



UNIVERZITET U NIŠU
GRAĐEVINSKO-ARHITEKTONSKI
FAKULTET



Mr Jelena (M) Savić

**REVITALIZACIJA STAMBENIH ZGRADA U
KONSTRUKTIVNOM KONTEKSTU**

DOKTORSKA DISERTACIJA

NIŠ, 2016.



UNIVERSITY OF NIŠ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND
ARCHITECTURE



Mr Jelena (M) Savić

**REVITALIZATION OF RESIDENTIAL
BUILDINGS IN STRUCTURAL CONTEXT**

DOCTORAL DISSERTATION

NIŠ, 2016.

Подаци о докторској дисертацији

Ментор: Prof. dr Milisav Damnjanović, red.prof., Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet

Наслов: Revitalizacija stambenih zgrada u konstruktivnom kontekstu

Резиме: U radu je analiziran proces revitalizacije postojećih stambenih zgrada čiji je osnovni konstruktivni sistem masivni zidani, a koje su građene u periodu pre donošenja propisa o građenju u seizmički aktivnim područjima. Razlozi za njihovu revitalizaciju su zaštita i očuvanje stambenog fonda u cilju unapređenja kvaliteta stanovanja. Radi pravilne procene stanja takvih objekata, navedene su vrste oštećenja i njihovi uzroci, uz neophodne klasifikacije i tabelarne prikaze. Za procenu stanja sačinjen je metodološki okvir, koji sadrži sve faze i aktivnosti u tom procesu, sa definisanim ciljem i sadržajem. Metode sanacije i ojačanja osnovne noseće zidane konstrukcije, kao prve faze revitalizacije, u kojoj treba osigurati nosivost i sigurnost, kao i potrebni proračun, dati su u skladu sa Evrokodom 6 i Evrokodom 8. Za analizu su izabrana dva karakteristična tipa zidanih zgrada u okviru bloka mešovite strukture sa naglašenim stanovanjem u Nišu. Primenom programskog paketa FEDRA za proračun zidanih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima, zasnovanog na principima Evrokoda 6 i Evrokoda 8, praćena je promena nosivosti i opterećenja zidova na pritisak i smicanje, kao i promena horizontalnih relativnih spratnih pomeranja i apsolutnih pomeranja po visini zgrada, za izabrane modele ojačanja noseće konstrukcije, u cilju izbora najadekvatnijeg rešenja.

Научна област: Архитектура

Научна дисциплина: Projektovanje konstrukcija arhitektonskih objekata

Кључне речи: Revitalizacija, stambene zgrade, noseća konstrukcija, zidani sistem, oštećenja zgrada, procena stanja konstrukcije, metode sanacije i ojačanja

УДК: 69.059:728 (043.3)

CERIF класификација: T 240 Архитектура, uređenje enterijera

Тип лиценце Креативне заједнице: CC BY-NC-ND

Data on Doctoral Dissertation

Doctoral Supervisor: D.Sc. Milisav Damnjanović, Prof., University of Nis, The Faculty of Civil Engineering and Architecture

Title: Revitalization of residential buildings in structural context

Abstract: The doctoral dissertation analyses revitalization process of the existing residential buildings whose basic structural system comprises load-bearing wall system, and which were constructed in the period prior to enacting the regulations of construction in seismically active areas. The reasons for their revitalization are protection and preservation of the housing stock in order to improve the quality of housing. In order to correctly evaluate status of such structures, here are listed types and causes of damage, with necessary classifications and tabular presentations. The status assessment is performed from a developed methodological framework, which contains all the phases and activities in the process, with a defined goal and contents.

The methods of rehabilitation and reinforcement of the basic load bearing wall structure, as the first phase of revitalization in which bearing capacity and safety should be ensured, as well as the necessary calculus, were provided in accordance with Eurocode 6 and Eurocode 8. For the analysis were selected two characteristics types of masonry buildings within a mixed-use (but mostly residential) block in Nis. Variations of the walls bearing capacity and load to compression and shear, as well as the variation of horizontal relative floor displacements and absolute displacements by height of the building for the selected models of bearing structure strengthening was monitored by implementing the software package FEDRA for design of masonry structures in seismically active areas, based on the principles of Eurocode 6 and Eurocode 8, in order to select the most appropriate solutions.

Scientific Field: Architecture

Scientific Discipline: Architectonic structures designing

Key Words: Revitalization, residential buildings, bearing structure, masonry structure, damage to buildings, assessment of the state of construction, repair and strengthening methods

UDC: 69.059:728 (043.3)

CERIF Classification: T 240 Architecture, interior design

Creative Commons License Type: **CC BY-NC-ND**

Članovi Komisije za ocenu i odbranu doktorske disertacije:

1. Dr Nađa Kurtović Folić, red.prof. u penziji
Fakultet tehničkih nauka u Novom Sadu i
profesor emeritus UNION-Nikola Tesla u Beogradu
2. Dr Miomir Vasov, docent
Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu
3. Dr Dragan Kostić, vanr.prof.
Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu
4. Dr Veliborka Bogdanović, red.prof.
Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu
5. Dr Dragoslav Stojić, red.prof.
Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu

*Veliku zahvalnost dugujem svom mentoru, **prof. dr Milisavu Damjanoviću**, oko usmeravanja na aktuelnu problematiku revitalizacije stambenih zgrada, konačno definisanje teme i ciljeva istraživanja.*

*Posebno zahvaljujem **prof. dr Nađi Kurtović Folić** na pruženoj pomoći oko stručne literature, upućenim sugestijama i savetima, ekspeditivnosti u pregledu rada i podršci tokom čitavog perioda mog bavljenja ovom problematikom.*

*Neizmerno se zahvaljujem **prof. dr Draganu Kostiću** na dragocnim savetima i pomoći oko izbora karakterističnih objekata za analizu i definisanja metodološkog pristupa u proceni stanja konstrukcija prema najaktuelnijoj literaturi.*

*Najtoplije se zahvaljujem **prof. dr Veliborki Bogdanović**, šefu Katedre, na upućenim preporukama, stručnim i terminološkim pojašnjenjima i pomoći oko završne procedure predaje rada.*

*Zahvaljujem **prof. dr Dragoslavu Stojiću** na ukazivanju na značaj uvođenja sistema Evrokododva u analize u oblasti zidanih konstrukcija, detaljnom pregledu rada i ukazanim sugestijama.*

*Takođe zahvaljujem **dr Miomiru Vasovu docentu**, na dragocnim i korisnim savetima prilikom izrade disertacije.*

Posebno se zahvaljujem svim kolegicama i kolegama sa Građevinsko-arhitektonskog fakulteta koji su mi izašli u susret i nesebično pomogli različitim savetima, preporukama i uputstvima.

SADRŽAJ

1. UVOD	1
1.1 Predmet, cilj i metodologija istraživanja.....	1
1.2 Pregled dosadašnjih istraživanja	3
1.3 Osnovno o stanovanju i stambenoj izgradnji	5
2. KONSTRUKTIVNI SISTEMI STAMBENIH ZGRADA	12
2.1 Opšte	12
2.2 Masivni (zidani) sistem	13
2.3 Tehnička regulativa u oblasti zidanih konstrukcija.....	17
2.4 Karakteristike seizmičkih otpornih zgrada	19
2.5 Mehanička svojstva zidova	27
2.6 Deformaciona svojstva zidova	30
2.7 Granično stanje nosivosti	32
2.7.1 Granična nosivost nearmiranih zidova izloženih vertikalnom opterećenju	32
2.7.2 Granična nosivost nearmiranih zidova izloženih smičućem opterećenju	33
3. REVITALIZACIJA STAMBENIH ZGRADA	34
3.1 Opšte	34
3.2 Oštećenja stambenih zgrada, njihovi uzroci i klasifikacije.....	36
4. PROCENA STANJA KONSTRUKCIJE	45
4.1 Opšte	45
4.2 Metodološki pristup u proceni stanja konstrukcije	45
4.3 Sadržaj i cilj aktivnosti u procesu procene stanja konstrukcije.....	48
4.3.1 Pregled i proučavanje dostupne dokumentacije o objektu.....	48
4.3.2 Vizuelni pregled postojećeg stanja objekta i njegove okoline	48
4.3.3 Prikupljanje i proučavanje ostalih podloga koje su u vezi sa predmetnim objektom.....	49
4.3.4 Ispitivanje konstrukcije savremenim metodama i opremom	49

4.3.5	Prezentacija rezultata ispitivanja.....	55
4.3.6	Dijagnostifikovanje i procena stanja konstrukcije	55
4.3.7	Razmatranje odgovarajućih metoda intervencije na konstrukciji i preporuke za konačni izbor.....	56
4.3.8	Pisani Izveštaj.....	56
4.3.9	Izrada projekta sanacije i pojačavanje konstrukcije.....	58
4.4	Procena stanja zidanih zgrada prema Evrokodu 8 - Deo 3 (standard EN 1998-3)	59
4.5	Značaj metodološkog pristupa u procesu procene stanja konstrukcije	63
5.	METODE KONSTRUKTIVNIH INTERVENCIJA NA ZIDANOJ KONSTRUKCIJI.....	65
5.1	Uvod.....	65
5.2	Saniranje i ojačanje temeljne konstrukcije.....	66
5.2.1	Opšte	66
5.2.2.	Potrebe za pojačavanjem i saniranjem	67
5.2.3	Metode saniranja i ojačanja temelja zgrada	71
5.3	Saniranje i ojačanje nadtemeljne konstrukcije, koju čine elementi zidanih i betonskih struktura i međuspratne konstrukcije.....	78
5.3.1	Zidana konstrukcija.....	79
5.3.2	Konstruktivni elementi od armiranog betona.....	102
5.4.	Saniranje i ojačanje krovne konstrukcije	109
5.4.1.	Opšte	109
5.4.2.	Potrebe za saniranjem i ojačanjem krovne konstrukcije.....	110
5.4.3.	Metode saniranja i ojačanja krovne konstrukcije.....	111
5.5.	Predlog metoda sanacije i ojačanja prema stepenu i mestu oštećenja na objektu..	117
6.	EFEKTI PRIMENE KONSTRUKTIVNIH MERA OJAČANJA NA IZABRANIM KARAKTERISTIČNIM ZIDANIM ZGRADAMA U OKVIRU BLOKA MEŠOVITE NAMENE U NIŠU.....	120
6.1.	Uvod.....	120

6.2. Analiza postojećih zidanih zgrada	120
6.2.1 Opis konstrukcije	121
6.2.2 Metoda proračuna.....	124
6.2.3 Analiza konstrukcija i ocena stanja posmatranih objekata	125
6.3 Zaključna razmatranja	144
7. ZAKLJUČAK.....	148
8. R E F E R E N C E	154
8.1 LITERATURA.....	154
8.2 PRAVILNICI.....	157
8.3 INTERNET ADRESE.....	158
8.4 SPISAK SLIKA	160
8.5 SPISAK TABELA	164
 PRILOG 1	
 PRILOG 2	
 BIOGRAFIJA	

1. UVOD

1.1 Predmet, cilj i metodologija istraživanja

Prema dostupnim podacima u okviru graditeljskog nasleđa najzastupljeniji su stambeni objekti, koje sa oko 80-90% čine zidani objekti [Ademović, Hrasnica, 2015], [Radovanović, 2001]. Mnogi od njih su građeni još početkom prošlog veka, pa stečeno višedecenijsko iskustvo na području eksploatacije zidanih konstrukcija, pokazuje da one mogu imati zadovoljavajuće stepene sigurnosti i trajnosti uz adekvatno održavanje. S druge strane, zidane konstrukcije pružaju i mogućnost određenog estetskog izraza, pa mnoge zidane zgrade imaju arhitektonsku, kulturnu ili istorijsku vrednost.

Povećani broj stanovnika u gradovima, izazvan naglom industrijalizacijom doveo je do masovne stambene izgradnje koja je obeležila veći deo dvadesetog veka. Podizani su čitavi stambeni kompleksi koji su kasnije godinama propadali zbog slabog održavanja ili potpunog zanemarivanja. Jedan broj objekata solidno građenih i održavanih, najviše je bivao oštećen zemljotresima. Gradnja na nesolidnim terenima, slabe nosivosti i podložnim kliženju, nepropisno građenje u odnosu na susedene objekte, može takođe dovesti do velikih oštećenja stambenih objekata.

Narušena sigurnost i stabilnost objekata, kao i narušen kvalitet stanovanja dovodi do brojnih novih problema tehničke, urbane, socijalne, ekonomske i pravne prirode, koji značajno pokreću potrebu za procesom obnove i unapređenja stambenih objekata i prostora na kojima oni egzistiraju. Ulaganja u održavanje i revitalizaciju postojećih objekata u razvijenim evropskim zemljama danas su veća nego investiranja u nove objekte [Folić, 2002], [Wenk, 2008].

Kada su u pitanju stambene zgrade, pod revitalizacijom se podrazumeva proces unapređenja stambene celine sa ciljem da se poboljša prostorno - funkcionalna organizacija, postigne odgovarajuća opremljenost savremenim instalacijama i da se podigne nivo higijenskih uslova.

Proces revitalizacije je obiman i složen i zahteva određeni metodološki pristup u kome se prvo mora izvršiti procena stanja osnovne noseće konstrukcije zgrade, a zatim predložiti mere za njeno saniranje i ojačanje. Prva faza revitalizacije je konstruktivno sagledavanje u kojoj se određenim intervencijama i tehničkim unapređenjima konstrukcija dovodi u stanje potrebne nosivosti i sigurnosti. Ova prva faza revitalizacije mora biti

garancija uspešnog sprovođenja i druge faze, kojom se želi postići kvalitet stanovanja i unapređenja uslova eksploatacije objekta.

Predmet istraživanja u ovom radu je revitalizacija stambenih zidanih zgrada građenih pre donošenja propisa o građenju u seizmičkim uslovima. Cilj naučnog istraživanja je kompleksno sagledavanje problematike vezane za izbor najoptimalnijih metoda za sanaciju i ojačanje konstrukcije. Potrebno je da se ojačanom konstrukcijom sačuva i unapredi sigurnost i stabilnost objekata uz primenu novih tehnologija i materijala kojima neće biti narušena njihova autentičnost i funkcionalnost. Dobijena konstruktivna rešenja su primenjiva na objektima istog tipa noseće konstrukcije.

Predviđena rešenja i metode su usaglašeni sa najnovijom evropskom regulativom, odnosno sistemom Evrokodova. Od posebne važnosti su Evrokod 6 [EN 1996:2005] i Evrokod 8 [EN 1998:2005], koji pokrivaju oblast projektovanja, proračuna i saniranja zidanih zgrada u seizmički aktivnim područjima.

Metodologija istraživanja je koncipirana tako, da je po usvojenom predmetu istraživanja u uvodnom delu, na dalje, dat pregled osnovnih konstruktivnih sistema stambenih zgrada sa posebnim osvrtom na masivni zidani sistem i njegove karakteristike. Sledi pregled tehničke regulative u oblasti zidanih konstrukcija, nacionalnih Pravilnika, najnovijih evropskih standarda - Evrokodova i američkih uputstava i predstandarda FEMA-e. U skladu sa odredbama Evrokoda 1 i Evrokoda 6 definisana su mehanička i deformaciona svojstva zidova, koja su korišćena kasnije u proračunima njihove nosivosti.

Materija koja se odnosi na uzroke oštećenja, prirodu i vrste oštećenja zidanih zgrada je sistematizovana i data kroz klasifikacije i tabele koje se mogu direktno koristiti. U okviru procene stanja oštećene konstrukcije definisan je metodološki okvir, koji sadrži sve faze i aktivnosti u procesu procene stanja i u procesu obnove konstrukcije gledano u celini sa izvođenjem radova na sanaciji i praćenju ponašanja tokom eksploatacije. Paralelno je procena stanja zidanih konstrukcija prikazana i prema odredbama Evrokoda 8 - Deo 3. Kao priprema za istraživački deo rada, dat je na dalje pregled niza mogućih konstruktivnih intervencija na zidanoj konstrukciji zavisno od vrste i uzroka oštećenja u kojima se koriste savremene tehnologije izvođenja radova i savremeni materijali za brzo, bezbedno i efikasno delovanje.

Uporedna analiza stanja postojećih objekata je istraživački deo rada koji se u prvoj fazi odvijao kroz terenske obilaske i vizuelni pregled pri izboru objekata za analizu. U drugoj fazi su eksperimentalnim putem prikupljeni podaci o karakteristikama materijala

zidanih konstrukcija laboratorijskim ispitivanjem uzoraka i korišćenjem podataka ranijih ispitivanja sa sličnih objekata. Izbor modela ojačanih konstrukcija za uporednu analizu sa postojećim stanjem izvršen je u skladu sa tipom osnovne noseće konstrukcije izabranih objekata. Faza pripreme ulaznih parametara za korišćenje programskog paketa FEDRA, za proračun zidanih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima podrazumevala je definisanje opterećenja, geometrije i parametara za seizmički proračun prema Evrokodu 8. Brojni izlazni rezultati i njihovi prikazi su pružili široke mogućnosti komparativnih analiza nosivosti zidane konstrukcije, relativnih i apsolutnih horizontalnih pomeranja uz donošenje konačnih zaključaka.

1.2 Pregled dosadašnjih istraživanja

Poznato je da viševjekovnu tradiciju i veoma obiman fond zgrada izgrađenih klasičnim zidanjem imaju zemlje kao što su Italija, Španija i Francuska. Najveći broj istraživača i potiče iz tih zemalja, jer one imaju bogato kulturno istorijsko nasleđe. Predmet njihovog istraživanja najčešće su bili zidani objekti posebne kulturno istotijske vrednosti. Kada su ovakvi objekti u pitanju cilj je da se očuva autentični arhitektonski i likovni izraz i forma. Očuvanje kulturnog nasleđa primenom karakterističnih konvencionalnih metoda pokazali su Beckmann i Bowles (2004) u svojoj knjizi "Konstruktivni aspekt očuvanja zgrada". Sa druge strane sve je više autora poput Gattesco-a (2011) koji se orjentiše na primenu savremenih materijala kod sanacije istorijski vrednih objekata, dok su se Triantafillou i Fardis (1997) koncentrisali na primenu kompozitnih materijala za ojačanje zidanih objekata.

Naša zemlja i širi region su u zoni povećane seizmičke aktivnosti, što je uticalo da obnova postojećih zidanih i uopšte stambenih zgrada bude predmet sve češćih i obimnijih istraživanja. Radovi Tomažević-a (2000), (2014) sa iskustvima iz Slovenije odnose se na obnovu postojećih zidanih zgrada u seizmičkim područjima. Istraživanja su uglavnom vezana za konstruktivni aspekt u kojima se potencira na osiguranju celovitosti konstrukcije pri primeni mera za sanaciju i ojačavanje. Sva istraživanja Tomaževića su zasnovana na postavkama Evrokoda 6 [EN 1996:2005] i Evrokoda 8 [EN 1998:2005] i u poređenju, u pojedinim segmentima, sa Pravilnikom o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima iz 1981. godine, koji je tada važio za područje SFRJ. Tomažević je značajan doprinos dao i u oblasti aseizmičkog ojačavanja istorijski značajnih objekata primenom posebne tehnike sa kompozitnim materijalima (2013).

Njegova istraživanja u oblasti proračuna nosivosti zidova starih zidanih zgrada i rezultati koje je objavio datiraju još iz 1978 i 1986 godine.

Zemljotres u Skoplju je 1963 godine pokrenuo i struku i stručnu javnost u zemlji i regionu u pravcu uređenja oblasti projektovanja i građenja u seizmički aktivnim područjima, što je rezultiralo prvo donošenjem Privremenih tehničkih propisa, a kasnije i Pravilnika [Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, 1981]. Stečena iskustva u dugoj i teškoj obnovi porušenog grada objavljena su kroz brojne studije i ekspertize. Osnivanjem Instituta za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju, IZIIS, u Skoplju, čitavi timovi stručnjaka su bili uključeni u istraživački rad eksperimentalnog i teorijskog karaktera. Najpoznatija imena istraživača iz tog perioda su J. Petrovski, T. Paskalov, S. Bubnov i drugi. Najnoviji rezultati iz oblasti eksperimentalnih i analitičkih istraživanja ojačane zidane konstrukcije objavljeni su u doktorskoj disertaciji Churilov (2012) odbranjenoj na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Skoplju. Posebno su značajni rezultati eksperimentalnih ispitivanja na različitim modelima ojačanih zidanih zidova.

Novijih istraživanja u oblasti projektovanja seizmički otpornih zgrada u bližem regionu ima u Grčkoj, Turskoj i Italiji. U radu Ozmen (2011), koji se odnosi na proračun zidane, istorijski značajne zgrade, sa područja Anatolije u Turskoj, seizmički proračun ojačane konstrukcije je rađen prema TEC-u, turskim važećim propisima.

U našoj zemlji se dugo radi na pripremama za uvođenje evropskih normativa. Projektovanje i proračun zidanih zgrada, procena stanja, odnosno procena njihove seizmičke otpornosti, načini sanacije i ojačanja se rade u skladu sa Evrodom 6 i Evrodom 8 poštujući još uvek važeći Pravilnik [Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, 1981]. Rezultati istraživanja i uporedne analize proračuna, koje se odnose na postojeće zidane zgrade, su objavljeni u brojnim časopisima i na naučno-stručnim skupovima. Ta tematika je osnov istraživanja i u naučno-stručnim projektima Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj republike Srbije. U radovima Lađinovića (2013) i (2014), detaljno su analizirani principi projektovanja i proračuna seizmički otpornih zgrada prema Evrokodu 8, ali i opšti principi i pravila projektovanja, proračuna i izgradnje zidanih zgrada prema Evrokodu 6 i Evrokodu 8. On ističe da zidane konstrukcije predstavljaju kombinaciju tradicionalnih i savremenih saznanja i da se uvođenjem evrokodova ova oblast potpuno uređuje i izjednačava sa oblastima drugih tipova konstrukcija. U ovom domenu su značajna istraživanja

Radonjanin, Malešev (2005), koja se odnose na karakteristike i oštećenja elemenata za zidanje zidanih konstrukcija, kao i istraživanja Stevanovića (1999), u oblasti drvenih i zidanih konstrukcija. Proces revitalizacije postojećih zgrada i konstrukcija uopšte u konstruktivnom kontekstu je tema istraživanja Folić R. (2002), (2007).

O oštećenjima zgrada, uzrocima nastanka i obimu oštećenja dosta je pisano u domaćoj i stranoj literatur. Newman A. (2001) analizira i prikazuje oštećenja svih delova zgrade i predlaže mere sanacije, Watt D. (2007) koristi multidisciplinarni pristup u analizi međusobnog odnosa konstrukcije i materijala zgrade prema okolini i korisnicima. Posebno je naglašena važnost načina korišćenja zgrade, sa ciljem da se spreče oštećenja i uzroci njihovog nastajanja. Oštećenjima i njihovim uzrocima bavili su se Beckmann A., Bowles R., (2004), Giebeler, Fisch i dr. (2009).

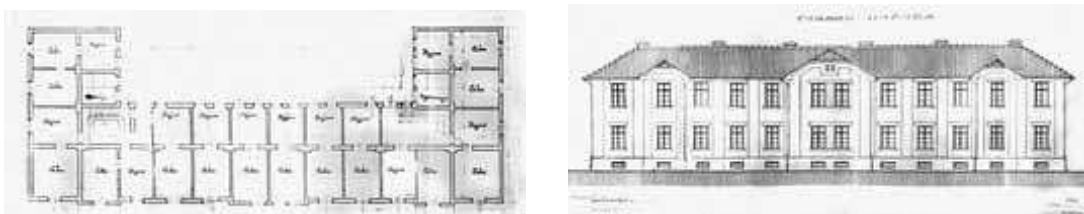
Potrebe za unapređenjem kvaliteta stanovanja kroz proces revitalizacije, stanje starih zgrada i potrebe njihovog održavanja, predmet su detaljnih analiza u radovima Stanišić, Kurtović Folić, (2015) i Kurtović-Folić, Folić, (1986). Iz samih naziva radova može se zaključiti da je velika pažnja posvećena otkrivanju uzroka oštećenja, njihovim klasifikacijama i potrebama za stalnim pregledima uz stvaranje strategije održavanja, kao što to rade visokorazvijene zemlje.

1.3 Osnovno o stanovanju i stambenoj izgradnji

Postojećem stambenom fondu, koji nije zanemarljiv, pretila opasnost od propadanja usled dugog niza godina eksploatacije i lošeg održavanja. Ovakvo stanje zahteva iznalaženje rešenja za poboljšanje uslova stanovanja kroz obnovu i revitalizaciju starih stambenih zgrada. U razvijenim zemljama sveta revitalizacija starih stambenih zgrada traje već dugi niz godina, pri čemu se angažuje 25% ukupnih investicija, što doprinosi porastu zaposlenosti i ekonomskom rastu. Nedostatak materijalnih sredstava i nedovoljno razvijeni mehanizmi kojima treba da se obezbedi primena mera revitalizacije, čine da ovaj proces bude gotovo zapostavljen u našoj zemlji.

U cilju iznalaženja optimalnih rešenja i mera u sprovođenju revitalizacije postojećih starih stambenih zgrada, potrebno je utvrditi i razvrstati tipove celokupnog izgrađenog stambenog fonda u zavisnosti od perioda izgradnje. Najstarije zgrade iz postojećeg stambenog fonda potiču još iz perioda između dva svetska rata. U gradovima je postojao izrazit nedostatak stanova, kao posledica ratnih razaranja i migracija, pa je takva

situacija zahtevala efikasno građenje novih stanova ali i rešavanje urbanističke organizacije stanovanja, rada i saobraćaja. U anketama o stambenim potrebama, koje su sprovedene u prvoj polovini 20. veka isticali su se nedostaci malih i jeftinih stanova, kao i nehumani uslovi u kojima su živeli siromašni stanovnici. Rešenje ovakve situacije ogledalo se u tri najčešća oblika izgradnje stanova za siromašne stanovnike. Prvi vid je bila institucionalna gradnja, gde su uglavnom veća preduzeća rešavala stambeno pitanje svojim najsiromašnijim radnicima. Drugi vid je bila izgradnja stanova za rentiranje, dok je treći oblik bio izgradnja skromnih kuća, koje je siromašniji stalež gradio na sopstvenom placu, često na periferiji naselja [Bogdanović, 2005]. Naime, može se slobodno konstatovati, da se stambena izgradnja u prvim posleratnim godinama, posmatrajući i I i II svetski rat, odvijala u skromnim granicama, sa lošijim kvalitetom izgradnje i zapostavljanjem prostorno-funkcionalnih i socioloških zahteva korisnika. Ove objekte, građene početkom dvadesetih godina XX veka, karakteriše jednostavna forma zgrade, sa izduženom uličnom fasadom i mestimično postavljenim trouglastim zabatima u nivou krova. U konstruktivnom pogledu, zgrade su ispunjavale minimalne građevinske propise. Zidovi su zidani opekom u krečnom i cementnom malteru. Noseći zidovi su se najčešće pružali podužno i njihova debljina je bila 38cm ili 51cm, dok su pregradni zidovi bili 7cm ili 12cm. Međuspratne tavanice bile su drvene, osim kod kupatila gde je bila armiranobetonska ploča. Krovna konstrukcija je takođe bila drvena i pokrivena crepom. Veliki broj ovih objekata stradao je tokom bombardovanja aprila 1941. godine, a na tim lokacijama izgrađeni su novi objekti u posleratnom periodu.



Slika 1.1 Plan i fasada opštinskih stanova u Drinčićevoj ulici u Beogradu ,1922–1924.

[Vuksanović Macura, Z.,2011]

U periodu posle Prvog svetskog rata, brojni studenti arhitekture iz Srbije i ostalih delova Kraljevine Srba, Hrvata i Slovenaca, bili su u mogućnosti da se školuju na vodećim univerzitetima u Evropi. Odatle je nastala intenzivnija razmena informacija o novim pravcima, tehnologijama i tendencijama u daljem razvoju građevinarstva i arhitekture. Tako su se začeci moderne arhitekture kod nas ogledali u jasno izraženom volumenu,

pročišćenim fasadama, odsustvu plastike i dekoracije, maksimalnoj geometrizaciji i skladnoj kompoziciji. Međutim, prvi koraci arhitekture moderne nisu realizovani sa svim svojim osobenostima, već se u uslovima konzervativnog tradicionalizma probijala pojedinačnim elementima. Prateći i analizirajući objekte iz tog perioda, između dva svetska rata, može se zaključiti da zrelu fazu arhitekture moderne čini period od 1933. do 1937. godine [Vuksanović Macura Z.,2011].



Slika 1.2 Palata u pešačkoj zoni Niša, jedno od najznačajnijih dela arh. A. Medvedeva 1938/39. god

[Keković A., Čemerigić Z., 2006; <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1506135&page=2>, preuzeto 30.04.2016]

U arhitekturi moderne preovlađuje masivni konstruktivni sklop, sa nosećim zidovima zidanim od opeke koji se najčešće pružaju duž ulične fasade. Kod ovih građevina rasponi tavanica ne prelaze šest metara, što ujedno i definiše najveću dužinu neke prostorije, najčešće salona. S obzirom da su ovi višeporodični objekti često bili poslovno-stambene namene, razvijen je nešto kasnije i kombinovani konstruktivni sklop. Njegova prednost u odnosu na klasičan masivni sistem se ogleda u boljoj prostorno-funkcionalnoj organizaciji prostora, a u nekim slučajevima na boljoj arhitektonskoj kompoziciji fasada. U ovom periodu ističu se posebne karakteristike u vidu horizontalnih fasadnih traka, profilacija maltera, slobodnih kompozicija fasada, objekata koji je izdignut na stubove, slobodnog rasporeda unutrašnjih pregradnih zidova i ravnih krovova. Ravni krovovi se često koriste i kao krovne bašte na osnovu kojih se utvrđuje u kojoj meri je građevina autentično delo moderne.



Slika 1.3 Pogled na objekte iz starog gradskog jezgra

[<http://www.blic.rs/vesti/srbija/uredenje-fasada-u-obrenovicevoj/e1tsnw3>, preuzeto 25.8.2015.]

Danas, kod velikog broja stambenih objekata (slika 1.3), zatičemo degradirano stanje, koje je nastalo kao posledica superponiranja više nepovoljnih faktora. Ovi faktori koji su doveli do lošeg stanja objekata potiču od neodgovarajućeg i nemarnog odnosa ljudi, dugog niza godina eksploatacije, neadekvatne zakonske regulative o zaštiti objekata koji predstavljaju vredno graditeljsko nasleđe, nestručno izvedenih naknadnih rekonstrukcija ili drugih intervencija i usled prirodnih iznenadnih dejstava koja se ne mogu predvideti: zemljotresi, oluje, atmosferski uticaji.

Stambena izgradnja u periodu nakon II svetskog rata uvodi novi koncept projektovanja i organizacije stambenog prostora, raskidajući veze sa dotadašnjom tradicijom i pojedinim karakteristikama kulturnog nasleđa. Sa promenom političke situacije u zemlji, kroz socijalne promene, nacionalizaciju zemljišta i imovine, nameću se i novi koncepti projektovanja koji svode i uprošćuju gabarit objekta, umanjuju površinu i broj prostorija u stanu, stvarajući na taj način „stan za minimum egzistencije“. Stanovi za socijalno stanovanje i novoprojektovana radnička naselja definisana su strogo uniformnošću, jednostavnom formom koja se ponavlja, niskom spratnošću i naglašenim horizontalnim linijama otvora na fasadama. Objekti su i dalje građeni najčešće u sistemu masivnih zidova od opeke, sa armirano betonskim tavanicama i drvenom krovnom konstrukcijom. Period od pedesetih pa do sredine šesdesetih karakterističan je po velikom broju izgrađenih stanova, koji međutim nisu uvek zadovoljavali potrebe korisnika. Razlog ovakve situacije je bio i nepostojanje standarda i propisa za projektovanje. U tom periodu publikovan je poznati katalog sa 60 idejnih rešenja tipskih stanova, Pregled tipskih projekata malih stambenih zgrada, koji su odredili put stambene izgradnje u narednom periodu [Keković A., Čemerigić Z., 2006]. Na osnovu ovih podataka može se zaključiti da

su u gradovima dominirali, sa aspekta arhitektonskog projektovanja stambenih objekata, prepoznatljiva uniformnost i oblikovanje u duhu kolektivizma.

Sa razvojem tehnike i tehnologije građenja dolazi period kada se masovno koriste novi materijali, kao što je armirani beton, u okviru savremenih industrijskih sistema građenja. Ove novine u građenju su bile neophodne posle katastrofalnog zemljotresa u Skoplju 1963 godine, nakon koga su stupili na snagu propisi o građenju u seizmičkim područjima [Pravilnik o privremenim tehničkim propisima za građenje u seizmičkim područjima „Službeni list SFRJ“, br. 39/64]. Sada je bilo moguće izvoditi objekte veće spratnosti, čime se dobijao i veći broj stanova. Uviđajući prednosti izgradnje visokih zgrada, razvija se konstruktivni sistem "IMS-Žeželj", koji pokazuje veliki stepen unutrašnje fleksibilnosti pri oblikovanju stanova i obezbeđuje brzu gradnju visokospratnica [Žegarac B., 1989]. Osnovni ciljevi industrijalizacije građenja su brzina građenja, bolji kvalitet radova, smanjenje troškova izgradnje i proizvodnje, kao i eliminisanje zastoja u proizvodnji tokom nepovoljnih klimatskih uslova (kada su temperature izrazito niske ili visoke, kao i u kišnim periodima).



Slika 1.4 Stambeni objekti građeni „IMS-Žeželj“-ovim sistemom

[<http://www.trekearth.com/gallery/Europe/Serbia/North/Serbia/Nis/photo503236.htm>;
<http://arte-historia.com/le-corbusier-arquitectura-moderna>, preuzeto 27.08.2015.]

Početak sedme decenije bio je obeležen pojačanom stambenom izgradnjom. Iako je u tom periodu svet bio uzdrman velikom energetsom krizom iz 1973 godine, u našoj zemlji se ona nije naročito osetila zbog korišćenja inostranih kredita. U periodu između 1971 i 1980 godine dominirali su sistemi industrijalizovane izgradnje, sa prefabrikovanim elementima zgrada [Štraus I., 1991]. Ovi sistemi su umnogome ubrzali izgradnju i povećali kvalitet, a smanjili troškove građenja.



Slika 1.5 Brzom gradnjom višespratnica prefabrikovanim elementima formirani su dugi bulevari

[<http://www.travel.rs/sr/srbija/gradovi/nis>, preuzeto 25.8.2015.]

U sledećoj deceniji, od 1981-1990. godine, nastavlja se stambena izgradnja, uglavnom na periferiji zbog tendencije širenja gradova, a iz razloga nedostatka slobodnih površina u postojećem gradskom jezgru. Jedina izgradnja novih stambenih objekata u gradskom jezgru jesu tzv. "interpolacije" između postojećih urbanih struktura. Kao i kod prethodnih perioda i u ovom se razvija određeni oblikovni identitet zgrada. Razvoj industrijalizovane gradnje povlači za sobom primenu propisa i standarda koji definišu razne oblasti u građevinarstvu.

Prekretnica u stambenoj politici Srbije nastupa 1990. godine kada je država ukinula četrdesetogodišnji sistem finansiranja društvene stambene izgradnje. Zaokret ka tržištu kao „samoregulišućem“ mehanizmu učinjen je u nadi da će se za deo populacije koja neće moći na tržištu da reši stambeno pitanje uskoro usvojiti zakonska i institucionalna rešenja, ali i obezbediti osnovni fondovi, punjeni iz privatizacije, kojima će se u novim kapitalističkim uslovima uspostaviti instrumenti za deo stambene privrede koji danas nazivamo „socijalnim stanovanjem“. Izvršena je privatizacija društvenih stanova, koji su činili najveći deo stambenog fonda u gradovima, najpre u skladu sa Zakonom o stambenim odnosima iz 1990., a potom prema Zakonu o stanovanju iz 1992, što je u roku od pet godina dovelo do svojinske strukture sa oko 98% stanova u privatnom vlasništvu. Do danas, privatizacija je ostala daleko najsnažnija sistemska mera postsocijalističke stambene politike sa dalekosežnim posledicama. Iako je vlast nameravala da privatizacijom stanova obezbedi finansijsku osnovu za novi investicioni ciklus, hiperinflacija i decentralizovani sistem otkupa stanova, kao i viši politički interes, doveli su do toga da se privatizacija okonča bez ikakvog finansijskog efekta.

Kako masovna privatizacija društvenih stanova nije bila praćena regulatornim merama kojima bi se pripremio ambijent za adekvatno upravljanje i održavanje nove privatizovane svojine, zadržala se kultura stanovanja iz perioda kada su stanovi bili društveno vlasništvo. Naime, novi vlasnici stanova u stambenim zgradama smatrali su da je održavanje zajedničkih delova zgrada (krovova, fasada, liftova...) i dalje obaveza države, a nisu bili uvedeni novi propisi koji bi jasno ukazali na obaveze vlasnika stanova. Posledice takvog stanja su rapidno propadanje vrednosti stambenog fonda, sve veća opasnost po zdravlje i život ljudi i smanjenje kvaliteta stanovanja. Zakon o stambenim odnosima iz 1990. godine propisuje da opštine osnivaju javna preduzeća za obavljanje poslova održavanja zgrada. Vlasnici stanova su obavezni da imaju ugovor o održavanju, zaključen sa javnim preduzećem. Opštinske inspekcije su zadužene za nadzor nad održavanjem stambenih zgrada i stanova i mogu da nalože preduzećima, odnosno vlasnicima, da izvrše radove kojima se sprečava ugrožavanje života i zdravlja ljudi i bezbednost okoline. Izdvajaju se radovi vezani za direktnu opasnost po život ili zdravlje, za koje je predviđeno da ih, u slučaju da to ne urade vlasnici, može realizovati opština, a potom teretiti stambenu zgradu. Obim stambene izgradnje kod nas značajno je opao sredinom devedesetih godina, kada je broj izvedenih objekata bio duplo manji nego u periodu od 1986-1990. godine. Na smanjenje obima stambene izgradnje uticale su, pored opštih ekonomskih uslova i neke sistemske promene, kao i mere tekuće ekonomske politike. Pored toga, dolazi i do vlasničke transformacije nakon stvaranja mogućnosti da se stanovi otkupljuju po nižim tržišnim cenama. Stanari su postali vlasnici stanova, pa je često bio slučaj preduzimanja individualnih akcija i improvizacija na fasadama. Na taj način vidno je narušavan izgled i kvalitet samog objekta, što se dalje odražavalo na ulicu, blok, naselje i grad.

Analizu sadašnjeg stanja možemo posmatrati od 1999. godine i perioda posle bombardovanja naše zemlje. Nakon sanacije porušenih i oštećenih objekata tokom bombardovanja, kreće izgradnja novih zgrada i kompleksa. U uslovima bolje materijalne situacije i višeg standarda, projektanati i izvođači kreću u jedno graditeljsko nadmetanje, sa ciljem da se dobije što kvalitetniji i primamljiviji objekat za stanovanje. Sve više se prate strani trendovi i primenjuju savremeni materijali u gradnji stambenih objekata. Pošto je korisnik taj koji finansira svoj stan i ima određene zahteve, onda je neophodno zadovoljiti sve standarde savremenog stanovanja, a objekat učiniti vizuelno dopadljivim. Često smo svedoci podizanja ovako reprezentativnih objekata u starom gradskom jezgru na parcelama koje nisu predviđene za tako gabaritne objekte.

2. KONSTRUKTIVNI SISTEMI STAMBENIH ZGRADA

2.1 Opšte

Konstrukcija je glavni noseći deo objekta čiji je osnovni zadatak da sva opterećenja primi i prenese na podlogu preko temeljne konstrukcije na najoptimalniji i siguran način. Pri tom moraju biti ispunjeni i zahtevi u pogledu potrebne opšte stabilnosti, trajnosti i funkcionalnosti objekta, kao i nosivosti i otpornosti svih konstruktivnih elemenata.

Arhitekta obično insistiraju na estetici, pogotovu ako je konstrukcija delom i vidna, međutim uvek treba voditi računa o mogućnostima njenog izvođenja u datim uslovima i rezultatima statičkog proračuna.

Na izbor osnovnih konstruktivnih sistema zgrada, građenih u različitim vremenskim razdobljima, uticalo je mnogo faktora: stepen razvoja tehnologije građenja, predviđena trajnost objekta, namena, spratnost, rešenje objekta u osnovi, vrsta materijala, klimatski uslovi, geotehnički uslovi fundiranja, vrsta i veličina opterećenja kao i posebni zahtevi u pogledu seizmičkih i ostalih specijalnih dejstava predviđenih Pravilnicima za izgradnju objekata visokogradnje u različitim periodima. Takođe, određeni zahtevi u pogledu spratnosti i prostorne organizacije samih stanova su usklađivani sa važećim Zakonima o planiranju i uređenju prostora i naselja u posmatranim vremenskim periodima.

Neophodnost sinhronizovanog uticaja statičke i arhitektonsko - funkcionalne uloge na izbor osnovnog konstruktivnog sistema po Marcusu Vitruviusu Polliu, [Čaušević A., Rustempašić N., 2014], treba da bude spoj sigurnosti, upotrebljivosti i lepote.

Najčešće primenivani konstruktivni sistemi stambenih zgrada su:

- masivni (zidani) sistem,
- sistem sa armiranobetonskim zidovima (dijafragmama),
- skeletni sistem,
- kombinovani sistem (skeletna konstrukcija ojačana zidovima za ukrućenje),
- posebne vrste skeletnih konstrukcija.

Masivni (zidani) sistem kao osnovne noseće elemente ima zidove koji mogu biti raspoređeni kao podužni, poprečni ili u oba ortogonalna pravca. Pored sopstvenog opterećenja moraju biti u stanju da prihvate dodatna vertikalna i horizontalna opterećenja.

Sistem sa armiranobetonskim zidovima (dijafragmama) čine zidovi raspoređeni u dva pravca, pri čemu taj raspored treba da bude i u osnovi i u visini što pravilniji. Konstrukcije sa armiranobetonskim zidovima imaju veliku težinu i krutost. Njima se poverava ukupno vertikalno i horizontalno opterećenje.

Skeletni sistem, odnosno skeletnu konstrukciju čini sistem linijskih nosećih elemenata - stubova i greda, koji formiraju ramove ili okvire u oba pravca objekta. Skeletni sistem je veoma pogodan za formiranje stambenog prostora uz korišćenje lakih pregradnih zidova. Ukupno opterećenje prima skelet i preko tavančnih ploča i rigli ga prenosi na stubove, a sa stubova na temelje. Težina skeletnih konstrukcija je manja u odnosu na prethodne i dosta su elastičnije.

Kombinovani sistem čini obična skeletna konstrukcija sa armiranobetonskim zidovima za ukrućenje. Dobijeni sistem je stabilniji i manje pomerljiv, a zidovi za ukrućenje treba da su raspoređeni što pravilnije, odnosno simetrično.

Posebne vrste skeletnih konstrukcija mogu biti različito konstruisane. Jedno od rešenja je prostorna okvirna konstrukcija sa zidnim prečkama čija je visina jednaka visini sprata. U unutrašnjosti objekta se stvaraju veliki slobodni prostori koji omogućuju formiranje različitih funkcionalno - arhitektonskih rešenja.

Većinu postojećih starijih stambenih zgrada čine zidane zgrade građene na tradicionalni način. Zbog njihove zastupljenosti, karakterističnih oštećenja i potrebe za revitalizacijom, detaljnije će biti razmatran samo masivni (zidani) sistem.

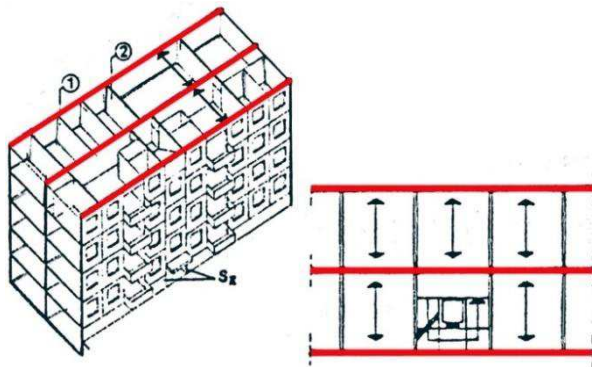
2.2 Masivni (zidani) sistem

Osnovne noseće elemente masivnih zidanih konstrukcija čine zidovi. U oblasti zidanih konstrukcija noseći zidovi predstavljaju vertikalne elemente koji su u stanju da pored sopstvenog opterećenja prihvate i dodatna vertikalna i horizontalna opterećenja [Muravljev M., Stevanović B., 1999]. Iz uslova naprezanja na pritisak i smicanje dobija se proračunom debljina zida. Najmanja debljina nosećih zidova od opekarskih elemenata treba da bude 19cm [Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove, br.87, 1991]. Noseći zidovi kod masivnih konstruktivnih sistema mogu biti raspoređeni kao podužni,

poprečni ili postavljeni u oba ortogonalna pravca, pa se prema njihovom pravcu pružanja razlikuju *tri konstruktivna sistema zidanih zgrada*.

Podužni masivni sistem

Ovaj sistem se sastoji od najmanje dva ili više međusobno paralelnih zidova koji se pružaju dužom stranom objekta (sl. 2.1).



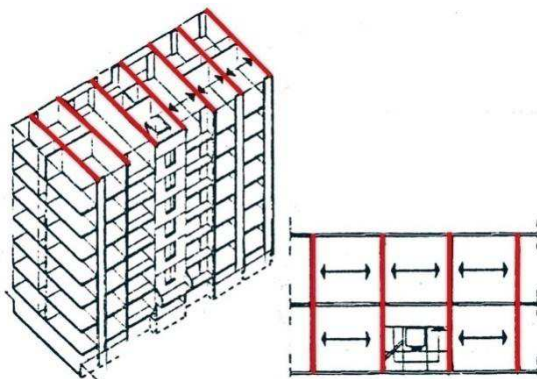
Slika 2.1 Podužni masivni konstruktivni sklop

[Peulić Đ., 2002]

Na te zidove se oslanjaju međuspratne konstrukcije, pa je s toga dubina trakta ograničena rasponom tavanica. Veličina otvora na fasadnim nosećim zidovima je ograničena, jer se ne sme umanjiti nosivost zidova. Takođe su i smanjene mogućnosti slobodnijeg oblikovanja fasada. U poprečnom pravcu su raspoređeni vezni zidovi

koji najčešće ukružuju noseće zidove i na taj način doprinose celokupnoj stabilnosti zgrade. Međutim, dosadašnja iskustva su pokazala da zidovi u poprečnom pravcu (vezni zidovi), nisu u stanju da sa dovoljnom sigurnošću prihvate seizmičke uticaje, pa se kod njih u tom slučaju najčešće i javljaju oštećenja.

Poprečni masivni sistem



Slika 2.2 Poprečni masivni konstruktivni sklop

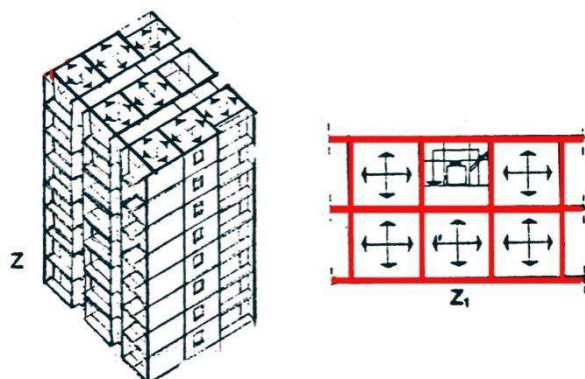
[Peulić Đ., 2002]

Poprečni masivni sistem je formiran od niza međusobno paralelnih nosećih zidova, koji su postavljeni upravno na dužu stranu objekta, odnosno na fasadne zidove (sl. 2.2). Razmak nosećih zidova je određen rasponom tavanica i nije veći od 5.0 metara. Ovaj tip masivnog konstruktivnog sklopa je dosta pogodniji od predhodnog, jer dubina trakta nije ograničena kao i veličina otvora na

fasadi, što dalje omogućuje i slobodnije oblikovanje fasade.

Ukršteni masivni sistem

Konstruktivni-noseći zidovi su u ovom slučaju postavljeni unakrsno u oba pravca. Tavanice se kod ovog sistema oslanjaju na četiri zida, pa se oni koriste kod zgrada sa većim opterećenjem. S obzirom da se noseći zidovi pružaju i podužno i poprečno,

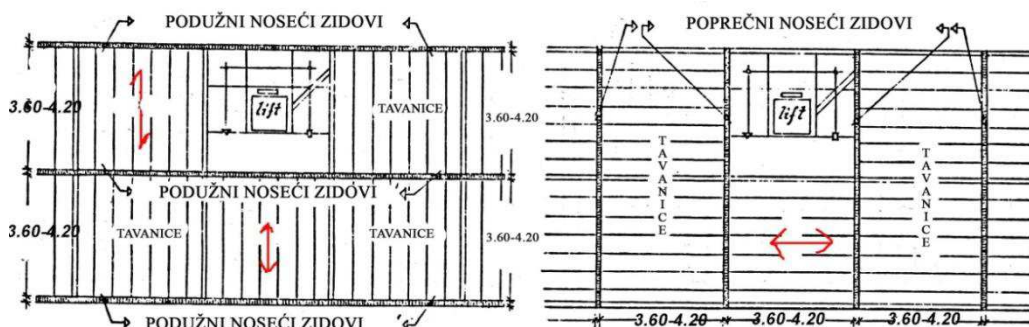


Slika 2.3 Ukršteni masivni konstruktivni sklop

[Peulić Đ., 2002]

poželjno je da odnos između raspona bude 1:1 do 1:2. Kod ovog konstruktivnog sistema pravac pružanja nosećih zidova ograničava oblikovanje fasada i veličinu otvora, kao i dubinu trakta, koja zavisi od raspona tavanica. Nekada se ovaj konstruktivni sistem koristio uglavnom kod zgrada sa raščlanjenom ili nepravilnom osnovom, dok se u današnje vreme

smatra obaveznim sistemom u seizmički aktivnim područjima (sl. 2.3). Prema [Peulić Đ., 2002] specijalni slučaj ovog sistema primenjivan je kod višespratnih zgrada, tako da se međuspratne konstrukcije na jednoj etaži oslanjaju na podužne zidove, a u drugoj na poprečne zidove (sl.2.4). Na taj način su podužni i poprečni zidovi opterećeni težinom tavanica na svakoj drugoj etaži, pa je iz tog razloga njihova debljina ujednačena.



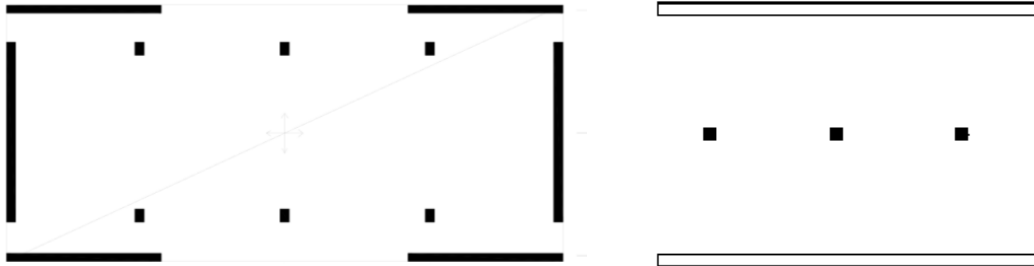
Slika 2.4 Konstruktivni sistem zgrade sa kombinacijom podužnih i poprečnih nosećih zidova

[Peulić Đ., 2002]

Kombinovani konstruktivni sistem

Kombinovani konstruktivni sistem predstavlja spoj masivnog i skeletnog sistema. Ovakav sklop sastoji se od kombinacije masivnih nosećih zidova i stubova, koji sa takvim rasporedom omogućavaju veće raspone i slobodnije organizovanje unutrašnjeg prostora

(sl.2.5). Kod stambenih objekata, ovaj sistem je najčešće primenjivan u slučaju kada se u prizemlju nalazi neki poslovni, odnosno društveni, prostor. Takav jedan prostor, koji nije namenjen stanovanju, mnogo lakše i bolje se funkcionalno organizuje ako je primenjen skeletni sistem.



Slika 2.5 Konstruktivni sistem zgrade sa kombinacijom linijskih i površinskih elemenata [Radović Z., 1995]

Međutim, pored svih arhitektonskih i prostorno-funkcionalnih prednosti, ovaj sistem nije dozvoljen u seizmičkim područjima. Različito ponašanje različitih materijala i primenjenih sistema utiče nepovoljno na ukupno ponašanje konstrukcije pod opterećenjem.



Slika 2.6 Primeri kombinovanog konstruktivnog sistema [Tomažević, 1999]

Elementi kojima je poveren prijem seizmičkih sila, moraju ih direktno primiti i preneti do temelja, odnosno tla. Praksa ukidanja nosećih zidova u prizemlju ili na nekoj od etaža je loša i opasna. Zgrade sa takozvanom “fleksibilnom etažom”, tj. one kod kojih postoji kruta konstrukcija iznad „meke“ etaže sa relativno vitkim stubovima, su vrlo osetljive i treba ih izbegavati.

2.3 Tehnička regulativa u oblasti zidanih konstrukcija

U kategoriju postojećih stambenih zgrada, građenih u prošlosti na tradicionalan način, najvećim delom spadaju zidane zgrade. Izložene svim vrstama oštećenja, posebno onih koja nastaju od seizmičkog dejstva, one su najosetljivije, "najpovredljivije", kako ih opisuje [Tomažević, 2014] i zahtevaju primenu odgovarajućih mera i sanacije.

Naša zemlja se nalazi u regionu u zoni znatne seizmičke aktivnosti. Prvi put su na području bivše SFRJ, tek posle razornog zemljotrsa u Skoplju 1963. godine usvojeni Privremeni tehnički propisi za građenje u seizmičkim područjima [Pravilnik, 1964.]. Tada je počeo da se primenjuje i način gradnje koji je u znatnoj meri pojačao otpornost zgrada. Danas je na snazi Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima donet 1981. godine i dopunjavan 82., 83., 85., 88. i 90. godine.

Drugi važan dokument je važeći Pravilnik o tehničkim normativima za sanaciju, ojačanje i rekonstrukciju objekata visokogradnje oštećenim zemljotresom i za rekonstrukciju i revitalizaciju objekata visokogradnje, donet 1985. godine. Ovim Pravilnikom se propisuju tehnički normativi za sanaciju, ojačanje i rekonstrukciju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima VII, VIII i IX stepena seizmičnosti po skali MCS, kao i izvođenje radova na rekonstrukciji i revitalizaciji objekata koji nisu građeni kao aseizmični, a nalaze se u zonama navedenog inteziteta. Odredbe ovog Pravilnika primenjuju se i na revitalizaciju dotrajalih objekata visokogradnje. Sadrže takođe poseban deo pod nazivom Sanacija zidanih konstrukcija.

U okviru domaće regulative koja se odnosi na zidane objekte i zidove je i Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove iz 1991. godine. On je u najvećoj meri u saglasnosti sa evropskim normativima. Njime se propisuju tehnički normativi koji moraju biti ispunjeni pri projektovanju, izvođenju i održavanju nearmiranih zidanih konstrukcija i delova zgrada koji se izrađuju od zidanih elemenata od veštačkog kamena i prirodnog tesanog kamena.

Novi koncept proračuna konstrukcija zasnovan na graničnim stanjima nosivosti i upotrljivosti, razvijan poslednjih decenija, primenjuje se zvanično u evropskoj projektantskoj praksi kao skup standarda poznat pod nazivom Evrokodovi. U našoj projektantskoj praksi se sve češće koriste Evrokodovi, mada oni nisu još uvek naši zvanični dokumenti.

Evrokod 6 - Projektovanje zidanih konstrukcija, sadrži Deo 1-1- Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije [EN 1996.1-1:2005]. Deo 1-1 Evrokoda 6 daje

osnovu za proračun zgrada i drugih građevinskih objekata izrađenih od nearmiranih i armiranih zidova u kojima se armatura koristi radi obezbeđenja potrebnog nivoa duktilnosti, nosivosti i upotrebljivosti. Takođe su dati osnovni principi proračuna prethodno napregnutih zidova i zidova uokvirenih serklažima. U svom sastavu Deo 1-1 sadrži na početku opšti deo u kome su navedeni predmeti područje primene, osnovni termini, definicije, tipovi zidova i simboli, a zatim deo o osnovama proračuna prema principima graničnog stanja nosivosti i upotrbljivosti. Treći odeljak se odnosi na materijale koji se javljaju u sklopu zidane konstrukcije (elementi za zidanje, malter, beton i armaturni čelik), njihova svojstva i mehanička i deformaciona svojstva zidane konstrukcije. Slede delovi koji se odnose na trajnost zidane konstrukcije, analizu konstrukcija, armirane zidane konstrukcije, zidane konstrukcije uokvirene serklažima i na kraju konstrukcijsko oblikovanje i izvođenje radova.

