreža ekvivalentnih okvira zida stubišta, dvorišnog pročelja i uličnog pročelja	41
<i>Slika 37</i> Prva tri oblika titranja redom: $T_1=0,63s$, $T_2=0,50s$ i $T_3=0,43s$	41
<i>Slika 38</i> Prikaz rezultata N2 analize	44
<i>Slika 39</i> Projektno ubrzanje tla na lokaciji predmetne građevine	44
<i>Slika 40</i> Faktori sigurnosti za sve analize	45
<i>Slika 41</i> Prikaz svih krivulja - plavo X, crveno Y	45
<i>Slika 42</i> Krivulja 19 (smjer Y)	46
<i>Slika 43</i> Oštećenja zida 17 i 6 za analizu 19 s legendom oštećenja	46
<i>Slika 44</i> Krivulja 4 (smjer X)	47
<i>Slika 45</i> Oštećenja zidova 6, 1 i 3 za analizu 4	47
<i>Slika 46</i> Rezultati analize N2 metodom	47
<i>Slika 47</i> Shema učestalosti pojave oštećenja u svim analizama	48
<i>Slika 48</i> Pojačanje grednika tlačnom pločom: a) AB ploča; b) CLT ploča [10]	50
<i>Slika 49</i> Povezivanje grednika sa zidovima: a) čeličnim okovom s kontra pločicom; b) L-profilom; c) ulijepljenim šipkama [10]	50
<i>Slika 50</i> Pojačanje zida FRCC-om [10]	51
<i>Slika 51</i> Detalji sidrenja armaturne mreže: a) sidrima; b) posmičnim trnom [10]	53
<i>Slika 52</i> Pojačanje zida torkretiranjem: a) postavljena armatura; b) sidrenje i povezivanje mrežom; c) prvi sloj torkreta; d) drugi sloj torkreta [10]	53
<i>Slika 53</i> Zadavanje drvenog grednika s dvostrukom daščanom oplatom	54
<i>Slika 54</i> Ekvivalentna krutost drvenog grednika s dvostrukom daščanom oplatom	54
<i>Slika 55</i> Ojačani zidovi u tlocrtu	55
<i>Slika 56</i> Karakteristike FRCC-a	55
<i>Slika 57</i> Ojačanje FRCC-om u ravnini zida za element zida (gore) i element nadvoja (dolje) [36]	56
<i>Slika 58</i> Indeksi sigurnosti za sve analize	58
<i>Slika 59</i> Prikaz svih krivulja - plavo X, crveno Y	59
<i>Slika 60</i> Mjerodavna krivulja za analizu 16 (smjer X)	59

<i>Slika 61 Oštećenja zidova 6 i 3 za analizu 16</i>	59
<i>Slika 62 Mjerodavna krivulja za analizu 19 (smjer Y)</i>	60
<i>Slika 63 Oštećenja zidova 4, 10, 17 i 3 za analizu 19</i>	60
<i>Slika 64 Rezultati N2 analize</i>	61
<i>Slika 65 Skica višeslojnog materijala</i>	61
<i>Slika 66 Indeksi sigurnosti za sve analize</i>	62
<i>Slika 67 Sve krivulje (X plavo, Y crveno)</i>	63
<i>Slika 68 Mjerodavna krivulja za analizu 2 (smjer X)</i>	64
<i>Slika 69 Oštećenja na zidovima 3, 15, 1 i 6</i>	64
<i>Slika 70 Mjerodavna krivulja za smjer Y</i>	65
<i>Slika 71 Oštećenja na zidovima 5, 4, 1, 17 i 6</i>	65
<i>Slika 72 Rezultati N2 analize za torkret model</i>	65
<i>Slika 73 Usporedba originalnog modela i modela s FRCM sustavom</i>	67
<i>Slika 74 Usporedba originalnog modela i modela s torkretom</i>	68
<i>Slika 75 Usporedba FRCM i torkret modela</i>	68

POPIS TABLICA

<i>Tablica 1</i> Stupnjevi oštećenja za zidane građevine prema EMS-98 klasifikaciji [10]	35
<i>Tablica 2</i> Svojstva opeke	39
<i>Tablica 3</i> Prvih 20 modalnih oblika	41
<i>Tablica 4</i> Ekvivalentna krutost zida s torkretom	62
<i>Tablica 5</i> Usporedba dinamičkih vrijednosti triju modela	66
<i>Tablica 6</i> Indeksi sigurnosti za kritične analize u X i Y smjeru	67