Evrokod 8 - Proračun seizmički otpornih konstrukcija [EN 1998:2005], sadrži dva dela koja se odnose na zgrade:

- Deo 1 - Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade,
- Deo 3 - Procena stanja i ojačanje zidanih zgrada.

U Evrokodu 6, kako je prethodno navedeno, mogu se naći opšta pravila za projektovanje nearmiranih i armiranih zidanih zgrada, dok se u Evrokodu 8 navode dodatna pravila koja se moraju uzeti u obzir pri proračunu zidanih konstrukcija u seizmičkim područjima. Proračun po Evrokodu 8 zasnovan je na dva osnovna zahteva pri dejstvu očekivanog zemljotresa: zahtev da se konstrukcija ne sruši i zahtev da se ograniči oštećenje konstrukcije. Deo 1 u svom sastavu sadrži dva posebna odeljka koji se odnose na zgrade i to Projektovanje zgrada i Posebna pravila za zidane zgrade. Deo 3 se odnosi na procenu stanja pojedinačnih zgrada radi odlučivanja o potrebnim intervencijama u konstrukciji i radi preuzimanja mera ojačanja za slučaj seizmičkog dejstva.

Većina zemalja radi na donošenju novih ili inoviranju postojećih tehničkih propisa u oblasti sanacija i pojačavanja konstrukcija građevinskih objekata, posebno zgrada, proceni njihovog stanja i održavanju. Naročito je važan proces usaglašavanja regulative pojedinih zemalja, kao što je to slučaj sa Evrokodovima.

Savet za primenjene tehnologije SAD zajedno sa Saveznom agencijom za upravljanje hitnim merama u naročitim situacijama (FEMA), posebno situacijama nakon zemljotresa, ima vrlo razvijenu aktivnost u donošenju i publikovanju brojnih uputstava, priručnika i predstandarda. Najčešće korišćeni su predstandardi:

- FEMA 273, 1997. Preporuke za seizmičku obnovu: Korak pred verifikaciju,
- FEMA 356, 2000. Seizmička obnova zgrada
- FEMA 440, 2005. Poboljšanje nelinearne statičke seizmičke analize.

2.4 Karakteristike seizmičkih otpornih zgrada

Pri projektovanju zidanih konstrukcija mora se daleko više, nego kod konstrukcija od betona i čelika, voditi računa o aspektu aseizmičnosti. Zidane konstrukcije su podložnije većim oštećenjima u odnosu na ostale, prvenstveno zbog velike mase konstrukcije i krutih zidova.

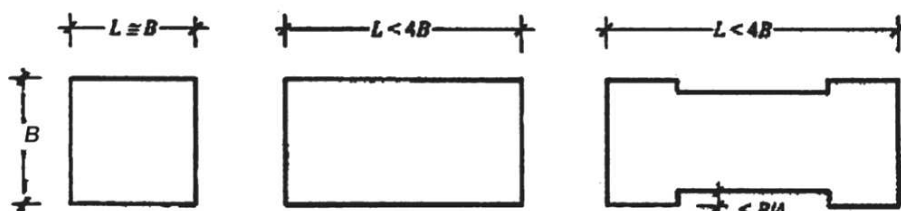
O poštovanju osnovnih principa obezbeđenja seizmičkih otpornosti mnogo je lakše odlučivati pri izboru nove konstrukcije, odnosno gradnje novog objekta. Kada se radi o obnovi postojećih objekata mora se voditi računa da se predviđenim intervencijama ti principi ne naruše, već koliko je to moguće što više približi postavljenim zahtevima.

Tehnička regulativa je i do sada isticala osnovne principe obezbeđenja seizmičkih otpornosti zgrada, ali su Evrokodom 8 oni jasno i detaljnije definisani u smislu:

- jednostavnosti konstrukcijskog sistema
- ujednačenosti, simetrije i konstrukcijske rezerve (statičke neodređenosti)
- otpornosti i krutosti u dva pravca
- torzione otpornosti i krutosti
- ponašanja spratnih tavanica kao krutih dijafragmi
- adekvatnog fundiranja

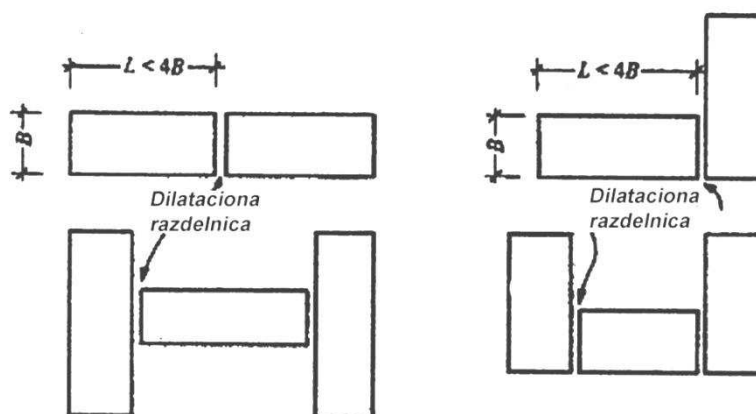
Regularnost konstrukcijskog sistema se ogleda u jednostavnosti i postojanju jasnih i direktnih puteva prenošenja seizmičkih sila, što olakšava numeričko modeliranje, dimenzionisanje, izvođenje, a ocenu ponašanja u seizmičnim uslovima čini pouzdanijom.

Ravnomerna raspodela konstrukcijskih elemenata, ujednačenosti simetrija čine regularnost u osnovi, koja omogućuje direktno prenošenje inercijalnih sila koje nastaju u raspodeljenim masama. Zgrade jednostavnih, sažetih osnova, sa simetričnim rasporedom nosećih elemenata imaju znatne prednosti u pogledu seizmičke otpornosti. Kvadratne ili pravougaone osnove predstavljaju najpogodnije oblike, s tim što nije preporučljivo da odnos dužine prema širini bude veći od 4 (sl. 2.7).



Slika 2.7 Preporučljiva geometrija osnova zidanih zgrada [Tomažević, 1999]

Zgrade prevelikih dužina, nesimetričnih i nepravilnih osnova, treba rastaviti dilatacionim razdelnicama na manje, kraće i pravilnije delove (sl. 2.8). Podelom u dinamički nezavisne celine postiže se regularnost pod uslovom da su razdelnice projektovane tako da ne dođe do međusobnog sudaranja susjednih celina.

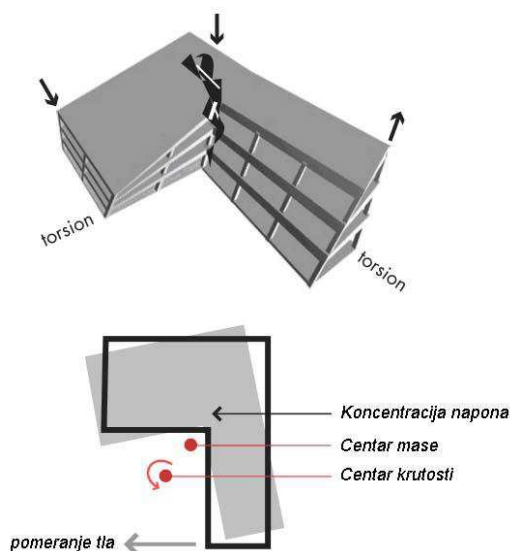


Slika 2.8 Zgrade rastavljene dilatacionim razdelnicama [Tomažević, 1999]

Zgrade bi trebalo da zadrže i po visini jednostavnost i simetričnost (regularnost po visini). Treba izbegavati nagle promene krutosti po visini i različite koncentracije masa po etažama. U slučajevima kada kod objekata postoje delovi različitih visina, potrebno ih je razdvojiti dilatacionim razdelnicama čija minimalna širina iznosi 3cm, a povećava se za 1cm na svaka 3m, kada objekat pređe visinu od 5m [Muravljov, Stevanović, 1999].

Karakteristika seizmičkog horizontalnog kretanja je kretanje u dva pravca, pa konstrukcija zgrade mora da se odupire dejstvima u bilo kom pravcu, što se postiže rasporedom u osnovi nosećih elemenata međusobno ortogonalno. Na taj način se obezbeđuje slična krutost i otpornost u oba pravca.

Kod složenih i nesimetričnih oblika osnova u slučaju zemljotresa se javljaju momenti torzije zbog nepoklapanja centara masa i centara krutosti. U tim slučajevima noseći zidovi su neravnomerno opterećeni u odnosu na horizontalna seizmička dejstva.



Slika 2.9 Uticaj momenta torzije kod nesimetrične osnove [FEMA- 454, 2006]

Spratne tavanice zgrada, uključujući i krovnu, značajno doprinose ukupnoj otpornosti konstrukcije pri seizmičkim dejstvima. U prvom redu, kao horizontalne dijafragme, prihvataju i prenose inercione sile na vertikalne noseće elemente, a ujedno obezbeđuju da se vertikalni noseći elementi ponašaju kao celina u suprostavljanju horizontalnim seizmičkim dejstvima.

Temeljna konstrukcija predstavlja vezu između konstrukcije objekta koju nosi i podloge. Način njenog projektovanja, izvođenja i povezivanja sa konstrukcijom mora da obezbedi ravnomernu seizmičku pobudu celoj zgradi. U tom smislu moraju biti i pojedinačni temelji (stope, šipovi) povezani u oba pravca temeljnim pločama ili veznim gredama.

Potrebna visina i spratnost objekta

U tehničkoj regulativi svih zemalja koje se nalaze u zoni seizmičke aktivnosti tla, uvedena su ograničenja u pogledu spratnosti objekata. U cilju redukcije oštećenja koja nastaju kao posledica temperaturnih razlika, usled skupljanja i širenja, neravnomernog sleganja tla, pojave torzije zbog razlika u kretanju tla duž zgrade u slučaju zemljotresa, potrebno je da dužina zidanog objekta bude ograničena na 40 metara u zonama pojačane seizmičke aktivnosti ($a_g > 0.3g$) i 50 metara u zoni umerene i niske seizmičke aktivnosti ($a_g < 0.3g$) [Tomažević, 1999].

Objekti koji pripadaju I i II kategoriji važnosti, gde spadaju objekti manjeg značaja za sigurnost ljudi kao i obične zgrade, ukoliko su projektovani i građeni u skladu sa kriterijumima i pravilima za zidane zgrade, mogu se klasifikovati kao “jednostavne zidane

zgrade“. U zavisnosti od područja seizmičkog ubrzanja tla na lokaciji objekta i načina zidanja, dozvoljeni broj spratova iznad tla se ograničava. Smičući zidovi se postavljaju u dva ortogonalna pravca, sa minimalnom površinom A_{min} u svakom pravcu, koja se izražava kao $p_{A,min}$ minimalni procenat od ukupne površine sprata. Vrednosti propisanog broja spratova i minimalne površine smičućih zidova definisane su Nacionalnim aneksom svake zemlje, preporučene vrednosti su date u sledećoj tabeli (tabela 2.1).

Tabela 2.1 Preporučeni broj spratova i minimalni procenat smičućih zidova kod "jednostavnih zgrada" [EN1998-1:2004]

Ubrzanje na lokaciji $a_g S$		≤ 0.07 k·g	≤ 0.10 k·g	≤ 0.15 k·g	≤ 0.20 k·g
Način građenja	Broj spratova (n)	Minimalna površina smičućih zidova za svaki pravac, kao procenat $p_{A,min}$ od ukupne površine sprata			
Nearmirani zidovi	1	2.0%	2.0%	3.5%	-
	2	2.0%	2.5%	5.0%	-
	3	3.0%	5.0%	-	-
	4	5.0%	-	-	-
Zidovi sa serklažima	2	2.0%	2.5%	3.0%	3.5%
	3	2.0%	3.0%	4.0%	-
	4	4.0%	5.0%	-	-
Armironi zidovi	2	2.0%	2.0%	2.0%	3.5%
	3	2.0%	2.0%	3.0%	5.0%
	4	3.0%	4.0%	5.0%	-
	5	4.0%	5.0%	-	-

Raspored i vrste nosećih zidova

U cilju postizanja zadovoljavajuće seizmičke otpornosti objekta, potrebno je da noseći zidovi budu raspoređeni u dva ortogonalna pravca, obezbeđujući na taj način slične karakteristike otpornosti i krutosti u oba pravca. Takođe, veoma je bitan i spoj između tavanica i zidova, koji se mora adekvatno obezbediti čeličnim zategama ili armiranobetonskim serklažima. Zidovi koji služe za prihvatanje seizmičkih sila, a moraju da budu raspoređeni u oba ortogonalna pravca, nazivaju se smičući zidovi. Da bi zidovi mogli da funkcionišu kao smičući moraju da budu ispunjeni određeni geometrijski zahtevi (tabela 2.2).

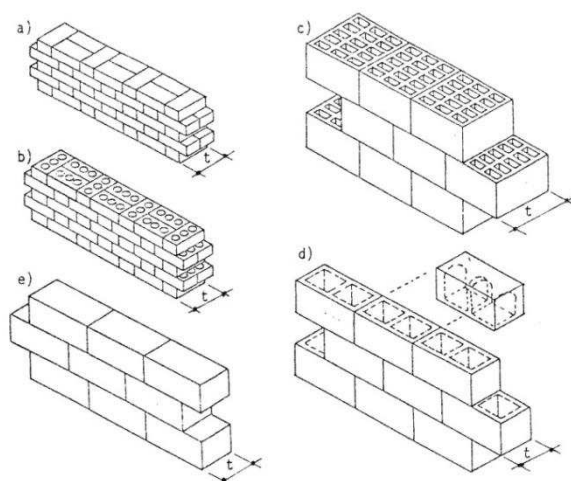
Tabela 2.2 Preporučeni geometrijski zahtevi za smičuće zidove [EN1998-1:2004]

Tip zidova	$t_{ef,min}$ (mm)	(h_{ef}/t_{ef}) max	(l/h) min
Nearmirani, sa elementima od prirodnog kamena	350	9	0.50
Nearmirani, sa bilo kojim drugim tipom elemenata	240	12	0.40
Nearmirani, sa bilo kojim drugim tipom elemenata, u područjima niske seizmičke aktivnosti	170	15	0.35
Zidovi sa serklažima	240	15	0.30
Armirani zidovi	240	15	-

Oznake: t_{ef} - debljina zida, h_{ef} - efektivna visina zida, h - veća čista visina otvora pored zida, l - dužina zida

Zidani objekti se zavisno od primenjenog načina zidanja seizmički otpornih elemenata, mogu svrstati prema sledećim kategorijama građenja:

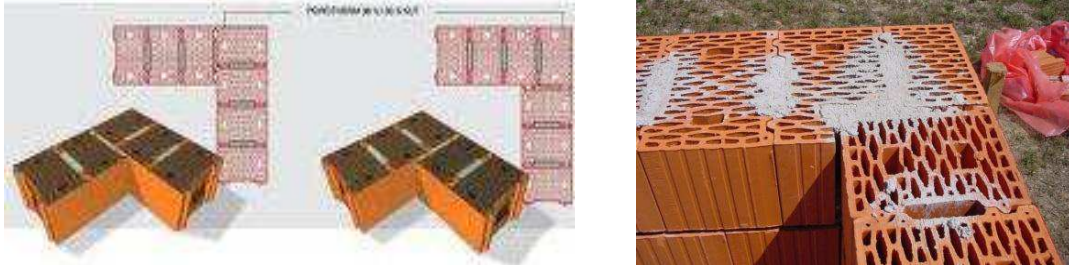
- konstrukcije sa nearmiranim zidovima,
- konstrukcije sa zidovima ojačanim serklažima,
- konstrukcije sa armiranim zidovima.



Slika 2.10 Tipovi jednoslojnih nosećih zidova
[Muravljov M., Stevanović B., 1999]

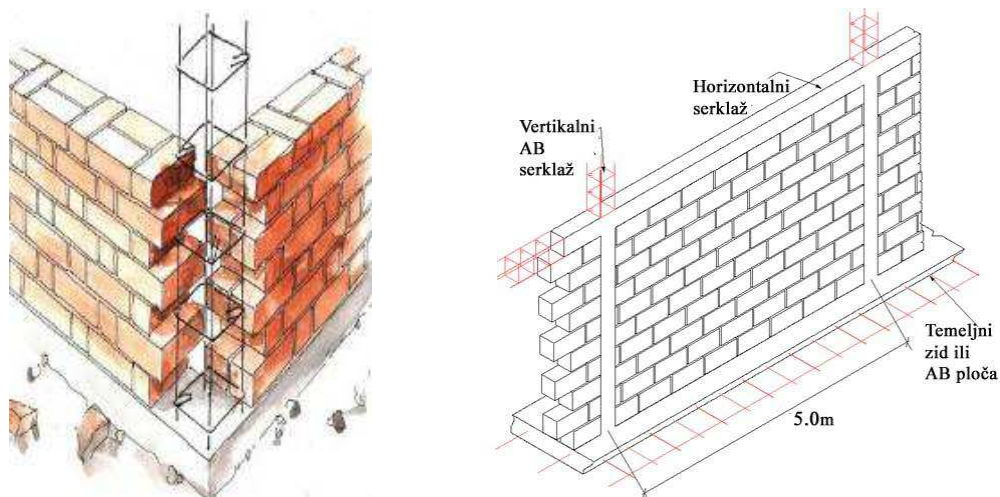
Za *nearmirane zidove*, koji zadovoljavaju odredbe EN 1998-1, pored uslova o minimalnoj debljini zida i njihovoj dužini, potrebno je u nivou svake tavanice u ravni zida

izvesti horizontalne armiranobetonske serklaže ili čelične zatege, na razmaku ne većem od 4.0m. Ovi armiranobetonski serklaži ili čelične zatege moraju da formiraju kontinualne obodne elemente međusobno povezane. Smatra se da nearmirani zidovi zbog male zatezne čvrstoće i niske duktilnosti imaju slab kapacitet disipacije seizmičke energije, te se zbog toga ograničava njihova primena.



Slika 2.11 Zidanje nearminih zidova
[<http://wienerberger.hr>, preuzeto 04.2016.]

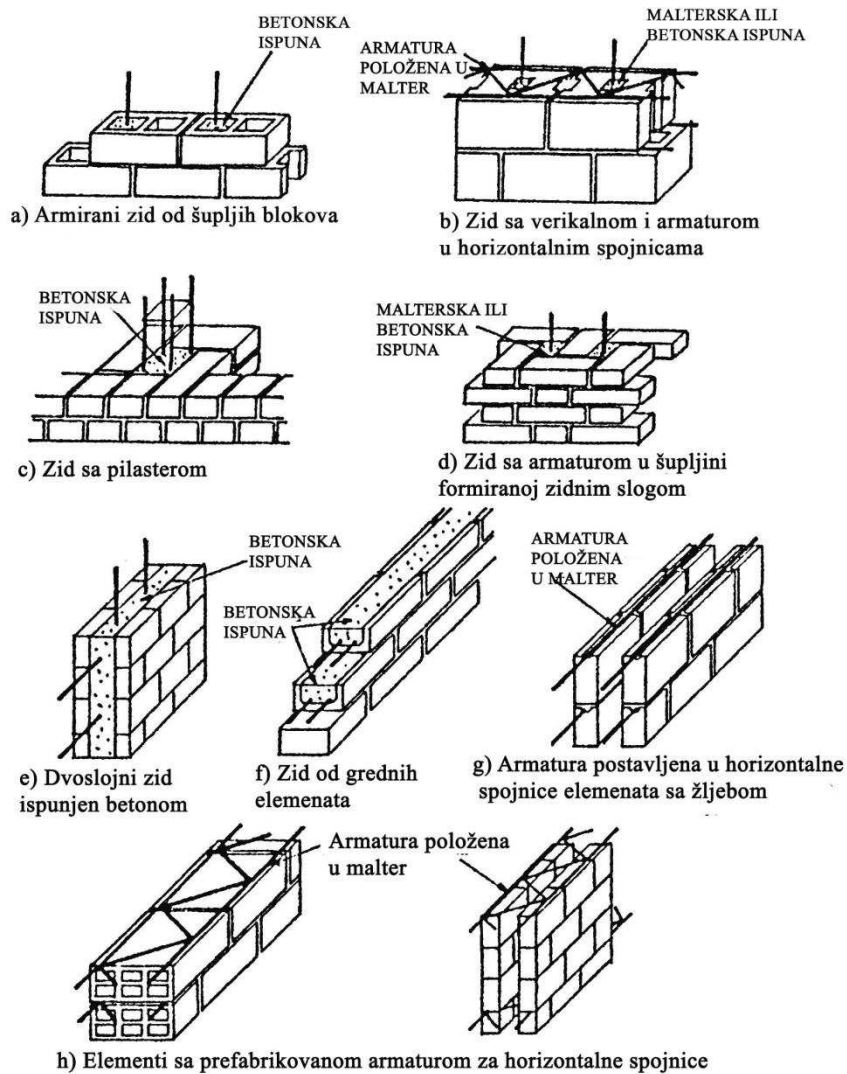
Pod *zidanom konstrukcijom ojačanom vertikalnim serklažima* podrazumevaju se zgrade sa zidovima koji su na mestima ukrštanja, sučeljavanja i suticanja nosećih zidova ojačani armiranobetonskim vertikalnim vezama. Ovakve zidane konstrukcije podsećaju na skeletne, ali se ne mogu smatrati skeletnim, jer su sva vertikalna opterećenja poverena zidovima kao primarnim nosećim elementima, a ne stubovima. Horizontalne sile primaju i zidovi i vertikalni serklaži podjednako. U odnosu na obične zidane, konstrukcije sa vertikalnim serklažima imaju veću otpornost i duktilitet, pa im se dozvoljava i veća spratnost (tabela 2.1).



Slika 2.12 Zidovi sa vertikalnim serklažima
[<http://wienerberger.hr>, preuzeto 04.2016.]

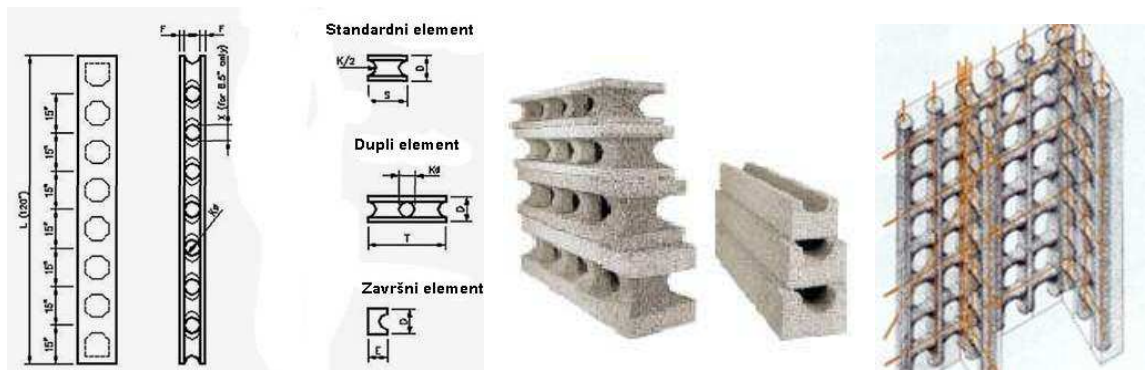
Da bi se dobila kvalitetna veza između serklaža i zidanog dela, beton se kod vertikalnih serklaža mora ugraditi nakon izvođenja zidanog dela, uz ostvarivanje veze „na zub“. Dimenzije poprečnog preseka horizontalnih i vertikalnih serklaža ne smeju biti manje od 15 cm [EN 1998-1:2004]. Vertikalni serklaži za utezanje zidova se, prema [EN 1998-1:2004], moraju postavljati: na slobodnim krajevima svih konstrukcijskih elemenata zida, sa obe strane svakog otvora u zidu čija je površina veća od 1,5 m², unutar zida ukoliko je razmak serklaža veći od 5 m, kod svakog ukrštanja zidova, gde god su vertikalni serklaži, nametnuti gornjim pravilima, na rastojanju većem od 1,5 m. EN 1998-1 donosi i niz drugih zahteva i propisa koji definišu potrebnu armaturu za ugradnju i neke detalje njenog izvođenja.

Pod ***armiranim zidanim konstrukcijama***, podrazumevaju se zgrade sa zidovima u produžnom malteru minimalne čvrstoće MM5 ojačani armaturom u horizontalnom i vertikalnom pravcu. Horizontalna armatura se postavlja u horizontalnim spojnica između opeka, na razmaku ne većem od 60 cm. Vertikalna armatura mora biti smeštena u odgovarajućim šupljinama, džepovima ili otvorima elemenata za zidanje. Površina ugrađene vertikalne armature ne sme biti manja od 200 mm², a mora biti postavljena na: a) oba slobodna kraja svakog zidanog elementa, b) kod svakog ukrštanja zidova, c) unutar zida, tako da razmak između armatura ne bude veći od 5 m [EN 1998-1:2004]. Minimalna površina horizontalne armature u zidu ne sme biti manja od 0,05% ukupne površine preseka, a verikalna ne sme biti manja od 0,08% ukupne površine preseka. Takođe, neophodno je izbeći visok procenat horizontalne armature, koji bi inače doveo do loma pritisnutih elemenata za zidanje pre tečenja čelika [EN 1998-1:2004].



Slika 2.13 Primeri postavljanja armature u zidove
[Muravljev M., Stevanović B., 1999]

Danas u građevinarstvu imamo sve više novih materijala koji svoju rasprostranjenju i veliku primenu očekuju u godinama koje dolaze. Na našem tržištu još uvek uglavnom preovlađuju opekarski elementi za zidanje. Međutim u svetu i u drugim evropskim zemljama sve više primenu u građevinarstvu nalaze novi materijali, koji uglavnom imaju bolje toplotno-tehničke karakteristike, obezbeđuju bržu ugradnju, lakšu primenu, veće mogućnosti oblikovanja itd. Jedan takav primer nalazimo u kompozitnim izolovanim blokovima na bazi mešavine polistirena i cementa, koji se koriste za formiranje i zidanje armiranih zidova (sl. 2.14).



Slika 2.14 Izgled RASTRA kompozitnih izolovanih blokova

[[www.rastra.com/InsulatedConcreteForms\(ICFs\)](http://www.rastra.com/InsulatedConcreteForms(ICFs)), preuzeto maj 2016.]

Ovi elementi lako formiraju zidne panele odgovarajućih dimenzija u koje se nakon montaže postavlja armatura, a zatim se šupljine ispunjavaju betonom. Širina ovih elemenata se kreće od 16.5-35.5 cm, dužina formiranog panela može da bude maksimalno 3.0 m, a prečnik šupljina se kreće od 10-15 cm [[www.rastra.com/InsulatedConcreteForms\(ICFs\)](http://www.rastra.com/InsulatedConcreteForms(ICFs))]. Primenom ovih kompozitnih izolovanih blokova dosta se skraćuje period zidanja, a dobija se konstrukcija koja ima dobro ponašanje na dejstvo seizmičkih sila .

2.5 Mehanička svojstva zidova

Zidana konstrukcija je kompozitni materijal sastavljen od zidnih materijala i maltera. Globalno ponašanje zidane konstrukcije zavisi od više faktora od kojih su najvažniji:

- mehaničke karakteristike zidnih elemenata i maltera,
- geometrijske karakteristike blokova,
- debljina i procenat popunjenosti spojnica malterom,
- udeo i raspored šupljina kod zidnih elemenata,
- način zidanja i drugo.

Osnovne mehaničke karakteristike zidane konstrukcije, koje bi trebalo utvrditi standardnim testiranjem uzoraka konstrukcije, jesu:

- čvrstoća pri pritisku, f
- čvrstoća pri smicanju, f_v
- čvrstoća pri savijanju, f_x

Mehanička svojstva zidova moguće je dobiti standardnim testiranjima manjih uzoraka zida ili čitavih zidova, primenom odgovarajućeg seta standarda EN 1052. Najslabije mesto u zidanoj konstrukciji, čija svojstva u velikoj meri određuju ponašanje konstrukcije, je spoj maltera i elementa za zidanje. Malter i elementi za zidanje uvek rade u uslovima složenog naponskog stanja, čak i kada je zid opterećen ravnomernim opterećenjem. Prema Muravljovu i Stevanoviću (1999), elementi za zidanje i malter su uvek izloženi ekscentričnom i lokalnom pritisku, savijanju i zatezanju, što je posledica neujednačenosti karakteristika maltera i debljina spojnice, koje su izazvane neravnomernim upijanjem vode, različitom zbijenošću ugrađenog maltera, prisustvom šupljina i vertikalnih spojnica u zidovima i drugim nepovoljnim faktorima.

- **Karakteristična čvrstoća zidane konstrukcije pri pritisku, f_k** , treba da bude određena prema rezultatima ispitivanja na uzorcima zidane konstrukcije, u skladu sa EN 1052-1, za određeni projekat ili prema ranije sprovedenim ispitivanjima i rezultatima iz dostupne baze podataka [EN 1996-1:2005].

Na osnovu toga je:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.1)$$

gde je:

f_k - karakteristična vrednost čvrstoće zidane konstrukcije na pritisak u N/mm^2 ;

K - konstanta, koja je zavisna od tipa zida i grupe kojoj pripadaju elementi za zidanje i definisana uputstvima u EN 1996-1;

f_b - normalizovana srednja vrednost čvrstoće pri pritisku elemenata za zidanje, u pravcu uticaja apliciranog dejstva, u N/mm^2 ;

f_m - vrednost čvrstoće maltera na pritisak, u N/mm^2 ;

α, β - konstante zavisne od tipa zidane konstrukcije.

Za slučaj zidova zidanih upotrebom maltera opšte namene može, karakteristična čvrstoća pri pritisku f_k se određuje na bazi izraza:

$$f_k = K \times f_b^{0.65} \times f_m^{0.25} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.2)$$

- **Karakteristična čvrstoća zidane konstrukcije pri smicanju, f_{vk}** , određuje se na osnovu ispitivanja zidane konstrukcije sprovedenih za određeni projekat ili na osnovu rezultata ispitivanja iz dostupne baze podataka. Čvrstoća zidova pri smicanju je veoma

važna za sigurnost objekta pri delovanju horizontalnih opterećenja i prema EN 1996-1 definisana je sledećim izrazom za zidove izvedene primenom maltera opšte namene:

$$f_{vk} = f_{vko} + 4\sigma_d \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.3)$$

uz ograničenje: $f_{vk} \leq 0.065f_b$, odnosno $f_{vk} \leq f_{vlt}$

gde je:

f_{vk} - karakteristična čvrstoća zidane konstrukcije pri smicanju;

f_{vko} - osnovna čvrstoća zida pri smicanju koja odgovara nultom naponu pritiska u zidu;

f_{vlt} - granična vrednost veličine f_{vk} definisana u EN 1996-1;

σ_d - proračunska vrednost napona pritiska upravna na ravan smicanja, bazirana na prosečnom vertikalnom naponu pritisnutog dela zida koji pruža otpor pri smicanju;

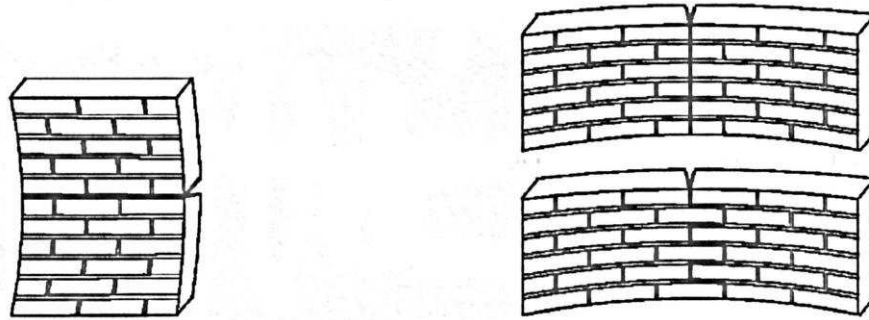
f_b - normalizovana čvrstoća pri pritisku elementa za zidanje.

Ukoliko se radi o zidovima kod kojih nije zadovoljen uslov ispunjenosti malterom tzv. upravnih-vertikalnih spojnica, važi izraz:

$$f_{vk} = 0.5f_{vko} + 4\sigma_d \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.4)$$

uz ograničenja: $f_{vk} \leq 0.045f_b$, odnosno $f_{vk} \leq f_{vlt}$.

- **Karakteristična čvrstoća zida pri savijanju f_{xk}** , može se orediti eksperimentalno u skladu sa EN 1052-2, ili se može utvrditi na osnovu procene podataka ispitivanja baziranih na čvrstoćama zidane konstrukcije pri savijanju, dobijenih za odgovarajuće kombinacije elemenata za zidanje i maltera [EN 1996:2005]. Prilikom sagledavanja savijanja zida u ravni, treba razdvojiti slučajeve: čvrstoću pri savijanju gde je ravan loma paralelna sa ležišnim spojnicama, f_{xk1} i čvrstoću pri savijanju gde je ravan loma upravna na ležišne spojnice, f_{xk2} (sl. 2.15).



a) ravan loma paralelna sa ležišnim spojnica b) ravan loma upravna na ležišne spojnice

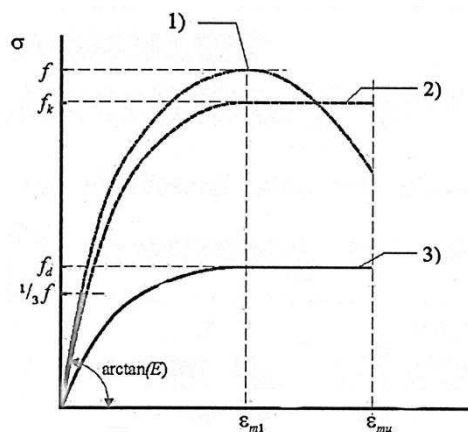
Slika 2.15 Ravni loma zidane konstrukcije izložene savijanju [EN 1996-1:2004]

Ukoliko eksperimentalni rezultati nisu dostupni, vrednosti f_{xk1} i f_{xk2} mogu se preuzeti iz tabela koje se nalaze u Evrokodu 6.

2.6 Deformaciona svojstva zidova

- **Veza napon-dilatacija, σ - ϵ**

Veza napon-dilatacija kod pritisnutih zidanih konstrukcija jeste nelinearna i može se uzeti kao linearna, parabolična, parabolično-pravougaona ili kao pravougaona u svrhe proračuna zidanih preseka.



Slika 2.16 Veza napon-dilatacija [EN1996:2005]

Za potrebe proračuna prema graničnom stanju nosivosti Evrokod 6 propisuje upotrebu idealizovanog radnog dijagrama zida (kriva 2), dok se za definisanje modula elastičnosti E koristi stvarni radni dijagram (kriva 1).

- **Modul elastičnosti, E**

Za potrebe analize konstrukcija, a usled nedostatka eksperimentalnih vrednosti modula elastičnosti, može se usvojiti:

$$E = K_E \times f_k \quad (2.5)$$

gde su:

- E - sekantni modul elastičnosti,
- f_k - karakteristična čvrstoća zida pri pritisku,
- K_E – koeficijent, definisan nacionalnim aneksom Evrokoda 6, a preporučena vrednost je 1000.

- **Modul smicanja, G**

Modul smicanja G može se usvojiti kao 40% od modula elastičnosti E .

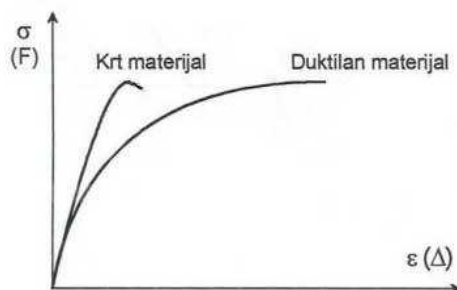
- **Koeficijenti tečenja, skupljanja ili bubrenja i toplotnog širenja**

Koeficijenti tečenja, skupljanja ili bubrenja usled vlage, kao i koeficijent toplotnog širenja, moraju se odrediti na osnovu ispitivanja ili uzeti prema tabeli iz Evrokoda 6.

- **Duktilnost**

Duktilnost je svojstvo materijala da se pod uticajem spoljašnjeg naprezanja plastično deformiše pre nego što nastupi lom.

Postoje dve krajnosti prilikom definisanja ponašanja materijala, a to su krto i duktilno ponašanje kako je ilustrovano radnim dijagramom naprezanje - deformacija.



Slika 2.17 Radni dijagram krto i duktilnog materijala [EN1996:2005]

Kako se vidi sa prikazanog dijagrama, krto materijal se ponaša gotovo linearno-elastično, dok duktilni materijal može pretrpeti značajne nelinearne deformacije pre nego što nastupi konačni slom.

Obični zidani zidovi su kruti neduktilni sistemi, za razliku od zidova uokvirenih armiranobetonskim serklažima ili posebno armiranih, čije duktilno ponašanje zavisi od načina armiranja.

Mera duktilnosti je faktor duktilnosti D , definisan odnosom:

$$D = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} \quad (2.6)$$

Δ_{max} - ukupna elasto-plastična deformacija (deformacija na granici loma),

Δ_e - deformacija na granici plastifikacije (granica popouštanja), odnosno ukupna elastična deformacija.

2.7 Granično stanje nosivosti

2.7.1 Granična nosivost nearmiranih zidova izloženih vertikalnom opterećenju

Nosivost nearmiranih zidova u odnosu na vertikalno opterećenje mora da bude zasnovana na geometriji zida, uticaju prisutne ekscentričnosti i svojstvima upotrebljenih materijala za zidanje. Pri graničnom stanju nosivosti, prema Evrokodu 6, proračunska vrednost vertikalnog opterećenja koje deluje na zid, N_{Ed} , mora da bude manja ili jednaka proračunskoj vrednosti nosivosti zida na vertikalno opterećenje, N_{Rd} , tako da mora da bude zadovoljen uslov:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (2.7)$$

Proračunska vrednost nosivosti jednostrukog zida, N_{Rd} , sa kojom se najčešće susreće u praksi, definisana je izrazom:

$$N_{Rd} = f \times t \times f_d \quad (2.8)$$

gde je:

f - koeficijent izvijanja,

t - debljina zida,

f_d - proračunska vrednost čvrstoće zida na pritisak.

2.7.2 Granična nosivost nearmiranih zidova izloženih smičućem opterećenju

Pri graničnom stanju nosivosti, proračunska vrednost smičućeg opterećenja koje deluje na zid, V_{Ed} , mora da bude manja ili jednaka proračunskoj vrednosti nosivosti zida pri smicanju, V_{Rd} , tako da je:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (2.9)$$

Proračunska vrednost nosivosti pri smicanju (granična nosivost), prema Evrokodu 6, data je kao:

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times l_c \quad (3.0)$$

gde je:

f_{vd} - proračunska vrednost čvrstoće zidane konstrukcije pri smicanju,

t - debljina zida,

l_c - dužina pritisnutog dela zida.

Dužinu pritisnutog dela zida treba odrediti uz pretpostavku linearne raspodele napona pritiska, uzimajući u obzir sve otvore, žljebove ili udubljenja prisutna u zidu.

Kada se radi o zidanim konstrukcijama, Evrokod 6 predviđa proračun isključivo prema graničnom stanju nosivosti, bez potrebe za dokazivanjem graničnih stanja upotrebljivosti. Smatra se, da zidane konstrukcije koje ispunjavaju uslove nosivosti automatski zadovoljavaju i uslove upotrebljivosti.

3. REVITALIZACIJA STAMBENIH ZGRADA

3.1 Opšte

Danas se najveći deo stambenog fonda sastoji od modernih armiranobetonskih zgrada. Međutim, kako je rešavanje stambenog pitanja uvek bilo prioritetno, znatan broj stambenih objekata kako u urbanim tako i u seoskim sredinama, čine stare stambene građevine, oronule, dosta zapuštene i bez osnovnih uslova za kvalitetno i udobno stanovanje. Mnoge od njih su deo vrednog kulturnog, istorijskog ili arhitektonskog nasleđa.

Rešavanjem nastalih problema, u cilju obezbeđenja sigurnosti konstrukcije u prvom redu i unapređenja kvaliteta stanovanja, bave se čitavi timovi stručnjaka različitih profila. Posebno su važna područja visokog seizmičkog rizika, a ona su u svetu veoma brojna.

Proces revitalizacije zahteva značajna finansijska sredstva i razrađene mehanizme kojima se reguliše saradnja vlade, lokalnih vlasti i korisnika stanova. Zato se u razvijenim zemljama sa stabilnom nacionalnom stambenom politikom i jakim kadrovskom i naučnom bazom, proces obnove gradova, uz rekonstrukciju i revitalizaciju stambenih kompleksa uspešno sprovodi više desetina godina.

Multidisciplinarnost problematike čini snažan podstrek velikom broju stručnjaka za stvaranjem uslova udobnog stanovanja u starim prostornim celinama. Tome posebno doprinose atraktivnost lokacije, ambijentalni uslovi, kulturno-istorijska ili arhitektonska vrednost objekta. Timove stručnjaka, specijalista treba da čine arhitekta i urbanisti, građevinski inženjeri različitih specijalnosti, prvenstveno iz oblasti konstrukterstva i geomehanike, zatim geodete, geolozi, konzervatori, arheolozi i istoričari umetnosti. Svako od njih ima svoje viđenje rešenja, pa je neophodna koordinacija od strane vođe tima koji mora imati sposobnost najšireg sagledavanja problematike i mogućnost samostalnog odlučivanja.

U zemljama Evropske Unije, u okviru revitalizacije stambenih kompleksa, primenjuje se niz mera koje su usmerene na poboljšanje kvaliteta svih postojećih stanova u cilju postizanja uštede energije, boljih ambijentalnih uslova za život, viših stanarina i smanjenja investicionog održavanja. Tome treba da teži i naša stambena politika.

Međutim, preko tri decenije je naša zemlja u specifičnim političko-ekonomskim i socijalnim problemima, bez jasno definisane saradnje između vlasti i korisnika stanova, sa nezavršenim sprovođenjem vlasničke transformacije i privatizacije, što usporava, ili onemogućava proces revitalizacije. Stambene komplekse, sa zgradama koje su bile u društvenoj svojini, sve više karakteriše nizak stepen kvaliteta života i propadanje stambenog fonda. Dugogodišnjom upotrebom i promenama u načinu korišćenja zgrada i stanova narušava se i gubi prostorna vrednost, a pod uticajem niza faktora iz unutrašnje sredine dolazi do oštećenja njihove osnovne strukture i skraćenja veka trajanja.



Slika 3.1 Primer stanja stambenog graditeljskog nasleđa (Niš-centar grada)

Na drugoj strani, nagli privredni razvoj određenih područja i većih gradova ima za posledicu povećanje broja stanovnika, što dovodi do potrebe za stalnim povećanjem stambenog fonda. U nedostatku stambenog prostora, a u cilju uštede, pribegava se proširenju stambenog fonda obnovom i modernizacijom postojećih zgrada i parcijalnim intervencijama u vidu nadgradnji ili dogradnji. Veliki je broj takvih primera kod nas i u svetu.

Na osnovu svega izloženog može se zaključiti da se revitalizaciji stambenih zgrada pristupa u cilju:

- **zaštite i očuvanja stambenog fonda i**
- **proširenja stambenog fonda.**

Prema Čauševiću i Rustempašiću (2014), prilikom odlučivanja o obimu intervencija koje je neophodno izvesti na objektu, treba uzeti u obzir sledeće faktore:

- greške prilikom projektovanja objekta i uticaj lošeg izbora materijala,
- greške prilikom izvođenja objekta, uticaj pogrešno izabranog tehnološkog postupka i gradnja na nestabilnom terenu,
- pogrešne i nestručne intervencije u ranijim zahvatima,
- fizičko starenje ugrađenih materijala,
- neadekvatno održavanje i zapuštenost objekata tokom vremena,
- životni vek arhitektonskih objekata, opreme i instalacija,
- funkcionalni razlozi u smislu promene namene objekta, promene dispozicije stanova i gabarita,
- angažovanje finansijskih sredstava, posebno ako se radi o objektima posebne istorijske, ambijentalne i arhitektonske vrednosti,
- pojava sleganja, klizišta, promena nivoa podzemnih voda, seizmička aktivnost područja,
- agresivno delovanje atmosferskih uticaja na objekat tokom dužeg vremenskog perioda a posebno vode u svim agregatnim stanjima,
- agresivno delovanje otrovnih gasova u zagađenoj sredini kao posledica razvoja industrije tokom vremena,
- agresivno delovanje na materijale botaničkih i bioloških uzročnika (gljive, plesan, trulež, insekti, larve, glodari itd.)
- razloge kojima je direktno uzročnik čovek kroz njegovo destruktivno ponašanje.

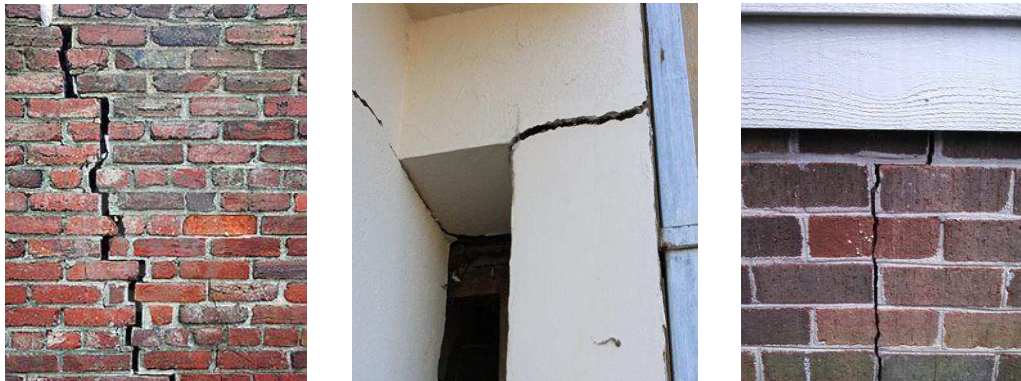
Svaki od navedenih faktora zahteva detaljnu analizu stručnjaka određenih specijalnosti iz tima stručnjaka koji će u donošenju konačnog rešenja morati da nađu ravnotežu između tehničkih propisa, mogućnosti primene novih konstruktivnih elemenata i sopstvenih koncepcija rešenja problema.

3.2 Oštećenja stambenih zgrada, njihovi uzroci i klasifikacije

Mnogi stambeni objekti su građeni još početkom prošlog veka i ranije, pa su pod uticajem različitih faktora gubili od svoje prvobitne vrednosti i značaja. Zavisno od vremena gradnje primenjivani su različiti sistemi, konstruktivni sklopovi i materijali, a vrlo često su ti objekti dograđivani i rekonstruisani. Veliki broj je zato u ruiniranom stanju zahtevajući neodložne intervencije. S druge strane, izvestan broj objekata i pored solidne gradnje biva oštećen iznenadnim dejstvima, kao što su zemljotresi, požari, orkanski

vetrovi, eksplozije unutar ili izvan objekta i tome slično. Ako se tome dodaju i drugi uzroci oštećenja, kao što su neodržavanje, prevelika sleganja ili blizina susednih objekata čiji se uticaji često sabiraju, onda se može zaključiti koliko je složen posao definisanja oblika iskazivanja oštećenja. Zato se daju detaljne klasifikacije oštećenja elemenata zgrada i njihovih uzroka u zavisnosti od načina ispoljavanja, brzine i vremena nastajanja, ozbiljnosti, rasprostranjenosti i dr.

Na zgradama se najlakše uočavaju oštećenja u vidu prslina i pukotina koje nastaju usled prekoračenja otpornosti osnovnih materijala ili veziva na zatezanje, pritisak ili smicanje. Uzroci su najčešće neravnomerna sleganja temelja, uvećanje deformacija oslonaca, razlike u vlažnosti pojedinih elemenata koje izazivaju skupljanja ili bubrenja materijala, kao i velike temperaturne razlike usled kojih nastaje dilatiranje pojedinih konstruktivnih elemenata.



Slika 3.2 Pojava prslina u zidovima usled različitih uticaja

[[http://www.pinterest.com/cracked brick wall/](http://www.pinterest.com/cracked%20brick%20wall/), preuzeto maj 2016.]

Vidljiva oštećenja na zidovima se prema ozbiljnosti mogu klasifikovati u nekoliko kategorija u zavisnosti od veličine oštećenja i obima i težine potrebnih sanacionih radova.

Tabela 3.1 Kategorizacija oštećenja zidova prema ozbiljnosti sanacije [Tomažević, 1999]

0. stepen	Zanemarljiva	Prsline manje od 0.1mm
1. stepen	Veoma mala	Male prsline, vidljive najčešće na unutrašnjoj strani zida, koje se mogu ukloniti krečenjem. Širina pukotine je najviše 1mm.
2. stepen	Mala	Pukotine su širine do 5mm. Neophodno je popunjavanje pukotina odgovarajućim materijalima, kako sa spoljašnje strane zbog atmosferskih uticaja, tako i sa unutrašnje.
3. stepen	Umerena	Pukotine je potrebno očistiti i popuniti odgovarajućim materijalom. Na spoljašnjoj strani zida neophodno je zameniti oštećene opekarske elemente. Prozori i vrata se teško otvaraju. Instalacije su oštećene ili polomljene. Širina pukotina od 5-15mm.
4. stepen	Ozbiljna	Obimna popravka, uključuje zamenu delova zidova, posebno vrata i prozora. Okviri prozora i vrata iskrivljeni. Zidovi izbočeni ili nakrivljeni, gubitak nosivosti pojedinih elemenata. Širina pukotina 15-25mm.
5. stepen	Veoma ozbiljna	Velika oštećenja koja zahtevaju delimičnu ili potpunu obnovu. Zidovi nakrivljeni i zahtevaju podupiranje, gubitak nosivosti pojedinih elemenata. Prozori polomljeni i iskrivljeni. Opasnost od nestabilnosti. Širina pukotina veća od 25mm.

Brojni uzroci nastajanja oštećenja takođe se mogu svrstati u kategorije, prvo dve najopštije, a zatim detaljnije prema narednoj tabeli.

Tabela 3.2 Podela oštećenja prema uzrocima nastajanja [Kurtović-Folić, N., Folić, R. 1986]

Oštećenja čiji uzroci proističu iz prirode samog objekta (unutrašnji faktori)	Lokalni uslovi tla na kojem je objekat podignut (geomorfološki i geotehnički)
	Tip primenjene konstrukcije i materijala, tolerancije pri građenju, greške u projektovanju i građenju
Oštećenja čiji uzroci proističu iz same prirode ili namernog i nenamernog delovanja ljudi (spoljni faktori)	Dugotrajna dejstva čiji su rezultat fizički, higijenski ili mikrobiološki procesi koji dovode postepeno do narušavanja objekta
	Prirodni slučajni uzroci koji se ne mogu predvideti: zemljotresi, oluje, atmosferski uticaji
	Uzroci oštećenja su iz domena delovanja ljudi pri korišćenju objekata ili izvođenju drugih radova u okolini posmatranih objekata (požari, eksplozije, vibracije, potkopavanja i dr.)

Posebnu grupu čine oštećenja kod kojih su uzroci nepoznati, pa zahtevaju dalja detaljnija istraživanja. Takođe je teško ustanoviti preovlađujući uzrok oštećenja kada postoji superponiranje više različitih uticaja na objektima, a prosto je nemoguće izbeći takve situacije. Najčešći parametri, po kojima se vrši klasifikacija oštećenja su međusobno povezani i daju određenu sliku prirode oštećenja.

Tabela 3.3 Osnovni parametri klasifikacije i priroda oštećenja [Folić, R, Kurtović-Folić, N., 1995]

Osnovni parametri klasifikacije	Priroda oštećenja
Brzina nastajanja	Postepena i iznenadna
Zahvaćenost i opasnost	Postupna i delimična veća kritična i manja
Način ispoljavanja	Vidna-predvidiva, iznenadna, skrivena
Uzrok i vreme nastajanja oštećenja	Oštećenja usled spoljnih ili unutrašnjih faktora, oštećenja tokom građenja, oštećenja u eksploataciji
Elementi na kojima se pojavljuju	Temelji, stubovi, ploče, grede, krov, izolacije, obloge, instalacije

Mnoge evropske zemlje su razvile brojne zakonske mere i nacionalne programe za obnovu stanovanja u starim, oštećenim objektima i obezbedile izvore finansiranja. Zato i daju niz klasifikacija po različitim parametrima za detaljno sagledavanje oštećenja objekata koje se navode i u našoj domaćoj literaturi [Kurtović-Folić N., Folić R., 1986], [Radonjanin V., Malešev M., 2005], [Folić R., Kurtović-Folić N., 1995], [Folić R., Kurtović-Folić N., 1996].

U Nemačkoj se oštećenja zgrada klasifikuju na osnovu:

- mogućnosti popravke,
- ograničenja upotrebljivosti i životnog veka zgrade,
- ozbiljnosti i rasprostranjenosti oštećenja.

Uzimajući u obzir ozbiljnost i uticaj na upotrebljivost i trajnost zgrade, oštećenja se mogu razvrstati u sedam klasa (tabela 3.4).

Tabela 3.4 Klasifikacija oštećenja prema uticaju na upotrebljivost i trajnost [Folić R., Kurtović-Folić N., 1995]

Tip oštećenja	Uticaj na upotrebljivost zgrade
Arhitektonska	Bez posledica na upotrebljivost i trajnost
Laka oštećenja delova konstrukcije	Smanjena trajnost
Manja i mestimična oštećenja konstrukcije koja se mogu popraviti	Skraćenje veka konstrukcije
Srednja oštećenja na jednom ili više mesta	Smanjena upotrebljivost ili opasnost od loma, sanacijom je moguće postići upotrebljivost i trajnost
Ozbiljna oštećenja konstrukcije	Prekid upotrebe objekta ili ograničena upotrebljivost u periodu dok se objekat ne sanira. Ako se sanira bitno se smanjuje njena trajnost
Vrlo ozbiljna oštećenja koja je nemoguće popraviti	Vek konstrukcije je ograničen, a upotrebljivost drastično smanjena
Potpuna oštećenja	Upotreba konstrukcije prestaje

Uzroci oštećenja su mnogobrojni i vrlo različiti i mogu stvoriti probleme kako tokom građenja tako i u fazi eksploatacije objekata.

Oštećenja usled sleganja tla su najčešća jer je sleganje normalna pojava kod svih vrsta tla izuzimajući stenski materijal. Ravnomerna sleganja nisu štetna, ukoliko su u dozvoljenim granicama. Neravnomerna sleganja, bez obzira na veličinu predstavljaju opasnost po stabilnost objekta i uzrok su pojavi prslina i pukotina na zidovima i drugim konstruktivnim elementima.



Slika 3.3 Pojava prslina i pukotina na fasadama

[<http://www.mojaradionica.com/>, preuzeto maj 2016.]

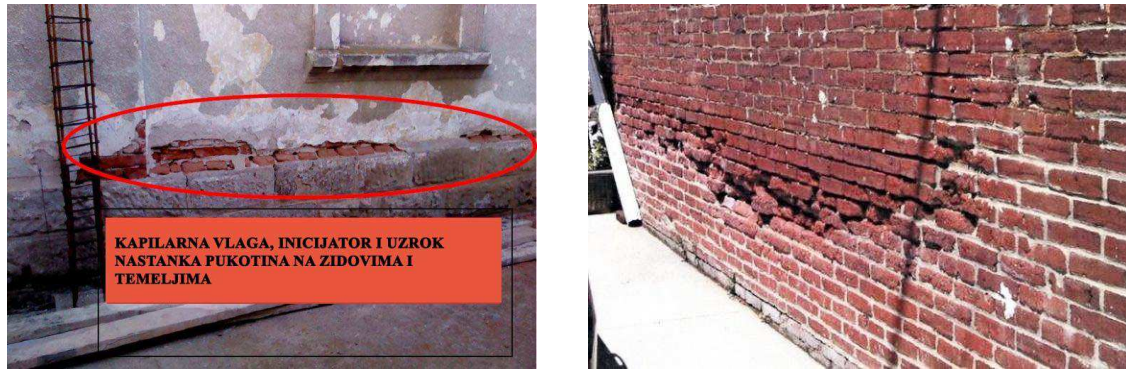
Najčešći uzroci sleganja tla su: dodatna povećanja opterećenja od objekata i iz okruženja (saobraćaj, miniranje, rad mašina, zabijanje šipova), zapreminske promene u tlu usled promene vlažnosti, promene nivoa podzemne vode, osetljivost tla na dejstvo mraza, uticaj podzemnih radova, kopova i komunikacija, bočni pritisak tla i slično.

Drugu veliku grupu oštećenja čine ona koja nastaju usled nedostataka u konstruktivnom sistemu zgrada i sistemu i tehnologiji građenja. U fundiranju objekata se prave greške koje je veoma teško ili nemoguće ispraviti. Fundiranje pojedinih delova jedne zgrade ili nove uz postojeću zgradu, na različitim dubinama, kao i fundiranje na starim temeljima, dovode do nastanka pukotina na mestima prelaza sa plitkog na duboko fundiranje ili sa starog na novi temelj.

Veliko preopterećenje zgrada nastaje dogradnjom, nadgradnjom, proširenjem ili promenom namene, usled čega dolazi do naknadnog sleganja, najčešće i neravnomernog, pa se oštećenja manifestuju u vidu karakterističnih pukotina i u zidovima i u temeljima. Oštećenja u vidu prslina i pukotina su karakteristična i kod zgrada bez dilatacionih razdelnica kao i kod zgrada sa nepovezanim temeljima i neukrućenim i nepovezanim zidovima.

Građenje u skupim i skućenim urbanim područjima dovodi do izrade dubokih temeljnih jama za jednu ili više podzemnih etaža i dubokih rovova za polaganje različitih instalacija u neposrednoj blizini postojećih zgrada. Ako se ne primene odgovarajuće mere zaštite bokova tih dubokih iskopa, ozbiljno će biti ugrožena stabilnost postojećih zgrada uz narušavanje konstrukcije, odvajanje zidova, kidanje greda i lom stubova.

Jedan od najnepovoljnijih faktora u pogledu uticaja na objekte je voda koja se može javiti u različitim vidovima (podzemna, atmosferska, slobodna, u kretanju, mirna) i svim agregatnim stanjima. Njen uticaj je posebno nepovoljan na temelje zgrada jer dovodi do narušavanja strukture tla, umanjenja nosivosti i agresivnog dejstva na materijal temelja ako sadrži agresivne sastojke. U zoni temelja se pri niskim temperaturama stvaraju ledena sočiva pri čemu bubrenje zamrznutog tla izaziva pritisak na temelje a kasnije otapanje dovodi do većih sleganja. Kapilarno penjanje vode preko temelja i temeljnih zidova se kreće naviše, zahvatajući zidove na kojima nastaju oštećenja završne obrade zidnih površina i elemenata koji su izrađeni od drveta ili metala (sl. 3.4).



Slika 3.4 Nastanak oštećenja zidova usled kapilarnog penjanja vode

[<http://www.podovi.org/hidroizolacija-spoljnih-zidova/>, preuzeto 04.2016]

Fasade zgrada su direktno izložene atmosferskim uticajima i temperaturnim promenama, a posebno su osetljive stilski obrađene i dekorisane fasade sa naglašenim vencima i ostalim ukrasnim detaljima oko otvora. Loše rešeno pitanje odvođenja atmosferske vode stvara vrlo ružne slike na fasadama i ravnim krovovima (sl. 3.5).



Slika 3.5 Oštećenja fasada objekata

Zemljotresi spadaju u spoljašnje faktore koji izazivaju oštećenja objekata, a ne mogu se predvideti. Zavisno od njihove jačine ta oštećenja mogu ići od neznatnih do razornih. Naša zemlja se nalazi u zoni znatne seizmičke aktivnosti, pa je ova problematika obuhvaćena odgovarajućom tehničkom regulativom. Detaljno se izučavaju i u stručnoj praksi koriste savremene metode proračuna i principi aseizmičkog projektovanja. U narednoj tabeli dat je primer klasifikacije oštećenja koja su nastala usled dejstva zemljotresa [Prosen,D., Cavtat, 1977].

Tabela 3.5 Klasifikacija oštećenja prouzrokovana dejstvom zemljotresa [Savić J., 2009]

Stepen oštećenja	Tip oštećenja
Prvi stepen	Laka oštećenja: sitne pukotine u malteru, osipanje komadića i ljuspica maltera i boje sa zidova i tavanica
Drugi stepen	Usmerena oštećenja: manje pukotine u zidovima, opadanje krupnih komada maltera, padanje crepova sa krovova, pojava pukotina na dimnjacima i opadanje delova dimnjaka
Treći stepen	Teža oštećenja: veće i dublje pukotine u zidovima, rušenje dimnjaka
Četvrti stepen	Razaranje: pucanje zidova-zjapeće pukotine-delimično rušenje zgrada, razaranje konstruktivnih veza, rušenje unutrašnjih zidova
Peti stepen	Totalna oštećenja: potpuno rušenje zgrada

Stepen oštećenja pojedinih objekata na određenoj lokaciji ukazuje na povoljno ili nepovoljno ponašanje nosećih konstrukcija usled pomeranja tla izazvanih zemljotresom. Kada su u pitanju lokalni uslovi tla, u smislu seizmičkih uticaja na konstrukcije objekata, u našem Pravilniku bile su predviđene tri kategorije tla. Evrokod 8 sada tu klasifikaciju daje proširenu na pet kategorija [EC8, tabela 3.6].

Tabela 3.6 Klasifikacija tla [EC8:2005]

Kategorija tla	Opis geološkog profila
A	Stena ili stenska geološka formacija, uključujući najviše 5m slabijeg materijala na površini
B	Depozit vrlo gustog peska, šljunka ili vrlo krute gline, debljine nekoliko desetina metara, sa povećanjem mehaničkih karakteristika sa dubinom
C	Duboki depoziti gustog ili srednje gustog peska, šljunka ili krute gline, sa debljinama od par desetina metara do više stotina metara
D	Depoziti slabo-do-srednje nekohezivnog tla (sa ili bez mekih kohezivnih slojeva) ili dominantno meko-do-čvrsto kohezivno tlo
E	Tlo čiji se profil sastoji iz aluvijalnog sloja sa vrednostima V_s za tip C ili D i sa debljinom koja varira između oko 5m i 20m, ispod kojeg je kruće tlo sa $V_s > 800\text{m/s}$

Posebno su nepovoljna rastresita, peskovita i druga tla zasićena vodom kod kojih se za vreme zemljotresa javila dinamička nestabilnost uz intenzivna sleganja, obrušavanja i pojave klizišta.

Za vreme zemljotresa najviše bivaju oštećeni zidani objekti, a glavni uzroci konstruktivnih oštećenja su različiti. Kod objekata individualnog stanovanja dominantna su oštećenja na zgradama koje su građene bez projektne dokumentacije uz nestručno izvođenje nosećih zidanih i AB elemenata, loše rešenih konstruktivnih detalja i veza, slabog kvaliteta izvedenih radova i ugrađenih materijala. Kad su u pitanju objekti kolektivnog stanovanja – zidane zgrade, znatno veća oštećenja su na nadograđenim objektima, nastala kao rezultat nepoznavanja ili nepridržavanja osnovnih pravila projektovanja i građenja seizmički otpornih konstrukcija.



Slika 3.6 Loše izvedeni detalji odvodnjavanja sa objekata [Newman, 2001]

4. PROCENA STANJA KONSTRUKCIJE

4.1 Opšte

Revitalizacija je proces obnavljanja i unapređenja stambene sredine sa ciljem da korisnicima pruži siguran, zdrav i stvaralački nadahnut prostor u kome će živeti. To podrazumeva da revitalizacijom postojećih zgrada treba postići bolju prostorno-funkcionalnu organizaciju, opremljenost savremenim instalacijama, udobnost i komfor stanovanja, viši nivo higijenskih uslova, kao i kvalitetnije ambijentalne uslove i prostorne sadržaje.

Svi postavljeni ciljevi zahtevaju u prvom redu da glavna noseća konstrukcija objekta ima potrebnu nosivost, stabilnost i sigurnost [Folić, 2002], [Kurtović-Folić, Folić, 1986], [Beckmann, Bowels, 2004], [Savić, 2009].

Nizom neophodnih intervencija i tehničkih unapređenja, u prvoj fazi revitalizacije, mora se ojačati noseća konstrukcija kako bi garantovala uspešno sprovođenje i ostalih predviđenih faza na objektu. Konačno, obnovljeni objekat mora imati potrebnu trajnost i zadovoljavajuće uslove eksploatacije.

Da bi se pristupilo procesu ojačanja noseće konstrukcije mora se izvršiti procena njenog stanja, što zahteva odgovarajući metodološki pristup uz sprovođenje niza aktivnosti, osmatranja, merenja, proračuna i analiza.

4.2 Metodološki pristup u proceni stanja konstrukcije

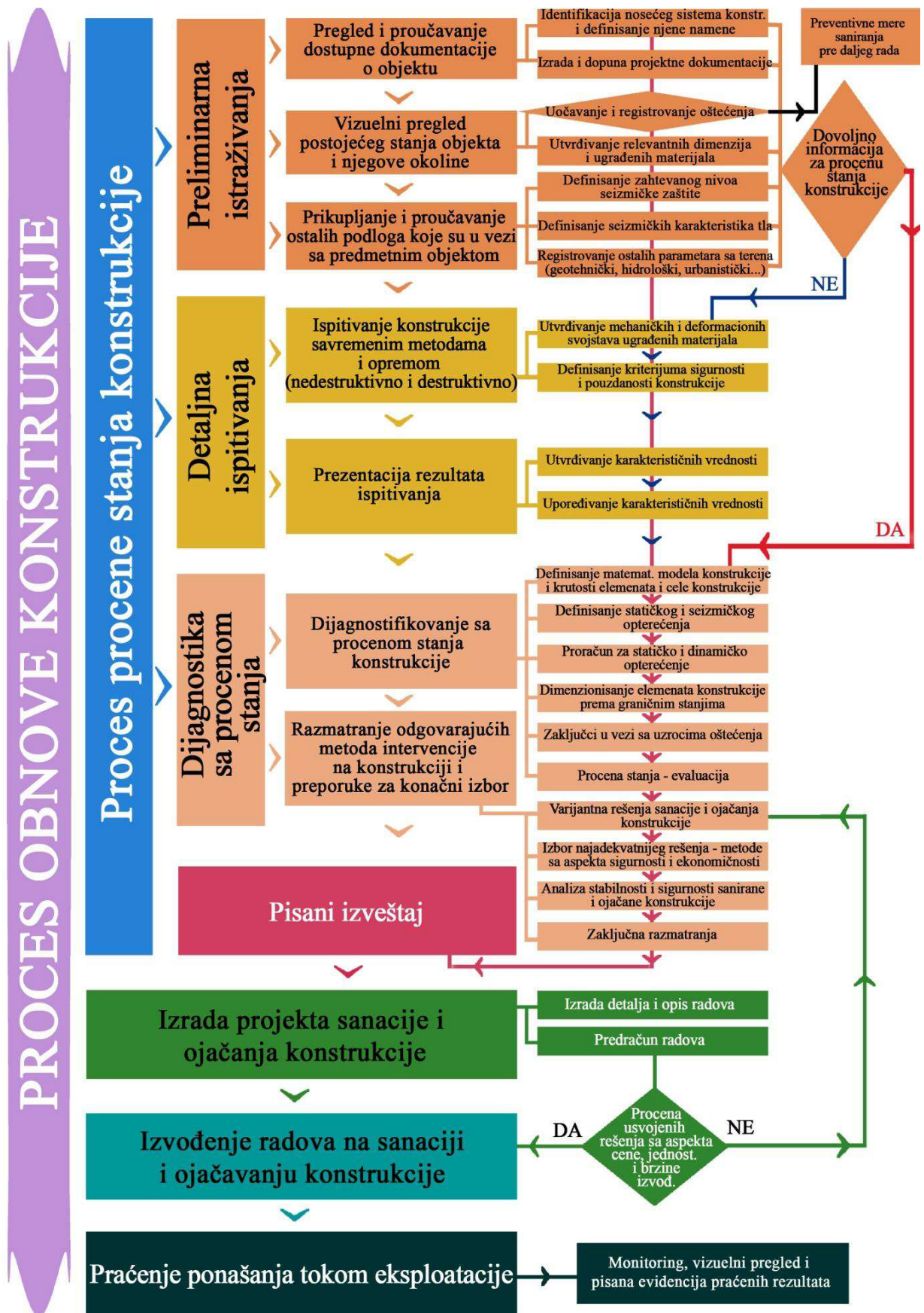
Uspešnost realizacije postavljenog zadatka, složenost problematike i značajna finansijska ulaganja zahtevaju u ovom poslu sistematičnost i postupnost, multidisciplinarni pristup i detaljnu organizaciju.

Metodološkim pristupom obnove zgrada bavili su se i strani i domaći istraživači ElGawady, Lestuzzi, Badoux (2004), Drdácý M., (2005), Gattesco (2011), Lađinović, Radonjanin, Malešev (2014), Stanišić, Kurtović Folić (2015). Predmet njihovog istraživanja češće su bili zidani objekti posebne kulturno-istorijske vrednosti, gde se metodološki pristup postavlja u znatno rigoroznijoj formi, nego za obične objekte. Međutim, suština pristupa rešavanju problema je ista, posebno kada se ima u vidu konstruktivni aspekt obnove zgrada. Najveći broj istraživača je iz Italije, Španije,

Francuske, Češke, dakle iz zemalja bogatog kulturno-istorijskog nasleđa, gde se pitanje finansijskih ulaganja i ne postavlja imajući u vidu izuzetnu vrednost takvih objekata. Ono što karakteriše njihova istraživanja, kao kod Čauševića i Rustempašića (2014) i Beckmann-a i Bowels-a (2004), je veoma detaljan prikaz svake faze metodološkog okvira sa preciziranim uputstvima do najsitnijih detalja, predviđenim različitim mogućim situacijama, definisanom potrebnom opremom i priborom. Posebno se insistira na multidisciplinarnom pristupu kroz angažovanje stručnjaka različitih profila (geotehničara, arhitekata, arheologa, urbanista) u svakoj od predviđenih faza.

Taj okvirni metodološki pristup u realizacije procesa procene stanja konstrukcije objekta, odnosno posmatrano i kao realizacija kompletnog procesa obnove, čini jedan logični niz aktivnosti kroz koje treba prikupiti što više podataka, izvršiti potrebna merenja i kontrolne proračune, izvesti zaključke i predložiti odgovarajuće mere sanacije i ojačanja.

Tabela 4.1 Predloženi metodološki okvir procesa procene stanja i obnove konstrukcije



4.3 Sadržaj i cilj aktivnosti u procesu procene stanja konstrukcije

4.3.1 Pregled i proučavanje dostupne dokumentacije o objektu

Ovo je pripremna aktivnost prve faze u okviru koje treba da se dođe do podataka koji će omogućiti stvaranje što vernije slike o objektu i vremenu njegove gradnje. Vrlo je važna dokumentacija o namenskim promenama nastalim tokom eksploatacije, eventualnim razaranjima i naknadnim saniranjima i popravkama. Dostupna dokumentacija u vidu crteža, osnova svih etaža, karakterističnih preseka, proračuna, specifikacija i drugih pisanih tragova znatno skraćuje i olakšava proces revitalizacije. Ukoliko ne postoji ili nije dostupna ta vrsta dokumentacije, potrebno je uraditi nove crteže zatečenog stanja, što produžava i poskupljuje planirane aktivnosti.

4.3.2 Vizuelni pregled postojećeg stanja objekta i njegove okoline

Vizuelni pregled postojećeg stanja objekta i njegove okoline bično se mora obaviti više puta. Cilj je sticanje globalnog uvida u zatečeno stanje objekta, sagledavanje noseće konstrukcije sa definisanjem svih relevantnih dimenzija, ugrađenih materijala, opisom stanja i zaključcima u pogledu njene nosivosti i pouzdanosti. Sledeći važan zadatak u ovoj fazi je uočavanje i registrovanje oštećenja u čemu dosta pomaže snimanje i fotografisanje svih detalja i pojava. Često se mora vršiti obijanje obloge zidova radi utvrđivanja dubine prslina ili otkopavanje tla oko temelja u slučaju uočenih sleganja. Sve te aktivnosti tokom obilaska objekta zahtevaju brojnu opremu i različit pribor. Od velike koristi su i razgovori sa vlasnicima objekata ili stanarima, koji mogu ukazati na nedostatke i oštećenja uočena tokom eksploatacije. U ovoj fazi je poželjno uključivanje specijalista iz određenih oblasti radi donošenja kvalitetnih, jasnih zaključaka i stručnih mišljenja.



Slika 4.1 Vizuelni pregled objekta

[<http://buildingscience.com/project/masonry-retrofit-project>, preuzeto 04.2016.]

Ako se na osnovu detaljnog vizuelnog pregleda izvedu zaključci i ocene stabilnosti i pouzdanosti konstrukcije i objekta u celini, ocena stanja funkcionalnosti i procena trajnosti, vrlo često se u praksi daje odmah i predlog i opis sanacionih radova.

4.3.3 Prikupljanje i proučavanje ostalih podloga koje su u vezi sa predmetnim objektom

Prikupljanje i proučavanje ostalih podloga svodi se uglavnom na geološko - geotehničke, seizmološke, hidrološke i urbanističke podloge. Geotehnički uslovi fundiranja i sastav tla na kome se objekat nalazi, mogu biti od presudnog značaja za ocenu stanja, jer razlika u sleganjima i veličina sleganja bitno utiču na ponašanje noseće konstrukcije. Stari geotehnički elaborati ili izveštaji mogu sadržati važne zaključke i stručna mišljenja od značaja za intervencije na konstrukciji.

Obzirom na značaj primene osnovnih principa i pravila u projektovanju i proračunu zidanih zgrada u seizmički aktivnim područjima, neophodno je za posmatrani objekat i datu lokaciju proučiti dostupnu dokumentaciju u vidu seizmoloških karti, ekspertiza i izveštaja o eventualnim oštećenjima na objektu kao posledice zemljotresa koji su se dogodili u proteklom periodu.

Položaj susednih objekata, definisan urbanističkim planovima, pogotovu u stešnjenim urbanističkim uslovima, može biti uzrok nepovoljnih uticaja na posmatrani objekat i njegovu temeljnu konstrukciju. Potrebno je pribaviti i proučiti urbanističke uslove i proveriti njihovu ispunjenost.

4.3.4 Ispitivanje konstrukcije savremenim metodama i opremom

Potreba da se izvrši određena intervencija na konstrukciji ne nastaje samo u cilju saniranja oštećenja, već često i da bismo poboljšali stanje konstrukcije i predupredili pojavu oštećenja. Pravo stanje konstrukcije nekad nije moguće utvrditi samo vizuelnim pregledom. U nekim slučajevima su oštećenja i nedostaci takvi da ih je moguće registrovati i sagledati tek nakon sprovedenih ispitivanja materijala i samih konstrukcija.

Metode kojima se ispituju svojstva materijala i konstrukcija mogu biti: *nerazorna i razorna* ispitivanja.

Nerazorna (nedestruktivna) ispitivanja najčešće se primenjuju na licu mesta ili "in situ" i podrazumevaju uzimanje uzoraka i njihovu dalju analizu u laboratorijama. Kako

sam termin kaže *nerazorna* metoda podrazumeva tehniku sagledavanja konstrukcije bez nanošenja bilokakvih šteta ili su one toliko male da mogu da budu zanemarene.

U *nerazorne* metode spadaju sledeća ispitivanja:

- endoskopska ispitivanja,
- ultrazvučna ispitivanja,
- rendgenska skeniranja,
- magnetna testiranja,
- radiografska ispitivanja,
- testovi opuštanja,
- sklerometriranje,
- testovi penetracije.
- termografska snimanja.

Razorna (destruktivna) ispitivanja se najčešće primenjuju u laboratorijama, na elementima konstrukcija i modelima, mada postoje ispitivanja koja se sprovode i na samim građevinama.

Razorne metode su:

- slom nanetim probnim opterećenjem (statičkim i dinamičkim),
- ispitivanje svojstava materijala na uzorcima izvađenim iz konstrukcija,
- provera napona pritisaka i smicanja na uzorcima materijala i spojevima elemenata.

4.3.4.1 Testovi ispitivanja

Merenje vlage

Za merenje sadržaja vlage u konstrukciji koriste se vrlo osetljivi instrumenti. Na rezultate merenja često mogu uticati i neki posebni faktori, kao što je recimo vrsta završnog premaza, prisustvo soli i kondenzacija.



Slika 4.2 Instrumenti za merenje: a) vlage u konstrukciji i b) relativne vlažnosti

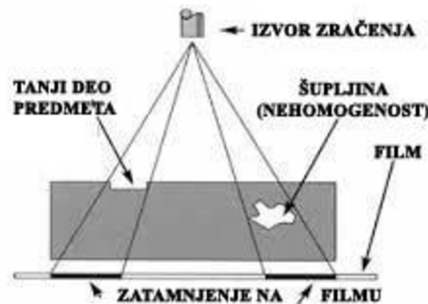
[<http://www.rovex.rs/meraci/pdf/BM12-uputstvo-srpski.pdf>, preuzeto 04.2016.]

Merenje relativne vlažnosti i temperature

Nivo relativne vlažnosti u zgradi može biti indikator potencijalnih nedostataka i defekata u konstrukciji. Relativna vlažnost u betonu i zidovima se meri pomoću uređaja koji su laki za rukovanje, ali zahtevaju da jedan vremenski period budu u dodiru sa konstrukcijom kako bi izmerene vrednosti bile pravilno očitane.

Radiografska ispitivanja

Radiografska metoda je jedna od najčešće korišćenih metoda nerazornih ispitivanja. Prednosti radiografskog ispitivanja pored ostalih nerazornih metoda su: sposobnost otkrivanja volumnih nepravilnosti, sposobnost uočavanja značajnijih varijacija u sastavu materijala, trajni zapis i druge značajne karakteristike (sl. 4.3).



Slika 4.3 Način rada radiografske kontrole

[hr.wikipedia.org, preuzeto 04.2016.]

Endoskopska ispitivanja

Endoskopsko ispitivanje je direktno ispitivanje unutrašnjosti konstrukcije, njenog sastava i stanja u kome se nalaze materijali. Ispitivanje se radi bušenjem malih otvora na konstrukciji u koje se spušta endoskop, koji može biti kruti boroskop sastavljen iz nekoliko sočiva i ogledala ili fleksibilni videoendoskop sačinjen iz sistema optičkih vlakana, pri čemu on dostiže dužinu od nekoliko desetina metara (sl. 4.4).



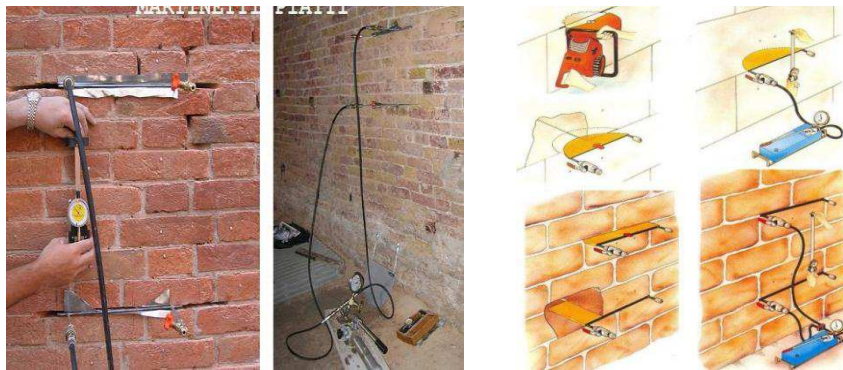
Slika 4.4 Oprema za endoskopska ispitivanja

[<http://www.hr.pce-group.com/tehnicki-podaci/EndoskopV210V220.htm>, preuzeto 04.2016.]

Endoskopskim ispitivanjem moguće je utvrditi stanje ugrađenih materijala, debljinu slojeva, prisustvo oštećenja na elementima konstrukcije i druge značajne karakteristike.

Testovi opuštanja - "Flat Jacks" test

Ovaj test služi za određivanje naprezanja u zidu, kao i odnosa napon - dilatacija sa odgovarajućim modulom elastičnosti. Ispitivanje se izvodi uz pomoć pljosnatih presa koje se sastoje iz gornjih i donjih limova (sl. 4.5). Prese se postavljaju na međusobnom razmaku od 5-6 redova opeke, jedna iznad druge. Kada se prese postavje na odgovarajuće mesto uz pomoć manometra povećava se pritisak, a samim tim prese se pune uljem, šire se i prenose pritisak iznad i ispod prese. Pri svakom koraku beleže se deformacije u zidu.



Slika 4.5 "Flat Jacks" ispitivanje stanja naprezanja u zidu

[<http://www.hr.pce-group.com/tehnicki-podaci/EndoskopV210V220.htm>,
preuzeto 04.2016.]

Test povlačenja

Test povlačenja služi za određivanje čvrstoće zida na zatezanje i smicanje. Testiranje se izvodi uz pomoć čeličnog ankera na koji se, hidrauličnom dizalicom, nanosi zatežuća sila sve do vrednosti sile pri kojoj će anker da bude izvučen iz zida.

Sklerometriranje

Sklerometar služi za određivanje čvrstoće na pritisak zidnog elementa. Za ovo merenje koristi se instrument nalik čekiću, kod koga se na osnovu odskoka igle nakon udara na površinu odredi vrednost čvrstoće na pritisak.



Slika 4.6 Merenje sklerometrom
[hr.wikipedia.org, preuzeto 04.2016.]

Termografsko merenje (IC kamera)

Primenom infracrvene tehnologije u građevinarstvu mogu se otkriti nedostaci nastali pri samom izvođenju objekata. Kod starijih objekata mogu se otkriti nastala oštećenja i slaba mesta koja se ne mogu uočiti golim okom.



Slika 4.7 Izgled i prikaz snimka savremene IC termografske kamere
[www.energovizija.si, preuzeto 04.2016.]

Kako je ušteda energije od velike važnosti za sva područja delovanja, posebna pažnja se posvećuje IC kontroli u građevinarstvu i detekciji toplotnih gubitaka usled loše izvedene izolacije omotača zgrade.

4.3.4.2 Monitoring

U cilju procene uticaja životne sredine na postojeće objekte, a pogotovu je to važno kod objekata izuzetne arhitektonske vrednosti, potrebno je periodično izvršiti monitoring zgrada. Kod monitoringa zgrada postoji više različitih tehnika razvijenih za procenu stanja i svaka od njih je specijalizovana za određenu situaciju.

Parametri koje je važno snimiti i sagledati tokom monitoringa su:

- moguća pomeranja u blizini pukotina,
- izbočavanje ili naginjanje zidova i stubova,

- vertikalna pomeranja,
- bubrenje ili skupljanje elemenata konstrukcije.

Do ovih i sličnih promena u konstrukciji najčešće dovode: temperaturne promene, variranje nivoa vlage, promene relativne vlažnosti vazduha unutra i spolja, hemijski sastav ugrađenih materijala, vibracije, spoljašnji uticaji poput promene brzine vetra, zagađenost vazduha, UV zračenje i drugi uticaji. Parametri dobijeni kako kratkoročnim tako i dugoročnim praćenjem i merenjem, analizirju se i koriste kod preporuka za izbor mera sanacije i postizanje optimalnih ambijentalnih uslova životne sredine. Dužina vremenskog perioda potrebnog za praćenje i merenje relevantnih parametara, zavisi od vrste oštećenja i brzine razvijanja. Neka oštećenja se razvijaju veoma brzo i zahtevaju hitne intervencije kako bi se sprečilo njihovo dalje širenje ili eventualna rušenja. U takvim situacijama monitoring se preporučuje i tokom sanacionih radova, kao i u dužini od jedne godine nakon završene sanacije.

S druge strane, ako postoje oštećenja i defekti koji se sporo razvijaju, ali su prisutni, preporučljivo je vršiti monitoring tokom pet godina. Smatra se da kraći period osmatranja ne bi dao dovoljno podataka za pouzdano predviđanje budućeg razvoja [Beckmann P., Bowles R., 2004.].

4.3.4.3 Oprema za monitoring

Instrumenti za praćenje stanja objekata spadaju u kategoriju skupe opreme, zbog osetljivosti i kompleksnosti mernih uređaja. Inžinjeri danas na raspolaganju imaju veliki broj uređaja za ispitivanje i praćenje stanja konstrukcije.

Registratori podataka (data loggers)

Danas postoji veliki broj uređaja koji beleže i memorišu izmerene vrednosti i promene u konstrukciji. Ovi uređaji su dovoljno mali, tako da postavljeni na zidu unutar objekta bivaju neupadljivi i ne ometaju korišćenje objekta (sl. 4.8). U zavisnosti od potrebe mogu biti programirani da beleže podatke kraći vremenski period ili ako je potrebno i duže, na godišnjem nivou.



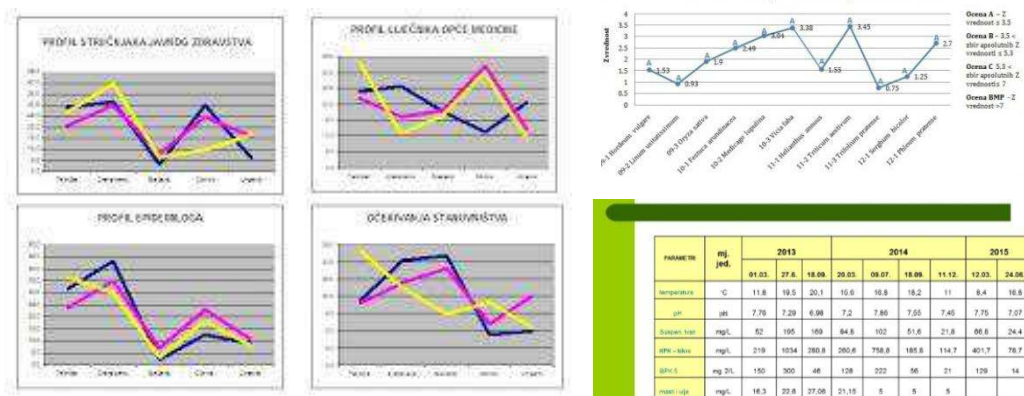
Slika 4.8 Mali logeri sa integrisanim senzorima za merenje temperature, pritiska, vlažnosti, osvetljenja [en.wikipedia.org, preuzeto 04.2016.]

Radio telemetrijski sistem

Registratori podataka (*data loggers*) povezani preko sistema radio telemetrije omogućavaju pozicioniranje više jedinica bez postavljanja i razvlačenja dodatnih instalacija. Ovi sistemi su pogodni za monitoring manje pristupačnih objekata, jer omogućavaju daljinsko praćenje. Mana ovih sistema je visoka cena, pa se oni uglavnom koriste kao stalne instalacije za praćenje stanja objekata koji su od izuzetnog značaja.

4.3.5 Prezentacija rezultata ispitivanja

Brojna ispitivanja noseće konstrukcije daju veliki broj rezultata. Njihov prikaz treba da omogući pregledno i lako upoređivanje i proučavanje, iznalaženje karakterističnih vrednosti, promenu u zavisnosti od vremena, opterećenja, vrste materijala itd. Prezentacija rezultata može biti u vidu grafikona, dijagrama ili tabela, što savremena kompjuterska oprema i odgovarajući softver omogućuju.



Slika 4.9 Prezentacija rezultata u vidu grafikona, dijagrama ili tabela

4.3.6 Dijagnostifikovanje i procena stanja konstrukcije

Posle prikupljenih podataka iz dostupne dokumentacije, podataka i ocene vizuelnog opažanja i ispitivanja i merenja na terenu i u laboratoriji, može se pristupiti

konačnoj proceni stanja konstrukcije. Konačna procena zahteva dodatne proračune, matematičke analize i primenu odgovarajućih programskih paketa odnosno prema [Radonjanin V., 1993] analitički tretman konstrukcije.

Cilj procene stanja konstrukcije je:

- utvrditi do koje mere je konstrukcija sposobna da ostvaruje svrhu zbog koje je prvenstveno projektovana
- odrediti umanjene nivoa njene funkcionalnosti
- utvrditi njenu trajnost, odnosno preostalu dužinu perioda u kome će konstrukcija biti sigurna

U ovoj fazi se mora uraditi analiza koja će dati odgovor u vezi sa glavnim uzrocima nastajanja uočenih oštećenja. Takođe se mora analizirati uticaj svih ranije izvedenih radova, dograđivanja, iskopavanja i nasipanja na opštu i lokalnu stabilnost. Posebna pažnja mora biti posvećena postojećim oštećenim ili neoštećenim zgradama u seizmičkim područjima za koje se procena stanja noseće konstrukcije vrši posebno prema Evrokodu EN 1998-3.

Vrlo često se u literaturi ova faza procene stanja naziva "konstruktivna analiza" koja mora kao rezultat da ima tačno diagnostifikovano stanje i procenu performansi konstrukcije u posmatranom trenutku.

4.3.7 Razmatranje odgovarajućih metoda intervencije na konstrukciji i preporuke za konačni izbor

Svaka intervencija na konstrukciji može imati više varijantnih rešenja. Koje rešenje, odnosno koja metoda će biti izabrana u svakom konkretnom slučaju zavisi od više činilaca. U prvom redu to su stanje u kome se konstrukcija nalazi, eksploatacione potrebe objekta, veličina slobodnih gabarita, uticaj na susedne objekte i cena koštanja. Taj ekonomski momenat je često presudan ali ne sme ići na račun potrebne sigurnosti stabilnosti konstrukcija. Konačno izabrano rešenje mora biti detaljno obrazloženo uz opis i dokaz očekivanog uticaja na ponašanje, odnosno odgovor konstrukcije u novim uslovima.

4.3.8 Pisani Izveštaj

Proces procene stanja konstrukcije na kraju mora da ima pisani Izveštaj, koji predstavlja osnovu za donete odluke i rešenja koja će određivati način ponašanja objekta u budućnosti.

Prilikom sastavljanja izveštaja treba imati na umu da će isti čitati kako stručna lica, tako i vlasnici objekata, stanari i druga lica koja nisu tehničke struke, pa ga treba prilagoditi tako da bude jasan i konkretan u opisivanju.

Izveštaj o proceni stanja konstrukcije treba da sadrži sledeće stavke:

1. **Sinopsis:** na jednoj, najviše dve strane jezgrovitog teksta opisana suština predstojećeg zadatka.
2. **Sadržaj:** kako bi se lako i jednostavno našli delovi Izveštaja prilikom čitanja, potrebno je izvršiti preglednu podelu prema fazama kroz koje proces revitalizacije treba da prođe.
3. **Definisanje projektnog zadatka:** projektnim zadatkom se definišu razlozi za procenu, obim očekivanog posla i zadaci koji su od projekatana traženi.
4. **Spisak pregledane dokumentacije:** prikupljena i pregledana dokumentacija je obimna, pa je potrebno napraviti njen spisak, razvrstati je po sadržaju (crteži, izveštaji, ekspertize, ugovori), navesti njeno poreklo, dati kratke zaključke o tome šta je utvrđeno, a šta nedostaje.
5. **Opis konstrukcije:** Opis postojećeg stanja konstrukcije treba da bude detaljan, ali koncizan, kako bi onome ko ga čita pružio pravu sliku o objektu bez gledanja slika ili obilaska objekta. U opisu treba navesti eventualne prethodne promene na konstrukciji i priložiti određene crteže i skice.
6. **Obilazak objekta i vizuelni pregled:** u ovom delu je potrebno konkretno navesti i opisati šta je zapaženo prilikom obilaska objekta. Nije poželjno davati bilo kakve zaključke u ovom delu, već samo opis zatečenog stanja. Dobro je uz opis konstrukcije priložiti foto - dokumentaciju, kako bi bilo potvrđeno ono što je napisano.
7. **Dodatne informacije:** pod ovom stavkom se podrazumevaju usmene informacije dobijene u razgovoru sa stanarima, korisnicima ili vlasnicima objekata. Sve te informacije moraju biti zabeležene.
8. **Uzorkovanje i testiranje:** u ovom poglavlju treba navesti koji su uzorci uzeti na ispitivanje, njihovo poreklo, broj, datum i lokaciju. Takođe je važno navesti laboratoriju koja je vršila ispitivanje, svrhu i proceduru

ispitivanja. Potrebno je prikazati dobijene rezultate i priložiti kopije laboratorijskih ispitivanja.

9. **Računska provera:** pored usmeno saopštenih podataka i teorijskih analiza, potrebno je za pojedine delove konstrukcije sprovesti analitičke proračune. Odgovarajući softver može da olakša čitavu proceduru proračuna i da ukaže na neke nedostatke i probleme na konstrukciji.
10. **Diskusija o rezultatima:** u ovom delu se razmatra značaj svakog od rezultata i nalaza opisanih u stavkama 6, 7 i 8. Dobijeni rezultati treba da se iskoriste radi procene performansi konstrukcije u trenutnom stanju ali i u budućnosti.
11. **Zaključci:** zaključci moraju biti strogo logični i da proizilaze iz sučeljenih mišljenja. Svaki zaključak treba da se zasniva na činjeničnom stanju iz prethodnih poglavlja i da bude jasan, precizan i konkretan.
12. **Preporuke:** kratak opis svih mera i aktivnosti neophodnih za popravku i ojačanje konstrukcije kao logičan nastavak zaključka. Predlog mera i aktivnosti na kontrolnim pregledima i održavanju tokom eksploatacije. I ovaj deo izveštaja se piše jasnim, jednostavnim jezikom, razumljivim za sva lica koja ga budu čitala.

4.3.9 Izrada projekta sanacije i pojačavanje konstrukcije

Ova faza počinje posle prikupljenih svih relevantnih podataka i donetih zaključaka o proceni stanja konstrukcije i o prirodi i veličini oštećenja, donošenjem odluke o izradi projekta sanacije ili prema [Lađinović Đ., Radonjanin V., Malešev M., 2014] odluci o "konstrukcijskoj intervenciji".

Projektno rešenje mora biti u skladu sa svim važećim standardima za datu oblast. U toku njegove izrade može se javiti potreba za dodatnim laboratorijskim ispitivanjima ili ispitivanjima "in situ" (sekundarna dijagnostika). Projektom bi bilo neophodno obuhvatiti sledeće aspekte:

- ispravljanje uočenih značajnih grešaka učinjenih u ranijem projektovanju
- poboljšanje regularnosti konstrukcije i u preseku i u osnovi objekta uvođenjem novih konstruktivnih elemenata ili izmenom krutosti i nosivosti postojećih

- povećanje duktilnosti na svim mestima u konstrukciji gde je to potrebno i provera da se povećanjem nosivosti posle intervencija ne smanji globalna duktilnost
- poboljšanje neodgovarajućih veza između tavanica i zidova

Intervencija na konstrukciji u celini ili na pojedinim konstruktivnim elementima može biti sprovedena u vidu:

- potpune ili lokalne promene oštećenih elemenata
- dodavanja novih konstruktivnih elemenata
- izmena konstrukcijskog sistema
- dodavanja novog konstrukcijskog sistema radi prihvatanja seizmičkog dejstva
- prerade nekonstrukcijskih elemenata u konstrukcijske
- uvođenja uređaja pasivne zaštite kroz disipativne spregove
- redukcija masa
- ograničenja ili promena namene zgrade
- delimičnog rušenja.

4.4 Procena stanja zidanih zgrada prema Evrokodu 8 - Deo 3 (standard EN 1998-3)

Evrokod 8 - Deo 3 se odnosi na procenu stanja pojedinačnih zgrada, radi odlučivanja o potrebnim intervencijama u konstrukciji i radi preduzimanja mera ojačanja za slučaj seizmičkog dejstva. Cilj standarda je da definiše kriterijume za ocenu seizmičkog ponašanja postojećih zgrada, da propiše pristup pri izboru potrebnih konstrukcijskih korektivnih mera i da postavi kriterijume za projektovanje ojačane konstrukcije.

Stepen oštećenja konstrukcije posle zemljotresa definiše se preko tri granična stanja (Limit States - LS):

- granično stanje blizu rušenja (Near Collapse - NC)
- granično stanje značajnog oštećenja (Significant Damage - SD)
- granično stanje ograničenog oštećenja (Damage Limitation - DL)

U slučaju **graničnog stanja blizu rušenja (NC)**, konstrukcija je teško oštećena. Većina nekonstrukcijskih elemenata je srušena. Niske su preostale bočna nosivost i

krutost, dok vertikalni elementi još uvek imaju sposobnost da prime vertikalno opterećenje. Prisutne su velike zaostale deformacije (drifts). Konstrukcija je blizu loma.

Pri **graničnom stanju značajnog oštećenja (SD)**, konstrukcija je značajno oštećena. Preostale bočna nosivost i krutost su male, a vertikalni elementi su još sposobni da prime vertikalna opterećenja. Nekonstrukcijski elementi su oštećeni ali pregrade i ispune nisu pretrpele lom van svoje ravni. Prisutne zaostale deformacije (drifts) su srednje veličine. Konstrukcija može da pretrpi naknadne zemljotrese srednjeg inteziteta, ali će verovatno biti neekonomična za sanaciju.

Kada je u pitanju **granično stanje ograničenog oštećenja (DL)**, konstrukcija je lakše oštećena, sa nosećim elementima kod kojih nema značajnijeg tečenja i kod kojih je zadržano svojstvo nosivosti i krutosti. Kod nenosećih elemenata, kao što su pregrade i ispune, javljaju se raspodeljene prsline, ali se oštećenja mogu lako sanirati. Trajne deformacije su neznatne. Nisu potrebne posebne mere za sanaciju.

Ulazni podaci za procenu stanja nekog objekta prema EN 1998-3 se prikupljaju iz više različitih izvora što podrazumeva:

- pregled i proučavanje dostupne dokumentacije koja se odnosi na ispitivanu zgradu,
- bitne izvore opštih podataka (tehnički propisi i standardi),
- terenska istraživanja,
- ispitivanja i merenja "in situ" i laboratorijska merenja i ispitivanja.

Podaci potrebni za procenu noseće konstrukcije treba da obuhvate sledeće stavke:

- utvrđivanje konstrukcijskog sistema i njegove usaglašenosti sa kriterijumima o regularnosti definisanim u Evrokodu 8 - Deo 1, kao i pribavljanje podataka o konstrukcijskim izmenama izvedenim nakon izgradnje objekta,
- utvrđivanje tipa fundiranja zgrade,
- utvrđivanje kategorije tla prema klasifikaciji u Evrokodu 8 - Deo 1,
- kompletne podatke u ukupnim dimenzijama i karakteristikama poprečnih preseka elemenata zgrade i mehaničkim karakteristikama i stanju primenjenih materijala,
- utvrđivanje nedostataka kod primenjenih materijala i neadekvatnih rešenja pojedinih detalja,
- podatke o seizmičkim projektnim kriterijumima korišćenim za početno projektovanje, uključujući i vrednost faktora ponašanja konstrukcije q (faktor redukcije),

- opis trenutne i planirane namene zgrade,
- podatke o tipu i stepenu prethodnih i prisutnih oštećenja konstrukcije, kao i ranijim merama sanacije.

Kako bi bila izabrana adekvatna vrsta analize i odgovarajuća vrednost faktora pouzdanosti, definisana su tri nivoa znanja: KL1 - ograničeno znanje, KL2 - normalno znanje, KL3 - potpuno znanje. Nivoi znanja KL1, KL2 i KL3 su određeni i bliže definisani sledećim faktorima:

- geometrijom** - geometrijskim svojstvima konstrukcijskog sistema i onih nenosećih elemenata koji mogu da utiču na odgovor konstrukcije,
- detaljima** - količine i planovi armature, spojevi čeličnih elemenata, spojevi spratnih dijafragmi sa delom konstrukcije za bočnu otpornost, veze i malterske spojnice zidanih elemenata,
- materijalima** - mehaničkim svojstvima materijala noseće konstrukcije.

Na osnovu ostvarenog nivoa znanja prema EN 1998 - 3, deo 3.3.1, određene su dozvoljene metode analize kao i vrednosti faktora pouzdanosti CF i predstavljene tabelom.

Tabela 4.2 Nivoi znanja i odgovarajuće metode analiza konstrukcije [EN 1998-3:2005]

Nivo znanja	Geometrija	Detalji	Materijali	Analiza	CF
KL1	Iz originalnih crteža konstrukcije sa uzorkom vizuelnog izveštaja ili iz potpunog izveštaja	Simulirano projektovanje saglasno postojećoj praksi i iz ograničenog in-situ pregleda	Unapred definisane vrednosti saglasno standardima u trenutku građenja i iz ograničenog in-situ ispitivanja	LF – MRS*)	CF_{KL1}
KL2		Iz nepotpunih originalnih crteža detalja konstrukcije sa ograničenim in-situ pregledom ili iz proširenog in-situ pregleda	Iz originalne tehničke dokumentacije sa ograničenim in-situ ispitivanjem ili iz proširenog in-situ ispitivanja	Sve	CF_{KL2}
KL3		Iz originalnih crteža detalja konstrukcije sa ograničenim in-situ pregledom ili iz sveobuhvatnog in-situ pregleda	Iz originalnih izveštaja ispitivanja sa ograničenim in-situ ispitivanjem ili iz sveobuhvatnog in-situ ispitivanja	Sve	CF_{KL3}

*) LF: Lateral Force procedure – postupak bočnih sila, MRS: Modal Response Spectrum analysis – analiza modalnog spektra odgovora

Nacionalnim aneksom određene zemlje predviđene su za upotrebu vrednosti faktora pouzdanosti CF, a preporučene vrednosti su $CF_{KL1}=1,35$, $CF_{KL2}=1,20$, $CF_{KL3}=1,00$.

Evrokod EN 1998-3 veoma detaljno opisuje za svaki nivo znanja stanje i način saznanja o predmetnom objektu po pitanju geometrije, detalja i materijala, a takođe definiše i način identifikacije geometrije, detalja i materijala.

Pri verifikaciji konstrukcijskih elemenata napravljena je razlika između "duktilnih" i "krutih" elemenata. "Duktilni" elementi se verifikuju proverom da zahtevi (demands) ne prekoračuju odgovarajuće kapacitete u funkciji deformacija. "Krti" elementi se verifikuju proverom da zahtevi ne prekoračuju odgovarajuće kapacitete u funkciji nosivosti.

Ako se pri verifikaciji koristi q pristup (q - faktor ponašanja konstrukcije), seizmičko dejstvo se redukuje faktorom q . Za dokaz sigurnosti svi konstrukcijski elementi treba da se verifikuju proverom da veličina zahteva usled redukovanog seizmičkog dejstva ne prekorači odgovarajući kapacitet nosivosti.

Za proračun kapaciteta nosivosti duktilnih i krutih elemenata, koriste se srednje vrednosti karakteristika postojećih materijala dobijenih direktno "in situ" ispitivanjima i iz dodatnih izvora podataka, koje su podeljene odgovarajućim faktorima pouzdanosti CF za dostignuti nivo znanja $KL1$, $KL2$ ili $KL3$. Za nove ili dodatne materijale se koriste nominalne karakteristike saglasno tehničkim propisima.

Uticaji od seizmičkog dejstva mogu se odrediti koristeći jednu od navedenih metoda analize:

- analiza bočnih sila (linearna),
- modalna analiza spektra odgovora (linearna),
- nelinearna statička (pushover) analiza,
- nelinearna vremenska dinamička (time history) analiza,
- pristup zasnovan na primeni q faktora,

Proračunski model konstrukcije se formira na osnovu informacija prikupljenih prethodnim ispitivanjima. U narednoj tabeli dat je pregled vrednosti karakteristika materijala koje se usvajaju pri proceni zahteva i kapaciteta elemenata za sve vrste analiza, kao i kriterijumi koje treba pratiti pri dokazu sigurnosti duktilnih i krutih elemenata za sve vrste analiza.

Tabela 4.3 Vrednosti karakteristika materijala i kriterijumi za analizu i dokaz sigurnosti
[Ladinović Đ., Radonjanin V., Malešev M., 2014]

		Linearni model (LM)		Nelinearni model		q-faktor pristup		
		Zahtev	Kapacitet	Zahtev	Kapacitet	Zahtev	Kapacitet	
Tip elementa ili mehanizma (e/m)	Duktilan	Prihvatljivost LM (za proveru vrednosti $\rho_i = D_i/C_i$): Iz analize. Koristite se srednje vrednosti svojstava u modelu.		U funkciji nosivosti. Koristite se srednje vrednosti svojstava.		Iz analize.	U funkciji nosivosti. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa faktorom CF i parcijalnim faktorom sigurnosti.	
		Verifikacije (ako je usvojen LM): Iz analize.		U funkciji deformacije. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa CF.				
	Krt	Verifikacije (ako je usvojen LM): Ako je $\rho_i \leq 1$: iz analize.		U funkciji nosivosti. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa CF i parcijalnim faktorom sigurnosti.				U skladu sa relevantnim odeljkom iz EN1998-1: 2004.
		Ako je $\rho_i > 1$: iz uslova ravnoteže sa nosivošću duktilnih e/m. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa CF.						
		Iz analize. Koristiti se srednje vrednosti svojstava u modelu.		U funkciji nosivosti. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa CF i parcijalnim faktorom sigurnosti.		U funkciji nosivosti. Koristite se srednje vrednosti svojstava podeljene sa faktorom CF i parcijalnim faktorom sigurnosti.		

Procena kapaciteta nosećih elemenata se sprovodi u zavisnosti od posmatranog graničnog stanja i stanja naprezanja elementa, pri čemu elementi mogu biti izloženi dejstvu normalne sile i momenta savijanja ili dejstvu smičuće sile.

4.5 Značaj metodološkog pristupa u procesu procene stanja konstrukcije

Metodološki pristup u sagledavanju određenih problema i stanja, radi njihovog uspešnog rešavanja, je proces koji se mora stalno razvijati i unapređivati. On treba da bude usklađivan sa savremenim metodama proračuna, odgovarajućim kompjuterskim programima, primenom savremene merne tehnike i uređaja, sa primenom novih tehnologija i materijala i aktuelnom tehničkom regulativom u oblasti koja je predmet razmatranja.

Sačinjen metodološki okvir u ovom radu, za proces procene stanja i obnovu konstrukcije, svojim logičnim nizom faza i aktivnosti je garancija da u tom procesu ništa

ne sme biti propušteno i da uspešnost realizacije postavljenog zadatka leži u postupnosti i potpunosti realizaciji svake aktivnosti. Aktivnosti su dalje podeljene na podaktivnosti koje jasno definišu svaki naredni korak u procesu procene stanja. Tako detaljno raščlanjavanje faza metodološkog okvira, na niz aktivnosti i podaktivnosti, predstavlja poseban doprinos u smislu njihove sveobuhvatnosti i usklađenosti.

Problematiku procene stanja konstrukcije odlikuje multidisciplinarnost, koja zahteva angažovanje tima stručnjaka od arhitekta, građevinskog konstruktora, geomehaničara, pa do urbaniste, geodeta, geologa itd. Metodološki pristup u tom smislu je integrisan i usmeren ka donošenju merodavnih stručnih mišljenja i zaključaka. Implementaciju metodološkog okvira sprovode građevinski konstruktori i arhitekta, koji su i glavni koordinatori u složenom i odgovornom poslu.

Značaj sačinjenog metodološkog okvira je mogućnost njegove implementacije na proceni stanja i obnovi i drugih stambenih objekata iste ili slične konstrukcije, pri čemu se neke od aktivnosti mogu izostaviti u zavisnosti od vrste oštećenja i prirode nastalih problema.

Imajući u vidu da se u Delu 3 Evrokoda 8 [EN 1998-3:2005], tretira procena stanja zidanih zgrada i da se taksativno nabrajaju potrebni ulazni podaci i aktivnosti za njeno sprovođenje, bez posebnog, logičnog redosleda, bilo bi pogodno ugraditi metodološki okvir kojim će se tačno definisati i urediti data oblast pri unapređenju Evrokodova i domaće tehničke regulative.

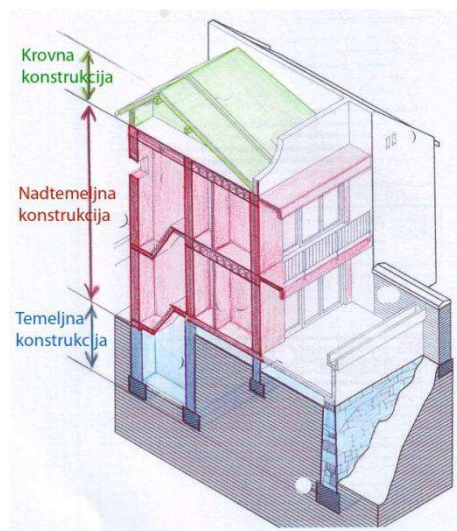
5. METODE KONSTRUKTIVNIH INTERVENCIJA NA ZIDANOJ KONSTRUKCIJI

5.1 Uvod

Sveukupni noseći sistem zgrade, nazvan opštim imenom “konstrukcija zgrade”, sačinjen je od većeg broja različitih vrsta i tipova konstrukcijskih sklopova, koji objektu daju potrebnu nosivost i stabilnost. Noseća konstrukcija ima ulogu da primi sva opterećenja i da ih preko temeljne konstrukcije prenese na tlo, direktno ili posredno preko određenih konstruktivnih elemenata.

Za sprovođenje određenih analiza, prikaz oštećenja i njihovih uzroka, kao i primenu različitih konstruktivnih mera u cilju saniranja i ojačanja, osnovna noseća konstrukcija zgrade se može posmatrati, kao što se navodi prema [Savić, 2009], podeljena na (Sl.5.1):

- **temeljnu konstrukciju,**
- **konstrukciju koja je nadtemeljna, a čine je elementi zidanih i betonskih struktura i međuspratne konstrukcije i**
- **krovnu konstrukciju.**



Slika 5.1 Noseća konstrukcija objekta podeljena u tri celine

Prema ulozi koja im je namenjena i položaju na samom objektu, svaki od ova tri dela čini posebne celine koje su konstruktivno povezane u jedinstvenu celinu -

konstrukciju objekta. Zato će i pregled osnovnih metoda saniranja i ojačanja noseće konstrukcije pri revitalizaciji zgrada biti dat posebno za svaki od navedenih delova.

Izbor metoda sanacije, rekonstrukcije i ojačanja zidanih konstrukcija zavisi od niza faktora, pri čemu se većina autora [Rustempašić i Čaušević, 2014], [Tomažević, 1999], [Newman, 2001], slaže da je ta zavisnost pre svega od:

- seizmičke zone lokacije na kojoj se objekat nalazi,
- tipa i nivoa oštećenja,
- raspoložive opreme za izvođenje radova,
- ekonomskih kriterijuma,
- stepena zahtevane sigurnosti,
- vremena koje je na raspolaganju za intervenciju.

Obim i vrsta intervencije treba da budu tako izbalansirani da se postigne potreban nivo sigurnosti uz određena ekonomska ulaganja.

5.2 Saniranje i ojačanje temeljne konstrukcije

5.2.1 Opšte

Temelji predstavljaju vrlo važan deo konstrukcije objekta. Njihova uloga je da prime ukupno opterećenje od nadtemeljne konstrukcije, raspodele ga po odgovarajućoj površini i predaju tlu. Temelj odgovarajuće površine u osnovi i potrebne dubine fundiranja treba da osigura stabilnost objekta i kompatibilnost deformacija tla sa funkcijom objekta. Tlo mora da zadovolji zahtevanu sigurnost od sloma, a sleganje objekta mora biti u granicama dozvoljenog. Kako bi fundiranje objekata bilo uspešno izvedeno, potrebno je ispitati ne samo sloj u kome se fundira, već i slojeve ispod njega.

Opterećenje se od kontaktne površine temelja rasprostire kroz tlo do znatne dubine izazivajući sleganja, pogotovu kada se radi o slojevima manje nosivosti i veće stišljivosti. Načini fundiranja zgrada zavise od primenjenog konstruktivnog sklopa i geotehničkih uslova na datoj lokaciji. Zgrade od nekoliko etaža ne predstavljaju veliko opterećenje za tlo, pa se najčešće primenjuje plitko fundiranje. U izuzetnim slučajevima, na lošim terenima koji nisu mogli biti izbegnuti, primenjuje se duboko fundiranje, najčešće pomoću šipova. Kada su u pitanju stariji objekti, o kojima se ovde najviše i govori, najčešće se mogu sresti trakasti temelji ispod nosećih zidova, trakasti obimni temelji i temelji samci

povezani temeljnim gredama ili samo samci povezani temeljnim gredama. Najčešće su građeni od betona kao nearmirani ili samo konstruktivno armirani, od kamena ili opeke.

5.2.2. Potrebe za pojačavanjem i saniranjem

Postoji širok spektar razloga koji dovode do oštećenja temelja, mada se ona najčešće pojavljuju usled promena u tlu, neadekvatnog načina fundiranja, povećanog i iznenadnog opterećenja, izgradnje novih objekata pored postojećih zgrada itd. Sagledavanje kompletnog geotehničkog aspekta kod revitalizacije stambenih zgrada je neophodno sprovesti detaljno i sveobuhvatno kako bi uzroci nastanka oštećenja bili pravilno definisani, a samim tim i izbor mera sanacije i ojačanja bio adekvatan.

Uzroci koji najčešće dovode do oštećenja temelja a samim tim i do potrebe za saniranjem i ojačanjem su u daljem navedeni.

a) Greške i nedostaci tokom projektovanja i izvođenja

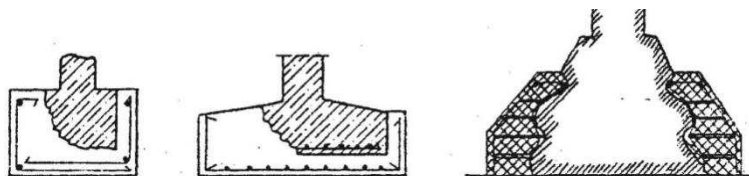
Jedan deo postojećih stambenih zgrada građen je u periodu kada na snazi nisu bili propisi o građenju objekata u seizmičkim područjima, tako da ovi temelji danas ne mogu da zadovolje važeće propise i standarde. To se pre svega odnosi na dimenzije temelja, materijale od kojih su građeni, kao i njihov međusobni položaj i povezanost. Greške učinjene prilikom projektovanja su rezultat površnog poznavanja osobina tla i površnog teorijskog znanja. Projektovana temeljna konstrukcija može biti neadekvatna, sa pogrešno izabranim dubinama fundiranja, izostavljenim važnim opterećenjima, pogrešno određenom nosivošću tla itd. Greške nastale lošim izvođenjem potiču od neadekvatnog načina crpenja vode, neadekvatne zaštite temeljne jame, neodgovornog odnosa prema uputstvima za rad. Pored navedenih razloga može se reći da su i tehnologije građenja i alati koji su tada korišćeni bili dosta prostiji, neprecizniji, pa su izvesni nedostaci i greške i tu nastajali.

b) Naknadna povećanja opterećenja

Tokom niza godina eksploatacije može doći do povećanja korisnog opterećenja ili povećanja opterećenja nadzidiivanjem i dogradnjom iznad istih temelja. Povećanje opterećenja može nastati usled promene namene objekta, zatvaranjem pojedinih otvora, uvođenjem novih pregradnih zidova i u drugim sličnim situacijama. Pored povećanog opterećenja može doći i do promene prirode opterećenja, pa se umesto dominantnog vertikalnog pojavljuje znatno i poprečno opterećenje.

c) Slabljenje i propadanje materijala od kog su izvedeni temelji

Temelji su u tlu izloženi dejstvu više različitih faktora. Jedan od tih faktora je hemijski sastav podzemne vode, koja može agresivno delovati na materijal temelja. Dugotrajna izloženost telja ovakvim nepovoljnim hemijskim promenama, može dovesti do gubitka vezivnih sposobnosti - raspadanja i krunjenja materijala od koga je izrađen temelj. Najdrastičniji oblik fizičkog uticaja koji dovodi do degradacije materijala temelja je dejstvo mraza (sl. 5.2).



Slika 5.2 Saniranje i pojačanje temeljnih stopa oštećenih usled agresivnog dejstva podzemne vode [Folić R., 2007]

d) Promene uslova tla i režima podzemnih voda

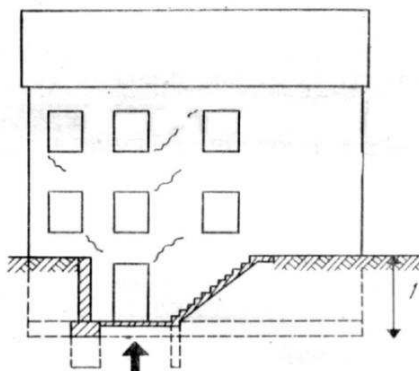
Velika raznolikost osobina tla, stvaranog u veoma različitim uslovima, vremenu i prostoru čini da je tlo heterogeni materijal čije karakteristike je teško tačno utvrditi. Zbog svoje poroznosti tlo je pod opterećenjem veoma stišljiv materijal. Vertikalne deformacije tla, odnosno sleganja mogu biti neravnomerna ispod jednog objekta, što dovodi do rotacije i savijanja temelja, njihovog oštećenja kao i oštećenja samog objekta.

Određene vrste tla mogu znatno da promene svoje osobine pod uticajem vode, odnosno sa promenom vlažnosti. Poznato je da je les vrsta nanosnog tla koje u prirodnom stanju ima dobru nosivost i predstavlja solidnu podlogu ispod temelja. Međutim, u kontaktu sa vodom les se raspada, gubi nosivost pa nastaju i velika sleganja.

Određene vrste glina imaju ekspanzivna svojstva odnosno osobinu da sa povećanom vlažnosti naglo povećavaju svoju zapreminu. Isušivanjem takvo tlo se skuplja, smanjuje zapreminu i sleže se. To naizmenično izdizanje i sleganje tla izaziva izdizanje i spuštanje temelja, pa nastaju pukotine na temeljima i na zidovima objekata koji na takvom tlu leže.

Kapilarno penjanje vode je karakteristično za prašinasta i glinovita tla. U zimskom periodu u zoni temelja se stvaraju ledena sočiva koja intenziviraju kapilarno penjanje vode pa dolazi do uvećanja ledene mase koja utiče na izdizanje tla ispod temelja i u velikoj meri na razaranje materijala samih temelja. Pri otapanju ledenih sočiva raskvašeno tlo gubi

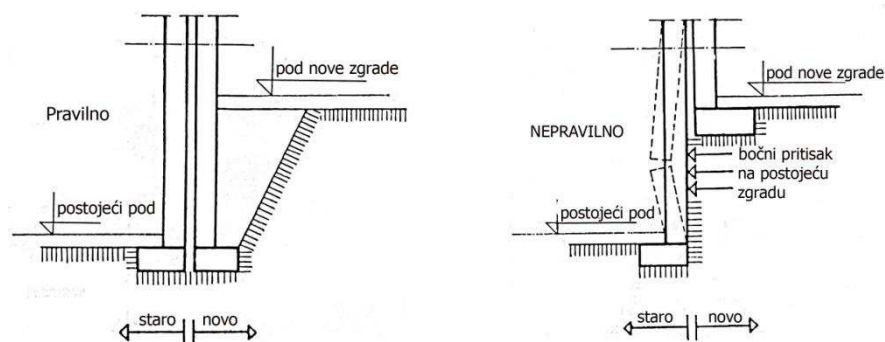
nosivost, pa se temelji neravnomerno sležu, što sve ukupno gledano ima veliki nepovoljni uticaj na objekat.



Slika 5.3 Potisak tla usled dejstva mraza kao posledica male dubine fundiranja
[<http://www.acculevel.com/foundation-repair/causes-foundation-settlement>, preuzeto 01.2016.]

e) Izvođenje građevinskih radova u neposrednoj blizini objekata

Oštećenja temelja mogu nastati i ako se u neposrednoj blizini datog objekta vrše određena iskopavanja, probijanja tla ili ako se grade susedni objekti sa znatno većom dubinom fundiranja. U takvim situacijama mora se pažljivo intervenisati na temeljima postojećih zgrada kako bi se objekat na najbezbedniji način osigurao od moguće pojave deformacija tla ispod ili pored postojećih građevina (sl. 5.4). To je danas, kada se gradi u skućenim gradskim uslovima, vrlo aktuelna problematika i po pitanju sigurnosti i bezbednosti i znatnim ulaganjima za postizanje postavljenih zahteva. Novi objekti su sada locirani sve bliže postojećim, nekada i bez međuprostora, imaju po par i više podzemnih etaža. U velikom broju slučajeva konstrukcije postojećih objekata su u dosta lošem stanju i ne zadovoljavaju ni minimalne faktore sigurnosti. Često se izvode radovi na infrastrukturnim objektima ispod postojećih objekata što opet predstavlja veliki rizik po njihovu bezbednost. Sve ove situacije zahtevaju primenu vrlo ozbiljnih i konstruktivno zahtevnih mera i intervencija u podlozi (tlu), na susednim i na samim temeljima, kako ne bi došlo do njihovog oštećenja i urušavanja objekta.



Slika 5.4 Temeljenje susjednih objekata sa različitim dubinom temeljenja [Radović, Milošević 1995]

f) Isticanje vode iz oštećenih instalacija, loše regulisano odvodnjavanje atmosferskih voda, ispiranje tla

Voda u tlu uvek stvara brojne praktične probleme, bilo da se radi o fazi građenja ili kasnije fazi eksploatacije. Tlo je zrnasta sredina, sa manjom ili većom poroznošću, tako da se voda u njemu kreće sporije ili brže, pri čemu dolazi do pokretanja finozrne frakcije, njenog transportovanja i iznošenja. Taj proces ispiranja tla, poznat pod nazivom sufozija je posebno izražen u peskovito prašinstim sredinama neujadnečnog granulometrijskog sastava. Kao posledica ispiranja tla nastaju sleganja viših slojeva i samih temelja (sl. 5.5).

Iz oštećenih instalacija u tlu voda može da curi dugo i neprimetno raskvašavajući tlo, pa pored ispiranja tla nastaje i umanjenje nosivosti, usled čega ugroženi delovi temelja i objekata počinju znatno da se sležu.

Nerešeno pitanje odvodnjavanja ili oštećeni oluci na objektu dovode do slivanja vode pored samih temelja, što opet vodi ka ispiranju tla i pojavi sleganja. Na zidovima zgrada se te pojave manifestuju karakterističnim prslinama.



Slika 5.5 Uzroci propadanja temelja

[<http://www.acculevel.com/foundation-repair/causes-foundation-settlement>, preuzeto 01.2016.]

g) Uticaj okolne vegetacije na temelje zgrada

Ukoliko se oko objekta u neposrednoj blizini nalazi drveće, moguća su oštećenja temelja usled rasta i širenja korenja, kao i usled zapreminskih promena (bubrenja i skupljanja tla) zbog promene vlažnosti. Posebno je nepovoljno ako se objekat nalazi na glinovitom tlu koje je sklono bubrenju i skupljanju usled povećanja odnosno smanjenja vlažnosti. Apsorpcija vlage korenjem drveća može uticati na naglo isušivanje i skupljanje tla, što dovodi do većih sleganja na pojedinim mestima, pa usled razlike u sleganjima i do oštećenja temelja (sl. 5.6).



Slika 5.6 Uticaj vegetacije na deformaciju i oštećenje temelja

[<http://www.acculevel.com/foundation-repair/causes-foundation-settlement>, preuzeto 01.2016.]

S druge strane, korenje koje se vremenom širi i povećava drvenu masu, podilazi ispod temelja i zbog povećane zapremine izdiže temelje koji počinju da se deformišu i pucaju. Predlaže se udaljenje drvoreda od obimnih zidova i temelja najmanje za visinu drveća.

5.2.3 Metode saniranja i ojačanja temelja zgrada

Izvođenje radova u tlu na fundiranju objekata spada u najsloženije radove. Na složenost geotehničkih uslova fundiranja utiče prisustvo vode, postojanje slabih slojeva i blizina susednih objekata. Kada se radi o saniranju i ojačanju postojećih temelja problematika postaje još ozbiljnija, jer se ne sme pri izvođenju radova narušiti stabilnost i bezbednost postojećeg objekta, kao ni susednih objekata.

Zahvaljujući savremenim tehnologijama građenja, savremenoj opremi i materijalima, radovi se mogu izvoditi na znatno bezbedniji način uz zaštitu i ljudi i objekata. Danas postoji veliki broj metoda za intervencije na samim temeljima, podlozi ispod i oko temelja ili kombinovano i na podlozi i na temeljima. Izbor adekvatne metode zavisi od više činilaca, kako je to napred i navedeno.

Ocene geotehničkih uslova fundiranja, hidrogeoloških uslova u tlu i utvrđene karakteristike tla treba uzeti iz Elaborata istražnih radova koji mora biti urađen za trenutno stanje. Dobro je da se utvrđeno stanje uporedi sa ocenama i rezultatima ranijih istražnih radova radi konstatovanja nastalih promena u tlu.

Za izvođenje radova na intervencijama u temeljnoj konstrukciji i podlozi moraju biti angažovane specijalizovane firme i stručna lica iz oblasti građevinske geotehnike.

5.2.3.1 Metode pojačavanja podloge ispod temelja

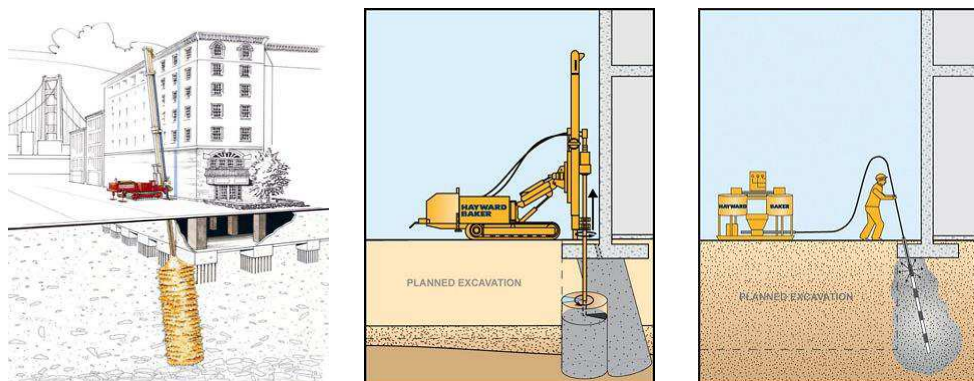
Tlo ispod temelja mora zadovoljiti zahtevanu sigurnost od sloma i dozvoliti sleganja koja će biti u dopuštenim granicama za nesmetano i sigurno funkcionisanje objekta. Ako ti uslovi nisu ispunjeni, svojstva temeljnog tla se moraju poboljšati ili se opterećenje od građevine mora preneti na dublje dobro nosive slojeve indirektno (šipovima). Metodama poboljšanja tla postiže se bolja nosivost i smanjuju se sleganja. Zato se ove metode u stručnoj literaturi i nazivaju stabilizacije tla.

Najpogodniji način poboljšanja tla ispod i oko temelja postojećih zgrada je injektiranje tla. Postupak se sastoji u ubrizgavanju pod pritiskom, u pore tla, specijalnih rastvora ili emulzija. Ispunjavanjem pora i šupljina u tlu povećava se njegova kompaktnost i volumen i poboljšavaju mehaničke karakteristike. Emulzije koje se utiskuju injektiranjem su najčešće na bazi cementa sa dodacima, zavisno da li je potrebno usporiti ili ubrzati vezivanje i očvršćavanje. Hemijski rastvori u odnosu na cementne, imaju bolju sposobnost prodiranja, zahtevaju precizan odnos pri sjedinjavanju i odgovarajuću proceduru pri nanošenju. Spadaju u skuplje metode u odnosu na cementne smeše.

Oprema za izvođenje injektiranja se sastoji od elemenata za bušenje, sistema za mešanja emulzije ili rastvora i pumpe visokog pritiska.

“*Jet grouting*” metoda pruža mogućnost podziđivanja postojećih plitkih temelja, pri čemu se bušenje vrši sa površine terena kroz postojeće temeljne stope, a stubovi stabilizovanog materijala se formiraju neposredno ispod temelja (sl. 5.7). Kao injekciona masa se najčešće koristi vodocementna mešavina ili mešavina vode, cementa i bentonita. U formiranu bušotinu, kroz rotirajuću bušuću šipku opremljenu mlaznicama, ubacuje se pod velikim pritiskom injekciona masa, koja vrši razbijanje zemljanog materijala i uz intenzivno rotiranje formira stub koji predstavlja mešavinu zemljanog i vezivnog -

injekcionog materijala. Integriranjem formiranih stubova u nizu, dobija se masa koja se odlikuje visokom čvrstoćom na pritisak i niskom vodopropustljivošću.



Slika 5.7 Stabilizacija tla ispod postojećih temelja injektiranjem (Novkol)
[www.novkol.co.rs, preuzeto 12.2015.]

Deep injections (dubinsko injektiranje) je metoda ojačavanja temeljnog tla pomoću ekspazivne smole. U slabonosivom tlu koje objektu ne pruža dovoljan oslonac, lako nastaju sleganja. Na zidovima objekta pojavljuju se pukotine koje ukazuju na prirodu i veličinu oštećenja. U području gde je nastalo sleganje bušnjem direktno kroz temelje formira se sistem bušotina čiji je prečnik oko 30 mm, razmak od 50-150 cm i dubine zahvata najviše do 15 m. U bušotine se ubacuje specijalna smola u tečnom stanju koja brzo po injektiranju prelazi u kruto stanje i ekspandira povećavajući zapreminu 30 puta. Na taj način dolazi do zbijanja tla i maksimalne sile potiska temelja naviše, što se kontroliše laserskim putem. Pošto se injektiranje izvodi pod velikim pritiskom, kod svih ovih metoda treba voditi računa da se ne primenjuju kod slojeva koji su blizu površine tla, jer bi visok pritisak mogao uz eksploziju da izbije taj površinski sloj.

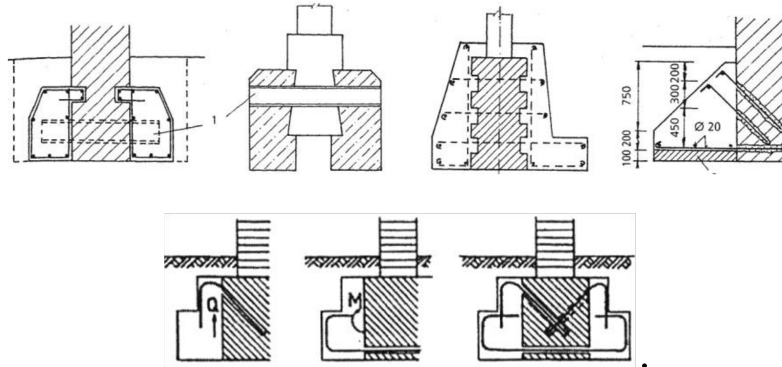
Kod ove metode posebne mere predostrožnosti treba preduzeti zbog mogućih oštećenja vodovodnih, kanalizacionih i drugih instalacija koje se nalaze u zemlji. Zbog nemogućnosti sagledavanja i predviđanja kako će se smeša, koja se injektira, kretati u zemlji i da li se u blizini nalaze određene instalacije, potrebno je vrlo pažljivo i stručno sprovesti ove radove.

5.2.3.2 Tradicionalne metode saniranja i pojačanja temelja

Tradicionalne metode pojačavanja temelja predviđaju proširenje temelja u osnovi i produblivanje kako bi se došlo do dobro nosivih slojeva. Svaka intervencija na objektu dovodi do promene opterećenja temelja, pa još ako se tome dodaju opterećenja na koje

objekat ranije nije računat, treba očekivati preopterećenje temelja i zahtev za njegovim proširenjem.

Pojačavanje temelja samo proširenjem se izvodi ako produbljivanje nije moguće. Dodati delovi sa strane moraju biti dobro povezani sa postojećom stopom, što se postiže dodavanjem potrebne armature.



Slika 5.8 Proširivanje temelja dobetoniravanjem delova sa strane i povezivanje sa postojećom stopom specijalno ankerovanom armaturom [Folić, 2007]

Međutim, ako temelji nisu oštećeni i nije bilo nedozvoljenih sleganja, treba prvo sprovesti kontrolu nosivosti tla i kontaktnih pritisaka, kao i kontrolu sleganja za nove uslove opterećenja i nove geotehničke uslove. Može se desiti da su postojeći temelji predimenzionisani, da mogu da prime novo opterećenje, pa da proširenje nije potrebno.

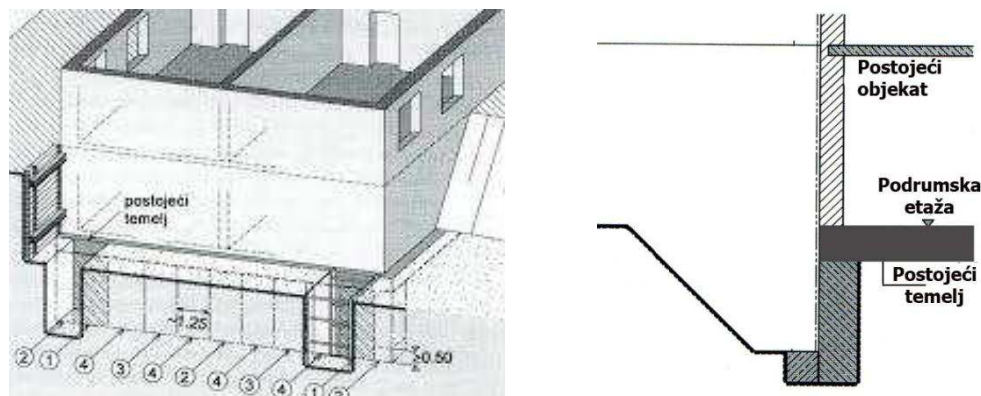
Kontrola nosivosti tla mora se sprovesti prema Pravilniku o tehničkim normativima za temeljenje građevinskih objekata (1990) za novo opterećenje i eventualno nove uslove tla.

5.2.3.3 Pojačavanje temelja produbljivanjem

Građenje u urbanim sredinama, u gusto naseljenom gradskom jezgri, zbog nedostatka prostora ide sve više u dubinu. Zato se često neposredno uz postojeće, starije objekte grade novi sa znatno većom dubinom fundiranja. Može se desiti da je postojeći objekat fundiran znatno dublje od novog objekta. Kada su susedni objekti sa različitim dubinama fundiranja, neophodno ih je dovesti na istu dubinu fundiranja spuštanjem novog temelja ili podbetoniravanjem postojećeg. Na taj način se izbegava bočni pritisak na podrumski zid i naknadno sleganje tla pod novim opterećenjem.

Potkopavanje postojećeg temelja, radi podbetoniranja, je vrlo rizičan deo čitavog postupka, jer može doći do većih sleganja i oštećenja čitavog objekta. Zato se potkopavanje i produbljivanje postojećeg temelja mora izvoditi u kampadama ne širim od

1.5 m i to naizmeničnim redosledom, odnosno na preskok, sve dok se ne izvede temelj u čitavoj dužini (sl. 5.9).

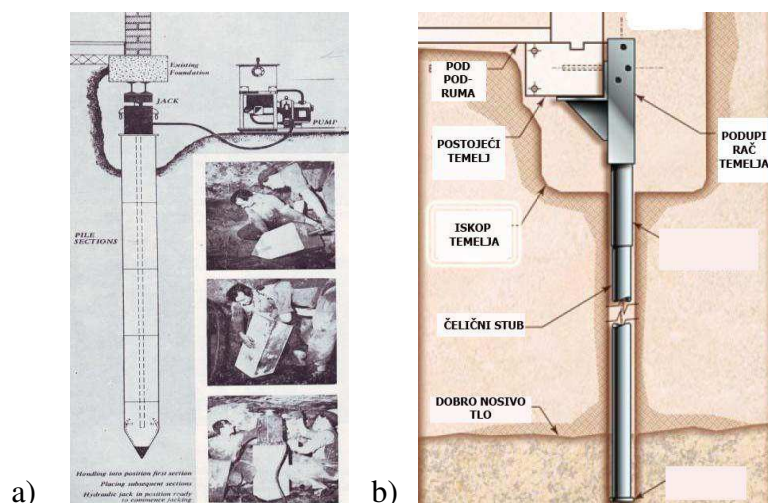


Slika 5.9 Produbljivanje postojećeg temelja
[Beckmann P., Bowles R., 2004], [www.novkol.co.rs, preuzeto 12.2015.]

Nedostatak ove metode je što produbljivanje zahteva veću količinu iskopanog tla koju je potrebno negde odložiti. Takođe, kada se dobro nosivi sloj nalazi na velikoj dubini, produbljivanje temelja je neizvodljivo.

5.2.3.4 Pojačavanje temelja primenom šipova

Ukoliko za pojačavanje plitkih temelja, zbog velike stišljivosti i velikih sleganja tla nije dovoljno izvesti samo proširenje površine naleganja, produbljivanje temelja, ili injektiranje podloge, onda je najlakše i najsigurnije opterećenje prenositi na dublje dobro nosive slojeve, primenom šipova. Kod saniranja i ojačanja temelja postojećih objekata u primeni je nekoliko tipova specijalnih šipova i to su najčešće: „mega“ šipovi, mikro šipovi, odnosno koren šipovi i gotovi armiranobetonski šipovi. Kada se radi o pojačavanju temelja postojećih zgrada, ne smeju se koristiti šipovi koji se zabijaju primenom dinamičkog opterećenja, jer potresi tla dovode do sleganja. Kako bismo izbegli nastanak sleganja i novih oštećenja, kod sanacije i ojačanja temelja se najčešće koriste šipovi koji se ugrađuju uvrtnjem ili utiskivanjem. Utiskivanje betonskih ili čeličnih elemenata koji u tlu formiraju šip, vrši se pomoću hidrauličnih presa koje se odupiru o postojeći temelj (sl. 5.10).



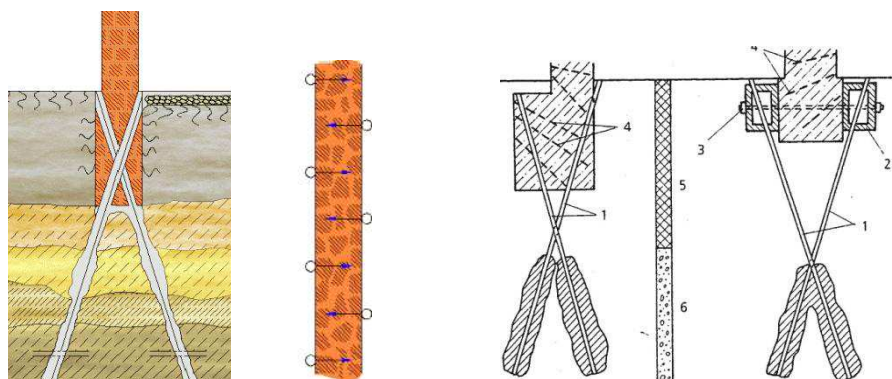
Slika 5.10 a) Postupak utiskivanja mega šipova,

b) utiskivanje čeličnih cevi do dobro nosivog sloja tla

[Savić J., Bonić Z., Prolović V.,2012], [www.foundation-worx.com/atlas-piers/], preuzeto 05.2016.]

Mega šipovi se formiraju od betonskih montažnih elemenata koji se postupno utiskuju u tlo. Svaki element šipa se utiskuje silom većom od potrebne, a kod konačne dubine završava se silom jednako projektovanoj. Kada šip dostigne zahtevanu nosivost, odnosno potrebnu dubinu, prese se zamenjuju čeličnim elementima i izvodi se završno betoniranje glave šipa. Primenom "mega" šipova moguće je značajno povećati nosivost postojećeg temelja za vertikalno opterećenje. Međutim, ova metoda u razvijenim zemljama polako gubi primenu, jer su radovi na iskopu i obezbeđenju sigurnosti objekta i radnika dosta rizični.

Mikro šipovi su nastali na osnovu zahteva da se saniraju temelji postojećih objekata bez udara i potresa, iseljavanja stanara, otkopavanja temelja i pravljenja velikih gradilišta oko objekta. Specijalnom tehnikom bušenja kroz postojeće temelje od betona, kamena ili opeke, za mikro šipove se prave bušotine u koje se ubacuje armatura, a potom veoma židak beton ili cementni malter pod pritiskom. Cev koja je služila za izradu bušotine polako se izvlači tokom izrade šipa. Kod nekih vrsta šipova metalna cev koja je služila za bušenje, po dostizanju željene dubine, ostaje u masi i služi kao armatura šipa. Savremene tehnologije izrade ovih šipova omogućavaju da se njihov prečnik kreće od 8 do 15 centimetara, a dužina obično do 6 metara. Posebnim tehnikama bušenja mogu se dostići i znatno veće dubine [Maksimović, 1995], [Makyš, 2000].

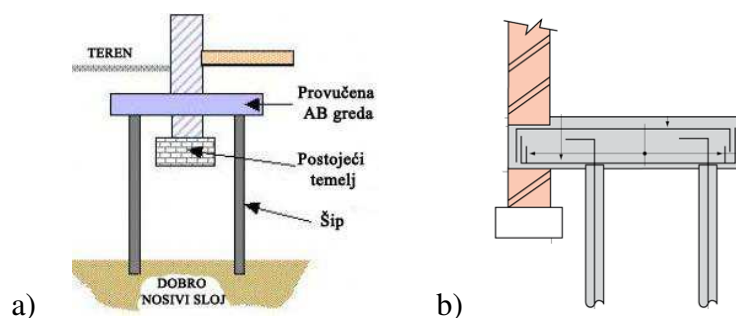


Slika 5.11 Ojačanje temelja primenom mikrošipova bušenih kroz stopu
[Folić, 2007], [Savić J., Bonić Z., Prolović V.,2012]

Mikro šipovi se najčešće izvode pod nagibom u oba pravca u posmatranoj ravni, slika 5.11, čime se obezbeđuje dobra nosivost i stabilnost temeljne konstrukcije na dejstvo vertikalnog i horizontalnog opterećenja. Zbog karakterističnog položaja i malih poprečnih preseka nazivaju se i „koren“ šipovi.

5.2.3.5 Ojačanje temelja primenom šipova u kombinaciji sa drugim konstruktivnim elementima

Neki savremeniji pristupi i tehnička rešenja podrazumevaju kombinaciju šipova i greda. Jedno takvo varijantno rešenje, prikazano na slici 6a, sastoji se iz jedne horizontalne armiranobetonske grede, provučene kroz temeljni zid upravno na njegov pravac pružanja. Na krajevima grede nalazi se po jedan šip malog prečnika, koji prenosi opterećenje objekta na dublje, nosive slojeve tla. Ova konstrukcija, sačinjena od šipova i grede, postavlja se na međusobnom rastojanju od 1.5 m.

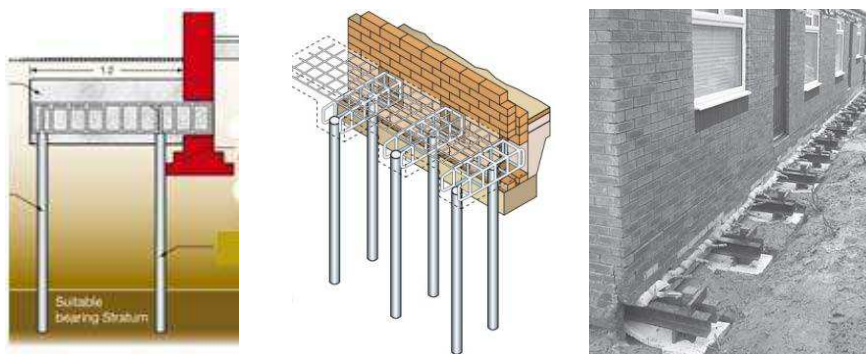


Slika 5.12 Ojačanje temelja primenom grede i šipova [Savić i dr., 2013]

U slučaju da pristup temeljima nije moguć sa unutrašnje strane zgrade, ili je komplikovaniji za izvođenje, oba šipa se postavljaju sa iste, spoljašnje strane (sl. 5.12b).

Glavna prednost ovog sistema je što nema velikog potkopavanja temelja, a radovi na izvođenju ojačanja nisu komplikovani i obimni.

Drugo varijantno rešenje se sastoji u primeni grede, koja je konzolno postavljena iznad samog temelja i jednog para mini šipova (slika 5.13). Konzolna greda može da bude armiranobetonska ili od čeličnih I - profila. Sistem je projektovan tako da su šipovi koji se nalaze bliže unutrašnjoj strani opterećeni na pritisak, a spoljašnji red šipova na zatezanje [Savić J., Bonić Z., Prolović V.,2012]. Nakon postavljanja konzolnih greda i mini šipova cela površina duž zida se betonira, povezujući tako sve elemente u kontinualnu, jedinstvenu konstrukciju.



Slika 5.13 Ojačanje temelja konzolnim kredama i parom šipova
[Savić J., Bonić Z., Prolović V.,2013]

5.3 Saniranje i ojačanje nadtemeljne konstrukcije, koju čine elementi zidanih i betonskih struktura i međuspratne konstrukcije

Postojeći stambeni fond kod nas, a i u svetu, čine najčešće objekti građeni u masivnom konstruktivnom sklopu. Razlozi za ovako široku primenu zidanih konstrukcija u graditeljstvu leži u karakteristikama samog materijala od koga se izvode. Elementi za zidanje predstavljaju ekonomičan material, tradicionalno korišćen u dugom graditeljskom razdoblju. Odlikuju ga estetski izgled, trajnost, otpornost na požar, dobra termička i akustička svojstva i jednostavna i jeftina proizvodnja. Stoga će u daljem sagledavanju nadtemeljne konstrukcije posebna pažnja biti posvećena masivnom konstruktivnom sklopu i elementima koji čine sastavni deo nosećeg sistema.

5.3.1 Zidana konstrukcija

Elementi za zidanje se u zidove ugrađuju jednostavnim spajanjem pomoću maltera, ali je ponašanje zida kao jedinstvene celine dosta složeno. Opekarski elementi za zidanje i malter, imaju različite fizičke i mehaničke karakteristike, što njihovu interakciju čini kompleksnom, a malterske spojnice osetljivim i slabim mestima. Da bi se ostvarila adekvatna stabilnost i robustnost objekta, treba osigurati pravilnu povezanost svih delova konstrukcije.

5.3.1.1 Potrebe za pojačavanjem i saniranjem elemenata zidane konstrukcije

Uzroci nastanka oštećenja zidanih konstrukcija mogu da potiču još iz najranijih faza projektovanja objekata. Najčešće je u pitanju: neadekvatni izbor konstruktivnog sistema, neodgovarajući raspored nosećih zidova, ekscentrični položaj težišta masa i krutosti ili nagla promena krutosti po visini. Takođe, to mogu biti loše rešeni detalji, nedovoljno predviđenih veza između zidova i međuspratnih konstrukcija, preveliki otvori i drugi nedostaci.

Pored navedenih uzroka, do oštećenja može doći i tokom izvođenja radova. Neostvareni projektovani kvalitet u toku građenja objekta ogleda se u prvom redu u slabom kvalitetu ugrađene opeke, maltera i betona, ali na loš kvalitet izvedenih radova utiče i slaba obučenost i nestručnost izvođača - zidara. Greške nastale tokom izvođenja radova vide se u loše rešenim zidarskim vezama zidova, nedovoljnoj količini spojnog sredstva - maltera između elemenata za zidanje, nepravilnom postavljanju elemenata za zidanje, kao i nepoštovanju pravila zidanja u slogovima.

Brojna oštećenja zidanih konstrukcija nastaju usled uticaja spoljašnje sredine, kao što su: sleganje noseće konstrukcije, neadekvatno odvodnjavanje atmosferske vode, prisustvo vlage u zidovima, temperaturne promene, seizmička dejstva, požari, eksplozije, režim korišćenja i održavanja objekta i drugi uticaji.

Kada su u pitanju zidane konstrukcije, oštećenja se najčešće javljaju u zidovima, manifestujući se u vidu:

- prslina i pukotina u zidu,
- buđi, mrlja i iscvetavanja,
- trošnog, mekanog i otpalog maltera,
- ljuskanja opeka u zidu,

- izbočavanja zida,
- ispadanja opeka iz zida.

Pukotine i prsline u zidovima najčešće su širine od 0.3 mm do 20 mm i mogu se javiti: u samoj opeci, u malterskoj spojnici, u malteru na površini zida ili kombinovano kroz navedene materijale. Po pravcu pružanja mogu biti vertikalne, kose i horizontalne. Ako se pukotine jave duž opeke, radi se o opeci slabog kvaliteta, dok su pukotine duž spojnica pokazatelj da je ugrađeni malter slabog kvaliteta, odnosno da je "prepečen" ili "izgoren" [Čaušević, Rustempašić, 2014.].



Slika 5.14 Pojava dijagonalnih pukotina u zidovima

[www.constructionphotography.com, preuzeto 05.2016]

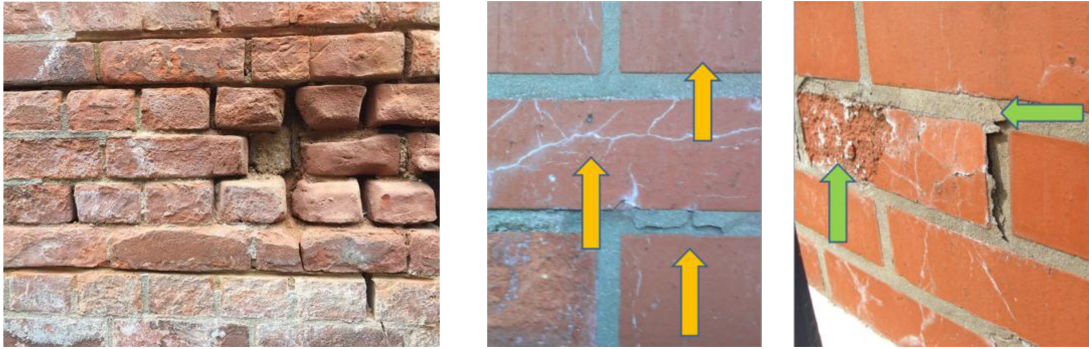
Spoljašnji zidovi kod zidanih objekata su često izloženi biološkim procesima koji rezultiraju formiranjem korova i lišajeva u spojnicama maltera, smanjujući na taj način mehaničke karakteristike zidova (sl. 5.15).



Slika 5.15 Oštećenja zidova nastala usled uticaja spoljašnje sredine

[Newman,2001],[www.constructionphotography.com, preuzeto 05.2016.]

Ako se voda zadržava na spojevima i pri niskim temperaturama zamrzne, vremenom će doći do oštećenja i maltera i opeke (sl.5.16). Brzina propadanja zavisi od kompaktnosti maltera i od vrste opeke (tvrde ili meke).



Slika 5.16 Loše dejstvo vode i mraza na fasadnu opeku [Newman, 2001]

5.3.1.2 Metode saniranja i ojačanja elemenata zidanih konstrukcija

Za potrebe saniranja i ojačanja postojeće konstrukcije je razvijeno više različitih metoda. Neke od tih metoda su nastale kao potreba da se brzo reaguje nakon zemljotresa i predstavljaju rezultat logičnog zaključka inženjera, a da nikad nisu prošle detaljnije analize i provere. Ostale metode su zasnovane na iskustvima i zapažanjima nastalim posle zemljotresa i drugih incidentnih dejstava i na eksperimentalnim proverama i verifikacijama u laboratorijama.

S obzirom da je na raspolaganju veliki broj metoda za saniranje i ojačanje konstrukcije, vrsta i kvalitet ugrađenog materijala, kao i tip i raspored konstruktivnih elemenata jesu vodeći kriterijumi prilikom izbora odgovarajućih i najpovoljnijih.

Dugogodišnjim praćenjem i analiziranjem nekih savremenijih metoda intervencija na konstrukciji, može se izvesti zaključak i izvršiti podela efikasnosti određenih metoda prema stepenu prekoračenja naprezanja u određenim konstruktivnim elementima i prema prirodi - odnosno vrsti njihovog opterećenja.

Konstruktivne mere saniranja i ojačanja zidane konstrukcije se kako navodi [Tomažević, 1999] mogu klasifikovati u dve kategorije:

1. Tehnike saniranja i ojačanja pojedinačnih elemenata zidane konstrukcije;
2. Tehnike unapređenja konstrukcijske celovitosti.

Tehnike saniranja i ojačanja pojedinačnih elemenata zidane konstrukcije

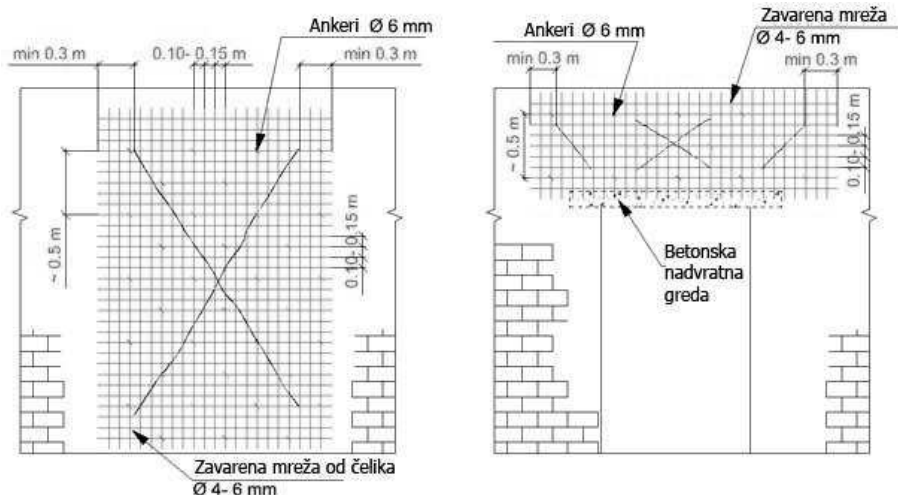
U zavisnosti od tipa zida i obima oštećenja, zidovi se mogu ojačati i sanirati na različite načine. Metode intervencija na zidovima mogu biti klasifikovane, prema obimu oštećenja i količini radova, na tradicionalne i savremene. Postoji širok spektar dostupnih

metoda za saniranje i ojačanje zidova. U sledećoj tabeli dat je pregled najzastupljenijih metoda u praksi.

Tabela 5.1 Metode intervencija na zidovima

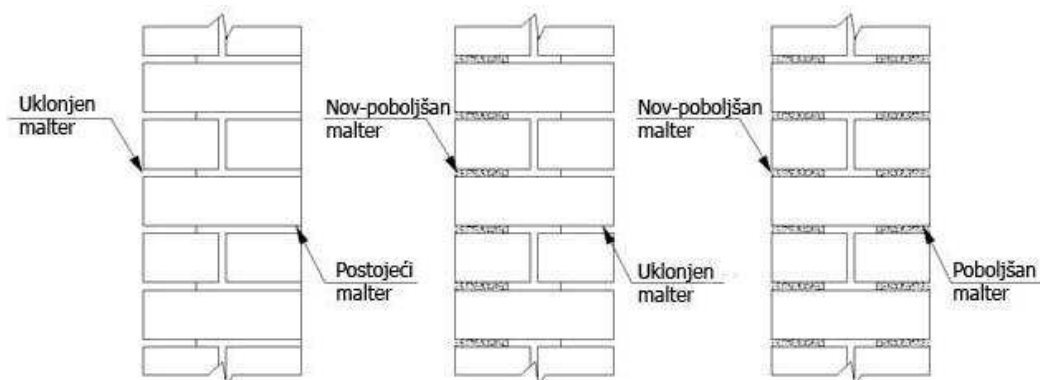
TRADICIONALNE METODE	Popravka pukotina
	Zamena maltera u spojnicama zidova
	Dodavanje armature
	Primena ojačanih cementnih premaza sa jedne ili obe strane zida
	Ojačanje zidova torkret betonom
	Injektiranje zidova
	Prednaprezanje zidova u vertikalnom ili horizontalnom pravcu
	Rekonstrukcija pojedinih delova zida
SAVREMENE METODE	Sistem obruča od nerđajućeg čelika
	Obuhvatanje FRP (Fiber Reinforced Polymer) trakama
	Primena traka, štapova, mreža i platana na bazi FRP (Fiber Reinforced Polymer) za ojačanje zidova
	Primena maltera ojačanog GFRP mrežicom

Načini *popravke pukotina* dati su u EN 1998-3 u vidu preporuka, a klasifikovani su prema širini pukotina. Ukoliko su pukotine male širine (manje od 10 mm), kao i debljina zida, dovoljno ih je samo zatvoriti odgovarajućim malterom. U slučaju debljih zidova, potrebno je koristiti cementne smeše za injektiranje. Ukoliko su pukotine veće od 10mm, u oštećeno područje treba ubaciti deo opeke (odnosno materijal od koga je zid sačinjen), a šupljine popuniti cementnim malterom odgovarajuće konzistencije. Kod nastanka velikih dijagonalnih pukotina, za sanaciju se najčešće koriste polimerne i armaturne mreže u kombinaciji sa odgovarajućim malterom. Mreže se postavljaju preko nastalih pukotina kao što se vidi na slici 5.17 , uklinjavaju u zid, a zatim se preko izvodi sloj maltera.



Slika 5.17 Sanacija većih pukotina primenom armaturnih cementnih premaza
[<http://coloraceituna.blogspot.rs/2015/09/cracked-brick-wall-repair-images.html>, preuzeto 04.2016.]

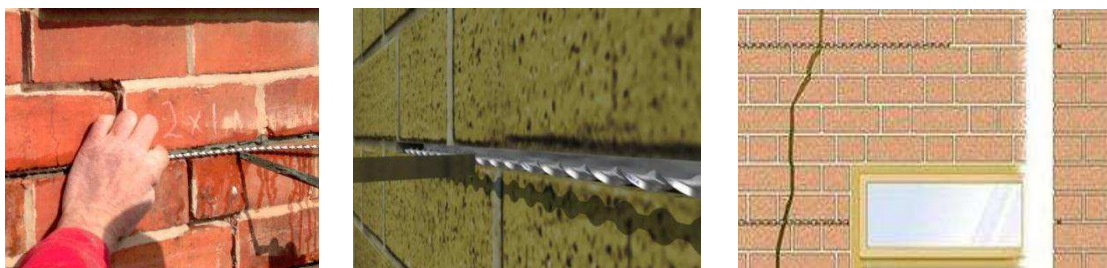
Zamena maltera u spojnicama zidova se primenjuje kada se oštećenja javljaju duž malterskih spojnica. Postojeći malter se odstranjuje iz spojnica zida do dubine od 1/3 debljine zida. Isti postupak se ponavlja i sa suprotne strane zida. Pre odstranjivanja maltera iz spojnica potrebno je zid stabilizovati i osigurati. Nakon čišćenja i pranja spojnica pristupa se nanošenju novog maltera, produžnog ili cementnog (sl. 5.18). U nekim slučajevima se u horizontalne spojnice postavljaju armaturne šipke, kako bi se poboljšali duktilnost i konstrukcijski kapacitet disipacije energije. Kod ovog načina koristimo šipke prečnika $\varnothing 6\text{mm}$, koje se postavljaju u horizontalne spojnice na rastojanju od 30 do 50 cm po vertikali. Ove armaturne šipke bi na krajevima trebale da budu ankerovane u vertikalne serklaže ili stubove. Po završetku kompletne procedure sa jedne strane zida prelazi se na drugu stranu zida.



Slika 5.18 Zamena maltera u spojnicama zidova [Tomažević, 1999]

Dodavanje armature se primenjuje kod zidanih zidova i stubova koje je potrebno ojačati. Starije zidane zgrade su građene sa zidovima u kojima nema armature, pa je ova

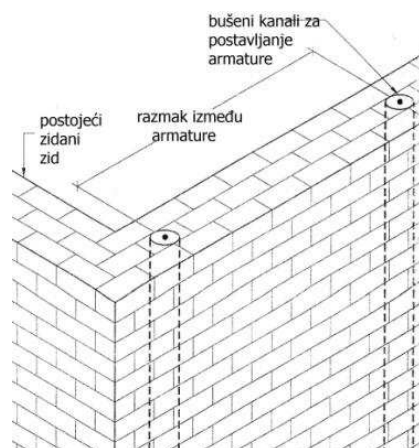
metoda često korišćena za ojačavanje i saniranje postojećih objekata. Dodavanje armature se može izvesti ubacivanjem šipki sa strane u horizontalne spojnice ili kroz sredinu zida. U zavisnosti da li se ojačava zid ili stub, varira i raspored odnosno razmak armaturnih šipki koje se dodaju. Armiranje zidanih konstrukcija u spojnica izvodi se horizontalnom armaturom, pri čemu količina armature mora da iznosi najmanje $2\text{Ø}6$ mm na svakih 20 cm visine zida.



Slika 5.19 Ubacivanje armature u horizontalne spojnice
[www.skilledbuild.co.uk, preuzeto 03.2016]

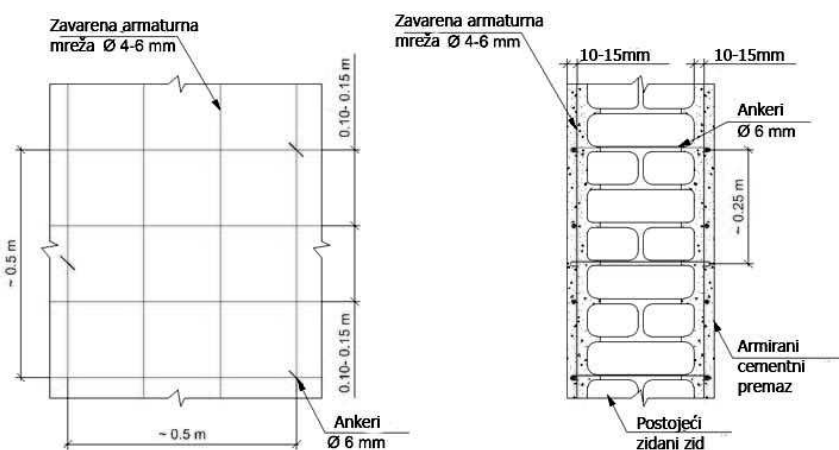
Jače oštećeni zidovi, sa izraženim horizontalnim, kosim i vertikalnim pukotinama, se mogu sanirati tako što će biti očišćen malter u širem pojasu oko pukotine, a zatim ugrađena armatura dublje u spojnice između opeka (blokova). Spojevi se pune ponovo malterom istog kvaliteta kao postojeći, a preko pocinkovane rabić mreže se nanese malter po predhodno očišćenoj površini.

Centralno ugrađivanje armature, odnosno kroz sredinu zida, počinje sa bušenjem otvora prečnika od 50-125 mm po celoj visini objekta (sl.5.20). Sa postojećom tehnologijom moguće je bušenje otvora kroz najviše dve do tri etaže. Tehnika bušenja otvora je suv proces izvođenja radova kojim se istovremeno vrši i uklanjanje prašine i ostataka pomoću vakuma. Nakon postavljanja armature kroz sredinu otvora upumpava se injekciona smeša odozdo na gore pod pritiskom koji kontroliše visina smeše. Smeša kojom se pune otvori se sastoji iz vezivnog materijala (epoksid, cement i poliestar) i materijala ispune (pesak). Ova metoda neće uticati na promenu izgleda površine zida, niti poremetiti funkcionisanje objekta, jer se radovi obavljaju sa spoljašnje strane. Glavni nedostatak ove metode je stvaranje zona različitih krutosti i čvrstoće.



Slika 5.20 Centralno ugrađivanje armature kroz bušene kanale [Newman,2001]

Primena ojačanih cementnih premaza primenjuje se kada se radi o većim oštećenjima zidova koja nije dovoljno sanirati primenjujući predhodno navedene metode. Ova metoda predviđa primenu kombinacije armaturne mreže i cementnih premaza sa jedne ili obe strane zida. Za izvođenje zid treba najpre pripremiti, očistiti spojnice od maltera do dubine od 10-15 mm, a zatim popuniti pukotine, ukoliko postoje, odgovarajućom smešom, nakvasiti zid vodom i napsrkati cementnim mlekom. Na tako pripremljen zid može se dalje naneti prvi sloj cementne smeše u debljini od 10-15 mm. Preko se postavlja armaturna mreža koju čine šipke $\varnothing 4-6$ mm na 100-150 mm u oba pravca, a koja mora obavezno da bude ankerovana u zid i povezana sa mrežom koja se nalazi sa druge strane zida. Otvori u koje se postavljaju ankeri trebalo bi da budu minimalnog prečnika 50 mm, kako bi ankeri bili dobro zaštićeni slojem cementne ili epoksidne smeše. Izvođenjem i zadnjeg završnog sloja cementne smeše, ukupna debljina nanetih slojeva ne treba da bude veća od 30 mm [Tomažević,1999].



Slika 5.21 Ojačanje zida armiranim cementnim premazima [Tomažević, 1999]

Ova ojačanja se izvode kontinualno od temelja do predviđene etaže. Armaturne mreže se obavezno ankeruju u vertikalne i horizontalne serklaže, odnosno grede.

U slučaju da se zidu daje određena statička uloga koju ranije nije imao, ojačanje se izvodi sa armaturom većeg prečnika ($\varnothing 8-10$ mm na 200-300 mm) u sloju betona od 80-100 mm. Takođe, predhodno navedene debljine i dimenzije važe i ukoliko se nanošenje betona vrši ručno, a ne torkret mašinama [Tomažević,1999].

Kako navodi Churilov (2012), praktična provera efikasnosti ove metode saniranja i ojačanja oštećenih zidanih zidova usledila je nakon zemljotresa Umbria-Marche u centralnoj Italiji, septembra 1997. godine. Zemljotres magnitude 6° Rihterove skale bio je prvi u nizu zemljotresa koji su sledećih nekoliko meseci potresali ovo područje u Italiji. Naime, ovaj zemljotres je poslužio kao praktična provera stabilnosti i trajnosti objekata saniranih i ojačanih primenom armiranih cementnih premaza nakon zemljotresa koji je zadesio isto područje 1979. godine. Nakon sagledavanja nastalih oštećenja zaključeno je da su glavne greške i nedostaci posledica: nepostojanja veza između armaturnih mreža, nedovoljnog broja ankera za ankerisanje armaturnih mreža, prisustvo korozije na šipkama za ankerovanje zbog male debljine omotača i nepravilnog rasporeda i pravca pružanja armiranih ojačanja, što je prouzrokovalo različitu raspodelu krutosti i pojavu torzije.

Torkret beton ili prskani beton nanosi se preko postavljene i ankerovane armature u postojeći zid, uz pomoć torkret mašina. Beton je spravljen od agregata veoma fine granulacije i nanosi se u debljini od minimum 60 mm, sa jedne ili obe strane zida. U cilju uspešnog prenošenja sila naprezanja preko cele površine zida, potrebno je da armaturna mreža bude minimalno $\varnothing 4$ mm do $\varnothing 10$ mm na 100x100 mm, sa ankerima $\varnothing 6-13$ mm na 25-120 mm. Ako se prskani beton nanese preko postavljene armature, dobiće se zid koji će odgovarati klasičnom armiranobetonskom zidu.



Slika 5.22 Faze nanošenja torkret betona

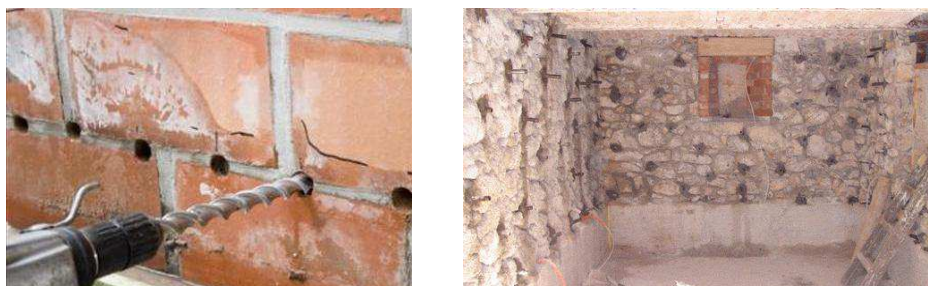
[Churilov 2012],[<http://www.cement.org/think-harder-concrete-/homes/building-systems/shotcrete/>]

Ova metoda se još može naći pod nazivim „gunites“, što potiče od uređaja kojim se nanosi sloj betona, a predstavlja pištolj-brizgaljku (sl. 5.22). Prskani ili torkret beton ima slične karakteristike poput betona livenog na licu mesta, a sam proces ugradnje dodatne pogodnosti poput brze ugradnje i očvršćavanja, lakog oblikovanja složenih i nepravilnih oblika, zakrivljenih zidova i lukova.

Primena ove metode, kako je dokazano, utiče na povećanje nosivosti konstrukcije, međutim ona takođe utiče na povećanje seizmičkih sila zbog težine konstrukcije, na različito ponašanje konstrukcije pri seizmičkom opterećenju, zbog različite krutosti, pojačanih i nepojačanih zidova. Najčešća oštećenja koja se javljaju kod saniranih zidova jesu greške i propusti tokom projektovanja i izvođenja ove metode, a oni su:

- nepostojanje veze između mreža i horizontalnih greda,
- nedovoljno ili nepostojeće preklapanje susednih mreža,
- odsustvo ili nedovoljan broj ankera za vezi između mreža i zida,
- upotreba ankera sa nedovoljnom dužinom sidrenja,
- pojava korozije na armaturnim šipkama zbog male debljine zaštitnog betona.

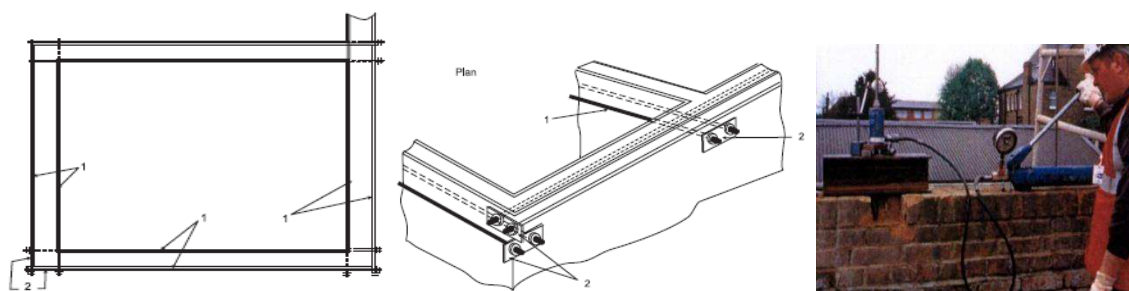
Injektiranje smešama moguće je sanirati pojavu pukotina u zidu. Za saniranje ovih oštećenja, u zavisnosti od potreba i karakteristika zida, mogu se koristiti smeše različitih sastava. Ovim postupkom se zidovi mogu ojačati bilo da su loše ozidani, bilo da su oštećeni. Popunjavanjem pukotina i šupljina različitim emulzijama, povezujemo razdvojene i nestabilne delove zida i na taj način povećavamo monolitnost i otpornost na smicanje. Injekcione smeše se spravljaju od cementa, peska i aditiva, koji u zavisnosti od potrebe mogu da ubrzaju vezivanje, da povećaju homogenost, da budu vodootporni i slično. Danas se na tržištu mogu naći i dosta savremeniji materijali na bazi lepkova i epoksidnih smola. U svakom slučaju, injekciona smeša treba da ima sledeće osobine: dobru obradivost, dobru sposobnost tečenja i malo otpuštanje vode.



Slika 5.23 Postupak injektiranja zidova
[www.izologradnja.com, preuzeto 04.2016.]

Pre samog injektiranja pukotine se očiste, a oštećeni delovi se uklone. Zid se zatim obriše od prašine, nakvasi i zatim se zatvore sve spojnice i pukotine gde bi injekciona smeša mogla da iscure. Otvori prečnika $\varnothing 12-19$ mm za injektiranje se izvode duž izraženih pukotina i otprilike pravilno raspoređeno po zidu (sl. 5.23). Pritisak injektiranja se tačno definiše u toku rada, ali ne sme preći vrednost 1 bara. Za vreme trajanja radova na injektiranju pukotina potrebno je nadzirati i kontrolisati ponašanje objekta iz razloga da ne dođe do poremećaja zida i do nekontrolisanog širenja injekcionih smeša.

Prednaprezanje zidova u horizontalnom i vertikalnom pravcu podrazumeva primenu prednapregnute armature, koja može biti postavljena, u zavisnosti od pravca pružanja pukotina, horizontalno ili vertikalno. Prednaprezanje se vrši na krajevima zidova, preko podložnih čeličnih ploča. Otvori u koje se postavljaju čelične šipke, buše se pneumatskim bušilicama (sl. 5.24).



Slika 5.24 Prednaprezanje zidova

[<http://cintec.co.uk/en/applications/Paratec/paratec5.htm>, preuzeto 05.2016.]

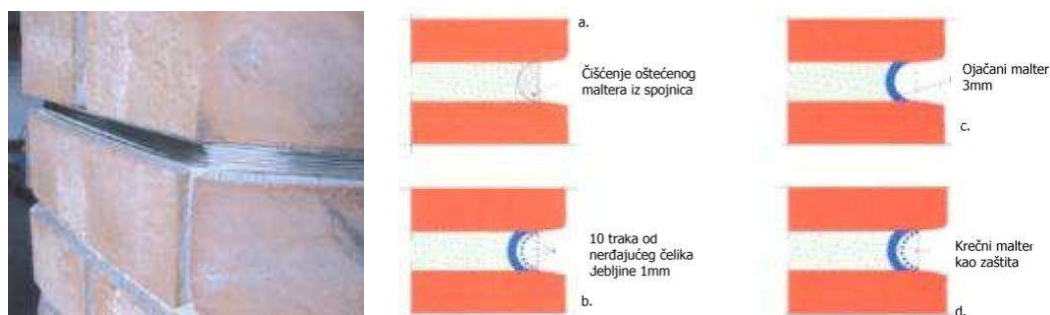
Prilikom izvođenja ovih kanala posebno je važno kontrolisati pravac kretanja bušilice, kako bi armatura bila ispravno postavljena. Nakon završenog prednapreznja armature vrši se injektiranje kanala odgovarajućim smešama. Injekciona smeša treba da obavije armaturu, kako bi sprečila nastanak korozije i dalju degradaciju zida. Nepostojanje injekcione smeše može vremenom da dovede do popuštanja prednapregnutih kablova, čime oni gube svoju funkciju, a zid snagu i kompaknost.

Rekonstrukcija delova zida se primenjuje u slučajevima kada su oštećenja zidova tolika da ih je nemoguće popraviti ili sanirati. Tada oštećene, polomljene i zdrobljene delove treba izvaditi i zameniti novim elementima koji po strukturi i obliku treba da odgovaraju oštećenim elementima za zidanje, ali sa poboljšanim karakteristikama i kvalitetom. Ukoliko iz nekog razloga nije moguće izvršiti zamenu istim materijalom, onda se mogu koristiti i slični materijali za zidanje, s tim što je važno obezbediti jaku vezu

novog i postojećeg dela zida. Kako bi bila ostvarena dobra veza između starog i novog dela zida potrebno je uvesti čelične stege prema određenom rasporedu u zidu.

Nakon rekonstrukcije zida, odnosno posle njegovog preziđivanja i pričvršćivanja, najčešće je potrebno izvršiti injektiranje kako bi zid dobio neophodnu čvrstoću i zadovoljavajuću celovitost (kompaktnost). U nekim slučajevima kod već saniranog zida, da bi se izbeglo ponovno odvajanje elemenata i izbočavanje zida, neophodno je uvesti ankere koji će dodatno učvrstiti i stabilizovati zid.

Sistem obruča (obvojnica) od nerđajućeg čelika ili FRP traka je jedna od savremenijih metoda kojom se saniraju zidani stubovi. Često zbog povećanja opterećenja ili uklanjanja delova konstrukcije kod postojećih zidanih stubova dolazi do prekoračenja nosivosti. Pored toga, kombinacija dva različita materijala u sastavu zidanih konstrukcija, označava funkcionisanje zida u uslovima složenog naponskog stanja [Muravljov, Bošković, 1999]. Svojstva ovih materijala u velikoj meri određuju ponašanje konstrukcije, a njihova veza predstavlja kritično mesto podložno nastanku sloma. Za sanaciju ovakvih mesta u primeni su i neke savremenije metode, odnosno metode koje koriste savremene materijale. U jednoj od njih se koriste tanke niti od nerđajućeg čelika. Određen broj ovih niti se u snopu postavlja na mestima horizontalnih spojnica, poput obvojnice oko celog obima stuba.



Slika 5.25 Primena obvojnica od čeličnih niti [Gattesco, 2011]

Eksperimentalna istraživanja, kako navodi [Gattesco, 2011], pokazala su značajna poboljšanja nosivosti zida. Testirana su dva tipa ojačanih zidova, pa su tako zidovi sa ojačanjima od čeličnih obvojnica u svakoj spojnici pokazali udvostručen kapacitet nosivosti stuba, dok je u drugom slučaju, kada su ojačanja stavljena u svaku drugu spojnicu uvećanje nosivosti iznosi u pola manje, 50%.

Pored obvojnica od čeličnih traka postoji mogućnost primene nešto savremenijeg materijala, a to su kompozitni polimeri (engl. FRP- Fiber Reinforced Polymer).

Kompozitni polimer je material koji se sastoji od polimerne matrice armirane vlaknima određenih karakteristika, koja su međusobno povezana epoksidnom smolom. Matrica je napravljena od poliestera, epoksida ili najlona i ona štiti vlakna od oštećenja i prenosi naprezanja među vlaknima. Vlakna mogu biti aramidna, karbonska i staklena, pa se tako u građevinarstvu koriste polimeri armirani aramidnim vlaknima (eng. AFRP), karbonskim vlaknima (eng. CFRP) i staklenim vlaknima (eng. GFRP). Kod ovog materijala posebna prednost u odnosu na čelik, se ogleda u dobroj zatežućoj čvrstoći u pravcu vlakana, otpornosti na koroziju i maloj težini.



Slika 5.26 Saniranje stuba obvojnicom od FRP traka [Gattesco, 2011]

Saniranje i ojačanje stubova obvojnicom od FRP vlakana izvodi se na prethodno pripremljenoj podlozi stuba, ugrađuje se lepljenjem sa epoksidnom smolom ili cementnim premazima i ankeruju u susedne noseće elemente (sl.5.26 a, b). Nakon procesa utiskivanja vlakana, sledi drugi sloj lepka i očvršćavanje obvojnice kako bi postala sastavni deo stuba. Rezultati eksperimentalnih laboratorijskih i *in situ* ispitivanja pokazala su, kako navodi Španić (2012), da su kod kružnih i kvadratnih zidanih stubova zabeležena prosečna povećanja nosivosti za 34-178%. Svaki stub je prvo osno opterećen do pojave pukotina u elementu, a zatim je ojačan polimernim karbonskim platnima po celom svom obimu i visini i ponovo osno opterećen (sl. 5.26 c). Kod skoro svih uzoraka stubova polimerna obvojnica je ostala neoštećena nakon nanošenja opterećenja, osim dva uzorka gde su nastali rascepi polimerne obvojnice u širini 5-10 mm [Španić, 2012].

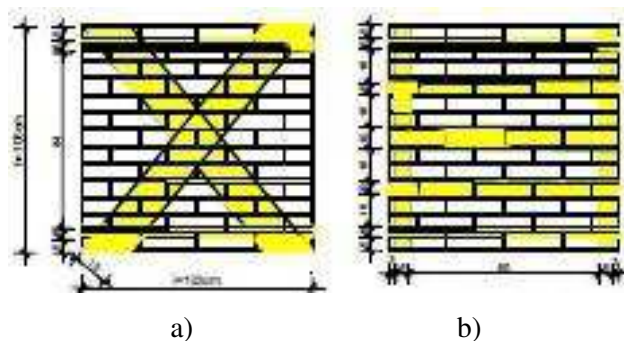
Primena traka, štapova, mreža i platana na bazi FRP (Fiber Reinforced Polymer) za ojačanje zidanih zidova je nekoliko zadnjih desetina godina sve više u upotrebi za ojačanje i saniranje postojećih objekata. S obzirom na efikasnu i laku primenu ovog materijala, vršena su brojna istraživanja u laboratorijama i in-situ, u cilju pronalaženja najoptimalnijeg rešenja za dati konstruktivni sistem. Najzapaženije rezultate i zaključke u ovoj oblasti dali su: Schwegler 1994, Triatafilloo 1997, Borri 2001, ElGawady 2005, Tomažević 2011, i dr. Kako su kompozitna ojačanja reverzibilna, sa malom težinom

i ne zahtevaju puno vremena za realizaciju, vršena su brojna istraživanja sa različitim rasporedom ovih polimera, kako bi se došlo do najsigurnijeg i najpovoljnijeg rešenja.

U graditeljstvu se danas koriste proizvodi od FRP-a u obliku traka, tkanina, šipki, lamela i mreža. **Trake i tkanine** su tanki i savitljivi proizvodi od FRP-a debljine od 0,1-0,4 mm, čija se vlakna po postavljanju na ravnu podlogu zatežu u željenom pravcu. Karakteristično za tkanine je da vlakna mogu da budu jednostrano i dvostrano orjentisana. **Šipke** su najčešće kružnog poprečnog preseka, sastavljene iz različitog broja vlakana, u zavisnosti od proračuna i potreba. **Lamele** predstavljaju krute elemente od FRP-a čija se debljina kreće od 1,2-1,5 mm, a širina 5-10 cm.

Danas u literaturi nailazimo na mnoge autore koji su se bavili analitičkim i eksperimentalnim istraživanjima primene ovih proizvoda. Pored FRP proizvoda, eksperimenti su rađeni sa CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) - karbonskim trakama i štapovima i GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) - staklenim trakama. U svom publikovanom istraživanju Gattesco (2011) navodi rezultate ispitivanja tri kategorije zidova, bez ojačanja, sa jednostranim ojačanjem i sa obostranim ojačanjem. Zidovi ojačani samo sa jedne strane imali su nešto povećanu nosivost na smicanje, dok je rast u rasponu od 50%-80% zabeležen kod uzoraka ojačanih sa obe strane zida.

Slični rezultati prezentovani su u radu Galića i dr. (2007) na osnovu ispitivanja sprovedenih na uzorcima zidova od pune opeke, kako bi se utvrdila nosivost i duktilnost ojačanih zidova. Kao material za ojačanje korišćene su polimerne trake od staklenih vlakana (GFRP), sa različitim rasporedom ovih traka u okviru zida, kako bi bio utvrđen najpovoljniji položaj traka. Kod jednog tipa ispitanog uzorka trake su bile postavljene u horizontalnom smeru i dijagonalno (slika 5.26a), a kod drugog tipa trake su išle i horizontalno i vertikalno (slika 5.26b) Dobijeni rezultati pokazuju da je znatno povećana nosivost zidova na horizontalno opterećenje i to za 86% kod uzorka ojačanog horizontalnim i vertikalnim trakama, a približno isto uvećanje od 83,5% dobijeno je kod uzorka gde su trake postavljene horizontalno i dijagonalno.



Slika 5.27 Ojačanje zidova GFRP trakama: a) horizontalno i dijagonalno, b) vertikalno i horizontalno [Galić J., Sorić Z., Rak M., 2007]

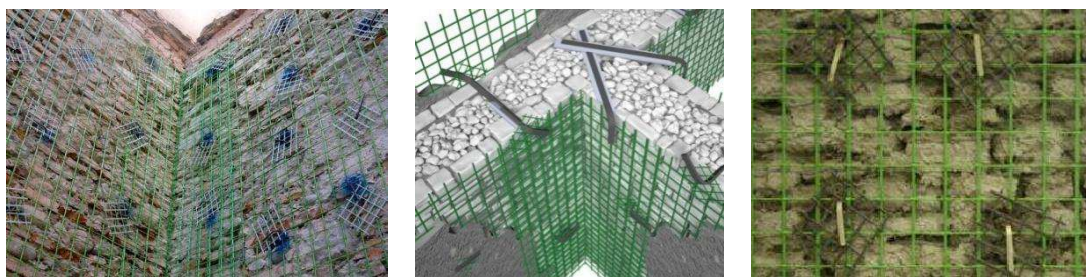
Tomažević i dr. (2013) u jednom detaljnom i sveobuhvatnom laboratorijskom i eksperimentalnom istraživanju zidanih zidova od kamena i opeke, ojačanih ili saniranih proizvodima na bazi kompozitnih polimera – FRP, dolazi do niza zaključaka na osnovu ponašanja zidova nakon intervencije. S obzirom na laku primenu i širok spektar mogućnosti postavljanja ovih materijala, vršena su testiranja više različitih mogućnosti postavljanja traka i platana. Analizirajući dobijene rezultate i stanja u kojima su se nalazili zidovi posle nanetog opterećenja, u radu su izneti sledeći zaključci:

- da se otpornost ojačanih zidova povećava od 20 do 130%,
- da se krutost zidova povećava u zavisnosti od debljine nanetog sloja,
- da je mehanizam loma posledica odvajanja i izbočavanja nanetog sloja,
- da efikasnost ovih ojačanja zavisi najviše od načina postavljanja FRP proizvoda i karakteristika zidanog zida,
- da je u sledećim fazama istraživanja potrebno pronaći i usavršiti tehniku ugradnje koja bi sprečila odvajanje sloja za ojačanje.

Na osnovu predhodno izloženog može se zaključiti da je korišćenje FRP kompozita prilikom sanacije i ojačanja konstrukcija, metoda koja se dosta jednostavnije i lakše primenjuje, u odnosu na neke tradicionalne metode, jeftinija je i zbog male vlastite težine ne povećava značajno opterećenje na konstrukciju. Poznato je da zbog nepostojanja definitivnih standarda i normi za ispitivanje i proračun konstrukcija ojačanih profilima od FRP-a, ovaj proizvod nije našao širu primenu na tržištu.

Malteri ojačani GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) mrežicom predstavljaju postupak ojačanja zida mrežicom od staklenih vlakana koja su impregnirana termoaktivnom smolom. Postupak je podjednako dobro poznat i uspešno primenjivan kao i postupak ojačanja zida FRP trakama.

Ova metoda je sačinjena iz određenih faza, kroz koje ceo postupak mora da prođe kako bi na kraju imali uspešno ojačanu konstrukciju (Gattesco, 2011). Prva faza je uklanjanje postojećeg maltera sa površine zida i iz spojnica u dubini od 10-15 mm, sa obe strane zida. Druga faza podrazumeva nanošenje sloja maltera koji ima ulogu da pripremi zid za izvođenje sledećih slojeva, kako bi bila ostvarena odgovarajuća prijanjajuća veza. U sledećoj, trećoj fazi, buše se otvori za postavljanje ankera i povezivanje mrežica sa obe strane zida. U okviru četvrte faze, vrši se postavljanje GFRP mrežice sa obe strane zida. Postavljanje ankera u obliku slova L u formirane otvore i injektiranje epoksidnom smolom kako bi se ankeri fiksirali, predstavlja petu fazu ove metode (slika 5.28). Ankeri L profila moraju da budu pravilno raspoređeni i dimenzionisani, tako da na 1m² zida imamo obavezno 6 veza. Šesta faza je nanošenje novog premaza na bazi cementa i kreča u debljini od 30mm, preko postavljene i fiksirane mrežice.



Slika 5.28 Izvođenje GFRP mrežice preko postojećih zidova

[www.archiproducts.com, preuzeto 04.2016.]

Eksperimentalna ispitivanja ove metode kako navode Gattesco (2010), Corradi i dr. (2013) potvrdila su uspešnost ove metode u cilju povećanja otpornosti zida na smicanje u njegovoj ravni. Većina naučnika koja se bavila analizom ojačanja zidova mrežicom od staklenih vlakana, saglasna je da su ankeri veoma važni za postizanje pune otpornosti u njegovoj ravni. Simonič i dr. (2014) na osnovu eksperimentalnih istraživanja sprovedenih na zidanim zidovima postojećih objekata, dolaze do zaključka da se nosivost zida ojačanog GFRP mrežicom povećava skoro dvostruko, odnosno 180%. Kako navode Simonič i dr. (2014) u svom radu, pri dejstvu maksimalnog opterećenja javlja se horizontalno pomeranje od 8mm, pa se kao posledica pojavljuju pukorine širine od 0.8 mm do 1.9 mm, a u pritisnutim zonama zida dolazi do odvajanja sloja maltera i GFRP mreže.

Pošto je povećanje nosivosti zabeleženo u većini ispitanih slučajeva, može se zaključiti da je navedenu metodu ojačanja zidova GFRP mrežom potrebno unaprediti i

poboljšati adekvatnim sidrenjem obloge radi povećanja kapaciteta deformisanja, kako ne bi došlo do odvajanja obloge i rušenja zida.

Tehnike unapređenja konstrukcijske celovitosti

U predhodnom delu dat je pregled metoda saniranja i ojačanja pojedinačnih elemenata zidane konstrukcije, međutim pored njih postoje konstruktivne metode koje se primenjuju kako bismo obezbedili i odgovarajuću konstrukcijsku celovitost. Na ponašanje konstrukcije tokom zemljotresa ili nekih drugih dinamičkih opterećenja dosta utiču same karakteristike ugrađenog materijala i način građenja. Za adekvatan odgovor konstrukcije, što podrazumeva odgovarajuću otpornost, duktilnost i kapacitet disipacije energije, potrebno je obezbediti konstrukcijski integritet odnosno celovitost konstrukcije.

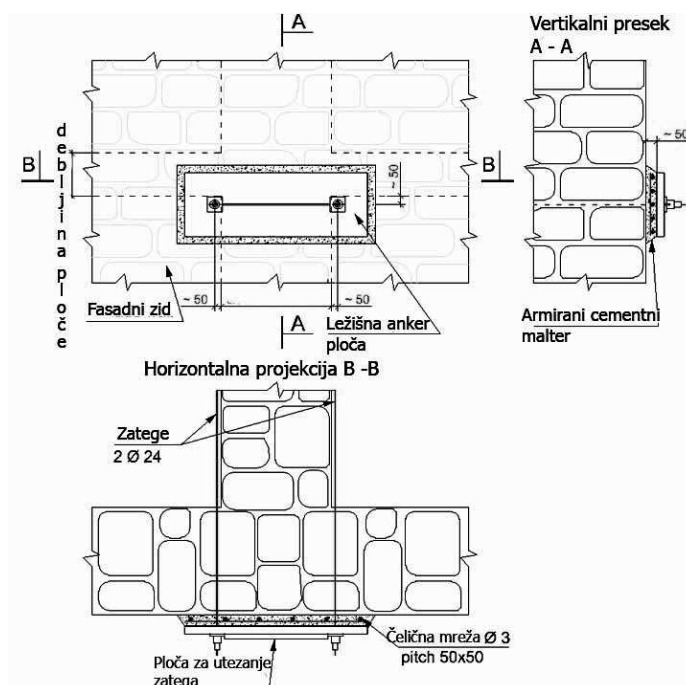
Metode za postizanje konstrukcijske celovitosti su:

- utezanje i stabilizacija zidova zategama od čelika,
- zamena, ukrućenje i učvršćenje međuspratnih konstrukcija i zidova,
- ojačanje zona i uglova spajanja zidova,
- ojačanje i utezanje zidova izvođenjem vertikalnih serklaža.

Utezanje i stabilizacija zidova zategama od čelika je metoda koja se koristi već više desetina godina za postizanje konstrukcijske celovitosti i sprečavanje bočne nestabilnosti zidova prilikom delovanja horizontalnih sila. Zidne zatege se postavljaju simetrično sa obe strane zida, ispod međuspratnih konstrukcija, a zatege se preko čeličnih ploča ankeruju u postojeći zid. Za ovu metodu se najčešće upotrebljavaju šipke glatke armature. Ležišne ploče se postavljaju u predhodno pripremljena udubljenja na nosećim zidovima, tako da po završetku intervencije izgled objekta ostaje nepromenjen (sl. 5.29).

Nakon sprovedenih eksperimentalnih istraživanja ove metode, kako navodi [Tomažević, 1999], mogu se izvesti sledeći zaključci i preporuke:

- čelične zatege kod zidova koji se pružaju upravno na pravac delovanja horizontalnih sila, ponašaju se poput armature horizontalnih serklaža,
- čelične zatege bi bilo potrebno proračunati i u slučaju da se one pružaju paralelno sa dejstvom seizmičkim silama, tako da mogu da prime smičuće sile u zidovima.



Slika 5.29 Utezanje zidova pomoću čeličnih zatega i naležućih anker ploča
[<http://coloraceituna.blogspot.rs/2015/09/cracked-brick-wall-repair-images.html>, preuzeto 04.2016.]

Stečena iskustva i eksperimentalna istraživanja pokazuju da su za poboljšanje kako konstrukcijske celovitosti, tako i kapaciteta disipacije energije, potrebne zatege prečnika ne manjeg od $\varnothing 20$ mm.

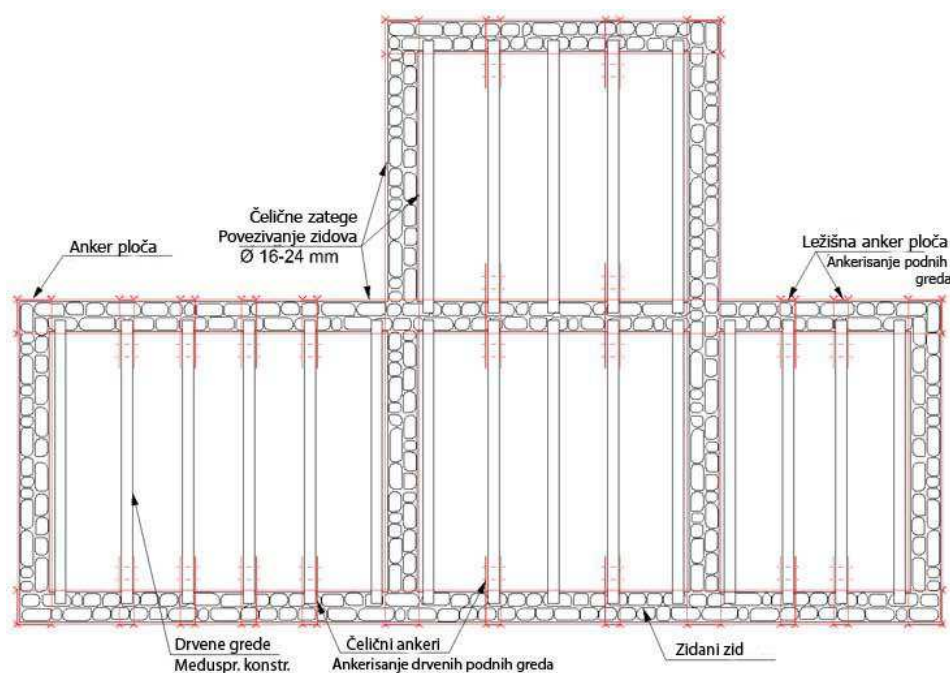
Intervencije na međuspratnim konstrukcijama

Jedan od čestih razloga za loše ponašanje postojećih zidanih konstrukcija prilikom dejstva seizmičkih sila, jeste nedostatak ili ne postojanje čvrstih veza, odnosno horizontalnih armiranobetonskih serklaža između zidova i tavanica. Pored toga važećim propisima za zidanje objekata u seizmičkim područjima, definisano je da međuspratne konstrukcije moraju biti krute u svojoj ravni i da se izvode kao monolitne armiranobetonske međuspratne konstrukcije ili montažne i polumontažne međuspratne konstrukcije sa debljinom pritisnute ploče od minimum 4 cm.

Kod starijih stambenih objekata mogu se pronaći drvene međuspratne konstrukcije, odnosno tavanice, kod kojih su drvene grede samo oslonjene na zidove. U takvim slučajevima, prilikom seizmičkih dejstava ili nejednakih sleganja, prvo se javlja odvajanje zidova, a zatim i delimično rušenje gornjih spratova. Tomažević (1999), nakon eksperimentalnih istraživanja i praćenja oštećenja nastalih tokom potresa, zaključuje da zamena drvenih tavanica armiranobetonskim pločama nije uvek odgovarajuće rešenje za

očuvanje konstrukcijske celovitosti. Ovakav zaključak je donet nakon ponovljenog zemljotresa koji je pogodio isto područje u Sloveniji dvadeset godina posle prvog zemljotresa (Posočje, Slovenija, 1976. i 1998. godine). Posle prvog zemljotresa, oštećene drvene tavanice zamenjene su armiranobetonskim pločama, koje su usled drugog zemljotresa izazvale pojavu horizontalnih pukotina u zidovima neposredno ispod njihovog oslanjanja.

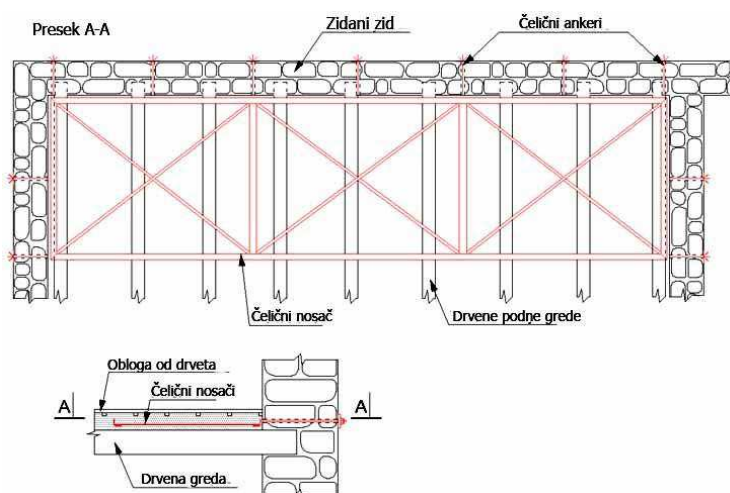
U nekim slučajevima neophodno je zadržati drvenu tavaničnu konstrukciju, pogotovu ako su u pitanju objekti koji imaju određenu istorijsku vrednost. Dugogodišnjim rešavanjem nastalih problema u građevinskoj praksi, razrađivanjem detalja i praćenjem ponašanja konstrukcije u eksploataciji, nastala su i usvojena različita vrlo uspešna varijantna rešenja. Neka od tih rešenja zasnivaju se na međusobnom povezivanju i ankerovanju postojećih drvenih greda i zidova (sl.5.30).



Slika 5.30 Položaj i pravac pružanja podnih greda i njihovih ojačanja

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

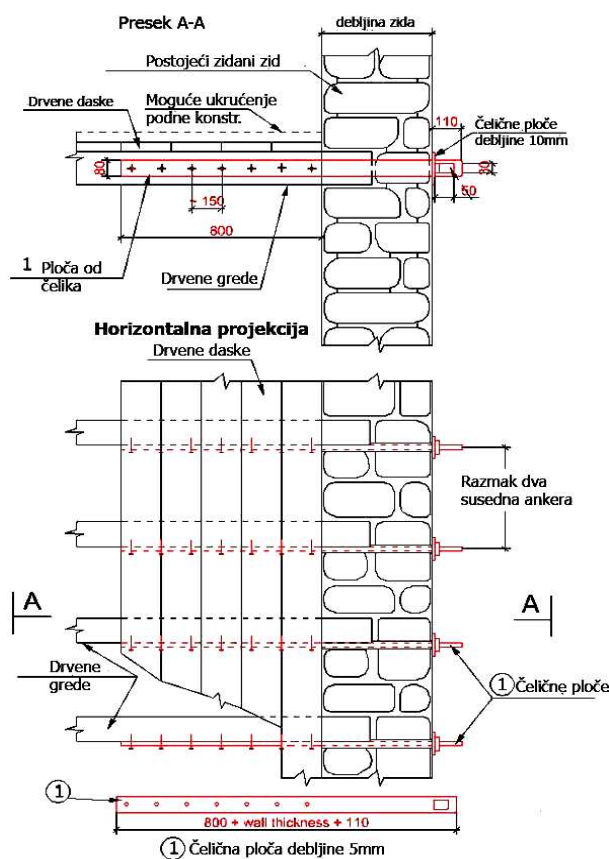
Kod objekata sa većim rasponom nosećih zidova i nemogućnošću ankerovanja drvenih greda i zidova, mogu se ugraditi čelični nosači preko postojećih drvenih greda. Čelični nosači se vezuju za zidove i to sa najmanje tri strane (sl. 5.31).



Slika 5.31 Ukrucenje drvenih greda velikog raspona pomoću čeličnih nosača

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

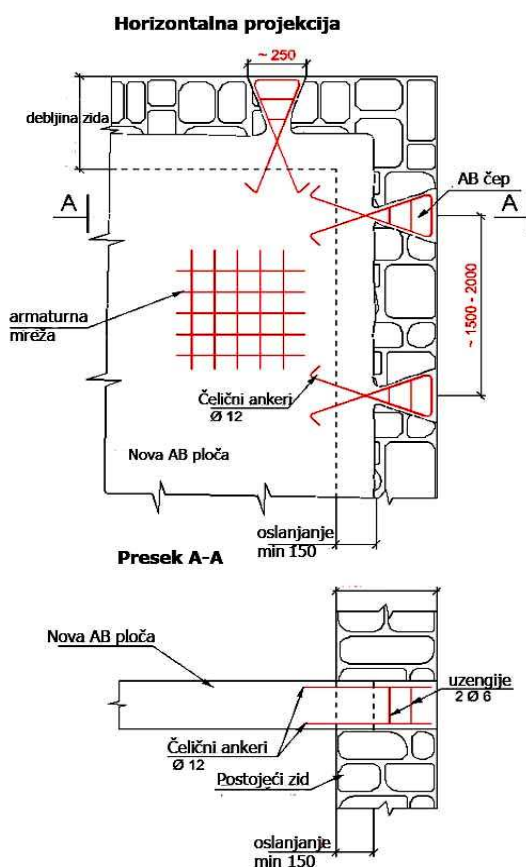
U slučajevima gde su grede slabo povezane sa zidovima, kako bi bio sprečen mehanizam klizanja i ispadanja, drvene grede treba ankerovati u zidove pomoću čeličnih konektora (sl. 5.32). Broj i položaj čeličnih konektora zavisi od rastojanja poprečnih zidova i strukture drvenih greda.



Slika 5.32 Detalj ankerovanja drvenih podnih greda za zidove pored

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

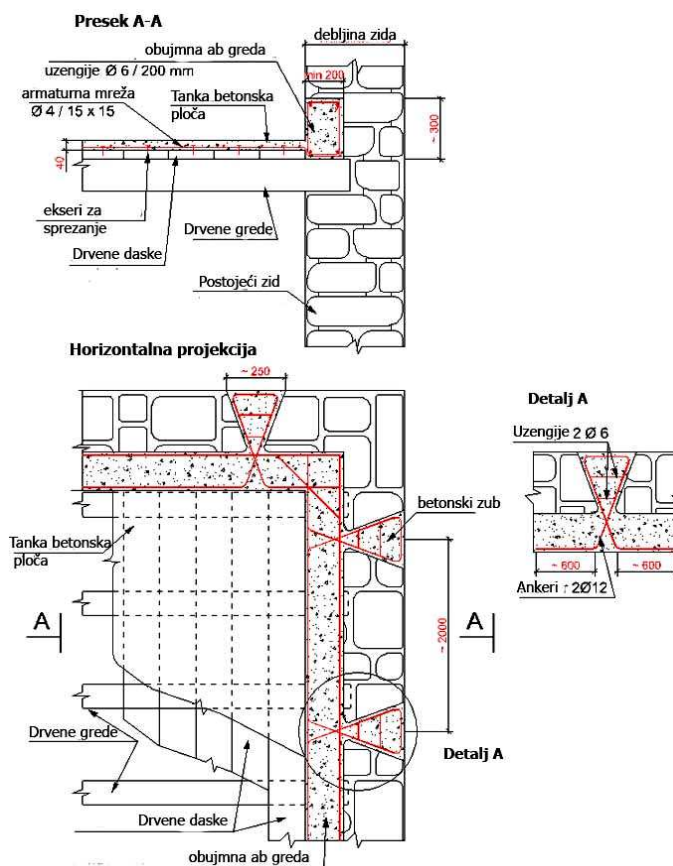
Da bi bila postignuta odgovarajuća distribucija seizmičkih sila, potrebno je da međuspratna konstrukcija bude dovoljno kruta u svojoj ravni, odnosno da se ponaša kao horizontalna dijafragma. U takvim slučajevima postojeće grede se moraju zameniti novim armiranobetonskim pločama. Prilikom izvođenja novih ab ploča potrebno je obezbediti širinu naleganja ploča na zid minimum 15cm i dodatno ih učvrstiti za zid koristeći ab sidra na svakih 1.5 do 2.0 m (slika 5.33).



Slika 5.33 Izvođenje nove ab ploče i njeno oslanjanje (i njena veza sa zidom) na zid

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

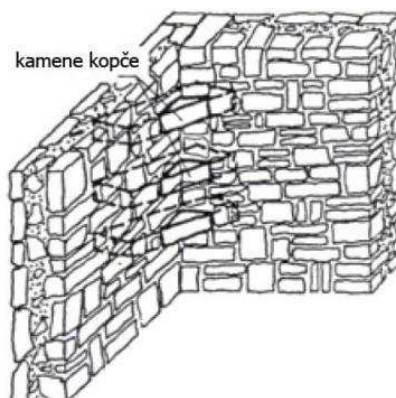
U nekim slučajevima može se primeniti jedno racionalno i za praksu prihvatljivo i poznato rešenje. To rešenje se sastoji u sprezanju postojećih drvenih greda sa novom armiranobetonskom pločom. Sanacija se uglavnom izvodi tako što se uklone postojeći slojevi iznad drvenih greda (pod, zemlja, daske), uradi se nova oplata i ugrade sredstva za sprezanje preko kojih se izlije betonska ploča armirana lakom mrežastom armaturom $\phi 4/15 \times 15$. Debljina ploče je 4 do 8 cm. Veza između nove ab ploče i zida se ostvaruje izvođenjem jedne horizontalne prstenaste grede u nivou međuspratne konstrukcije, koja dodatno pomoću armiranog čepa spreže ploču gredu i zid (slika 5.34).



Slika 5.34 Izvođenje nove ab ploče sa obujmnom gredom i betonskim zubom

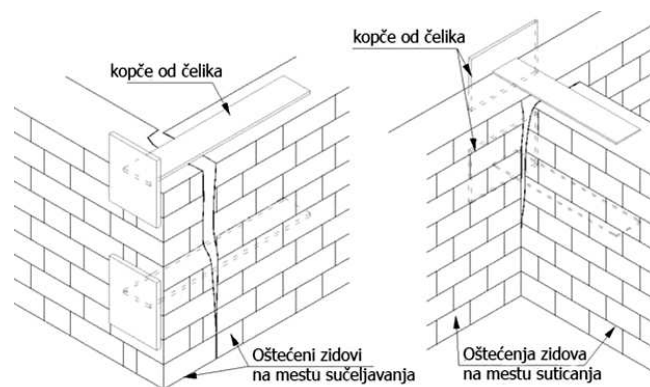
[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

Ojačanje zona i uglova spajanja zidova je neophodno ako su zidani zidovi izvedeni kao obično zidani zidovi, bez vertikalnih serklaža, pa su mesta ukrštanja, suticanja i sučeljavanja zidova podložna nastanku oštećenja prilikom seizmičkih i drugih dejstava. Ojačanje zona i mesta spajanja zidova moguće je uvođenjem tzv. „kopči“ od kamena ili čelika (sl. 5.35 i 5.36).



Slika 5.35 Ojačanje mesta sučeljavanja zidova pomoću kopči od kamena ili opeke

[Tomažević, 1999]

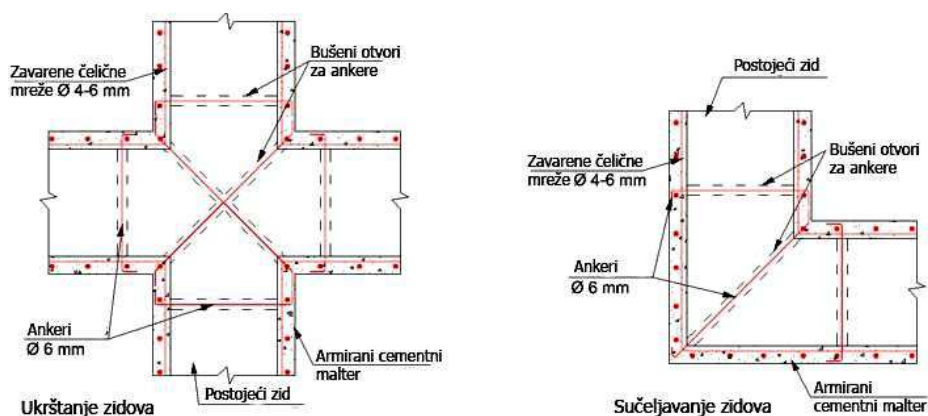


Slika 5.36 Ojačanje mesta sučeljavanja i suticanja zidova pomoću kopči od čelika

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

Kopče od čelika se formiraju od čeličnih traka koje imaju debljinu od 4 mm, širinu 40 mm, a dužinu minimum tri puta veću od debljine zida. Ove trake su na jednom kraju zavarene za ležišne ploče od čelika. Da bi čelične trake mogle biti postavljene, potrebno je izvaditi odgovarajuće elemente za zidanje, postaviti trake, a zatim vratiti nazad elemente za zidanje pomoću jakog cementnog maltera (sl. 5.36).

Još jedna od metoda ojačanja zona i mesta spajanja zidova je unakrsnim utezanjem pomoću čeličnih ankera (sl. 5.37). Ova metoda je posebno pogodna za dodatno učvršćenje armiranih cementnih ojačanja koja se nalaze sa obe strane zida.

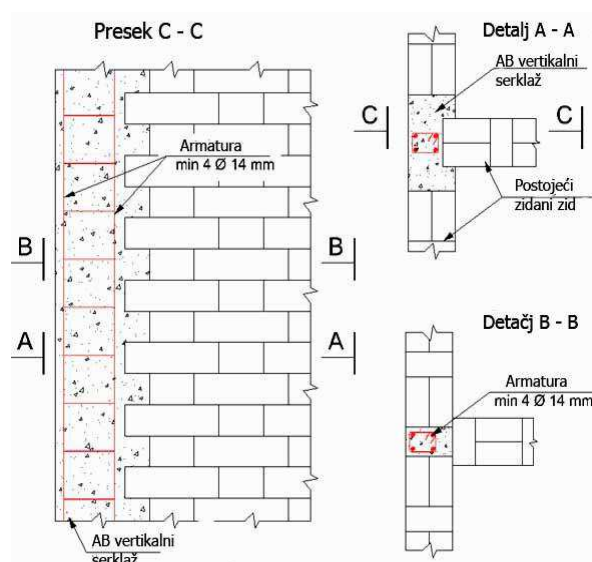


Slika 5.37 Detalj učvršćenja armiranih cementnih ojačanja na mestima spajanja zidova

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

Ukrućenje vertikalnim serklažima predstavlja metodu naknadnog izvođenja vertikalnih serklaža, koja je do sad vrlo često izvođenja i primenjivana. Za naknadno izvođenje vertikalnih serklaža potrebno je zidove štemovati. Tokom izvođenja radova na štemovanju zidova, neophodno je zidove poduhvatiti podupiračima i osigurati dok se

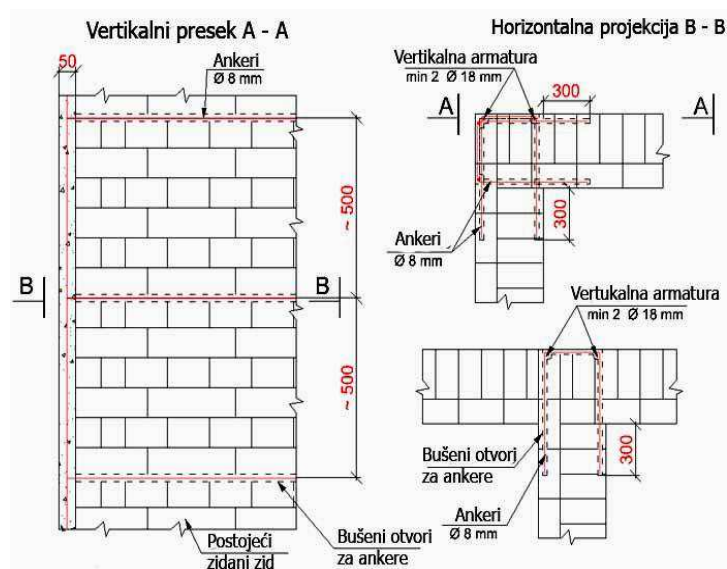
izvođenje vertikalnih serklaža ne sprovede do kraja. Novoformirani vertikalni serklaži ne bi trebalo da budu u poprečnom preseku manji od 20/20 cm (sl. 5.38).



Slika 5.38 Učvršćenje zidova naknadnim izvođenjem vertikalnih serklaža

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

Kod zidova koji su u dobrom stanju i bez oštećenja, nije preporučljivo štemovanje zidova i izvođenje vertikalnih serklaža. U takvim situacijama ojačanje zona ukrštanja (spajanja) zidova moguće je uz pomoć ankera koji se postavljaju u predhodno pripremljene otvore. Sidrenje ankera u postojeći zid mora da bude minimum 30 cm (sl. 5.39).



Slika 5.39 Ojačanje mesta suticanja i sučeljavanja zidova koristeći vertikalnu armaturu i ankere

[www.know2do.org, preuzeto 04.2016.]

5.3.2 Konstruktivni elementi od armiranog betona

U sklopu posmatrane zidane konstrukcije mogu se nalaziti i konstruktivni elementi od armiranog betona. To su linijski nosači u koje spadaju stubovi, grede, konzole, zatege kao i horizontalni prostorno površinski elementi, odnosno međuspratne konstrukcije.

Stubovi su konstruktivni elementi koji karakterišu skeletni konstruktivni sistem, ali se često mogu naći i kod masivnih konstruktivnih sistema. Oni omogućavaju formiranje većih raspon i slobodnije oblikovanje prostora unutar gabarita objekta. Oblik i dimenzije stubova zavise od više faktora od kojih su najvažniji: veličina opterećenja, tip konstrukcije, prostorna dispozicija i njihov raspored i vrsta i karakteristike materijala od kojih su izgrađeni.

Grede su horizontalni elementi, projektovani i postavljeni tako da mogu da premoste rastojanje između dva i više oslonaca. Njihova funkcija je da primaju linijska, površinska, horizontalna, vertikalna i kosa opterećenja i da ih prenose do zidova i stubova kao oslonaca. Oblik i dimenzije greda zavise od njihovog raspona, opterećenja koje primaju, sopstvene težine i materijala od kojih su građene.

Međuspratne konstrukcije se projektuju tako da predstavljaju krutu horizontalnu dijafragmu, koja monolitno povezana prenosi opterećenje pritiska i zatezanja na vertikalni konstruktivni sistem, odnosno noseće zidove ili stubove. Međuspratne konstrukcije su se kroz istoriju graditeljstva menjale, prema strukturi i obliku, složenosti izvođenja radova i materijalima koji se upotrebljavali za izradu. Nekada su se ove konstrukcije izrađivale uglavnom od drvene građe. Noseću konstrukciju su u tim slučajevima činile drvene grede (tavanjače) raspoređene po kraćem rasponu na rastojanju od 60-100cm i oslonjene na noseće zidove. U današnje vreme ovakve drvene međuspratne konstrukcije potisnute su i zamenjene konstrukcijama od armiranog betona. Armiranobetonske međuspratne konstrukcije izvode se kao:

- glatke ploče, oslonjene u jednom pravcu,
- krstasto-armirane ploče u dva pravca oslonjene po celom obimu,
- pečurkaste ploče oslonjene na stubove preko kapitela,
- rebraste,
- sitnorebraste,
- kasetirane,
- montažne-panelne ploče.

Velika prednost armiranobetonskih konstrukcija, u odnosu na one starije ili konstrukcije od drugih materijala, se ogleda u brzini i lakoći izvođenja, mogućnosti da premoste veće raspone i da nose veća opterećenja.

5.3.2.1 Potrebe za pojačavanjem i saniranjem konstruktivnih elemenata od armiranog betona

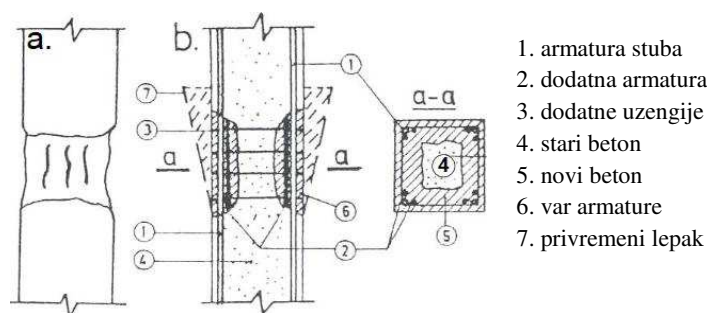
Potreba za pojačavanjem i saniranjem se javlja kada je neophodno povećati nosivost i krutost pojedinih elemenata ili cele konstrukcije, ili u slučaju oštećenja koja mogu nastati tokom eksploatacije. Tokom eksploatacije objekat je izložen različitim uticajima iz spoljašnje sredine, kao što su vlažnost, temperaturne razlike, uticaj opterećenja, nepredviđena dejstva poput eksplozija, požara, poplava, zemljotresa i drugih. Kada se uticajima iz spoljašnje sredine dodaju i greške nastale tokom procesa projektovanja i građenja, mogu nastati oštećenja objekata koje je neophodno sanirati, kako bi se sprečile još veće štete i njihovo propadanje.

Kod armiranobetonskih konstrukcija oštećenja se najčešće manifestuju pojavom prslina i pukotina, drobljenjem i ispadanjem betona, izvijanjem ili kidanjem armaturnih šipki. Oštećenja međuspratnih konstrukcija ukazuju na njihovu osetljivost na sva događanja u konstrukciji zbog povezanosti sa ostalim konstruktivnim elementima. Ako je ta povezanost neadekvatna i ne obezbeđuje sadejstvo sa zidovima, serklažima i stubovima, to može ozbiljno uticati na stabilnost čitavog objekta.

Prilikom pristupa procesu sanacije neophodno je izvršiti procenu vrednosti celokupnog životnog veka konstrukcije. Potrebno je znati moguće performanse konstrukcije u uslovima okruženja i tendenciju daljeg ponašanja.

5.3.2.2 Metode saniranja i ojačanja konstruktivnih elemenata od armiranog betona

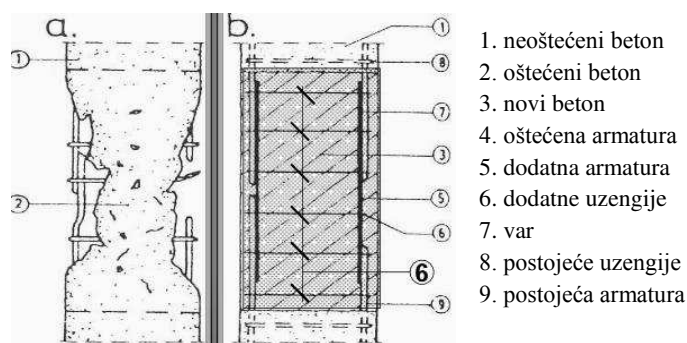
Kod armiranobetonskih konstruktivnih elemenata najčešće je potrebno sanirati prsline i pukotine, za koje je nužno ustanoviti i da li se povećavaju. Dozvoljena širina prslina je 0,3 mm, a za oštrije uslove 0,1 mm. Manje površinske prsline se zatvaraju cementnom emulzijom, alkalnim rastvorom i epoksidnim smolama. Oštećenja manjeg obima popravljaju se tako što se oštećeni deo ukloni i očisti, a zatim se u oplati ponovo izbetonira (slika 5.40).



Slika 5.40 Sanacija manjih oštećenja stubova

[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojaccanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Veća oštećenja koja se manifestuju izvijanjem ili kidanjem šipki armature i drobljenjem betona, nastaju u slučaju značajnih preopterećenja izazvanih seizmičkim udarima, požarima i eksplozijama. U takvim slučajevima oštećeni beton i armatura se moraju potpuno ukloniti, a oštećeno mesto očistiti i pripremiti za sledeću fazu. Nova armatura i uzengije se dodaju u preseku uz zavarivanje za postojeću neoštećenu armaturu. Betoniranje treba izvesti sa masom koja ima niske vrednosti skupljanja uz posebnu pažnju posvećenu vezi starog i novog betona (slika 5.41).



Slika 5.41 Sanacija većih oštećenja stubova uz dodatno armiranje

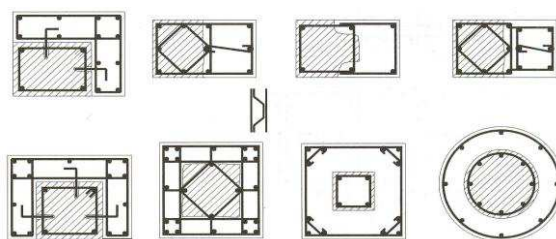
[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojaccanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Pojačavanje i saniranje stubova FRP proizvodima, odnosno karbonskim trakama i lamelama, je sada jedan od najaktuelnijih postupaka koji se primenjuje u praksi. Primena karbonskih traka i lamela iziskuje da podloga ispunjava određene uslove kvaliteta, kao što su: čvrstoća betona na pritisak, čvrstoća prijanjanja za datu podlogu, hrapavost podloge, tačka rose i površinska vlažnost. Pre postavljanja ovih traka, sa stuba treba ukloniti sva oštećenja ako postoje, popraviti ih i zameniti novim materijalima. Na tako pripremljen stub se sada može postaviti obvojnica od karbonskih traka (slika 5.42).



Slika 5.42 Primena karbonskih traka pri ojačavanju armiranobetonskih stubova
[www.buildmagazin.com, preuzeto 04.2016.]

Kod nekih objekata, zbog povećanog opterećenja na konstrukciju neophodno je obezbediti veću krutost i nosivost armiranobetonskih elemenata, a to se postiže povećanjem njihovih poprečnih preseka (slika 5.43).



Slika 5.43 Povećanje porečnog preseka stuba dodavanjem elemenata od armiranog betona
[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

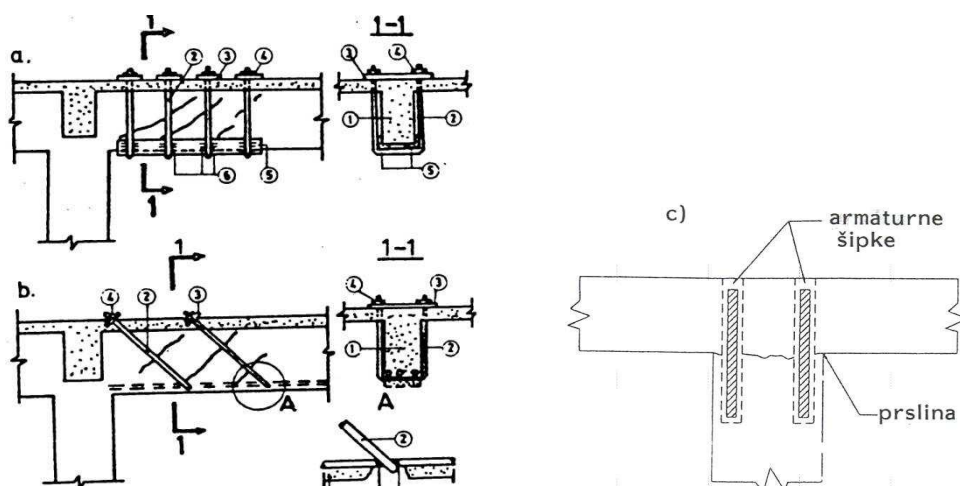
Pojačavane elementa konstrukcije povećanjem poprečnog preseka postiže se dodavanjem armiranog betona ili skeleta od čeličnih profila, uz mogućnost prednaprezanja (slika 5.44). Nedostatak ove metode je znatno povećanje sopstvene težine konstrukcije, kao i problem da se postigne konstruktivno sadejstvo postojećeg i dodatog dela.



Slika 5.44 Izvođenje betonske obvojnice oko stuba
[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

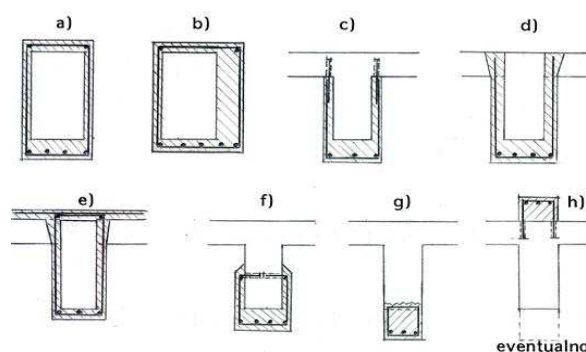
Oštećenja greda u vidu prslina i pukotina, javljaju se najčešće u zoni oslonaca zbog velikih sila smicanja. Pre izvođenja bilo kakvih radova na saniranju greda, mora se najpre

izvršiti njeno podupiranje. Sanacija pukotina i prslina se može izvršiti postavljanjem čeličnih uzengija sa navrtkama ili zavrtnjevima, vertikalno ili koso u zavisnosti od pravca pružanja oštećenja (slika 5.45).



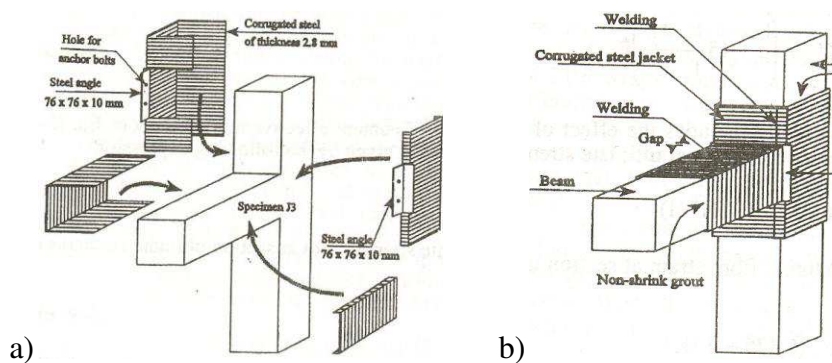
Slika 5.45 Sanacija oštećenih greda kod oslonaca vertikalnim i kosim uzengijama
 [www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Grede se mogu, kao i stubovi, ojačati povećanjem preseka, odnosno dodavanjem nove armature i betona oko postojećih delova (slika 5.46). Prilikom izvođenja ovih radova najbitnije je osigurati dobru vezu starog i novog dela.



Slika 5.46 Ojačanje greda povećanjem preseka dodavanjem armature i betona
 [www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

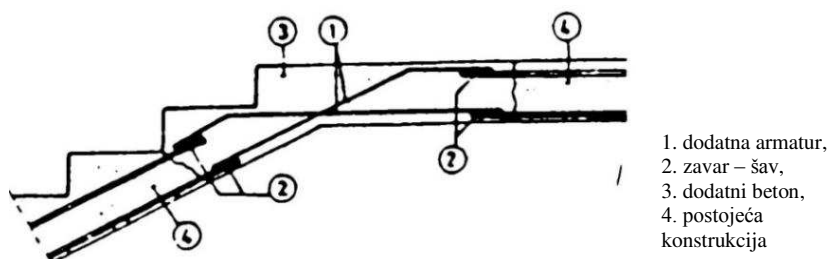
Oštećenja koja se javljaju u zoni oslanjanja grede na stub mogu se sanirati upotrebom čeličnih limova (slika 5.47). Na slici 5.47a prikazani su limovi pre montaže, a na slici 5.47b stanje posle izvedenog zavarivanja i priprema da se razmak između lima i betona injektira ekspanzivnim malterom pod pritiskom.



Slika 5.47 Ojačanje veza stub-greda čeličnim limovima

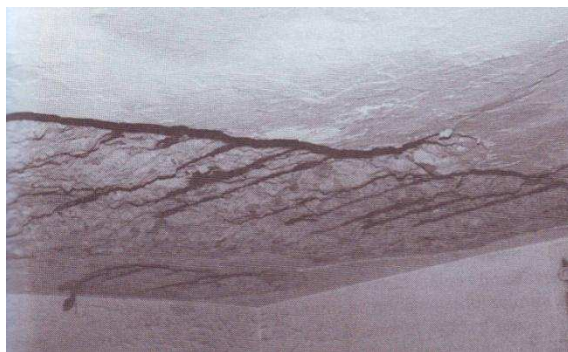
[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Stepenišne i podestne ploče mogu biti znatno oštećene pri dejstvu zemljotresa. Njihova sanacija podrazumeva uklanjanje i zamenu oštećenog betona i iskidane armature i postavljanje nove armature koja se prvo preklapa i vari za postojeću, a zatim se lije nov betonski deo (sl. 5.48).



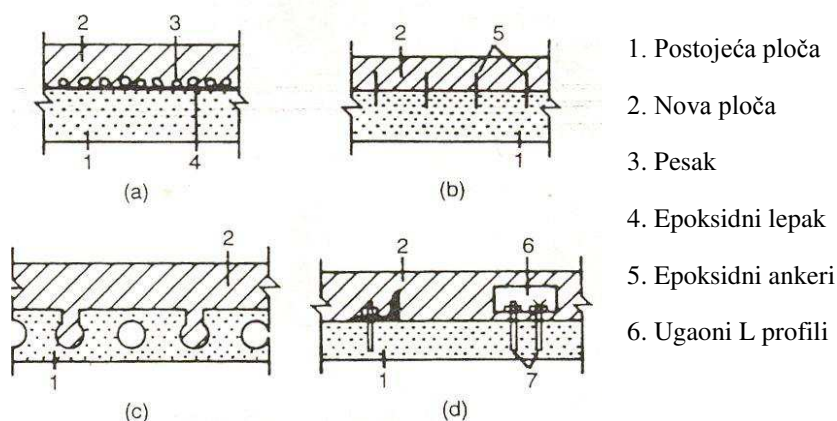
Slika 5.48 Saniranje stepenišne i podestne ploče [Folić, R., Kurtović-Folić, N., 1995]

Oštećenja koja se mogu uočiti kod armiranobetonskih međuspratnih konstrukcija su kose pukotine i prsline u zoni oslonaca, a horizontalne u sredini raspona, ukazujući na znatno prekoračenje dozvoljenih opterećenja, nedostatak uzengija u rebrima i nekvalitetno izvođenje. Pored ovih moguća su i sledeća oštećenja: odsustvo zaštitnog sloja betona, korozija na armaturi i prisustvo plesni, buđi i mahovine, posebno na donjim površinama zbog kondenzovanja vodene pare (slika 5.49).



Slika 5.49 Oštećenja na donjoj površini ploče [Newman, 2001]

Izbor adekvatnog rešenja sanacije i pojačanja armiranobetonskih konstrukcija zavisi pre svega od stepena oštećenja, dostupne opreme, mogućnosti prilaza oštećenju i drugih konstruktivnih ograničenja. Pojačanje međuspratnih konstrukcija moguće je ostvariti povećanjem poprečnog preseka dodavanjem betona sa donje ili gornje strane postojeće ploče (slika 5.50).



Slika 5.50 Primeri ojačanja ploče povećanjem preseka

[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Na sledećoj slici (sl. 5.51) prikazan je jedan od načina pojačanja ploče izradom novog armirano betonskog sloja sa donje strane. Prilikom izvođenja ovog rešenja prvo se "ogoli" armatura sa donje strane, poveže se zavarivanjem preko vezne armature sa novom armaturom, a zatim se preko nanese 6 cm torkret betona.



nd-novi deo, pd - postojeći deo

Slika 5.51 Ojačanje ploče izradom novog AB sloja sa donje strane

[www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojacanja_1387902455865.pdf, preuzeto 03.2016.]

Danas je dosta zastupljeno ojačavanje armiranobetonske konstrukcije karbonskim trakama i laminatima (Muravljov, M., i ostali, 2002). Postupak podrazumeva da se prvo štemovanjem uklone svi oštećeni – istrošeni delovi betona, kako bi se došlo do potpuno zdravog betona i otkrivene armature. Dalje se dodatnim peskarenjem uklanjaju tragovi korozije na armaturi, a udubljenja na oštećenim površinama se ispunjavaju epoksidnim kitom, odnosno reparaturnim epoksidnim malterom. Na tačno predviđenim mestima lepe se karbonske trake preko sloja epoksidnog lepka (sl. 5.52).



Slika 5.52 Ojačanje međuspratnih konstrukcija karbonskim laminatima

[www.inco.co.rs, preuzeto 01. 2009]

5.4. Saniranje i ojačanje krovne konstrukcije

5.4.1. Opšte

Krov je završni deo objekta i njegova uloga je prvenstveno da zaštiti korisnike, konstrukciju i unutrašnji deo od spoljašnjih atmosferskih uticaja. Osim toga krovovi moraju da budu pravilno isprojektovani i izvedeni kako bi zadovoljili osnovne uslove zaštite. Pod tim se podrazumeva da u zavisnosti od klimatske zone i namene objekta treba usvojiti odgovarajuću krovnu konstrukciju, dimenzije svih konstruktivnih elemenata i nagibe krova. Pravilno izvedena krovna konstrukcija treba da garantuje dugotrajnost i

sigurnost, što znači da se prilikom izvođenja radova posebno vodi računa o vezama elemenata, spojnim sredstvima, kvalitetu materijala za građenje i estetskom izrazu u zavisnosti od strukture same krovne konstrukcije.

Kod postojećih stambenih zgrada mogu se sresti:

- klasični drveni krovovi,
- ravni krovovi (krovne terase).



Slika 5.53 Izgled kosih i ravnih krovova

[www.gradjevinski-radovi.rs, preuzeto 05.2016.]

5.4.2. Potrebe za saniranjem i ojačanjem krovne konstrukcije

Vremenom krovovi propadaju pod uticajem različitih klimatskih i ambijentalnih uslova, usled direktnog opterećenja snegom, vetrom i uticajima iz konstrukcije. Ako se tome dodaju uticaji usled lošeg održavanja, propusti tokom izvođenja i greške u projektovanju, tada postepeno dolazi do narušavanja njegove osnovne funkcije i potrebe za preduzimanjem odgovarajućih mera sanacije.

Mere sanacije koje treba primeniti zavise pre svega od vrste krovne konstrukcije a potom i od stepena oštećenja, pa se mogu izvoditi samo na čvornim vezama, pojedinim konstruktivnim elementima, delovima krovne konstrukcije ili na celoj krovnoj konstrukciji. To znači da će za sanaciju kosih krovova biti primenjena odgovarajuća rešenja tom tipu konstrukcije, dok će za sanaciju ravnih krovova biti korišćena neka druga rešenja.



Slika 5.54 Oštećenja na ravnim i kosim krovovima

[www.gradjevinski-radovi.rs, preuzeto 05.2016.]

Kod svih vrsta krovova najveći problem predstavljaju voda i vlaga. Posebno su osetljiva mesta na kojima se zadržava voda, kao i mesta spajanja više konstruktivnih elemenata, posebno ako su od različitih materijala.

Kod drvenih konstrukcija česta su oštećenja u vidu truljenja zbog uticaja vode i vlage, propadanja drveta usled različitih hemijskih agenasa, insekata, gljivica, mehaničkih faktora i prevelikih naprezanja. Zato je neophodno da se drvena konstrukcija tokom eksploatacije redovno održava i štiti odgovarajućim zaštitnim sredstvima.

Kod ravnih krovova najveća oštećenja nastaju zbog propadanja hidroizolacije ili nepostojanja pojedinih slojeva u njenom sastavu. Hidroizolacije je izložena velikim temperaturnim promenama u toku godine, dejstvu mraza, ultravioletnog zračenja i drugim spoljašnjim uticajima, pa je zato potrebno da njena zaštita bude dobro isprojektovana, izvedena i održavana. Na taj način se može jedino produžiti njen vek trajanja. U slučaju prodiranja vode u slojeve ispod hidroizolacije, konstrukcija krova bi prvo izgubila svoje toplotno-tehničke karakteristike i zaštitnu ulogu, a potom bi nastale i veće štete na konstruktivnim elementima krova i nemogućnost korišćenja potkrovnih prostorija. U takvom stanju su uglavnom krovovi na objektima koji su kod nas građeni 70-tih godina i kasnije, veoma dotrajali sa zahtevom za hitnim i velikim intervencijama.

5.4.3. Metode saniranja i ojačanja krovne konstrukcije

Radi preglednijeg sagledavanja metoda saniranja i ojačanja krovne konstrukcije, varijantna rešenja, će biti klasifikovana na ona koja se mogu primeniti za sanaciju drvenih krovnih konstrukcija i sanaciju ravnih krovova.

5.4.3.1. Metode saniranja drvenih krovnih konstrukcija

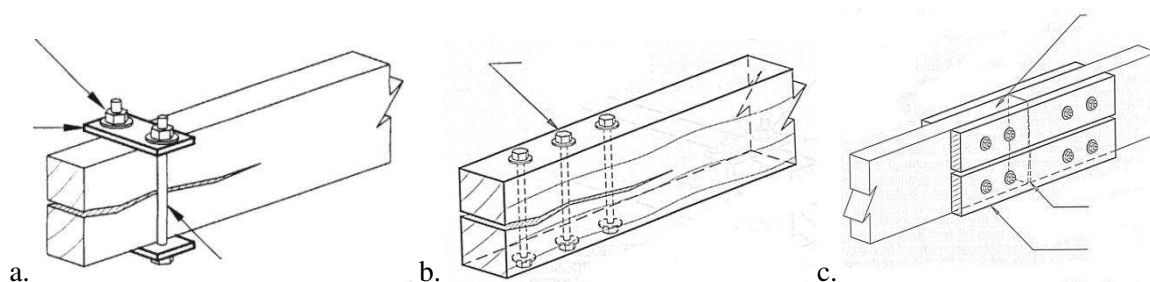
Tehnologije izvođenja radova na sprovođenju svih ovih mera su se razvijale i usavršavale u pogledu primenjenih materijala, tehničkih sredstava i načina izrade. Međutim, u primeni su ravnopravno i proverene klasične metode. U daljem će biti dat detaljniji prikaz samo savremenih tehnologija.

Tabela 5.2 Tehnologije izvođenja radova na sanaciji i pojačavanju drvenih krovnih konstrukcija [Savić, J., 2009]

Klasične (tradicionalne) tehnologije	<ul style="list-style-type: none"> – primena klasičnih veza na mestima uklonjenih oštećenih delova konstrukcija – pojačavanje poprečnih preseka elemenata – ubacivanje zatega – popravke krovnih pokrivača
Savremene tehnologije	<ul style="list-style-type: none"> – primena savremenih spojnih sredstava i materijala pri pojačanjima i popravkama oštećenih delova drvenih konstrukcija – primena lakih krovnih vezača

Primena savremenih spojnih sredstava i materijala pri pojačanjima i popravkama oštećenih delova drvenih konstrukcija

Raspukline i pukotine kod drvene građe nastaju usled skupljanja građe, odnosno smanjenja vlažnosti drveta. One mogu da zahvataju ceo presek i da se pružaju po dužini građe (sl. 5.55).

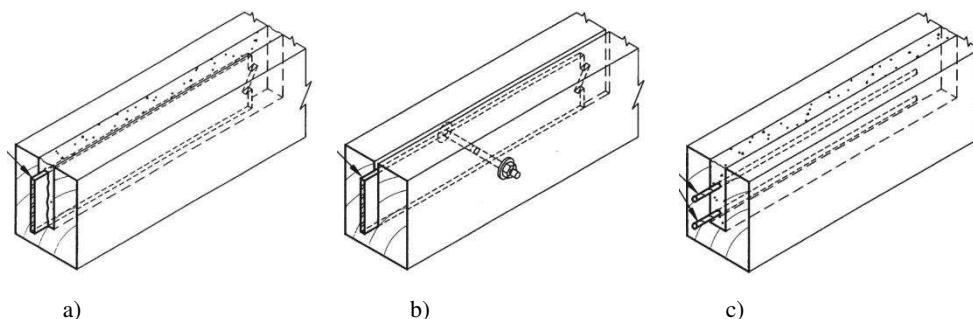


Slika 5.55 Ojačavanje pojedinačnog elementa od drveta sa raspuklinom: a.) zavrtnjevima sa podloznicima i čeličnim pločama, b.) utezanjem zavrtnjevima, c.) dodavanjem drvenih obraznih elemenata [Newman, 2001]

Razlozi zbog kojih raspukline mogu da nastanu su mnogobrojni, mada se one najčešće javljaju brzo po ugradnji drvene građe ili kasnije u eksploataciji, ukoliko su elementi bili izloženi dejstvu vode, a zatim usled provetravanja isušeni. Ovakve raspukline

se mogu sanirati dodavanjem novog elementa od drveta ili čelika pritezanjem ili zavrtnanjem (slika 5.55).

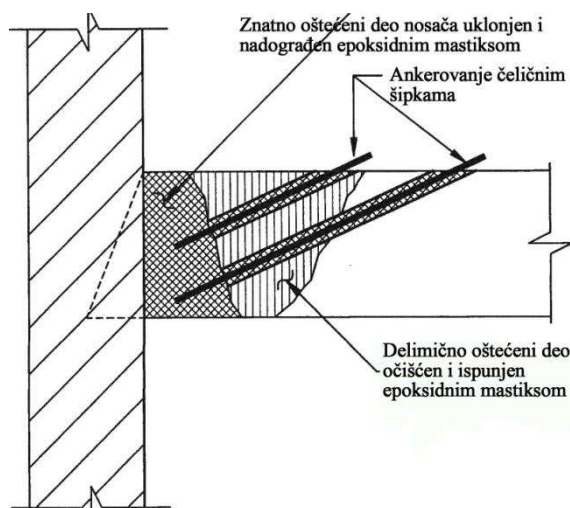
Elementi drvenih konstrukcija mogu na određenim segmentima biti izloženi većim naprezanjima, pa se ojačanje na takvim mestima izvodi tako što se u cele proreze određene dužine ugrađuju čelične trake, karbonske trake i čelične šipke i zalivaju se epoksidnim mastiksom (slika 5.56).



Slika 5.56 Ojačanje elemenata drvenih konstrukcija [Newman, 2001]

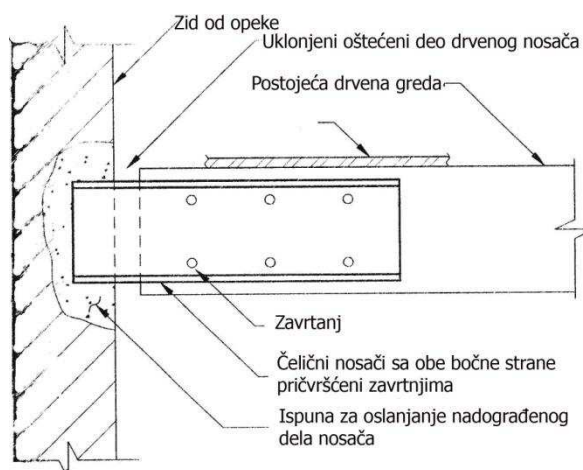
- a) čelične trake zalivene epoksidnim lepkom
- b) čelične trake u uskim prorezima utegnute zavrtnjima
- c) čelične šipke u uskom prorezu napunjenom epoksidom

Mesta na kojima se drveni nosači oslanjaju na zidove su "slaba" mesta u konstrukciji. Zbog loše izvedene veze i zadržavanja vode, krajevi nosača se vremenom znatno oštete i istrule, pa ih je potrebno očistiti i ukloniti. Deo uklonjenog nosača se vrlo uspešno nadograđuje epoksidnim mastiksom. Manje oštećeni deo se mora takođe dobro očistiti i ispuniti epoksidom. Nadograđeni deo nosača se čeličnim ankerima vezuje za zdravi deo, pri čemu se bušotine za ankere zalivaju epoksidnim lepkom. Oslonac nosača na zid se mora pažljivo izvesti (sl. 5.57).



Slika 5.57 Nadogradnja oštećenog drvenog nosača epoksidnim mastiksom uz ankerovanje za zdravi deo nosača [Newman, 2001]

Nešto jeftiniji način popravke oštećenog kraja nosača koji se oslanja na zid je pomoću čeličnih profila i zavrtnjeva. Oštećeni deo se i ovde mora ukloniti, pa kako je nosač skraćen, potrebna dužina se postiže obostranim dodavanjem čeličnih profila pričvršćenih za postojeći drveni nosač zavrtnjima (slika 5.58). Ovako produžen i saniran nosač se mora čvrsto povezati sa zidom, pa se nešto proširena zona oslanjanja ispunjava betonom.



Slika 5.58 Nadogradnja oštećenog drvenog nosača čeličnim profilima sa obe bočne strane [Newman, 2001]

U novije vreme se u drvenim konstrukcijama koristi novo spojno sredstvo u vidu metalne perforirane ploče sa zubcima, poznato pod nazivom metalni konekter. Izrađuje se posebnom tehnologijom, presovanjem, pri čemu se delovi površine trake čija je debljina 1.5 mm, perforiranjem pretvaraju u nizove paralelnih eksera. Tako dobijeni element četkastog oblika je u stanju da primi sve tangencijalne sile i prenese ih na druge priključne elemente u čvornoj vezi.

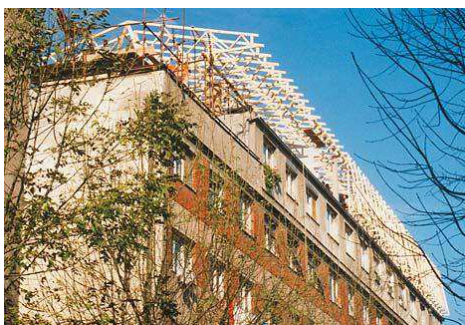


Slika 5.59 Detalji veza izveden metalnim konekterima
[www.hrcak.srce.hr, preuzeto 5. 2016.]

Veoma su pogodni za primenu pri popravkama i sanacijama drvenih krovnih konstrukcija jer se vrlo jednostavno utiskuju i rešavaju pitanja nastavaka, ojačanja i stabilnosti čvornih veza.

Primena LKV nosača

Laki krovni vezači (LKV) su prefabrikovani rešetkasti drveni nosači kod kojih su štapovi u čvorovima i nastavci štapova izvedeni specijalnim postupkom uz upotrebu mobilne prese pod određenim pritiskom. Primenuju se u gradnji krovova novih objekata, u nadogradnji, pretvaranju ravnih u kose krovove i zameni dotrajalih drvenih krovova.



Slika 5.60 Primena LKV nosača kod postojećih zgrada [Savić, 2009]

Kada se LKV nosači koriste kod postojećih objekata, za pretvaranje ravnih u kose krovove ili za zamenu dotrajalih drvenih krovova, moguće je to učiniti tako da dobijemo krovove sa stambenim potkrovljem i krovove bez potkrovlja. Na taj način je moguće ostvariti dvostruku pogodnost, osigurati dodatnu zaštitu najviših etaža, tako da se negativni uticaj građenja na komfor stanara smanjuje na najmanju moguću meru i dobiti dodatni prostor za stanovanje ili neku drugu namenu.

5.4.3.2 Metode saniranja ravnih krovova

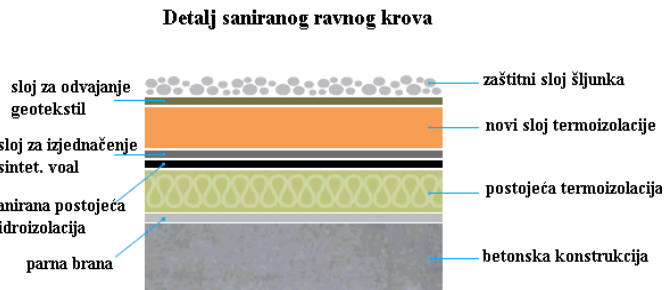
Konstruktivne mere koje se mogu primeniti na oštećenim ravnim krovovima radi zaštite objekta, pod uslovom da noseća konstrukcija objekta ima potrebnu nosivost i stabilnost, su:

- popravka i sanacija krovnog pokrivača ravnog krova,
- izrada kosog krova.

Izvođački projekat sanacije ravnog krova mora da sadrži: tehničko rešenje sanacije, uslove za kvalitet materijala i sistema, tehničke uslove izvođenja radova, opis i crteže rešenih detalja i predmer i predračun radova.

Popravka i sanacija slojeva ravnog krova

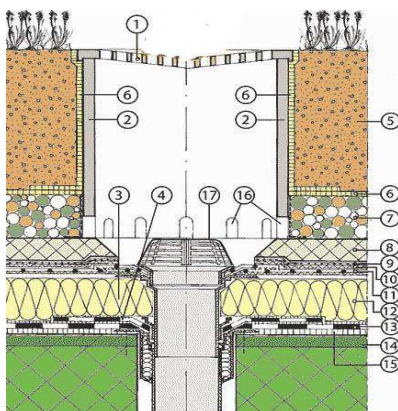
Kada se radi o merama sanacije krovnog pokrivača ravnog krova, uz čisto krovopokrivačke radove moraju se izvesti i ostali prateći radovi kao što su: rušenje i ponovo ugrađivanje cementnih holкера, rušenje i ponovo ugrađivanje teških zaštita, dorada ili zamena limarije, opšiva, slivnika i drugih elemenata.



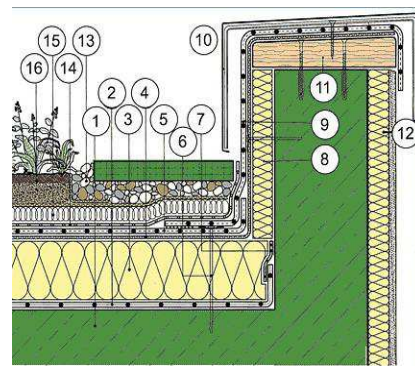
Slika 5.61 Radovi na sanaciji i obnavljanju slojeva ravnog krova

[www.spamil.com/usluge/hidroizolacija-ravnih-krovova/, preuzeto 05.2016.]

Posljednjih godina posebna pažnja usmerena je na ekološki zdrave i samoodržive zgrade. Deo tog trenda odnosi se na primenu zelenih krovova, koji se sve više primenjuju u gradskim jezgrima u cilju humanizacije i obogaćenja životne sredine, smanjenja zagađenosti vazduha i buke, kao i poboljšanja mikroklimatskih uslova. Zeleni krovovi se danas uspešno rešavaju savremenim materijalima, koji se koriste za hidroizolaciju krovova, ali i svim drugim potrebnim slojevima za drenažu, filtriranje i odvođenje vode i za tu svrhu posebno projektovanim detaljima (sl. 5.62).



1- Čelična rešetka, 2- Zaštitni šaht za čišćenje slivnika,
3- Vodonepropusni zavareni spoj, 4- Priključak parne brane na slivnik,
5- Humus, 6- Filter filc, 7- Sloj granula od ekspanzirane gline,
8- Zaštitni mikrobeton, 9- PE – folija, 10- Filter filc,
11- Hidroizolacija otporna na korenje biljaka, 12- Termika
13- Parna brana, 14- Sloj za pad, 15- Sloj za izjednačenje,
16- Perforacije na čeličnom šahu 17- Odvodni slivnik vezan za kišnicu



1- Noseća konstrukcija, 2- Sloj za nagib, 3- Sloj za odvajanje, 4- Termoizolacija, 5- Sloj za odvajanje, 6- Flanšna limene štucne, 7- Horizontalna hidroizolacija, 8- Teška zaštita šljunak, 9- Perforirana šoder lajsna, 10- Armirano betonski nadzidak, 11- Vertikalna hidroizolacija na holkelu, 12- Rabcirani cementni malter, 13- Okapnica od lima, 14- Metalni hafter, 15- Oluk, 16- Kotlič oluka

Slika 5.62 Detalj ravnog krova - pretvaranje krovne terase u ozelenjenu krovnu baštu

[www.spamil.com/usluge/hidroizolacija-ravnih-krovova/, preuzeto 05.2016.]

Izrada kosog krova

Izrada kosog krova može se rešiti klasičnom drvenom krovnom konstrukcijom, primenom LKV nosača ili u vidu neke druge mešovite konstrukcije (čelik-drvo). Pri tom investitori teže da potkrovni prostor bude u određenoj meri korišćen i za stanovanje.



Slika 5.63 Primena LKV nosača za izradu kosog krova

[www.gradjevinski-radovi.rs, preuzeto 2009.god.]

Problemi sa ravnim krovovima su bili dobar izgovor da se krene u nadogradnju stambenih zgrada doživljavanjem jedne ili više etaža. Taj talas u savremenoj građevinskoj i arhitektonskoj praksi se pretvorio u trku za jeftinom i ekonomičnom stambenom površinom u kojoj su često vrlo važna pitanja sigurnosti i stabilnosti objekata ostajala po strani.

5.5. Predlog metoda sanacije i ojačanja prema stepenu i mestu oštećenja na objektu

U radu je prikazan veći broj metoda saniranja i ojačanja noseće konstrukcije zidane zgrade. Radi preglednosti metode su grupisane na one koje se odnose na temeljnu konstrukciju, nadtemeljnu i krovnu, a predstavljene su uglavnom kao tradicionalne i savremene ili grupisane i po drugim osnovama. Oštećenja su takođe klasifikovana po različitim parametrima, sa navedenim uzrocima njihovog nastajanja i načinom ispoljavanja.

Za praktičnu primenu i sprovođenje analiza pri izboru najadekvatnijih metoda za otklanjanje uzroka oštećenja i sanaciju i ojačanje konstrukcije, sačinjena je klasifikacija predstavljena tabelom 5.3. Tabela sadrži popis svih oštećenja razvrstanih po elementima konstrukcije na kojima se pojavljuju i stepenima oštećenja, sa opisom njihovog manifestovanja i predloženim merama saniranja i ojačanja.

Izbor najoptimalnijih rešenja mora da se zasniva na stečenim saznanjima i donetim zaključcima o ponašanju konstrukcije u okviru sprovedenih statičkih i dinamičkih analiza, iz kojih sledi potrebna krutost, otpornost i veličina deformacija konstrukcije u skladu sa planiranom namenom i korišćenjem objekta.

Imajući u vidu specifičnost i složenost radova, skupe materijale i primenu specijalne tehnologije potrebno je razmotriti problem i sa ekonomskog aspekta.

Tabela 5.3 Grupisanje i obeležavanje prezentovanih metoda sanacije i ojačanja konstrukcije

TEMELJI			MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE		
Naziv metode i br. poglavlja	Oznaka	Strana	Naziv metode i br. poglavlja	Oznaka	Strana
5.2.3.1 Pojačavanje podloge ispod temelja	T1	72	5.3.1.2 Intervencije na drv. tavanicama	MK1	95
5.2.3.2 Proširivanje temelja	T2	73	ELEMENTI OD ARMIRANOG BETONA		
5.2.3.3 Produblivanje temelja	T3	74	5.3.2.2 Dodavanje nove arm. i betona	BK1	103
5.2.3.4 Primena šipova	T4	75	5.3.2.2 Ojačanje karbonskim trakama	BK2	104
5.2.3.5 Šipovi i drugi elementi	T5	77	5.3.2.2 Povećanje poprečnog preseka elemenata	BK3	105
ZIDOVI			5.3.2.2 Sanacija oštećenih greda	BK4	106
5.3.1.2 Popravka pukotina	Z1	82	5.3.2.2 Sanacija stepeništa	BK5	107
5.3.1.2 Zamena maltera u spojnica	Z2	83	5.3.2.2 Sanacija AB međuspr. konstrukcija	BK6	108
5.3.1.2 Dodavanje armature	Z3	83	5.3.2.2 Ojačavanje AB međ. konstr. karbonskim trakama i laminatima	BK7	109
5.3.1.2 Ojačani cem. premazi	Z4	85	KOSI I RAVNI KROVOVI		
5.3.1.2 Torkret beton	Z5	86	5.4.3.1 Saniranje drvenih greda kod kosih krovova	KK1	112
5.3.1.2 Injektiranje smešama	Z6	87	5.4.3.1 Primena LKV nosača	KK2	115
5.3.1.2 Prednaprezanje zidova	Z7	88	5.4.3.2 Sanacija slojeva ravnog krova	RK1	116
5.3.1.2 Rekonstrukcija zida	Z8	88			
5.3.1.2 Obruči od nerđ. čelika ili FRP traka	Z9	89			
5.3.1.2 FRP proizvodi (trake, štapovi, mreže i platna)	Z10	90			
5.3.1.2 Malteri ojačani GFRP mrežicom	Z11	92			
5.3.1.2 Utezanje i stabilizacija zidova	Z12	94			
5.3.1.2 Ojačanje zona i uglova spajanja zidova	Z13	99			
5.3.1.2 Ukrućenje vertikalnim serklažima	Z14	100			

Tabela 5.4 Klasifikacija metoda sanacije i ojačanja prema stepenu i mestu oštećenja na objektu

Stepen oštećenja	Ozbiljnost oštećenja	Elementi na kojima se pojavljuju	Manifestovanje oštećenja	Metode saniranja i ojačanja			
				Tem elji	Zido vi	Bet. elem.	Krov ovi
0. stepen	Zanemarljiva	Zidovi, plafoni	Prsline manje od 0.1mm	Ne zahteva sanaciju ili sanacija iz estetskih razloga			
1. stepen	Veoma mala	Zidovi sa unutrašnje strane, plafoni	Prsline do 1mm- jedva vidljive, opadanje malt. na malim površinama	Krećenje (registrovanje i praćenje prslina)			
2. stepen	Mala	Malo oštećenje noseće konstr., umereno ošteć. nenoseće konstr.	Pukotine do 5mm, na zidovima, opadanje malt., odvajanje delova dimnjaka	-	Z1 Z2 Z6 Z12 Z13 Z14	-	-
3. stepen	Umerena	Umereno oštećenje noseće konstr., znatno oštećenje nenoseće kontr., krovovi, dimnjaci, prozori, vrata	Pukotine od 5-15mm, velike i dugačke pukotine na zidovima i temeljima, ispadanje delova fasadne obloge, ispadanje i pomeranje crepova, lom dimnjaka u nivou krova, lom pojedinih delova nenoseće konstr, prozori i vrata se teško otvaraju, instalacije su oštećene ili polomljene	T1 T2 T3	Z2 Z3 Z4 Z6 Z12 Z13 Z14	BK1 BK4	KK1 RK1
4. stepen	Ozbiljna	Ozbiljna oštećenja noseće i vrlo ozbiljna oštećenja nenoseće konst.	Širina pukotina 15-25mm. Ozbiljni lomovi na zidovima, gubitak nosivosti pojed. elem., delimično rušenje konstr.	T1 T2 T3 T4 T5	Z7 Z8 Z9 Z10 Z11 Z12	MK1 BK1 BK2 BK3 BK4 BK5 BK6 BK7	KK1 KK2 RK1
5. stepen	Veoma ozbiljna	Velika oštećenja koja zahtevaju potpunu obnovu ili rušenje	Širina pukotina veća od 25mm. Zidovi nakrivljeni, gubitak nosivosti, stepenice polomljene i iskrivljene, otvori polomlj. i iskrivljeni.	T2 T3 T4 T5	Z5 Z7 Z8 Z9 Z10 Z11 Z12 Z13 Z14	MK1 BK1 BK2 BK3 BK4 BK5 BK6 BK7	KK1 KK2 RK1

6. EFEKTI PRIMENE KONSTRUKTIVNIH MERA OJAČANJA NA IZABRANIM KARAKTERISTIČNIM ZIDANIM ZGRADAMA U OKVIRU BLOKA MEŠOVITE NAMENE U NIŠU

6.1. Uvod

Veliki broj postojećih stambenih objekata u Nišu čine objekti građeni u periodu pre uvođenja Propisa za građenje u seizmički ugroženim oblastima iz 1964. godine (Privremeni tehnički propisi za građenje u seizmičkim područjima - Pravilnik '64), koji su uvedeni posle zemljotresa koji je zadesio Skoplje 1963. godine. Većina ovih zgrada zidana je sa zidovima bez vertikalnih ukrućenja i njihova spratnost nije prelazila 5 spratova. Zidovi su postavljeni u dva ortogonalna pravca, s tim što su noseći zidovi dominantni u jednom pravcu (podužnom ili poprečnom), dok su u drugom pravcu obično vezni ili zidovi za ukrućenje. Kako su značajna oštećenja zgrada zabeležena posle zemljotresa u Skoplju 1963. godine uvedeni su prvi seizmički propisi u tadašnjoj Jugoslaviji, koji su podrazumevali obaveznu ugradnju armiranobetonskih elemenata za ukrućenje - serklaža.

6.2. Analiza postojećih zidanih zgrada

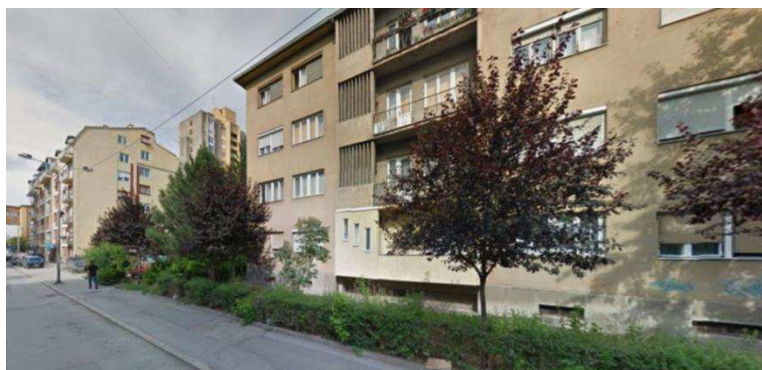
S obzirom na veliki broj zidanih zgrada i značajnu potrebu da se stanje u kojima se ti objekti nalaze popravi i poboljša i da se sprovede kontrola nosivosti i upotrebljivosti na seizmičko dejstvo za istraživanja i analizu je izabran karakterističan blok mešovite strukture sa naglašenim stanovanjem u kome dominiraju navedeni stambeni zidani objekti u masivnom konstruktivnom sklopu. Zastupljen je i određeni broj objekata poslovne, obrazovne i ugostiteljske namene. Posmatrani blok, koji se nalazi u Nišu, zahvata površinu od oko 15ha, a okružen je bulevarom Zorana Đinđića i ulicama Sremskom, Dragiše Cvetkovića i Pasterovom. Stambeni objekti, koji se nalaze u okviru bloka, organizovani su uglavnom kao slobodnostojeći, osim pojedinih delova ulica gde su formirani kontinualni ulični frontovi.



Slika 6.1 Položaj posmatranog bloka (GIS grada Niša)

[www.gis.ni.rs]

U okviru posmatranog bloka zastupljena su dva tipa zidanih zgrada, koji će u daljem tekstu i analizi biti označeni kao "tip A" i "tip B". Od ukupnog broja stambenih objekata zidanih u masivnom konstruktivnom sklopu, "tip A" je zastupljen sa približno 40%, a "tip B" sa oko 60%.



Slika 6.2 Jedan kontinualni ulični front u posmatranom bloku (ul. Rentgenova)

6.2.1 Opis konstrukcije

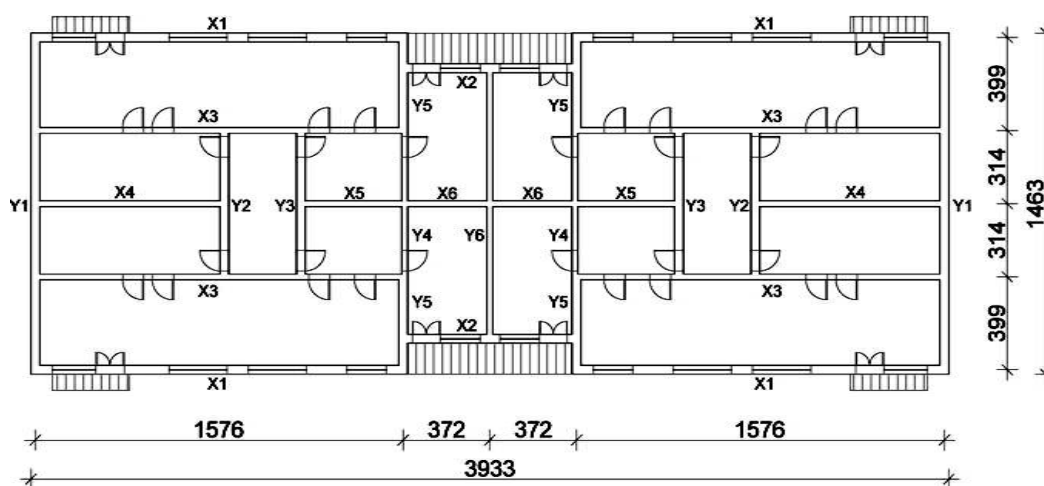
Zidane zgrade iz posmatranog bloka izgrađene su krajem 50-ih i početkom 60-ih godina prošlog veka, u periodu kada na snazi još uvek nisu bili propisi o građenju objekata u seizmičkim područjima.

Zgrada "tipa A" je zidani objekat izduženog pravougaonog oblika u osnovi, sa nosećim zidovima koji se pružaju dužom stranom – X pravac, čineći tako podužni noseći sistem, kao što se vidi na slici 6.3. Dimenzije zgrade u osnovi su 39.33 m po X pravcu i 14.63 m po Y pravcu. Objekat ima ukupno 5 etaža u koje spadaju podrum, prizemlje i 3 sprata. Fundiran je na trakastim temeljima od nearmiranog betona, širine $B=140$ cm,

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

B=155 cm i B=185 cm. Noseću konstrukciju čine zidovi od pune opeke (MO10) zidani produžnim malterom (MO2.5) u podrumu i na prizemlju, a krečnim malterom (MO1.0), su zidani I, II i III sprat. Ispitivanje marke opeke za zidanje, ugrađene u zidove objekata sa posmatrane lokacije, izvršio je Institut za građevinarstvo i arhitekturu Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu. Tom prilikom utvrđeno je da je prosečna pritisna čvrstoća opeke $11,43\text{N/mm}^2$, a pojedinačna minimalna pritisna čvrstoća $10,17\text{N/mm}^2$.

Deo konstrukcije objekta za prihvatanje vertikalnog opterećenja predstavlja sistem podužnih nosećih zidova debljine 25 i 38 cm bez vertikalnih serklaža. Poprečno postavljeni vezni zidovi su takođe debljina 25 i 38 cm. Podužni fasadni i unutrašnji zidovi (X pravac) oslabljeni su većim brojem otvora za prozore i vrata, dok poprečni zidovi imaju znatno manji broj otvora. Međuspratna konstrukcija je polumontažna sitnorebrasta konstrukcija "Avramenko", čija je debljina 30 cm. Spratna visina etaža iznosi 2.90 m. Krov je ravan, neprohodni.



Slika 6.3 Osnova tipskog sprata objekta "tip A"

Tabela 6.1 Zastupljenost smičućih zidova za objekat "tip A"

	Procenat nosećih-smičućih zidova u X pravcu	Procenat nosećih-smičućih zidova u Y pravcu
Zgrada "tip A"	12.2%	6.59%

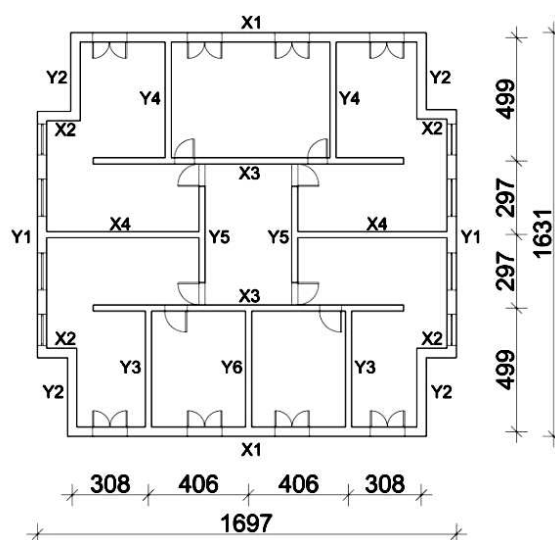
Na osnovu vrednosti prikazanih u tabeli 6.1 zapaža se procentualno malo učešće zidova koji se pružaju po Y pravcu. Dalja analiza konstrukcije može pokazati da li je potrebno uvesti nove zidove Y pravca koji će dodatno ojačati i učvrstiti konstrukciju objekta.

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.4 Frontalna-ulična fasada jednog od objekata "tipa A" (ul. Rentgenova)

Zgrada "tipa B" (slika 6.6), predstavlja zgradu zidanu u masivnom konstruktivnom sklopu, gotovo kvadratne osnove čije su dimenzije 16.97 m X pravca, a 16.31 m Y pravca. Deo konstrukcije objekta u odnosu na prihvatanje vertikalnog opterećenja, predstavlja sistem podužnih nosećih zidova bez vertikalnih serklaža. Spratnost objekta je P+3, odnosno prizemlje i tri etaže. Objekat je izgrađen 1960. godine. Noseći zidovi izvedeni su u prizemlju od pune opeke (MO10) u produžnom malteru, dok su spratovi zidani punom opekom u krečnom malteru. Marke opeke i maltera usvojene su kao kod predhodnog objekta. Debljina nosećih zidova iznosi 25 cm i 38 cm. Svi fasadni zidovi oslabljeni su većim brojem otvora za prozore i vrata, dok unutrašnji zidovi imaju znatno manji broj otvora za vrata. Međuspratna konstrukcija je polumontažna sitnorebrasta konstrukcija "Avramenko", čija je debljina 30 cm. Spratna visina etaža iznosi 2.82 m. Krov je ravan, urađen kao neprohodna krovna terasa. Zgrada je fundirana na trakastim temeljima od nearmiranog betona, širine $B=180$ cm i $B=140$ cm.



Slika 6.5 Osnova tipskog sprata objekata "tip B"

Tabela 6.2 Zastupljenost smičućih zidova za objekat "tip B"

	Procenat nosećih-smičućih zidova u X pravcu	Procenat nosećih-smičućih zidova u Y pravcu
Zgrada "tip B"	9.1%	8.8%



Slika 6.6 Pogled na ulični niz formiran od objekata "tip B" (ul. Velikotrnavska)

6.2.2 Metoda proračuna

Za kompletnu statičko-seizmičku analizu posmatranih objekata korišćen je programski paket FEDRA, koji je namenjen proračunu i analizi zidanih konstrukcija, a zasnovan je na metodi konačnih elemenata. Metoda konačnih elemenata sastoji se u diskretizaciji konstrukcije kao sveobuhvatnog sklopa na konačan broj linijskih i dvodimenzionalnih ili trodimenzionalnih elemenata. Ti elementi su međusobno povezani u određenom broju tačaka, odnosno čvorova.

Program FEDRA je koncipiran tako da proračun zidanih konstrukcija zasniva na principima Evrokoda 6 (2005) [EN 1996-1-1:2005], uključujući Evrokod 2 za proračun i projektovanje betonskih elemenata (serklaži, grede, stubovi) i Evrokod 5 za projektovanje i proračun drvenih konstrukcija i krovova koji ulaze u sastav konstruktivnog sklopa zgrade. Seizmički proračun FEDRA zasniva na principima Evrokoda 8 (2005) [EN 1998-1-1:2005], pri čemu distribuciju seizmičkih sila po visini zgrade daje u obliku obrnute trougaone raspodele.

Program FEDRA prilikom analize konstrukcije objekta prvo svodi i proračunava vertikalno opterećenje koje može biti stalno i korisno. Na ovaj način vrši se i provera ispravnosti formiranog modela, a takođe i ponašanje konstrukcije pri delovanju vertikalnog opterećenja. Tako dobijena vertikalna opterećenja predstavljaju podlogu za proračun seizmičkih sila koje deluju na konstrukciju.

6.2.3 Analiza konstrukcija i ocena stanja posmatranih objekata

Za predviđene proračune u analizi posmatranih stambenih zgrada bilo je potrebno pripremiti niz ulaznih podataka. Podaci o mehaničkim i fizičkim svojstvima ugrađenih materijala utvrđeni su eksperimentalnim putem. Tako je utvrđeno da čvrstoća na pritisak pune opeke odgovara klasi M100 (M10). Ispitivanje ugrađenih maltera nije bilo moguće, pa je na osnovu brojnih predhodnih istraživanja usvojena čvrstoća na pritisak krečnog maltera $f_m = 1.0 \text{ N/mm}^2$ (M1), a za produžni malter je uzeta vrednost $f_m=2.5 \text{ N/mm}^2$ (M2.5). Prema eksperimentalnim istraživanjima na sličnim objektima utvrđena je marka betona M25, što približno odgovara klasi C16/20 prema Evrokodu 2. Usvojena je vrsta čelika S220 koja odgovara ranije primenjivanom glatkom čeliku GA240/360. Ostali ulazni podaci neophodni za sprovođenje analitičkog proračuna u okviru programskog paketa FEDRA, su opterećenja. Unete su sledeće vrednosti: korisno opterećenje na pločama 2.5 kN/m^2 , na stepenicama 3.0 kN/m^2 i na balkonima 4.0 kN/m^2 ; opterećenje od snega 0.75 kN/m^2 , od vetra 1.25 kN/m^2 . Za seizmički proračun u skladu sa EC 8 su usvojeni i sledeći podaci: kategorija objekta II, kategorija tla B, proračunsko ubrzanje tla $a_g=0.2g$ i faktor ponašanja konstrukcije $q = 1.5$.

Ako se krene od osnovne analize zastupljenosti površine konstruktivnih zidova i spratnosti objekta, prema EN 1998-1, može se zaključiti da i pored dovoljnog udela nosećih zidova, kao što se vidi (tabele 6.1 i 6.2), objekti zidani običnim zidanim zidovima nisu dozvoljeni u seizmičkim područjima sa proračunskim ubrzanjem tla $a_g=0.2g$.

Za sagledavanje postojećeg stanja posmatranih zidanih objekata i upoređenje sa različitim varijantnim rešenjima ojačane konstrukcije, u daljoj analizi biće prikazani izabrani modeli (1,2,3,4) za objekte A i B. Nakon analitičkog proračuna u okviru programskog paketa FEDRA, dobijen je veliki broj rezultata za svaku etažu ponaosob. Sagledavanjem dobijenih rezultata zaključeno je da su kod oba tipa zidane zgrade najveća prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju V_{Rd} , zabeležena kod skoro svih zidova u prizemlju. Kako ostale više etaže, imaju manji broj zidova kod kojih su prekoračene propisane veličine, u daljem prezentovanju rezultata biće prikazane samo vrednosti dobijene za zidove u prizemlju.

6.2.3.1 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje

Model 1A

Model 1 predstavlja postojeće, izvorno stanje konstrukcije sa nearmiranim zidovima bez dodatnih ukrućenja i ojačanja. Ovaj model pomoći će da sagledamo stanje konstrukcije i eventualni razvoj oštećenja tokom seizmičkih dejstava, a kasnije i za upoređenje sa drugim varijantnim rešenjima ojačane konstrukcije.

Tabela 6.3 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 1A

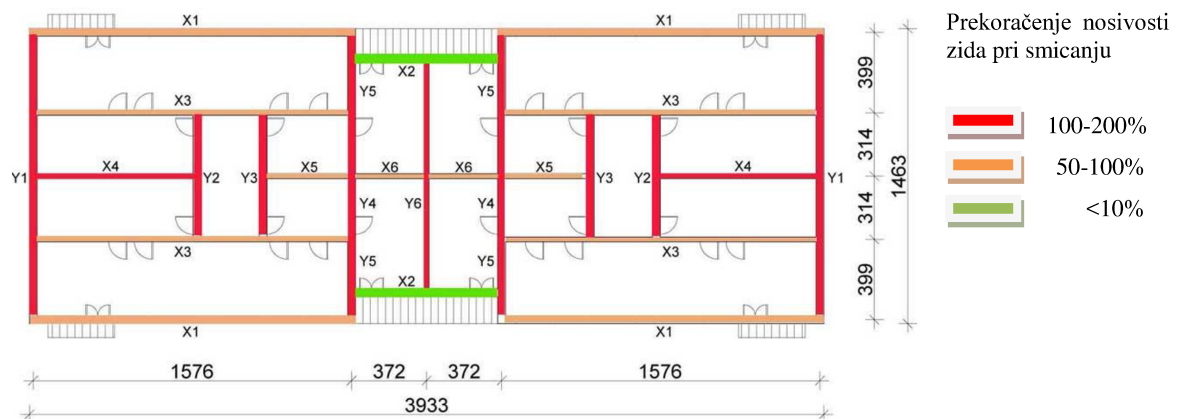
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Rd} %
Prizemlje	X1	16.14	1846	596	640	964	50
	X2	7.81	2052	503	215	236	<10
	X3	16.14	1350	433	736	1119	50
	X4	8.48	1350	340	326	814	150
	X5	4.76	1350	344	222	410	<100
	X6	3.90	1350	334	169	316	90
	Y1	14.63	2052	486	838	2386	190
	Y2=Y3	6.53	2052	655	342	811	150
	Y4	6.53	2029	650	358	778	120
	Y5	4.30	1938	603	263	704	170
Y6	11.98	1350	344	463	1180	150	

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.7 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 1A)

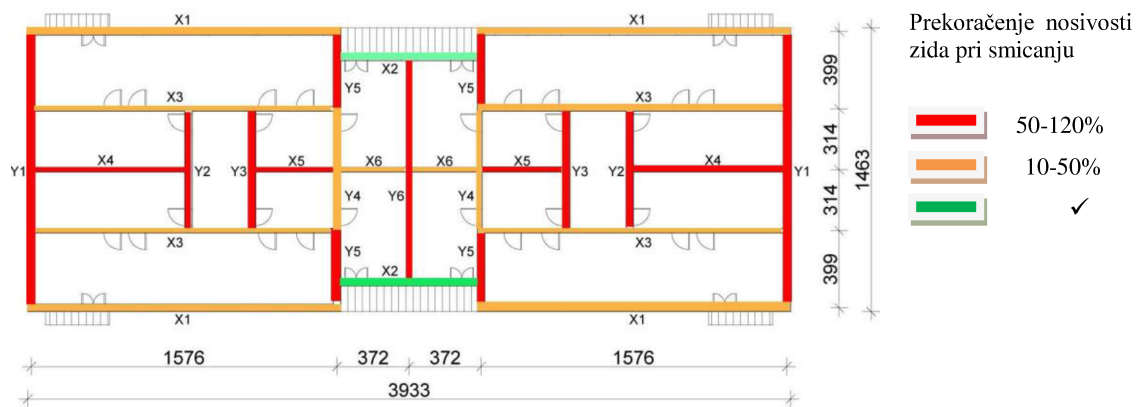
Model 2A

Model 2 predstavlja ojačanu konstrukciju uvođenjem vertikalnih serklaža koji će na mestima suticanja, sučeljavanja i ukrštanja nosećih zidova dodatno učvrstiti i ukrutiti postojeću konstrukciju. Model 2 je formiran prema zahtevima Evrokoda 8 - Deo 1 za zadatak spratnost objekta.

Tabela 6.4 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 2A

Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Rd} %
Prizemlje	X1	16.14	1846	490	640	723	13
	X2	7.81	2052	452	200	177	✓
	X3	16.14	1350	357	736	839	15
	X4	8.48	1350	283	326	611	85
	X5	4.76	1350	285	185	307	65
	X6	3.90	1350	270	170	237	40
	Y1	14.63	2052	405	838	1866	120
	Y2=Y3	6.53	2052	456	342	511	50
	Y4	6.53	2029	454	358	487	40
	Y5	4.30	1938	423	263	440	70
	Y6	11.98	1350	297	463	938	100

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja
 N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje
 V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja
 V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.8 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 2A)

Model 3A

Model 3 predstavlja ojačanu konstrukciju uvođenjem armiranih zidanih zidova. Formiran je takođe prema zahtevima Evrokoda 8 - Deo 1, za objekte koji se nalaze u zoni znatne seizmičke aktivnosti, kao još jedna predviđena varijanta ojačanja. Pod uvođenjem armiranih zidova podrazumeva se ugradnja armature u horizontalne spojnice postojećih zidova.

Tabela 6.5 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 3A

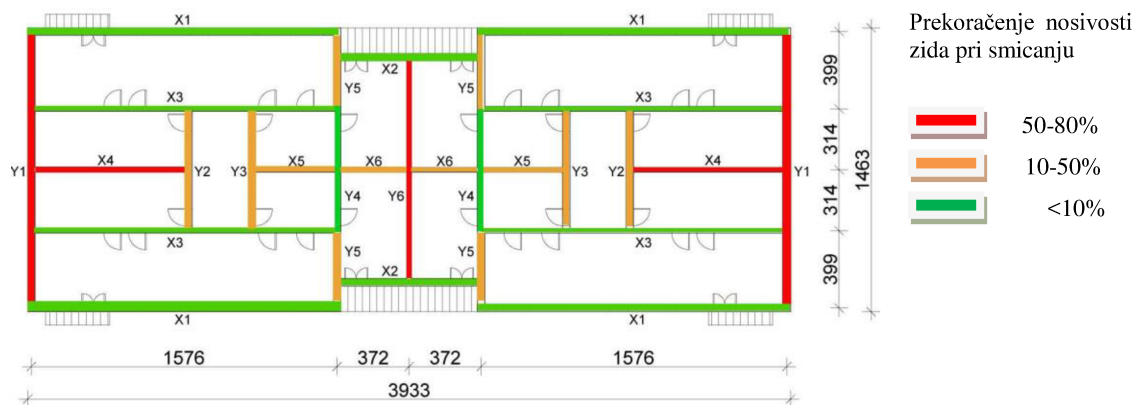
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Sd} %
Prizemlje	X1	16.14	1846	436	614	578	✓
	X2	7.81	2052	419	198	142	✓
	X3	16.14	1350	318	736	671	✓
	X4	8.48	1350	250	326	488	50
	X5	4.76	1350	250	185	246	32
	X6	3.90	1350	236	141	190	35
	Y1	14.63	2052	351	838	1523	80
	Y2=Y3	6.53	2052	374	327	380	16
	Y4	6.53	2029	377	358	369	<10
	Y5	4.30	1938	350	227	334	45
Y6	11.98	1350	254	463	710	50	

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.9 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 3A)

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

Model 4A

Model 4 predstavlja ojačanu konstrukciju armiranobetonskim platnima izvedenim na spoljašnjoj strani zidova. Formiran je prema zahtevima Evrokoda 8 - Deo 3, koji se odnosi na procenu stanja i ojačanje zgrada. Armiranobetonska platna se izvode na predhodno pripremljenoj površini postojećih zidova, tako što se prvo ankeruje za zid armaturna mreža (ϕ 10/10), a zatim preko nje izvede sloj betona C25/30 debljine 10 cm.

Tabela 6.6 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 4A

Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje $\frac{V_{Rd}}{V_{Sd}}$ %
Prizemlje	X1	16.14	3249	718	2751	1154	✓
	X2	7.81	3400	588	868	278	✓
	X3	16.14	2700	575	3813	1559	✓
	X4	8.48	2700	445	2003	1079	✓
	X5	4.76	2700	450	1124	543	✓
	X6	3.90	2700	443	921	419	✓
	Y1	14.63	3400	634	4680	3180	✓
	Y2=Y3	6.53	3400	832	1984	1028	✓
	Y4	6.53	3400	804	1999	964	✓
	Y5	4.30	3400	726	1357	843	✓
	Y6	11.98	2700	493	2830	1793	✓

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

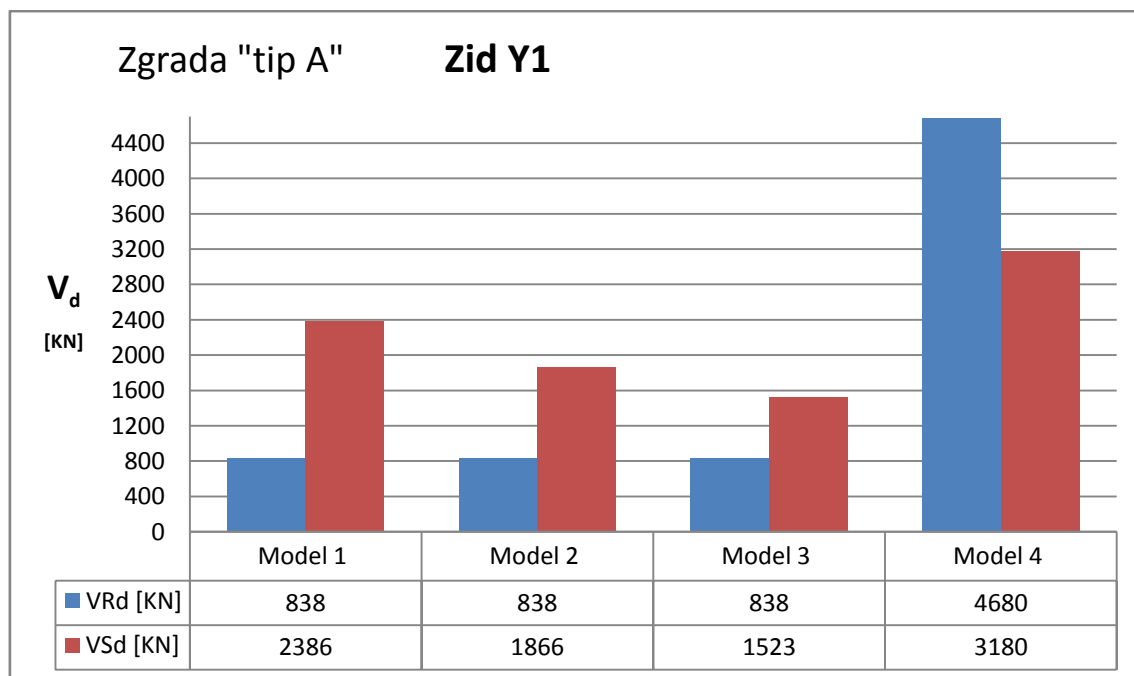
V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

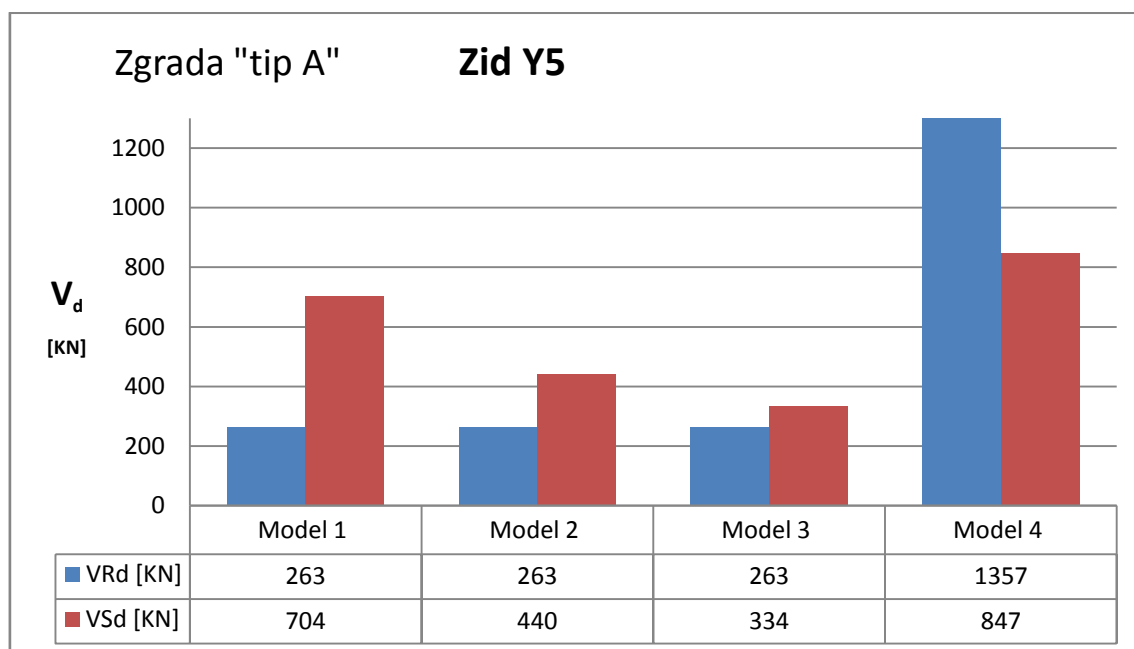
Tabela 6.7 Usporedni prikaz rezultata dobijenih iz analitičkog proračuna kontrole na smicanje različitih Modela za objekat "tip A"

Zidovi	Model 1			Model 2				Model 3				Model 4			
	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Poboljšanje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)
X1	640	964	50	640	723	15	25	640	578	✓	40	2751	1154	320	20
X2	215	236	<10	215	177	✓	25	215	142	✓	40	868	278	300	18
X3	736	1119	50	736	839	15	25	736	671	✓	40	3813	1559	418	40
X4	326	814	150	326	611	85	25	326	488	50	40	2003	1079	514	33
X5	222	410	<100	222	307	65	25	222	246	32	40	1124	543	406	33
X6	169	316	90	169	237	40	25	169	190	35	40	921	419	444	33
Y1=Y2	836	2386	190	836	1866	120	35	836	1523	80	36	4680	3180	450	33
Y3	342	811	150	342	511	50	38	342	380	16	53	1984	1028	480	27
Y4	358	778	120	358	487	40	38	358	369	<10	53	1999	964	450	24
Y5	263	704	170	263	440	70	38	263	334	45	53	1357	843	415	20
Y6	463	1180	150	463	938	100	20	463	710	50	40	2830	1793	510	52

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.10 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-VSd i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VRd za zid Y1 sa najvećim prekoračenjem (tabela 6.7)



Slika 6.11 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-VSd i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VRd za zid Y5 sa najvećim prekoračenjem (tabela 6.7)

Model 1B

Tabela 6.8 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 1B

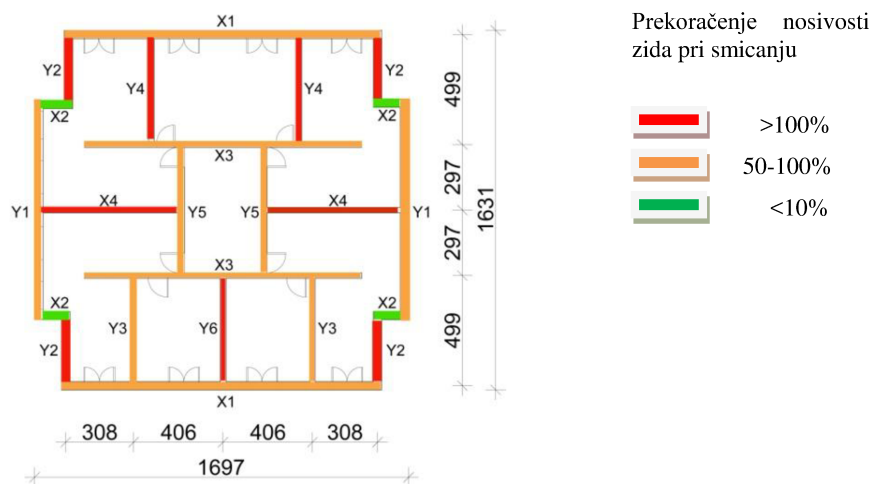
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Rd} %
Prizemlje	X1	14.40	1915	549	651	1030	60
	X2	1.47	1915	338	84	91	<10
	X3	12.58	1350	357	538	882	65
	X4	6.67	1350	304	252	540	115
	Y1	9.95	2052	500	385	598	55
	Y2	3.43	1938	499	198	426	115
	Y3	5.31	1350	350	242	458	90
	Y4	5.31	1350	344	231	463	100
	Y5	5.04	1350	290	196	331	70
	Y6	5.31	1350	325	210	423	100

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.12 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 1B)

Model 2B

Tabela 6.9 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 2B

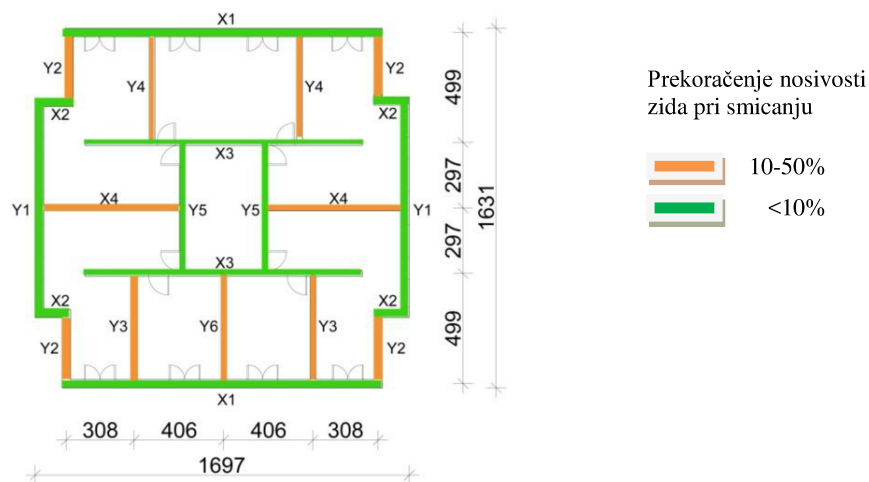
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Rd} %
Prizemlje	X1	14.40	1915	427	651	731	12
	X2	1.47	1938	267	84	64	✓
	X3	12.58	1350	285	538	622	15
	X4	6.67	1350	244	250	380	50
	Y1	9.95	2052	400	396	400	3
	Y2	3.43	1915	366	198	284	43
	Y3	5.31	1350	269	229	310	31
	Y4	5.31	1350	266	226	306	35
	Y5	5.04	1350	215	196	218	11
Y6	5.31	1350	256	210	283	34	

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.13 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 2B)

Model 3B

Tabela 6.10 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 3B

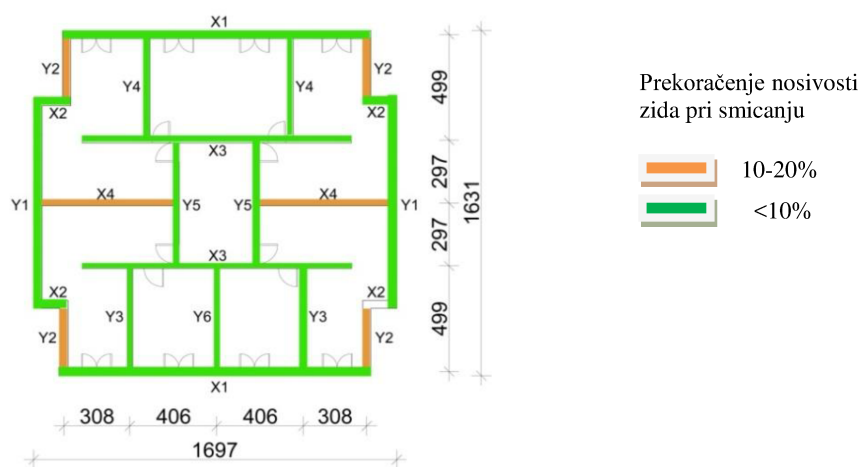
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje V_{Rd} %
Prizemlje	X1	14.40	1915	367	651	584	✓
	X2	1.47	1915	233	80	51	✓
	X3	12.58	1350	278	655	566	✓
	X4	6.67	1350	216	250	304	21
	Y1	9.95	1869	359	396	320	✓
	Y2	3.43	1938	313	195	227	16
	Y3	5.31	1350	245	232	248	<10
	Y4	5.31	1350	235	221	243	10
	Y5	5.04	1350	186	196	174	✓
	Y6	5.31	1350	227	210	227	<10

N_{Sd} - proračunska vrednost vertikalnog opterećenja

N_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida na vertikalno opterećenje

V_{Sd} - proračunska vrednost smičućeg opterećenja

V_{Rd} - proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju



Slika 6.14 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 3B)

Model 4B

Tabela 6.11 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 4B

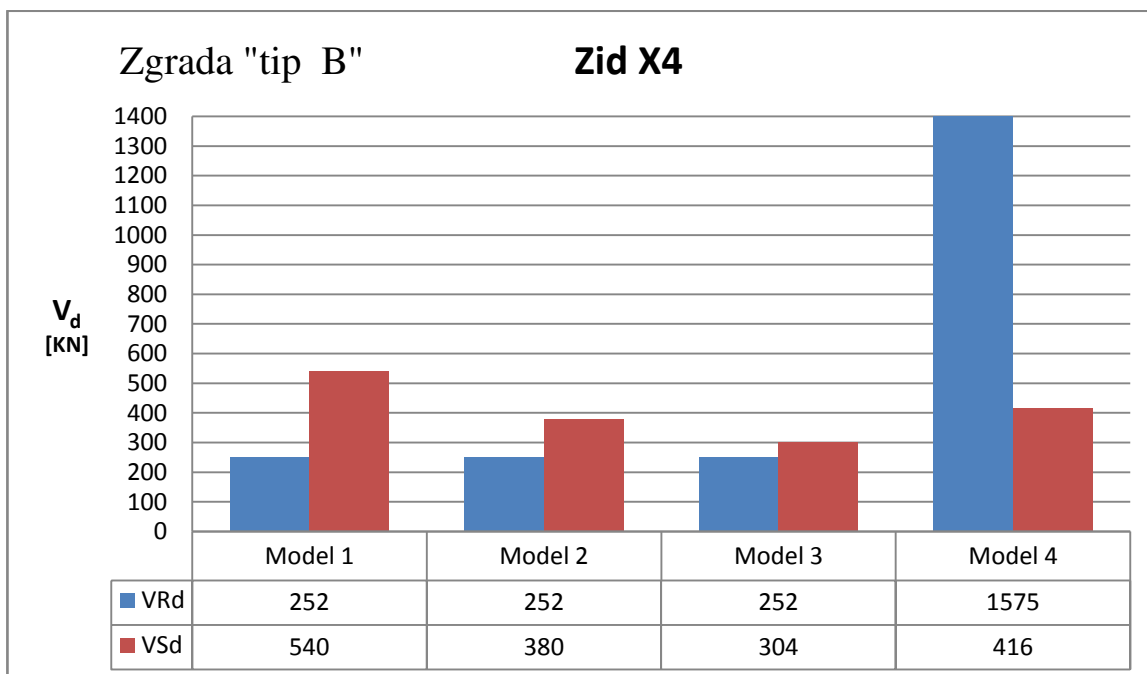
Sprat	Zid	Dužina (m)	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)	V_{Rd} (KN)	V_{Sd} (KN)	Prekoračenje %
Prizemlje	X1	14.40	3362	435	3736	665	✓
	X2	1.47	3400	279	473	58	✓
	X3	12.58	2700	338	2972	689	✓
	X4	6.67	2700	292	1575	416	✓
	Y1	9.95	3325	431	1922	372	✓
	Y2	3.43	3400	371	1103	260	✓
	Y3	5.31	2700	319	1254	350	✓
	Y4	5.31	2700	309	1254	342	✓
	Y5	5.04	2700	255	1190	244	✓
	Y6	5.31	2700	302	1254	316	✓

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

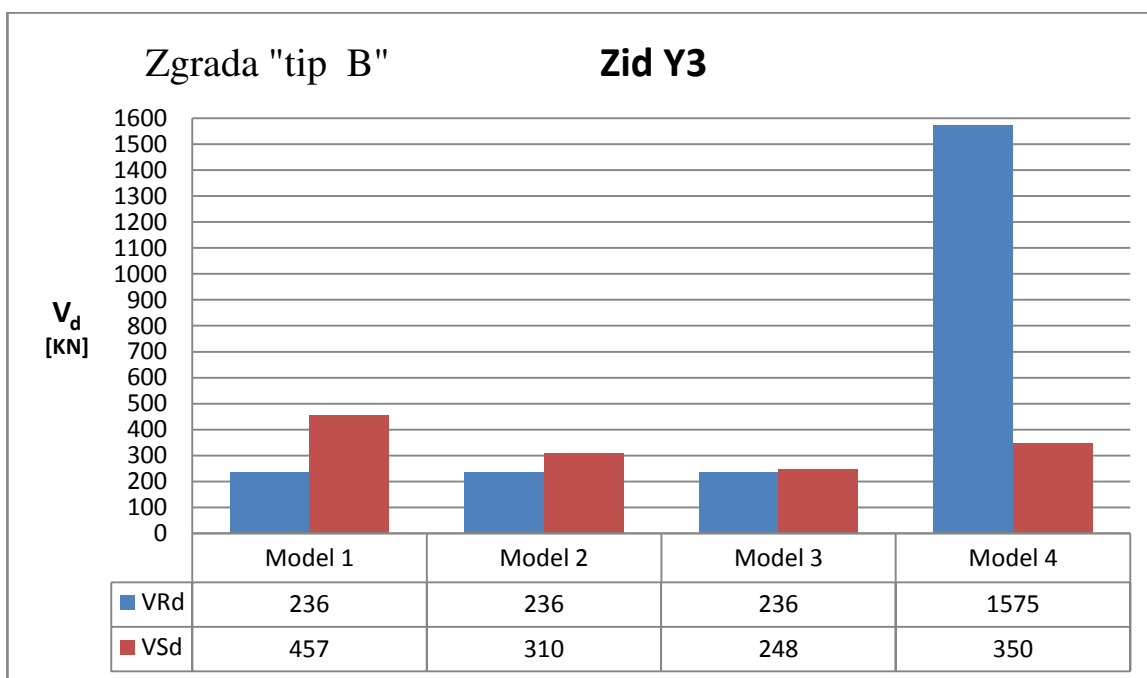
Tabela 6.12 U poređni prikaz rezultata dobijenih iz analitičkog proračuna kontrole na smicanje različitih Modela za objekat "tip B"

Zidovi	Model 1			Model 2				Model 3				Model 4			
	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Prekoračenje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)	V _{Rd} (KN)	V _{Sd} (KN)	Poboljšanje V _{Rd} (%)	Poboljšanje u odnosu na M1(%)
X1	651	1030	60	651	731	12	30	651	584	✓	45	3736	665	570	35
X2	84	91	<10	84	64	✓	30	80	51	✓	45	473	58	560	30
X3	538	882	65	538	622	15	30	655	566	✓	35	2972	689	550	20
X4	252	540	115	250	380	50	30	250	304	21	45	1575	416	625	33
Y1	385	598	55	396	400	3	35	396	320	✓	45	1922	372	500	48
Y2	198	426	115	198	284	43	35	195	227	16	45	1103	260	555	40
Y3=Y6	242	458	90	230	310	31	33	232	248	<10	45	1254	350	518	25
Y4	231	463	100	226	306	35	33	221	243	10	48	1254	342	540	25
Y5	196	331	70	196	218	11	35	196	174	✓	48	1190	244	605	25

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.15 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-VSd i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VRd za zid X4 sa najvećim prekoračenjem (tabela 6.12)

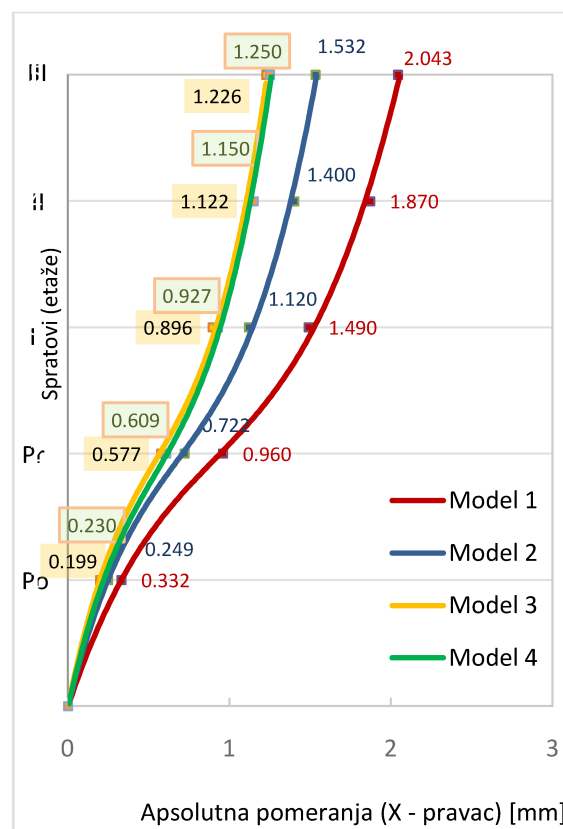


Slika 6.16 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-VSd i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VRd za zid Y3 sa najvećim prekoračenjem (tabela 6.12)

6.2.3.2 Horizontalna pomeranja zgrada od seizmičkog opterećenja

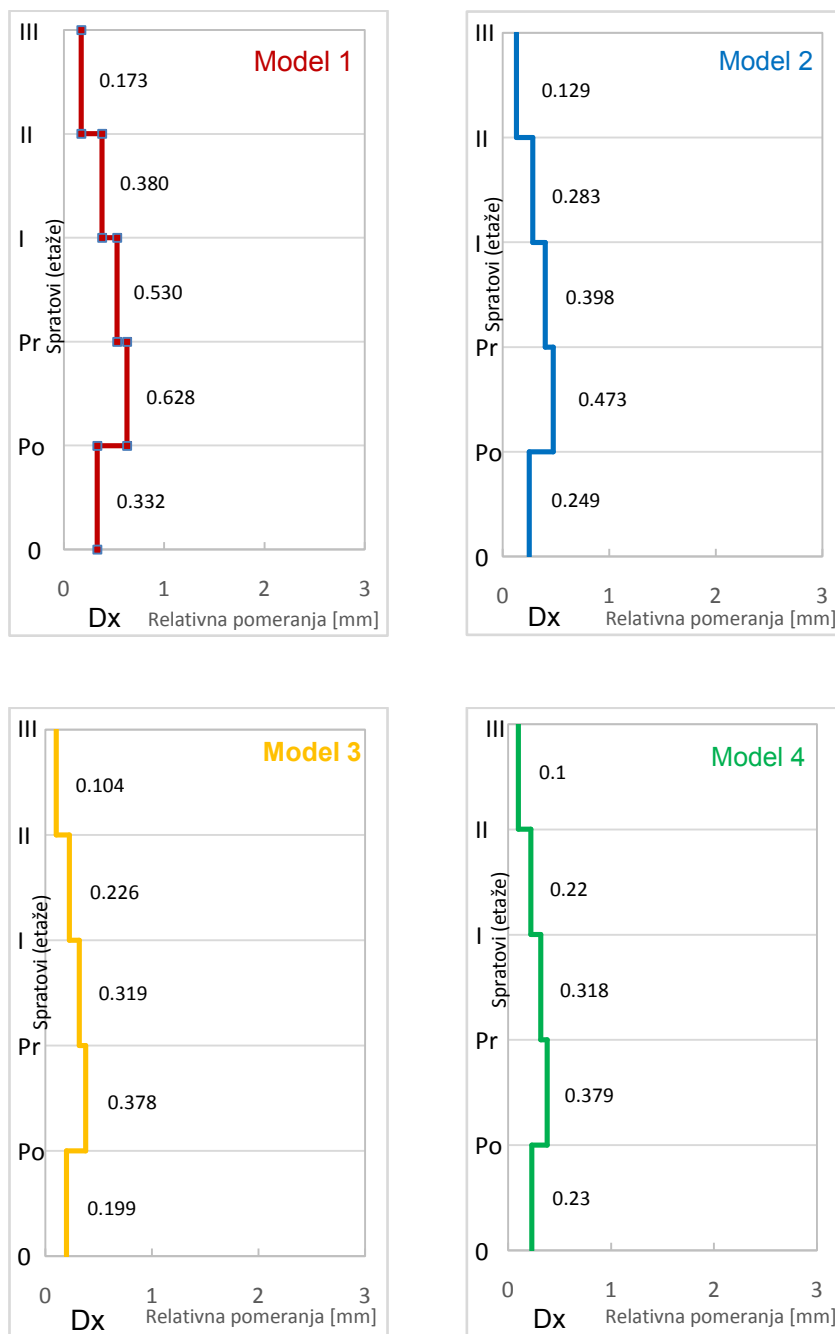
Rezultat sprovedenog proračuna u programskom paketu FEDRA su i horizontalna pomeranja zgrada od seizmičkog opterećenja, sračunata za oba pravca X i Y i za sve usvojene modele ojačanja. Prikazana su kao relativna, međuspratna horizontalna pomeranja i kao apsolutna pomeranja u odnosu na referentni, nulti položaj zgrade. Ovakav prikaz pomeranja omogućava lakše sagledavanje ponašanja zgrade pri seizmičkom opterećenju.

Objekat "tip A"



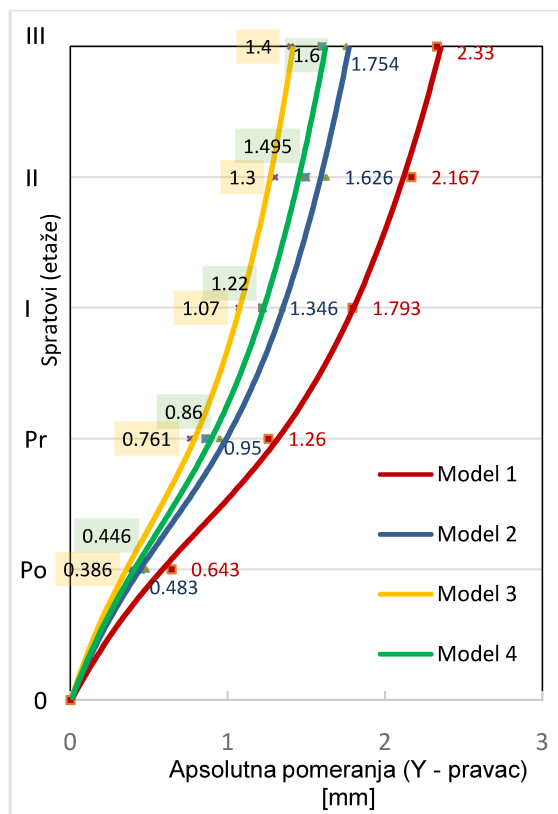
Slika 6.17 Apsolutna pomeranja x - pravca za objekat "tip A"

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

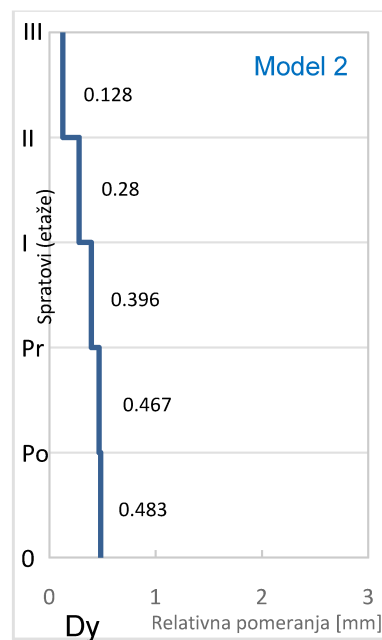
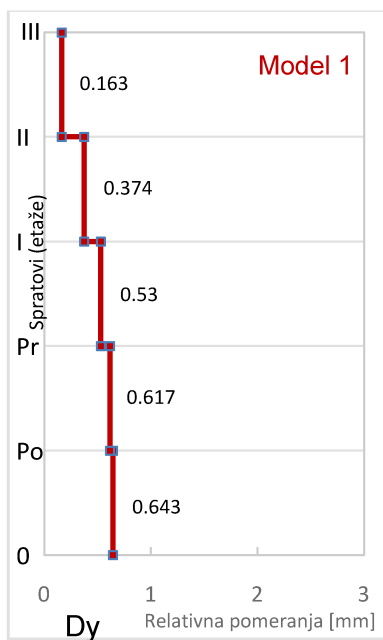


Slika 6.18 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za X pravac

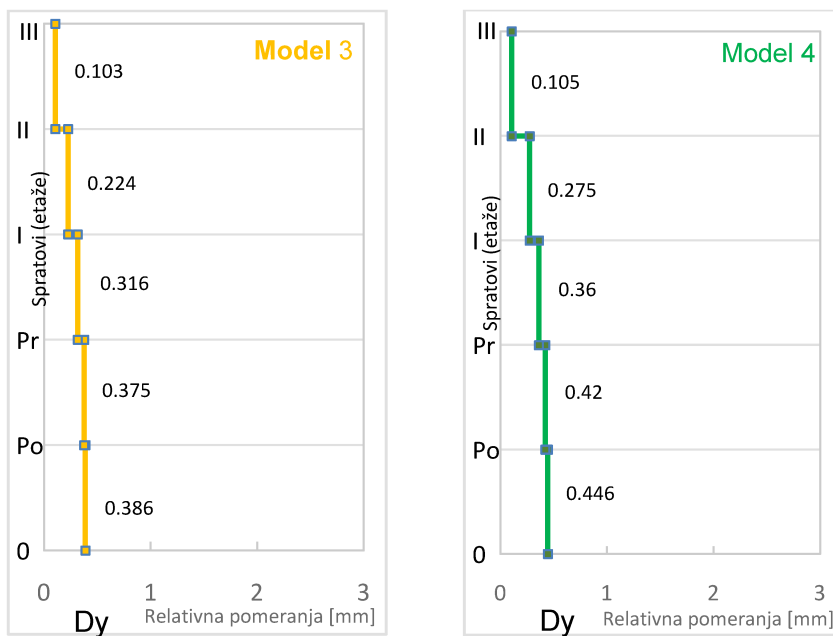
6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.19 Apsolutna pomeranja y- pravca za objekat "tip A"

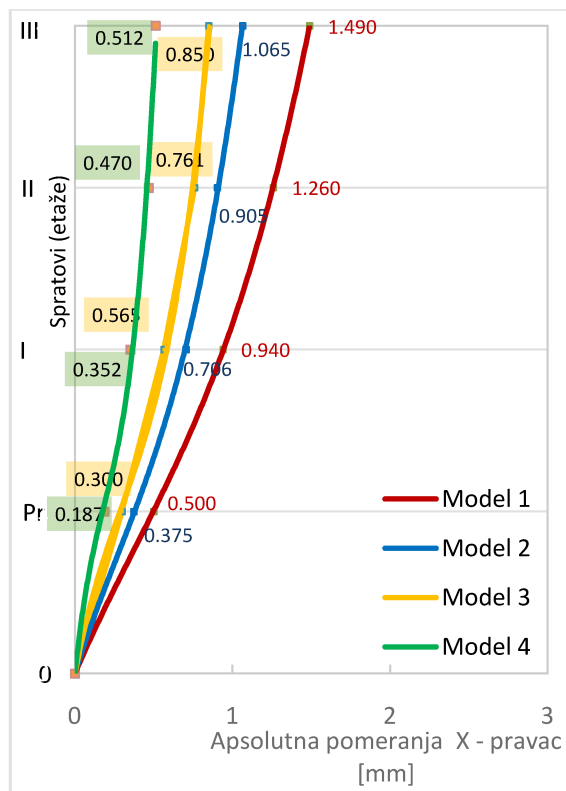


6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



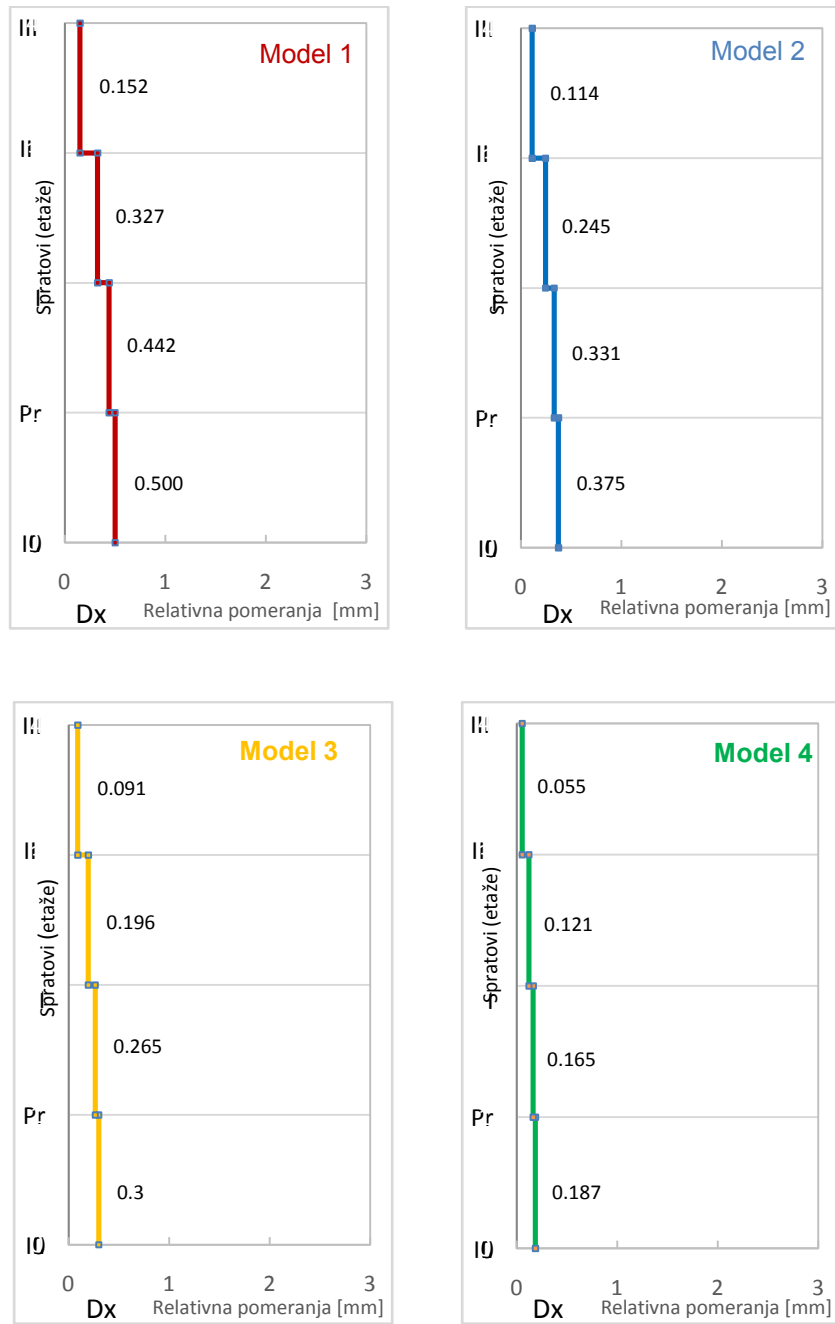
Slika 6.20 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za y pravac

Objekat "tip B"



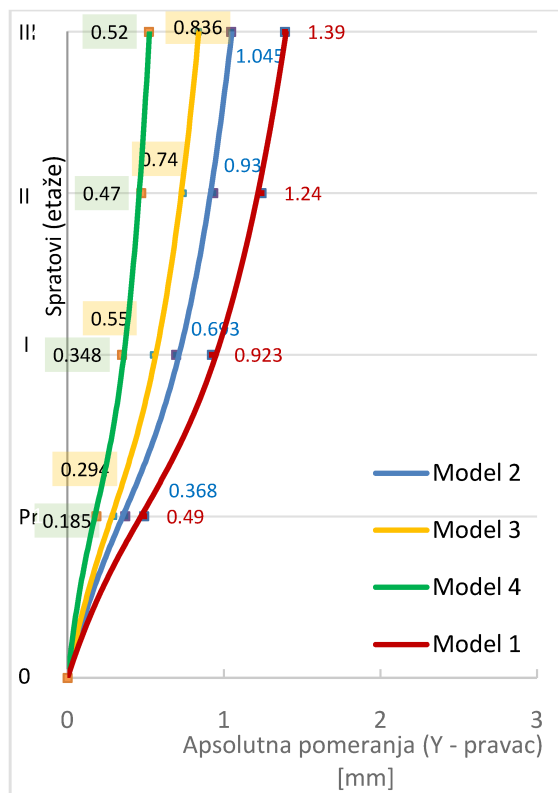
Slika 6.21 Apsolutna pomeranja x - pravca za objekat "tip B"

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

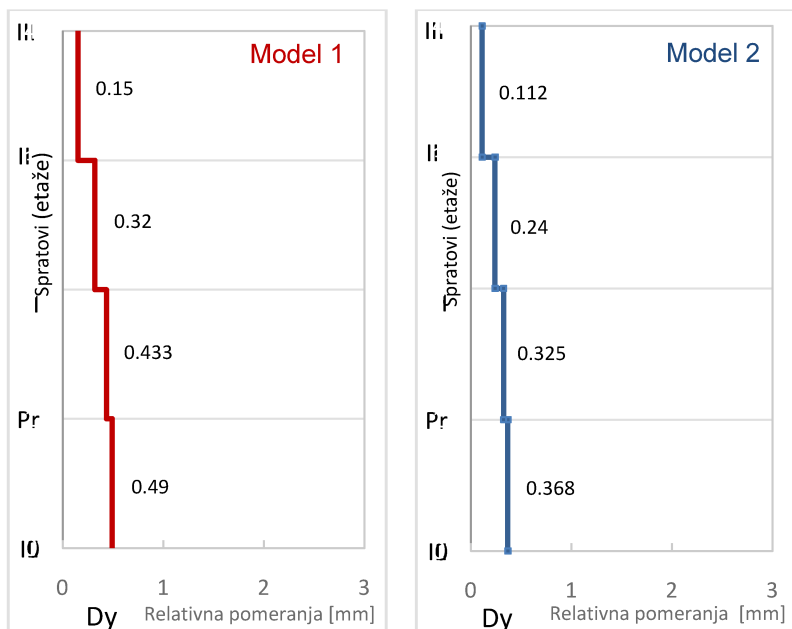


Slika 6.22 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za X pravac

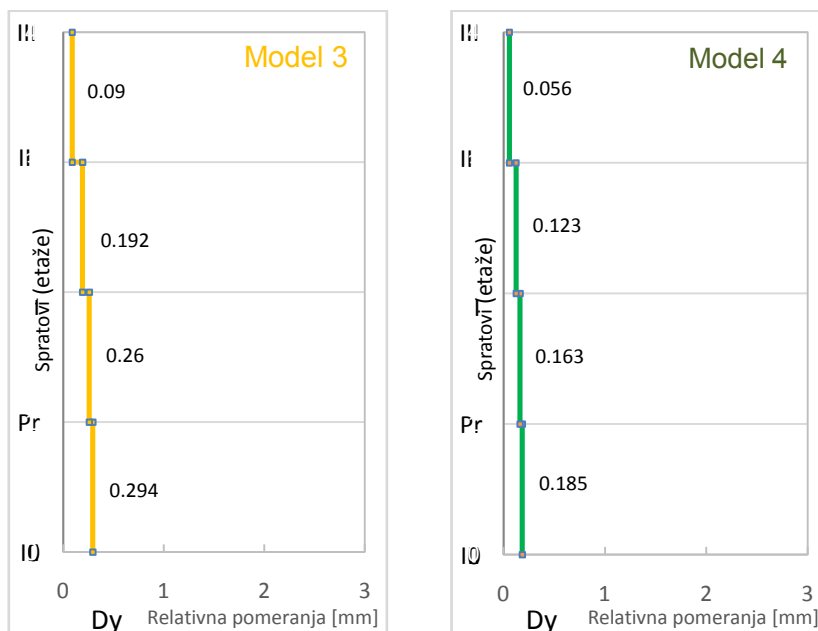
6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.23 Apsolutna pomeranja y- pravca za objekat "tip B"



6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama



Slika 6.24 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za y pravac

Konstrukcija objekta mora da poseduje dovoljnu krutost kako bi se ograničila pomeranja pri zemljotresu. Kako je krutost postojećih zidanih zgrada velika, sračunata horizontalna pomeranja od seizmičkog opterećenja su relativno mala.

- **Kontrola pomeranja prema važećem Pravilniku (1981):** pomeranje vrha konstrukcije usled seizmičkog opterećenja treba da bude manje od $H/600$ (H-visina objekta).

$$\text{Zgrada "tip A": } \frac{H}{600} = 2.41 \text{ cm}, \delta_{\max} = 2.33 \text{ mm} < 2.41 \text{ cm} \quad (H=5 \times 2.90=14.50 \text{ m})$$

$$\text{Zgrada "tip B": } \frac{H}{600} = 1.88 \text{ cm}, \delta_{\max} = 1.49 \text{ mm} < 1.88 \text{ cm} \quad (H=4 \times 2.82=11.28 \text{ m})$$

- **Kontrola pomeranja prema Evrokodu 8:**

Deo: 4.4.3 Granično stanje upotrebljivosti

Ograničenje relativnog spratnog pomeranja prema 4.4.3.2 je definisano u obliku:

$$d_r v \leq 0.005 h$$

d_r - međuspratno relativno pomeranje zgrade definisano u 4.4.2.2 (2),

h - spratna visina,

v - faktor redukcije kojim se uzima u obzir kraći povratni period seizmičkog dejstva koji se odnosi na granično stanje upotrebljivosti.

Preporučena vrednost $v=0.5$ za klase značaja objekta I i II.

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

Prema 4.4.2.2 (2) :

d_r - proračunsko međuspratno relativno horizontalno pomeranje izračunato kao razlika između osrednjenih vrednosti horizontalnih pomeranja d_s na vrhu i na dnu posmatranog sprata.

Zgrada "tip A" - y pravac (h=2.90 m)

$$d_{r \max} = 0.643 \text{ mm}$$

$$0.643 \times 0.5 < 0.005 \times 2900$$

$$0.3215 \text{ mm} < 14.5 \text{ mm}$$

Zgrada "tip A" - x pravac (h=2.90 m)

$$d_{r \max} = 0.628 \text{ mm}$$

$$0.628 \times 0.5 < 0.005 \times 2900$$

$$0.314 \text{ mm} < 14.5 \text{ mm}$$

Zgrada "tip B" - y pravac (h=2.82m)

$$d_{r \max} = 0.49 \text{ mm}$$

$$0.49 \times 0.5 < 0.005 \times 2820$$

$$0.245 \text{ mm} < 14.1 \text{ mm}$$

Zgrada "tip B" - x pravac (h=2.82m)

$$d_{r \max} = 0.50 \text{ mm}$$

$$0.50 \times 0.5 < 0.005 \times 2820$$

$$0.25 \text{ mm} < 14.1 \text{ mm}$$

Kontrola ograničenja relativnog spratnog pomeranja je izvršena za oba pravca x i y samo za jedan sprat gde je međuspratno relativno pomeranje najveće.

6.3 Zaključna razmatranja

Izabrani blok zgrada se nalazi u širem centru grada i čine ga objekti građeni pre više decenija. Osnovni konstruktivni sistem je masivni zidani sa nearmiranim zidovima kao kod najvećeg broja stambenih objekata iz tog vremena u većini gradskih celina kod nas i u svetu. Potrebe za njihovim obnavljanjem zahtevaju pre svega procenu stanja i kontrolu nosivosti i upotrebljivosti, posebno kada se ima u vidu seizmički aktivno područje u kojem se nalazimo. Obnavljanje takvih zgrada u cilju unapređenja stanovanja, uklanjanja uzroka mnogobrojnih oštećenja, treba prvo osposobiti za prijem najrizičnijeg, seizmičkog opterećenja.

Pri izboru konkretnih objekata za analizu vodilo se računa da to budu dva različita tipa po obliku osnove, kako bi se utvrdile razlike u njihovom ponašanju pri opterećenju. Zgrada "tipa A" je naglašenog izduženog, pravougaonog oblika osnove, dok je zgrada

"tipa B" približno kvadratne osnove, građene su od istog materijala i približno su iste spratnosti. Karakteriše ih regularnost i u osnovi i po visini.

Korišćeni programski paket FEDRA je namenjen proračunima i analizama zidanih zgrada u skladu sa najnovijim sistemom Evrokodova (Evrokod 6 i Evrokod 8). Zasnovan na metodi konačnih elemenata omogućio je modeliranje konstrukcije i proračun za četiri varijantna rešenja (tri rešenja ojačanja), što je bio osnov za uporednu analizu i donošenje zaključaka.

Na samom početku sagledavanja postojećih objekata, njihove geometrije, oblika osnove i spratnosti objekta, može se izvesti prvi zaključak o preporučenom broju spratova na osnovu odredaba EN 1998-1:2004 (deo 9.7 Pravila za jednostavne zidane zgrade - tabela 9.3). U zoni VIII stepena seizmičkog intenziteta nisu dozvoljeni zidani objekti sa nearmiranim zidovima. Prema tome, posmatrane zidane zgrade "tip A" i "tip B" spratnosti P_{r+3} i P_0+P_{r+3} , moraju biti ojačane na propisani način i prilagođene odgovarajućem tipu konstrukcije koji propisuje EN 1998-1:2004 (tab. 9.3).

Uslov vezan za oblik osnove zgrade, definisan je kao približno pravougaoni, sa potrebnim odnosom kraće i duže strane jednakim ili većim od 0.25. U oba slučaja taj uslov je ispunjen jer za zgradu "tip A" iznosi 0.37, a za zgradu "tip B" je 0.96.

Objekat "tip A"

Provera nosivosti zidova na vertikalno opterećenje, je kako se vidi u svim tabelama, pokazala da je proračunska nosivost N_{Rd} mnogo veća od proračunske vrednosti vertikalnog opterećenja N_{Sd} u svim modelima, uključujući i Model 1A koji predstavlja postojeće stanje. To je očekivano obzirom na znatne dimenzije zidova a relativno malu spratnost.

Sagledavajući osnovu objekta "tip A" (slika 6.3) i zastupljenost smičućih zidova (Tabela 6.1), kao i proračunske vrednosti nosivosti zidova pri smicanju V_{Rd} i proračunske vrednosti smičućeg opterećenja V_{Sd} (tabela 6.3) može se zaključiti da u Modelu 1A (postojeće stanje) postoji prekoračenje nosivosti svih zidova pri smicanju. Za zidove podužnog, x- pravca, to prekoračenje je manje i kreće se od 50-100%, što znači da zidovi x-pravca pružaju veći otpor horizontalnim seizmičkim silama. Kod poprečnih zidova, zidova y-pravca, prekoračenje nosivosti na smicanje iznosi od 100-200%. Njih je inače i procentualno skoro duplo manje u odnosu na zidove x-pravca. Tako veliko prekoračenje smičuće nosivosti, moglo bi pri projektnom ubrzanju tla od 0.2g, izazvati oštećenja na zidovima u vidu dijagonalnih pukotina ili prslina.

6. Efekti primene konstruktivnih mera ojačanja na izabranim karakterističnim zidanim zgradama

S obzirom na predhodno izvedene zaključke, usvojeno je ojačanje zgrade uvođenjem vertikalnih serklaža, koji bi naknadno bili izvedeni, predstavljeno Modelom 2A. Serklaži povezuju i ukružuju zidove i doprinose nosivosti na pritisak, savijanje i smicanje kako za opterećenja u ravni zidova tako i za opterećenja upravna na njihovu ravan. Uvođenjem vertikalnih serklaža na mestima sučeljavanja, suticanja i ukrštanja nosećih zidova i dalje ostaje prekoračenje nosivosti na smicanje, ali je primetno poboljšanje u odnosu na Model 1A za 20-40% (tabela 6.4).

U cilju iznalaženja rešenja koje će u što većoj meri zadovoljiti uslov nosivosti zida na smicanje, razmatran je *Model 3A* sa armiranim zidanim zidovima. Kako je ovaj tip zidova za posmatranu spratnost preporučen u EN 1998-1:2004, može se konstatovati nakon sagledavanja rezultata analize *Modela 3A*, da su zapažena poboljšanja nosivosti zidova na smicanje od 10-70%. Kod nekih poprečnih veznih zidova i dalje postoje prekoračenja. Nedoumica zbog sporog i nepotpunog poboljšanja rezultata ispitivanih modela može se opravdati kako navodi Tomažević (2014). Po njemu je praktično nemoguće računski dokazati, da će seizmička otpornost aseizmički ojačane postojeće zidane zgrade visine 3–4 sprata ispuniti zahteve standarda na područjima umerene seizmičnosti, gde osnovno projektno ubrzanje tla a_g iznosi 0.20 g, ako se za faktor ponašanja q uzme preporučena vrednost 1.5. Tomažević (2014), tvrdi da to nije u saglasnosti sa analizama oštećenja zgrada posle zemljotresa, koje pokazuju da ojačane zgrade takav zemljotres mogu da izdrže bez problema.

Kod *Modela 4A*, analizom dobijenih rezultata, zapaža se znatno povećanje pre svega nosivosti zida pri smicanju V_{Rd} . Ta vrednost je u svim predhodnim slučajevima bila prekoračena. Takođe je zabeležen i znatni porast nosivosti zida na vertikalno opterećenje N_{Rd} . Kada se uporede rezultati postojećeg, neojačanog objekta (*Model 1A*) i objekta ojačanog armiranobetonskim platnima (*Model 4A*), zaključuje se da je proračunska vrednost nosivosti zida pri vertikalnom opterećenju N_{Rd} kod nekih zidova *Modela 4A* porasla za 100%, a proračunska vrednost nosivosti zida pri smicanju V_{Rd} povećana je za 500%. Primenjeno rešenje dato Modelom 4A bilo bi neekonomično i treba ga redukovati na ojačanje samo najnižih spratova.

Objekat “tip B”

Analiziranjem *Modela 1B* sa nearmiranim zidanim zidovima u slučaju provere nosivosti zidova na vertikalno opterećenje utvrđeno je da zidovi imaju znatnu nosivost na pritisak. Međutim, kao i kod predhodnog objekta -“tip A”, utvrđeno je prekoračenje

nosivosti zida pri smicanju. Sagledavajući osnovu objekta „tip B“ i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju, date u tabeli 6.8, zaključuje se da su najveća prekoračenja na poprečnim zidovima y pravca. Najviša odstupanja proračunske vrednosti nosivosti zidova pri smicanju V_{Rd} kod zidova iznose od 100-115%. U odnosu na zidove y pravca, vrednosti nosivosti zidova pri smicanju V_{Rd} kod nosećih zidova x pravca, prekoračene su od 50-65%.

Uvođenjem vertikalnih serklaža na mestima sučeljavanja, suticanja i ukrštanja nosećih zidova kod *Modela 2B*, dobijena je konstrukcija koja je učvršćena i ukrućena, opada smičuće opterećenje pa je najveće prekoračenje od 30-35%.

U cilju iznalaženja rešenja koje će u što većoj meri zadovoljiti uslov nosivosti zida na smicanje, razmatran je *Model 3B*, sa armiranim zidanim zidovima. Kako je ovaj tip zidova za posmatranu spratnost preporučen u EN 1998-1:2004, može se konstatovati nakon sagledavanja rezultata analize *Modela 3B*, da se kod zidova zapaža opadanje smičućeg opterećenja tako da se prekoračenje od 10-20% javlja na malom broju zidova.

Kod *Modela 4B* kao i kod *Modela 4A*, ojačanje armiranobetonskim platnima na spoljašnjoj strani zidova, po čitavoj visini objekta, dovodi do izuzetno velikog porasta nosivosti i za vertikalno i za smičuće opterećenje. Nema prekoračenja nosivosti, ali je veliko pitanje isplativosti ovog rešenja u datom obimu. Sve ukazuje na to da bi trebalo izvršiti ojačanje armiranobetonskim platnima na spoljašnjoj strani zidova najnižih spratova. Eksperimentalna ispitivanja na ojačanim zidovima armiranobetonskim platnima [Churilov, 2012], kao i pojedini primeri iz prakse, pokazali su da je glavni nedostatak date metode slaba veza između postojećeg zida i dodatog betona. Oštećenja u vidu odvajanja i izbočavanja betonskih obloga trebalo bi izbeći propisnim dimenzionisanjem obloga, ankerovanjem obloga za postojeći zid ili međusobnim povezivanjem obloga sa obe strane zida.

7. ZAKLJUČAK

Potrebe za revitalizacijom postojećih stambenih zgrada proističu iz težnje da se objekti zaštite i očuvaju, da im se produži vek trajanja, unapredi nivo stanovanja i osigura bezbednost i sigurnost. Pod postojećim stambenim zgradama, obuhvaćenim ovim radom, posmatrane su zgrade građene pre više decenija, u periodu pre donošenja propisa o građenju u seizmički aktivnim područjima. Pored oštećenja nastalih usled različitih uzroka, za njih je seizmičko opterećenje veliki rizik, obzirom da se naša a i mnoge druge zemlje nalaze u zoni znatne seizmičke aktivnosti. Konstruktivni aspekt revitalizacije je prva faza u kojoj treba osigurati i ojačati konstrukciju, kako bi se stvorili uslovi za sprovođenje druge faze obnove objekta. Obzirom na kompleksnost, teorijska i eksperimentalna ispitivanja, uklapanje u stroge zahteve najnovije evropske tehničke regulative i analize koje su rađene u ovom radu, mogu se izvesti zaključci koji su u daljem navedeni.

Složeni proces revitalizacije zahteva određeni metodološki pristup i započinje mnogo ranije od samih radova na objektu. U radu je dat detaljan metodološki okvir koji uključuje sve faze u procesu revitalizacije sa detaljnim opisom, sadržajem i ciljevima svake od njih, kako bi bila doneta prava odluka o opravdanosti revitalizacije objekta i tehničkim rešenjima koje je najoptimalnije primeniti. Definisani metodološki okvir sa predloženim logičnim nizom faza i aktivnosti je garancija da je u tom procesu sve detaljno predviđeno i da uspešnost realizacije postavljenog zadatka leži u postupnosti i kompletnom izvođenju svake aktivnosti. Detaljno raščlanjavanje faza metodološkog okvira na niz aktivnosti i podaktivnosti, predstavlja poseban doprinos u smislu njihove sveobuhvatnosti i usklađenosti. Metodološki pristup je u procesu procene stanja zasnovan na multidisciplinarnosti, što ga čini pogodnim da se usmerenim, integrisanim radom dođe do merodavnih stručnih mišljenja i zaključaka. Značaj sačinjenog metodološkog okvira je mogućnost njegove lake implementacije na proceni stanja i obnovi drugih stambenih objekata iste ili slične konstrukcije. Njegov poseban doprinos predstavlja spoj i usklađenost savremenih metoda proračuna, primene odgovarajućih kompjuterskih programa, korišćenja merne tehnike i uređaja za eksperimentalno ispitivanje i merenje, primene novih materijala i tehnologija, kao i oslanjanje na aktuelnu tehničku regulativu. U

krajnjem, ovako sačinjen metodološki okvir može poslužiti unapređenju tehničke regulative u delu procene stanja konstrukcije.

Sagledavanje uzroka oštećenja objekata zahteva dobro poznavanje geotehničke problematike, konstrukterstva, materijala, tehnologije građenja, arhitekture i predviđa uključivanje stručnih lica, specijalista iz navedenih oblasti, kako bi uzroci oštećenja na pravi način bili prepoznati i odgovarajućim metodama uklonjeni. U radu su brojna oštećenja klasifikovana prema uzrocima nastajanja, obimu i težini sanacionih radova, uticaju na upotrebljivost i trajnost objekata, u vezi sa dejstvom zemljotresa i drugim iznenadnim dejstvima. Dat je njihov detaljan opis i istaknuta priroda nastajanja radi lakšeg otkrivanja, prepoznavanja i predlaganja mera za njihovo otklanjanje, što može koristiti i ostalim stručnim licima koja se bave ovom problematikom.

Najveći broj postojećih stambenih zgrada su zidane zgrade, osetljive na različite uticaje, veoma ugrožene same kao objekti, ali su ugroženi i ljudi koji u njima žive. Oblast njihove primene, projektovanja, proračuna i sanacije danas je obuhvaćena detaljno tehničkom regulativom. Evrokod 6 se posebno odnosi na armirane i nearmirane zidane konstrukcije, Evrokod 8 - Proračun seizmički otpornih konstrukcija, u svom sastavu ima poseban deo Pravila za zidane zgrade i Deo 3 - Procena stanja i sanacija zidanih zgrada. Vrlo su aktuelne danas i preporuke FEMA-e, Savezne agencije za upravljanje hitnim merama u naročitim situacijama SAD-a, čija se uputstva i predstandardi koriste u uporednim analizama i proračunima koje predlažu evropske norme, odnosno Evrokodovi.

Kroz najveći deo ovog rada su korišćene odredbe i preporuke Evrokodova, sa ciljem da se rezultati i zaključci iskoriste za unapređenje naših nacionalnih propisa, njihovo brže međusobno harmonizovanje i primenu u našim lokalnim uslovima.

Domaća tehnička regulativa u oblasti zidanih konstrukcija je uglavnom bazirana na konceptu dopuštenih napona i odnosi se na obične zidane konstrukcije, dok se druge zidane konstrukcije samo pominju. Evrokod 6, koji se odnosi na projektovanje zidanih konstrukcija, proračun zasniva na graničnim stanjima nosivosti i upotrebljivosti. Uvođenje graničnih stanja, kao kriterijuma za ocenu sigurnosti, dovelo je do napuštanja uprošćenih, pojednostavljenih proračuna i uobičajene prakse određivanja dimenzija na osnovu dopuštenih napona.

Evrokodom 6 su celovitije i šire obuhvaćeni materijali za zidanje, odnosno različite vrste elemenata i maltera za zidanje u odnosu na važeće propise. Određivanje svojstava

materijala definisano je standardima na koje se Evrokod 6 uvek poziva. Posebno detaljno je definisan način određivanja mehaničkih i deformacionih svojstava zidane konstrukcije, što je veoma važno za praktičnu primenu. U skladu sa odredbama Evrokoda 6 u radu su određene mehanička i deformaciona svojstva zidane konstrukcije. Naš Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove iz 1991. godine u određenoj meri je u saglasnosti sa predhodno navedenim delom Evrokoda 6.

Kada je u pitanju revitalizacija zgrada, vrlo važan segment Evrokoda 8 je Deo 3, koji se odnosi na procenu stanja radi odlučivanja o potrebnim intervencijama i merama ojačanja konstrukcije za slučaj seizmičkih dejstava. U njemu su tačno definisani kriterijumi za ocenu seizmičkog ponašanja zgrada, propisani pristupi pri izboru konstrukcijskih mera ojačanja i postavljeni kriterijumi za projektovanje i kontrolu ojačane konstrukcije. Proces procene stanja konstrukcije je prema Evrokodu 8 - Deo 3 dosta složen jer uvodi tri granična stanja za stepene oštećenja, tri nivoa znanja za mehanička svojstva materijala, geometrijske veličine i konstruktivne detalje, na osnovu kojih se određuju faktori pouzdanosti i dozvoljene metode analize konstrukcije. Rezultat tog složenog postupka procene stanja i projektovanog i kontrolisanog ojačanja je sigurna i pouzdana konstrukcija. U našem važećem Pravilniku o tehničkim normativima za sanaciju i ojačanje objekata visokogradnje iz 1985. godine nisu detaljno definisani načini ocene stanja oštećene konstrukcije, postupci proračuna uticaja od seizmičkih dejstava, niti dokazi sigurnosti ojačane konstrukcije. Pravilnikom su uglavnom date preporuke i definisani neki postupci i mere ojačanja oštećenih zidanih i armiranobetonskih objekata.

Za određivanje uticaja od seizmičkih dejstava Evrokod 8 predviđa više metoda analize kojima se mogu obuhvatiti složeniji objekti i složeniji efekti u dinamičkom sistemu kao što je navedeno u radu. Danas se često u praksi koristi multimodalna spektralna analiza na kojoj su zasnovani brojni komercijalni softveri iz ove oblasti. Naši važeći propisi ne spominju multimodalnu analizu.

Aktuelnost građenja zidanih konstrukcija je zadržana u dugom vremenskom razdoblju iz razloga jeftine i jednostavne proizvodnje elemenata za zidanje, njihovih ekoloških svojstava, toplotnih karakteristika i jednostavnosti građenja. S druge strane, zidane konstrukcije su nepovoljne sa aspekta seizmičke otpornosti, zbog velike mase i krutosti i niske duktilnosti. One koje su još ranije građene, bez primene osnovnih principa i pravila aseizmičkog projektovanja, zahtevaju poseban tretman u procesu revitalizacije. Za njih je neophodan seizmički proračun uz detaljnu procenu stanja i predlog mera

sanacije i ojačanja. Značaj ovog rada je u naglašenom seizmičkom tretmanu zidanih nearmiranih zgrada.

Osnovnu noseću konstrukciju zgrade čini trodelni sistem - temeljna, nadtemeljna i krovna konstrukcija, povezan u jedinstven konstruktivni sklop. Svaki deo ima svoju ulogu u prijemu i prenošenju opterećenja i u međusobnoj je zavisnosti i sadejstvu (interakciji) sa ostalim delovima i tlom. Delovi tog sistema su građeni od različitih materijala. U radu je predložen niz metoda sanacije i ojačanja posebno za svaki deo konstrukcije uz primenu savremenih materijala i tehnologija zavisno od vrste oštećenja. Predložene metode su usklađene sa preporukama Evrokoda 6, Evrokoda 8 i našeg Pravilnika o sanaciji i ojačanju objekata visokogradnje iz 1985. godine. Za praktičnu primenu, u sprovođenju izbora najadekvatnijih metoda za otklanjanje uzroka oštećenja i sanaciju i ojačanje konstrukcije sačinjena je tabelarna klasifikacija. Ona sadrži popis svih oštećenja na objektu razvrstanih po elementima konstrukcije na kojima se pojavljuju i stepenima oštećenja, sa opisom njihovog načina manifestovanja i predloženim merama saniranja. Značaj predloženog načina preglednog predstavljanja povezanosti stepena oštećenja i predviđenih metoda sanacije i ojačanja je u preliminarnom utvrđivanju obima intervencija i sagledavanju kompleksnosti izvođenja očekivanih radova. Doneti zaključci u ovoj fazi utićuće na dalje odluke u postupku sagledavanja stanja konstrukcije i objekta u celini.

Za proračun i uporednu analizu ponašanja postojećih zidanih nearmiranih stambenih zgrada izabran je napred navedeni blok zgrada u Nišu i u njemu dva karakteristična tipa zgrada građeni u periodu pre donošenja seizmičkih propisa u našoj zemlji. Zgrade su različitih oblika osnove, izduženog pravougaonog oblika zgrada "tip A" i skoro kvadratnog oblika zgrada "tip B". Modeli za proračun i uporednu analizu su dobijeni tako što su na njima primenjena tri varijantna rešenja ojačanja konstrukcije, izabrana od niza metoda prezentovanih u radu u skladu sa vrstom osnovne noseće konstrukcije zgrada. Korišćeni programski paket FEDRA, zasnovan na kriterijumima i pravilima najnovijih evropskih standarda, omogućio je analitičku proveru nosivosti zidane konstrukcije na vertikalno i smičuće opterećenje, kao i proračun horizontalnih pomeranja za postojeće stanje i usvojene modele ojačanja. Sa unetim realnim karakteristikama ugrađenih materijala, geometrijom, opterećenjem, lokalnim uslovima tla i stepenom seizmičnosti, program pruža široke mogućnosti primene za različite metode sanacije i ojačavanja konstrukcije i uporedne analize.

Način modeliranja konstrukcije, unete realne karakteristike materijala i izabrani načini ojačanja, dali su realnu sliku odgovora konstrukcije zgrada na seizmičko opterećenje. Do takvog zaključka se došlo na osnovu kontrole nosivosti zidova na vertikalno i smičuće opterećenje i na osnovu veličine i raspodele relativnih spratnih i apsolutnih horizontalnih pomeranja po visini objekata i njihove kontrole za oba ortogonalna pravca i prema Evrokodu 8 i prema našim važećim propisima.

Kontrola nosivosti zidova na vertikalno opterećenje pokazala je da je proračunska nosivost N_{Rd} višestruko veća od proračunske vrednosti vertikalnog opterećenja N_{Sd} u svim modelima, uključujući i model koji predstavlja postojeće stanje. Takvo stanje je očekivano imajući u vidu znatne dimenzije zidova i kvalitet ugrađenog materijala, a relativno malu spratnost objekata. U prva tri modela, postojeće stanje, uvođenje vertikalnih serklaža i armiranje zidova ugradnjom armature u horizontalne spojnice postojećih zidova, nosivost N_{Rd} je potpuno ista jer nije povećana debljina zidova. Tek u četvrtom modelu ojačanja armiranobetonskim platnima debljine 10 cm, nosivost N_{Rd} naglo raste, od 70 do 100%, u pojedinim zidovima, zbog povećanja njihove debljine.

Kontrola nosivosti zidova na smičuće opterećenje je urađena za oba objekta samo za zidove prizemlja, jer su uočena prekoračenja skoro na svim zidovima prizemlja. Prekoračenje proračunske vrednosti nosivosti pri smicanju V_{Rd} je dobijeno odmah u prvom modelu (postojeće stanje) i iznosilo je za objekat "tip A" od 50-100% za podužni pravac i od 100-200% za poprečni pravac, zavisno od procentualnog učešća zidova u navedenim pravcima. Za objekat "tip B", približno kvadratne osnove, ujednačenije je procentualno učešće zidova za oba pravca, pa je prekoračenje nosivosti V_{Rd} manje i kreće se od 50-60% za jedan pravac i od 100-115% za drugi pravac. Uvođenjem ojačanja vertikalnim serklažima i armiranim zidovima nosivost na smicanje V_{Rd} ostaje skoro ista, ali opada brzo smičuće opterećenje V_{Sd} , tako da na malom broju zidova postoji prekoračenje od 10-20%.

Kod objekta "tip A", izduženog pravougaonog oblika osnove, smičuće opterećenje sporije opada pri primeni mera ojačanja vertikalnim serklažima i armiranim zidovima. Prekoračenje ostaje na većem broju zidova i iznosi u proseku od 30 do 50%. Tek primena četvrtog modela, odnosno ojačanje zidova armiranobetonskim platnima debljine 10 cm, dovodi do naglog povećanja nosivosti na smicanje V_{Rd} za oko 500%, ali i smičućeg opterećenja V_{Sd} . Nema prekoračenja nosivosti, ali rezultati ukazuju da primenjeni model

4A, odnosno 4B, sa armiranobetonskim platnima izvedenim po čitavoj visini objekta, na spoljašnjoj strani zidova, treba redukovati na ojačanje samo najnižih spratova.

Iz dijagrama apsolutnih horizontalnih pomeranja od seizmičkog opterećenja se može zaključiti da su ona izuzetno mala imajući u vidu veliku krutost postojećih zidanih zgrada ($\delta_{\max} = 2.33\text{mm}$). Primenjene mere ojačanja dovode još više do umanjavanja horizontalnih pomeranja. Sa dijagrama apsolutnih pomeranja se može uočiti da su za objekat “tip B” ujednačenija pomeranja za oba pravca, dok objekat “tip A” pokazuje veću pomerljivost u poprečnom pravcu, što je posledica nepovoljnog izduženog pravougaonog oblika osnove.

Primenjeno rešenje sa armiranobetonskim platnima, izvedeno u visini koja neće dati izuzetno veliku razliku nosivosti na smicanje V_{Rd} i smičućeg opterećenja V_{Sd} , biće ekonomičnije i primenjivo na ostalim sličnim objektima, a posebno na istim objektima u jednom stambenom bloku.

Pravci daljih istraživanja su mogući u smislu utvrđivanja realnijih mehaničkih svojstava zidane konstrukcije kao kompozitnog materijala, u kome značajnu ulogu pri opterećenju ima sadejstvo elemenata za zidanje i maltera. Idući još dalje u tom pravcu, posebno bi bila značajna istraživanja procene uticaja primenjene metode ojačanja zidova na određivanje mehaničkih svojstava, naročito ako su primenjeni novi savremeni materijali.

Nepovoljni efekti koji su uočeni pri ojačavanju zidova armaturom preko koje se izvodi betonska obloga, u smislu odvajanja obloge od zida, zahtevajući detaljnija istraživanja načina ankerovanja obloge za zid, što bi mogla da bude tema daljih istraživanja.

Iz napred iznetog sledi da bi jedan od glavnih ciljeva daljih istraživanja bila eksperimentalna ispitivanja, kojima bi se izvršila verifikacija dobijenih računskih rezultata ili pak njihova korekcija.

Značajno mesto u daljim istraživanjima ima i modeliranje u dinamičkom sistemu pri seizmičkim proračunima, kojim se može obuhvatiti i neregularnost konstrukcije i u osnovi i po visini, praćenje ponašanja konstrukcije sa oslabljenim prizemljem ili bilo kojom drugom etažom u slučaju definisanja nove prostorno funkcionalne organizacije zbog promene namene tog dela objekta.

8. REFERENCE

8.1 LITERATURA

"Ocena stanja, održavanje i sanacija građevinskih objekata i naselja" VI Naučno-stručno savetovanje, Zbornik radova (R.Folić ed.), Savez građevinskih inženjera Srbije, Divčibare, 19.-22. maj 2009.

- Ademović, N., Hrasnica, M., (2015), "Degradacija kapaciteta i razvoj pukotina višekratne nearmirane zidane građevine", *Građevinar* 67, br. 4, Zagreb, str.351-361. DOI: 10.14256/JCE1191.2014
- Beckmann, P., Bowles R., (2004), „Structural Aspects of Building Conservation“, Elsevier Butterworth-Heinemann, p.340, ISBN 0 7506 5733 2
- Belada, V., (2003), „Neodgovarajuća primjena zidanih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima“, *Izgradnja* 57, br.10, str.299-302
- Bozinoski, Lj. Z., (2000), "Concept of repair, strengthening and revitalisation of existing damaged and nondamaged masonry structures, INDIS 2000 and CIB W-63, Novi Sad, Yugoslavia.
- Bozinovski, Z. Lj., Gramatikov, K., (2005), "Identification, repairing, strengthening and revitalisation of existing buildings structures in seismic prone areas", *Improvement of Buildings Structural Quality by New Technologies - Shaue et al.*, Taylor & Francis Group, London, p.649-656.
- Čaušević A., Rustempašić N., (2014), “Rekonstrukcije zidanih objekata visokogradnje”, Univerzitet u Sarajevu, Arhitektonski fakultet, Sarajevo
- Churilov, S., (2012), "Experimental and analytical research of strengthened masonry", Doctoral dissertation, University "Ss. Cyril and Methodius", Faculty of Civil Engineering - Skopje, p.247.
- Corradi M, Borri A., Castori G., Sisti R., (2014), Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids, *Journal Composites*, Elsevier, Volume 64, pp. 33–42, doi:10.1016/j.compositesb.2014.03.022
- Cvetkovska, M., Trpevski, S., Papasterevski, D., (2015), "Establishing sustainability assessment withan "Open house" methodology", *Contemporary Structures - Sustainable Development*, 16th Internatinal Symposium of Macedonian Association of Structural Engineers (MASE 2016), Ohrid, Macedonia, p.238-246.
- Douglas, J., (2002), „Building Adaptation“, Butterworth-Heinmann, Oxford
- Drdácký M. (2005), “Structural and Material Health Monitoring of Historical Objects”, *Situation in the Czech Republic*, Springer Netherlands, p.127-133.
- ElGawady M., Lestuzzi P., Badoux M., (2004), “A review of conventional seismic retrofitting techniques for URM”, 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam, July 4-7.

- Folić, R., (2002), „Održavanje i sanacija konstrukcija“, Materijali i konstrukcije 45, 2002 br.3-4, str.41-53
- Folić, R., (2007), „Neka oštećenja temelja i način njihove sanacije, Naučno-stručno savetovanje "Geotehnički aspekti građevinarstva", Soko Banja, Zbornik radova, str.437-446
- Folić, R. ; Kurtović-Folić, N. (1995), „Oštećenja i održavanje višespratnih stambenih zgrada“, Naučni skup "Unapređenje i dalji razvoj stanovanja u višespratnim stambenim zgradama u uslovima različitih vlasničkih odnosa", Zbornik radova, Građevinski fakultet Niš, str. 429-440
- Folić, R.; Kurtović-Folić, N. (1996), „Pouzdanost i održavanje stambenih zgrada, Stanovanje u višeporodičnim spratnim zgradama u novim tržišnim uslovima“, Stanovanje 1, Monografija, Građevinski fakultet Niš, Prosveta, Niš, str.65-76
- Galić J., Sorić Z., Rak M., (2007), “Ojačavanje posmično opterećenih zidanih zidova”, Građevinar, Volume 59, Issue 4, pp.289-299
- Gattesco N., (2011), “New Materials for the Rehabilitation of Cultural Heritage”, Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Dottore in Ingegneria Civile.
- Gattesco, N., Dudine, A.,(2010), “ Effectiveness of a masonry strengthening technique made with a GFRP-mesh reinforced mortar coating”, Proc. 8th International Masonry Conference, Dresden.
- Giebeler, G., Fisch, R., Krause, H., Musso, F., Petyinka K.-H., Rudolphi, A., (2009), Refurbishment Manual, Maintenance, Conversions, Extensions, Institut fur internationale Architektur-Dokumentation GmbH&Co.KG, Munich, p.279.
- Gorse, C., Highfield, D., (2009), "Refurbishment and Upgrading of Buildings", Spon Press, an imprint of Taylor and Francis, London and New York, 272pp.
- Huber, G., (2005), "Full refurbishment of an office building in Innsbruck", Improvement of Buildings Structural Quality by New Technologies - Shaue et al., Taylor & Francis Group, London, p.65-71.
- Keković A., Čemerigić Z., (2006), “Moderna Niša 1920-1941.Arhitektura grada”, Društvo arhitekata Niša, Niš
- Kostić, V. (1969), Fundiranje III, Građevinska knjiga, Beograd
- Kurtovic-Folic, N., (2012), "New materials and techniques for conservation of built heritage subjected to earthquake damages", Third International Conference "Seismic Engineering and Engineering Seismology", Conference Proceedings (R.Folic ed.), Divcibare, 22.-24. maj 2012, Savez gradjevinskih inzenjera Srbije, pp.193-202
- Kurtović-Folić, N., Folić, R. (1986), "Stare zgrade – karakteristična oštećenja i njihovi uzorci", Građevinar 38, br. 4, Zagreb, str. 153-168.
- Lađinović Đ., Radonjanin V., Malešev M., (2014), "Procena stanja, ojačanje i sanacija zidanih zgrada prema Evrokodu 8", Izgradnja 68, br 5-6, Beograd, str.239-248.
- Lađinović, Đ., (2013), "Opšti principi i pravila projektovanja i proračuna seizmički otpornih zgrada prema EN 1998-1", Časopis Izgradnja 67, br. 5-6, Beograd, str.197-210.

- Maksimović, M. (1995), "Mehanika tla", Grosknjiga, Beograd
- Makyš, O., (2000), "Rekonštrukcie Budov-technologie", Bratislava.
- Manić, M., Bulajić, B., (2013), "Ponašanje zidanih zgrada u Kraljevačkom zemljotresu od 03. novembra 2010. godine - iskustva i pouke", Časopis Izgradnja 67, br. 5-6, Beograd, str.235-246.
- Muravljev M., Stevanović B., (1999), „Zidane i drvene konstrukcije zgrada“, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.
- Newman, A. (2001), "Structural Renovation of Buildings, Methods, Details, and Design Examples", McGraw-Hill, New York, 866 p.
- Ozmen, C., Akan A.E., Unay, A.I., (2011): Proračun povijesne zidane zgrade, Građevinar 63, br.5, Zagreb, str.449-458.
- Peulić Đ., (2002), „Konstruktivni elementi zgrada“, Croatiaknjiga, Zagreb, 886str.
- Radonjanin V., (1993), "Dijagnosticiranje i procena stanja betonskih konstrukcija", Stručni seminar '93, Društvo građevinskih inženjera i tehničara Srbije, Novi Sad, str.83-102.
- Radonjanin, V. ; Malešev, M. (2005), „Karakteristična oštećenja zidanih konstrukcija“, Izgradnja 59, br. 7-9, Beograd, str. 214-220
- Radovanović, Ž., (2001), "Uticaj materijala za zidanje na nosivost zidanih konstrukcija u seizmičkim uslovima", Materijali i konstrukcije 44, br. 3-4, str.24-28.
- Radović Z., Milošević Lj., (1995), „Građevinsko arhitektonske konstrukcije“, Univerzitet u Nišu, Građevinski fakultet, Niš, 214str.
- Savić J., Bonić Z., Prolović V.,(2012), „Modern technologies of foundation remediation in the process of building revitalization“, 2nd International Scientific Meeting GTZ 2012&GEO-EXPO 2012, Faculty of Mining, Geology and Civil Engineering, University of Tuzla in co-operation with Geotechnical Society in Bosnia and Herzegovina, Tuzla, str.615-622.
- Savić, J., (2009), „Značaj konstruktivno arhitektonskih mera u procesu revitalizacije stambenih zgrada“, Magistarski rad, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, str.140.
- Schwegler, G. (1994), "Masonry construction strengthened with fiber composites in seismically endangered zones", Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria.
- Simonić j. M., Gostić S., Bosiljkov V., Žarnić R., (2014), "Testing and analysis of walls strengthened with FRP", GRAĐEVINAR 66, Issue 6, pp. 533-548.
- Španić M., Hadzima-Nyarko M., Morić D., (2012), "Ojačanje povijesnih građevina kompozitnim polimerima", Journal e-GFOS, vol. 3, issue 5, Građevinski fakultet Osijek, p. 74-85.
- Stanišić G., Kurtović Folić N, (2015), "Metode određivanja potencijala za revitalizaciju graditeljskog nasleđa - Pouke grada Berna", Materijali i konstrukcije vol.58, iss.1, str. 25-57

- Stevanović, B., (2005), "Zidane konstrukcije", Materijali i Konstrukcije 48, br. 4, Beograd, str. 50-56.
- Stevanović, B., Lađinović, Đ., (2013), Osnovni principi i pravila projektovanja, proračuna i izgradnje zidanih zgrada prema EC 6 i EC 8, Časopis Izgradnja 67, br. 5-6, Beograd, str. 211-220.
- Štraus, I., (1991), Arhitektura Jugoslavije 1945-1990, Svetlost, Sarajevo
- Tomažević M., (2014), "Obnova postojećih zidanih zgrada u seizmičkim područjima: iskustva i pravila", Časopis Izgradnja 68, br.5-6, Beograd, str. 193-208.
- Tomažević, M., (1999), "Earthquake - Resistant Design of Masonry Buildings", Series on Innovation in Structures and Construction - Vol. 1, Imperial College Press.
- Tomažević, M., (2000), "Protupotresna obnova postojećih zidanih građevina", Građevinar 52, br.11, Zagreb, str. 683-693.
- Tomažević, M., Gams, M., Berset, T.,(2013), "Seismic strengthening of historic masonry walls with composites: an experimental study", Građevinski materijali i konstrukcije 56, 2, Beograd, str. 3-18.
- Triantafillou, T. C. and Fardis, M. N. (1997), "Strengthening of historic masonry structures with composite materials", Materials and Structures, 1997, 30, p.486-496.
- Vuksanović Macura Zlata, (2011), "Socijalni stanovi Beograda u prvoj polovini 20. veka", Spomeničko nasleđe, Časopis Nasleđe br. XII, Zavod za zaštitu spomenika kulture grada Beograda - ustanova kulture od nacionalnog značaja, str.65-89.
- Watt, D., (2007), "Building Pathology, Principles and Practice", Blackwell Publishing Ltd. Oxford, United Kingdom, p.305.
- Wenk, T., (2008), „Seismic retrofitting of structures. Strategies and collection of examples in Switzerland. Environmental, Bern. 84pp.
- Žegarac, B. (1989), „Tehnika građenja i evolucija zamisli o organizaciji stanovanja u gradu“, Arhitektonika, Arhitektonski fakultet Beograd.

8.2 PRAVILNICI

Pravilnik o privremenim tehničkim propisima za građenje u seizmičkim područjima „Službeni list SFRJ“, br. 39, 1964.

Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ, br.31, 1981.

Pravilnik o tehničkim normativima za sanačiju, ojačanje i rekonstrukciju objekata visokogradnje oštećenih zemljotresom i za rekonstrukciju i revitalizaciju objekata visokogradnje, Službeni list SFRJ, br.52, 1985.

Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove, Službeni list SFRJ br.87, 1991

Pravilnik o tehničkim merama i uslovima za toplotnu energiju u zgradama "Službeni list SFRJ" br. 28/70

Pravilnik o jugoslovenskim standardima za toplotnu tehniku u građevinarstvu "Službeni list SFRJ" br. 3/80

Pravilnik o jugoslovenskim standardima za toplotnu tehniku u građevinarstvu "Službeni list SFRJ" br. 10/87

Pravilnik o jugoslovenskim standardima za toplotnu tehniku u građevinarstvu "Službeni list SFRJ" br. 6/2-02-1/10 1998.

EC 6 - Projektovanje zidanih konstrukcija-deo1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije, SRPS EN 1996-1-1:2005

EC 8 - Proračun seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, EN 1998-1:2004

EC 8 - Proračun seizmički otpornih konstrukcija - Deo 3: Ocena stanja i ojačanje postojećih zgrada, EN 1998-3:2005

FEMA-172, NEHRP Handbook for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Fema Washington, D.C., June 1992.

FEMA- 454, NEHRP Risk Management Series, Design for Earthquakes, A Manual for Architects, Fema Washington, D.C., December 2006.

BS EN 1052-2:1999 Metode testiranja zidanih konstrukcija. Određivanje čvrstoće na zatezanje

8.3 INTERNET ADRESE

1. Wienerberger proizvođač opeke
<http://wienerberger.hr>
2. Insulated Concrete Forms (ICFs)
www.rastra.com
3. Oštećenja zidova od opeke
[http://www.pinterest.com /cracked brick wall](http://www.pinterest.com/cracked%20brick%20wall)
4. Cantey Foundation Specialists
www.canteycanfixit.com
5. Hidroizolacija spoljnih zidova
<http://www.podovi.org/hidroizolacija-spoljnih-zidova/>
6. Building Science Corporation
<http://buildingscience.com/project/masonry-retrofit-project>
7. Merači vlage
<http://www.rovex.rs/meraci/pdf/BM12-uputstvo-srpski.pdf>
8. Radiografska kontrola - Wikipedija
https://sh.wikipedia.org/wiki/Radiografska_kontrola
9. Endoskopski merači
<http://www.hr.pce-group.com/tehnicki-podaci/EndoskopV210V220.htm>
10. "Flat Jacks" oprema za nedestruktivno ispitivanje
<http://www.hr.pce-group.com/tehnicki-podaci/EndoskopV210V220.htm>
11. Sklerometar - Wikipedija
hr.wikipedia.org

12. Termografija - Energovizija
www.energovizija.si
13. Data logger - Wikipedia
en.wikipedia.org
14. Uzroci oštećenja temelja
<http://www.acculevel.com/foundation-repair/causes-foundation-settlement/>
15. Foundation worx-ojačanje temelja
www.foundation-worx.com/atlas-piers/
16. Hayward Baker Geotechnical Construction
<http://www.haywardbaker.com/WhatWeDo/Techniques/Grouting/CompactionGrouting/defaude.aspx>
17. Novkol – preduzeće za geotehničke radove
www.novkol.co.rs
18. Oštećenja zidova
www.constructionphotography.com
19. Saniranje zidova
<http://coloraceituna.blogspot.rs/2015/09/cracked-brick-wall-repair-images.html>
20. Saniranje zidova rebrastom armaturom
www.skilledbuild.co.uk
21. Izvođenje torkret betona
<http://www.cement.org/think-harder-concrete-/homes/building-systems/shotcrete>
22. Injektiranje - Izologradnja
www.izologradnja.com
23. Prednaprezanje zidova
<http://cintec.co.uk/en/applications/Paratec/paratec5.htm>
24. GFRP mrežice
www.archiproducts.com
25. Mere ojačanja zidova
www.know2do.org
26. Oštećenja AB konstrukcija - predavanje
www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojaccanja_1387902455865.pdf
27. Sanacija betona i betonskih konstrukcija torkretiranjem ...
www.buildmagazin.com
28. Specijalistički radovi u građevinarstvu
www.inco.co.rs
29. www.gradjevinski-radovi.rs
30. Konektori za drvo
www.hrcak.srce.hr
31. Hidroizolacija ravnih krovova
www.spamil.com/usluge/hidroizolacija-ravnih-krovova/
32. GIS GRADA NIŠA
www.gis.ni.rs
33. <http://www.travel.rs/sr/srbija/gradovi/nis>
34. <http://www.blic.rs/vesti/srbija/uredenje-fasada-u-obrenovicevoj/e1tsnw3>,
35. <http://www.trekearth.com/gallery/Europe/Serbia/North/Serbia/Nis/photo503236.htm>;
36. <http://arte-historia.com/le-corbusier-arquitectura-moderna>

8.4 SPISAK SLIKA

Slika 1.1 Plan i fasada opštinskih stanova u Drinčićevoj ulici u Beogradu ,1922–1924. [Vuksanović Macura, Z.,2011]	6
Slika 1.2 Palata u pešačkoj zoni Niša, jedno od najznačajnijih dela.....	7
Slika 1.3 Pogled na objekte iz starog gradskog jezgra.....	8
Slika 1.4 Stambeni objekti građeni „IMS-Žeželj“-ovim sistemom	9
Slika 1.5 Brzom gradnjom višespratnica prefabrikovanim elementima	10
Slika 2.1 Podužni masivni konstruktivni sklop [Peulić Đ., 2002]	14
Slika 2.2 Poprečni masivni konstruktivni sklop [Peulić Đ., 2002]	14
Slika 2.4 Konstruktivni sistem zgrade sa kombinacijom podužnih i poprečnih nosećih zidova.....	15
Slika 2.3 Ukršteni masivni konstruktivni sklop [Peulić Đ., 2002]	15
Slika 2.5 Konstruktivni sistem zgrade sa kombinacijom linijskih i površinskih elemenata	16
Slika 2.6 Primeri kombinovanog konstruktivnog sistema [Tomažević, 1999].....	16
Slika 2.7 Preporučljiva geometrija osnova zidanih zgrada [Tomažević, 1999].....	20
Slika 2.8 Zgrade rastavljene dilatacionim razdelnicama [Tomažević, 1999]	20
Slika 2.9 Uticaj momenta torzije kod nesimetrične osnove [FEMA- 454, 2006].....	21
Slika 2.10 Tipovi jednoslojnih nosećih zidova	23
Slika 2.11 Zidanje nearminih zidova	24
Slika 2.12 Zidovi sa vertikalnim serklažima.....	24
Slika 2.13 Primeri postavljanja armature u zidove	26
Slika 2.14 Izgled RASTRA kompozitnih izolovanih blokova.....	27
Slika 2.15 Ravni loma zidane konstrukcije izložene savijanju [EN 1996-1:2004].....	30
Slika 2.16 Veza napon-dilatacija [EN1996:2005]	30
Slika 2.17 Radni dijagram krtog i duktilnog materijala [EN1996:2005].....	31
Slika 3.1 Primer stanja stambenog graditeljskog nasleđa (Niš-centar grada).....	35
Slika 3.2 Pojava prslina u zidovima usled različitih uticaja	37
Slika 3.3 Pojava prslina i pukotina na fasadama.....	40
Slika 3.4 Nastanak oštećenja zidova usled kapilarnog penjanja vode	42
Slika 3.5 Oštećenja fasada objekata	42
Slika 3.6 Loše izvedeni detalji odvodnjavanja sa objekata [Newman, 2001].....	44
Slika 4.1 Vizuelni pregled objekta.....	48

Slika 4.2 Instrumenti za merenje: a) vlage u konstrukciji i b) relativne vlažnosti.....	50
Slika 4.3 Način rada radiografske kontrole.....	51
Slika 4.4 Oprema za endoskopska ispitivanja.....	51
Slika 4.5 "Flat Jacks" ispitivanje stanja naprezanja u zidu	52
Slika 4.6 Merenje sklerometrom	53
Slika 4.7 Izgled i prikaz snimka savremene IC termografske kamere	53
Slika 4.8 Mali logeri sa integrisanim sensorima za merenje temperature, pritiska, vlažnosti, osvetljenja [en.wikipedia.org, preuzeto 04.2016.].....	55
Slika 4.9 Presentacija rezultata u vidu grafikona, dijagrama ili tabela.....	55
Slika 5.1 Noseća konstrukcija objekta podeljena u tri celine.....	65
Slika 5.2 Saniranje i pojačanje temeljnih stopa oštećenih usled agresivnog dejstva podzemne vode [Folić R., 2007]	68
Slika 5.3 Potisak tla usled dejstva mraza kao posledica male dubine fundiranja [http://www.acculevel.com/foundation-repair/causes-foundation-settlement, preuzeto 01.2016.]	69
Slika 5.4 Temeljenje susednih objekata sa različitom dubinom temeljenja.....	70
Slika 5.5 Uzroci propadanja temelja	70
Slika 5.6 Uticaj vegetacije na deformaciju i oštećenje temelja.....	71
Slika 5.7 Stabilizacija tla ispod postojećih temelja injektiranjem (Novkol).....	73
Slika 5.8 Proširivanje temelja dobetoniravanjem delova sa strane i.....	74
Slika 5.9 Produbljivanje postojećeg temelja	75
Slika 5.10 a) Postupak utiskivanja mega šipova,	76
Slika 5.11 Ojačanje temelja primenom mikrošipova bušenih kroz stopu.....	77
Slika 5.12 Ojačanje temelja primenom greda i šipova [Savić i dr., 2013].....	77
Slika 5.13 Ojačanje temelja konzolnim kredama i parom šipova.....	78
Slika 5.14 Pojava dijagonalnih pukotina u zidovima.....	80
Slika 5.15 Oštećenja zidova nastala usled uticaja spoljašnje sredine	80
Slika 5.16 Loše dejstvo vode i mraza na fasadnu opeku [Newman, 2001]	81
Slika 5.17 Sanacija većih pukotina primenom armaturnih cementnih premaza	83
Slika 5.18 Zamena maltera u spojnicama zidova [Tomažević, 1999]	83
Slika 5.19 Ubacivanje armature u horizontalne spojnice.....	84
Slika 5.20 Centralno ugrađivanje armature kroz bušene kanale [Newman,2001].....	85
Slika 5.21 Ojačanje zida armiranim cementnim premazima [Tomažević, 1999].....	85

Slika 5.22 Faze nanošenja torkret betona.....	86
Slika 5.23 Postupak injektiranja zidova	87
Slika 5.24 Prednaprezanje zidova	88
Slika 5.25 Primena obvojnica od čeličnih niti [Gattesco, 2011].....	89
Slika 5.26 Saniranje stuba obvojnicom od FRP traka [Gattesco, 2011]	90
Slika 5.27 Ojačanje zidova GFRP trakama: a) horizontalno i dijagonalno,	92
Slika 5.28 Izvođenje GFRP mrežice preko postojećih zidova.....	93
Slika 5.29 Utezanje zidova pomoću čeličnih zatega i naležućih anker ploča.....	95
Slika 5.30 Položaj i pravac pružanja podnih greda i njihovih ojačanja	96
Slika 5.31 Ukrućenje drvenih greda velikog raspona pomoću čeličnih nosača.....	97
Slika 5.32 Detalj ankerovanja drvenih podnih greda za zidove pored.....	97
Slika 5.33 Izvođenje nove ab ploče i njeno oslanjanje (i njena veza sa zidom) na zid	98
Slika 5.34 Izvođenje nove ab ploče sa obujmnom gredom i betonskim zubom	99
Slika 5.35 Ojačanje mesta sučeljavanja zidova pomoću kopči od kamena ili opeke	99
Slika 5.36 Ojačanje mesta sučeljavanja i suticanja zidova pomoću kopči od čelika	100
Slika 5.37 Detalj učvršćenja armiranih cementnih ojačanja na mestima spajanja zidova	100
Slika 5.38 Učvršćenje zidova naknadnim izvođenjem vertikalnih serklaža.....	101
Slika 5.39 Ojačanje mesta suticanja i sučeljavanja zidova koristeći vertikalnu armaturu i ankere	101
Slika 5.40 Sanacija manjih oštećenja stubova.....	104
Slika 5.41 Sanacija većih oštećenja stubova uz dodatno armiranje [www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf.]	104
Slika 5.42 Primena karbonskih traka pri ojačavanju armiranobetonskih stubova	105
Slika 5.43 Povećanje porečnog preseka stuba dodavanjem elemenata od armiranog betona	105
Slika 5.44 Izvođenje betonske obvojnice oko stuba	105
Slika 5.45 Sanacija oštećenih greda kod oslonaca vertikalnim i kosim uzengijama [www.grf.bg.ac.rs/p/learning/2_prezentacija_sanacije_i_ojavanja_1387902455865.pdf.]	106
Slika 5.46 Ojačanje greda povećanjem preseka dodavanjem armature i betona	106
Slika 5.47 Ojačanje veza stub-greda čeličnim limovima	107
Slika 5.48 Saniranje stepenišne i podestne ploče [Folić, R., Kurtović-Folić, N., 1995] ..	107

Slika 5.49 Oštećenja na donjoj površini ploče [Newman, 2001]	108
Slika 5.50 Primeri ojačanja ploče povećanjem preseka	108
Slika 5.51 Ojačanje ploče izradom novog AB sloja sa donje strane.....	109
Slika 5.52 Ojačanje međuspratnih konstrukcija karbonskim laminatima.....	109
Slika 5.53 Izgled kosih i ravnih krovova	110
Slika 5.54 Oštećenja na ravnim i kosim krovovima	111
Slika 5.55 Ojačavanje pojedinačnog elementa od drveta sa raspuklinom: a.)zavrtnjevima sa podložnim čeličnim pločama, b.) utezanjem zavrtnjevima, c.) dodavanjem drvenih obraznih elemenata [Newman, 2001]	112
Slika 5.56 Ojačanje elemenata drvenih konstrukcija [Newman, 2001]	113
Slika 5.57 Nadogradnja oštećenog drvenog nosača epoksidnim mastiksom uz ankerovanje za zdravi deo nosača [Newman, 2001].....	113
Slika 5.59 Detalji veza izveden metalnim konekterima.....	114
Slika 5.58 Nadogradnja oštećenog drvenog nosača čeličnim profilima sa obe bočne strane [Newman, 2001].....	114
Slika 5.60 Primena LKV nosača kod postojećih zgrada [Savić, 2009]	115
Slika 5.61 Radovi na sanaciji i obnavljanju slojeva ravnog krova	116
Slika 5.62 Detalj ravnog krova - pretvaranje krovne terase u ozelenjenu krovnu baštu... 116	
Slika 5.63 Primena LKV nosača za izradu kosog krova.....	117
Slika 6.1 Položaj posmatranog bloka (GIS grada Niša).....	121
Slika 6.2 Jedan kontinualni ulični front u posmatranom bloku (ul. Rentgenova)	121
Slika 6.3 Osnova tipskog sprata objekta "tip A"	122
Slika 6.4 Frontalna-ulična fasada jednog od objekata "tipa A" (ul. Rentgenova)	123
Slika 6.5 Osnova tipskog sprata objekata "tip B"	123
Slika 6.6 Pogled na ulični niz formiran od objekata "tip B" (ul. Velikotrnavska)	124
Slika 6.7 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 1A).....	126
Slika 6.8 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 2A).....	127
Slika 6.9 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip A" (Model 3A).....	128

Slika 6.10 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-V _{Sd} i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VR _d za zid Y1 sa najvećim prekoračenjem (Tabela 6.7)	131
Slika 6.11 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-V _{Sd} i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VR _d za zid Y5 sa najvećim prekoračenjem (Tabela 6.7)	131
Slika 6.12 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 1B).....	132
Slika 6.13 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 2B).....	133
Slika 6.14 Prikaz prekoračenja nosivosti zidova pri smicanju u prizemlju objekta "tip B" (Model 3B).....	134
Slika 6.15 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-V _{Sd} i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VR _d za zid X4 sa najvećim prekoračenjem (Tabela 6.12)	136
Slika 6.16 Prikaz promene odnosa proračunske vrednosti smičućeg opterećenja-V _{Sd} i proračunske vrednosti nosivosti zida pri smicanju-VR _d za zid Y3 sa najvećim prekoračenjem (Tabela 6.12)	136
Slika 6.17 Apsolutna pomeranja x - pravca za objekat "tip A"	137
Slika 6.18 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za x - pravac	138
Slika 6.19 Apsolutna pomeranja y- pravca za objekat "tip A"	139
Slika 6.20 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za y - pravac	140
Slika 6.21 Apsolutna pomeranja x- pravca za objekat "tip B"	140
Slika 6.22 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za x - pravac	141
Slika 6.23 Apsolutna pomeranja y- pravca za objekat "tip B"	142
Slika 6.24 Relativna međuspratna horizontalna pomeranja za y- pravac	143

8.5 SPISAK TABELA

Tabela 2.1 Preporučeni broj spratova i minimalni procenat smičućih zidova kod	22
Tabela 2.2 Preporučeni geometrijski zahtevi za smičuće zidove [EN1998-1:2004]	23
Tabela 3.1 Kategorizacija oštećenja zidova prema ozbiljnosti sanacije [Tomažević, 1999]	38

Tabela 3.2 Podela oštećenja prema uzrocima nastajanja [Kurtović-Folić, N., Folić, R. 1986]	38
Tabela 3.3 Osnovni parametri klasifikacije i priroda oštećenja [Folić, R, Kurtović-Folić, N., 1995]	39
Tabela 3.4 Klasifikacija oštećenja prema uticaju na upotrebljivost i trajnost [Folić R., Kurtović-Folić N., 1995].....	40
Tabela 3.5 Klasifikacija oštećenja prouzrokovana dejstvom zemljotresa [Savić J., 2009]	43
Tabela 3.6 Klasifikacija tla [EC8:2005].....	43
Tabela 4.1 Predloženi metodološki okvir procesa procene stanja i obnove konstrukcije..	47
Tabela 4.2 Nivoi znanja i odgovarajuće metode analiza konstrukcije [EN 1998-3:2005] .	61
Tabela 4.3 Vrednosti karakteristika materijala i kriterijumi za analizu i dokaz sigurnosti.	63
Tabela 5.1 Metode intervencija na zidovima	82
Tabela 5.2 Tehnologije izvođenja radova na sanaciji i pojačavanju drvenih	
krovnih konstrukcija [Savić, J., 2009]	112
Tabela 6.1 Zastupljenost smičućih zidova za objekat "tip A"	122
Tabela 6.2 Zastupljenost smičućih zidova za objekat "tip B"	124
Tabela 6.3 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 1A.....	126
Tabela 6.4 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 2A.....	127
Tabela 6.5 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 3A.....	128
Tabela 6.6 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 4A.....	129
Tabela 6.7 Uporedni prikaz rezultata dobijenih iz analitičkog proračuna kontrole na smicanje različitih Modela za objekat "tip A"	130
Tabela 6.8 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 1B.....	132
Tabela 6.9 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 2B.....	133
Tabela 6.10 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 3B.....	134
Tabela 6.11 Provera nosivosti zidova na pritisak i smicanje - Model 4B.....	134
Tabela 6.12 Uporedni prikaz rezultata dobijenih iz analitičkog proračuna kontrole na smicanje različitih Modela za objekat "tip B"	135

PRILOG 1

Ulazni parametri za proračun zidanih konstrukcija prema Evrokodu 6 RUNET-FEDRA

Objekat "tip A"

Earthquake Design (EC8 §3)

- Seismic coefficient (EC8 §3.2) Category: 4, $a=0.200g=1.96 \text{ m/s}^2$
- Ground type (EC8 §3.1.2) B, $S=1.20 \text{ T1}=0.15\text{sec} \text{ T2}=0.50\text{sec}$
- Building class (EC8 §4.2.5) II $g_l=1.00$

General Building Characteristics

- Building shape - Floors Floors above ground level : 4 Floors below : 1
- Type of Floors 0.10-0.10-0.10-0.10-0.10-
- Type of Roof Concrete slab
- Floor heights [m] 2.90-2.90-2.90-2.90-2.90-
- Construction level Unreinforced masonry Class 3

Structure Loads (EC1)

- Permanent loads [kNm²] Floor Finishing =0.80, Light Walls =1.00
- Variable loads [kNm²] Floor=2.50, Stair=3.00, Balc.=4.00
- Actions $y_0=0.70, y_1=0.50, y_2=0.30$
- Loads on roof [kNm²] Snow load=0.75, Wind load=1.25
- Roof weight [kNm²] Roof= 1.50, Ceiling= 0.50

Timber roof - timber floor

- Dimensioning with Eurocode 5 Timber Roofs Timber Floors

Masonry Materials

- Masonry Walls Brick Rendgenova 38 proizvodni
- Concrete - Soil C16/20-S220 $q_u=0.20\text{Mpa}$

Drawing plans - Masonry computations

- Drawing plans walls-openings-beams
- Topology building topology loads
- Computations mater. *slabs* *beams* *walls* *column*

Report

- General
- Masonry Materials
 - Masonry Units
 - Concrete Slabs
 - Slab Design
 - Slab Reinforcement
 - Beam Elements
 - Beam Structural Analysis
 - Beam Design
 - Beam Reinforcement
 - Vertical loads on walls
 - Seismic loads on walls
 - Masonry Design
 - Stresses on wall elements
- Columns
- Foundation
- Technical Report
- Drawings
- Drawings to DXF files

FEDRA © RUNET® Vers.10.01/2012 Registered user: University of Civil Engineering, 03950-5580-0063

Importance classes for buildings (EC8 §4.2.5, T.4.3)

- I** Buildings of minor importance for public safety, eg. agricultural buildings, etc.
- II** Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
- III** Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, eg. schools, assembly halls etc.
- IV** Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, eg. hospitals, fire stations, power plants etc.

OK Cancel Help

FEDRA © RUNET® Vers.10.01/2012 Registered user: University of Civil Engineering, 03950-5580-0063

RUNET-FEDRA-Masonry design, Eurocode 6 - Project :-Rengenova 14-[c:\program files\rUNET\fedra\projects\rogenova 1\30 obicni zidovi]

File Report Parameters Timber design Options Help Update

Earthquake Design (EC8 §3)

- Seismic coefficient (EC8 §3.2) Category: 4, $a=0.200g=1.96 \text{ m/s}^2$
- Ground type (EC8 §3.1.2) B, $S=1.20 \text{ T1}=0.15\text{sec} \text{ T2}=0.50\text{sec}$
- Building class (EC8 §4.2.5) II $g=1.00$

General Building Characteristics

- Building shape - Floors Floors above ground level : 4 Floors below : 1
- Type of Floors 0.10-0.10-0.10-0.10-0.10-
- Type of Roof Concrete slab
- Floor heights [m]
- Construction level

Structure Loads (EC1)

- Permanent loads [kN/m²]
- Variable loads [kN/m²]
- Actions
- Loads on roof [kN/m²]
- Roof weight [kN/m²]

Timber roof - timber floor

- Dimensioning with Eurocode 5 Timber Roofs Timber Floors

Masonry Materials

- Masonry Walls Brick Rengenova 38 proizvodni
- Concrete - Soil C16/20-S220 $q_u=0.20\text{Mpa}$

Drawing plans - Masonry computations

- Drawing plans
- Topology
- Computations mater. *slabs* *beams* *walls* *column*

Default Material Properties

Masonry: Brick Rengenova 38 proizvodni

Concrete: C16/20

Reinforcing Steel: S220

Soil bearing capacity: $q_u=0.20 \text{ [N/mm}^2 \text{ MPA]}$

FEDRA Masonry Buildings

Report

- General
- Masonry Materials
- Masonry Units
- Concrete Slabs
- Slab Design
- Slab Reinforcement
- Beam Elements
- Beam Structural Analysis
- Beam Design
- Beam Reinforcement
- Vertical loads on walls
- Seismic loads on walls
- Masonry Design
- Stresses on wall elements
- Columns
- Foundation
- Technical Report
- Drawings
- Drawings to DXF files

FEDRA © RUNET® Vers.10.01/2012 Registered user: University of Civil Engineering , 03950-5580-0063

RUNET-FEDRA-Masonry design, Eurocode 6 - Project :-Rengenova 14-[c:\program files\rUNET\fedra\projects\rogenova 1\30 obicni zidovi]

File Report Parameters Timber design Options Help Update

Earthquake Design (EC8 §3)

- Seismic coefficient (EC8 §3.2) Category: 4, $a=0.200g=1.96 \text{ m/s}^2$
- Ground type (EC8 §3.1.2) B, $S=1.20 \text{ T1}=0.15\text{sec} \text{ T2}=0.50\text{sec}$
- Building class (EC8 §4.2.5) II $g=1.00$

General Building Characteristics

- Building shape - Floors Floors above ground level : 4 Floors below : 1
- Type of Floors 0.10-0.10-0.10-0.10-0.10-
- Type of Roof Concrete slab
- Floor heights [m] 2.90-2.90-2.90-2.90-2.90-
- Construction level

Structure Loads (EC1)

- Permanent loads [kN/m²]
- Variable loads [kN/m²]
- Actions
- Loads on roof [kN/m²]
- Roof weight [kN/m²]

Timber roof - timber floor

- Dimensioning with Eurocode 5 Timber Roofs Timber Floors

Masonry Materials

- Masonry Walls Brick Rengenova 38 proizvodni
- Concrete - Soil C16/20-S220 $q_u=0.20\text{Mpa}$

Drawing plans - Masonry computations

- Drawing plans
- Topology
- Computations mater. *slabs* *beams* *walls* *column*

Coefficients of action combination (EC0 T.A1.1)

Live loads	Y0	Y1	Y2
Class A : Residential buildings	0.70	0.50	0.30
Class B : Offices	0.70	0.50	0.30
Class C : Building with people concentration, schools, etc	0.70	0.70	0.60
Class D : Shops	0.70	0.70	0.60
Class E : Storage places	1.00	0.90	0.80

FEDRA Masonry Buildings

Report

- General
- Masonry Materials
- Masonry Units
- Concrete Slabs
- Slab Design
- Slab Reinforcement
- Beam Elements
- Beam Structural Analysis
- Beam Design
- Beam Reinforcement
- Vertical loads on walls
- Seismic loads on walls
- Masonry Design
- Stresses on wall elements
- Columns
- Foundation
- Technical Report
- Drawings
- Drawings to DXF files

FEDRA © RUNET® Vers.10.01/2012 Registered user: University of Civil Engineering , 03950-5580-0063

Name	Thickness [m]	Compressive Strength f_k	Shear Strength f_{vk}
Brick wall-M2 0.20	0.200 [m]	1.19 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Brick wall-M2 0.30	0.300 [m]	1.32 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Brick wall-M5 0.30	0.300 [m]	1.66 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick wall-M5 0.25	0.450 [m]	2.64 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick wall-M5 0.30	0.300 [m]	1.66 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
YTONG-M5 0.25	0.250 [m]	1.64 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
YTONG-M5 0.30	0.300 [m]	1.97 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
YTONG - 0.30	0.300 [m]	1.64 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
Stone wall M2 0.50	0.500 [m]	2.22 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Brick wall Rengenova 38	0.380 [m]	10.00 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick Rengen 38 krecni malter	0.380 [m]	10.00 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick Rengenova 38 produzni	0.380 [m]	10.00 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick Rengenova 25 produzni	0.250 [m]	10.00 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Brick Rengenova 25 prod+gunit	0.350 [m]	14.29 [N/mm ²]	1.79 [N/mm ²]
Brick Rengenova 38 prod+gunit	0.480 [m]	13.12 [N/mm ²]	1.35 [N/mm ²]
Brick Rengenova 25 krec+gunit	0.350 [m]	14.29 [N/mm ²]	1.47 [N/mm ²]
Brick Rengenova 38 krec+gunit	0.480 [m]	13.12 [N/mm ²]	1.35 [N/mm ²]
Brick Rengenova 25 krecni mal	0.250 [m]	10.00 [N/mm ²]	0.20 [N/mm ²]
Stone wall M2 0.60	0.600 [m]	2.22 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Stone wall M2 0.70	0.700 [m]	2.22 [N/mm ²]	0.10 [N/mm ²]
Concrete units wall 0.20	0.200 [m]	2.32 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
Concrete units wall 0.40	0.400 [m]	2.32 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
Concrete wall 0.25	0.250 [m]	7.97 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
Leca wall 0.25	0.250 [m]	1.67 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
Leca wall 0.30	0.300 [m]	1.67 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
POROTHERM 38	0.380 [m]	4.33 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
POROTHERM 30	0.300 [m]	4.33 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
POROTHERM 25	0.250 [m]	4.33 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
POROTHERM 20	0.200 [m]	4.54 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]
POROBLOCK 9	0.250 [m]	4.33 [N/mm ²]	0.15 [N/mm ²]

RUNET-FEDRA-Masonry design, Eurocode 6 - Project - Rengenova 14 - [c:\program files\rUNET\fedra\projects\rogenovna 14\30 obicni zidovi]

File Report Parameters Timber design Options Help Update

Earthquake Design	Masonry Computations
<input checked="" type="checkbox"/> Seismic coefficient (EC8 §3.1)	[12:44:04 PM] [10/05/2016] Building - Rengenova 14 - [c:\program files\rUNET\fedra\projects\rogenovna 14\30 obicni zidovi]
<input checked="" type="checkbox"/> Ground type (EC8 §3.1)	[12:44:04 PM] Start Computations
<input checked="" type="checkbox"/> Building class (EC8 §4)	[12:44:04 PM] Read and check structural elements
<input checked="" type="checkbox"/> General Building Class	Basement, Masonry walls - 29, Beams: 0, Columns: 0
<input checked="" type="checkbox"/> Building shape - Floors	Gr. floor, Masonry walls - 29, Beams: 0, Columns: 0
<input checked="" type="checkbox"/> Building shape - Floors	1st floor, Masonry walls - 29, Beams: 0, Columns: 0
<input checked="" type="checkbox"/> Type of Floors	2nd floor, Masonry walls - 29, Beams: 0, Columns: 0
<input checked="" type="checkbox"/> Type of Roof	3rd floor, Masonry walls - 29, Beams: 0, Columns: 0
<input checked="" type="checkbox"/> Floor heights [m]	[12:44:04 PM] Evaluation of masonry materials:
<input checked="" type="checkbox"/> Construction level	4 Masonry Units:
<input checked="" type="checkbox"/> Structure Loads (EC8 §6)	Masonry wall - Brick Rengenova 38 produzni, thickness: 0.38[m], Compr. strength: 10.00[N/mm ²]
<input checked="" type="checkbox"/> Permanent loads [kNm]	Masonry wall - Brick Rengenova 25 produzni, thickness: 0.25[m], Compr. strength: 10.00[N/mm ²]
<input checked="" type="checkbox"/> Variable loads [kNm ²]	Masonry wall - Brick Rengen 38 krecni malter, thickness: 0.38[m], Compr. strength: 10.00[N/mm ²]
<input checked="" type="checkbox"/> Actions	[12:44:04 PM] Computation of concrete slabs-load distribution
<input checked="" type="checkbox"/> Loads on roof [kNm ²]	Basement, has 18 plates
<input checked="" type="checkbox"/> Roof weight [kNm ²]	Basement, plate P1 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Timber roof - timber	Basement, plate P2 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Dimensioning with Eurocode 6	Basement, plate P3 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Masonry Materials	Basement, plate P4 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Masonry Walls	Basement, plate P5 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Concrete - Soil	Basement, plate P6 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Drawing plans - Masonry	Basement, plate P7 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Drawing plans	Basement, plate P8 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Topology	Basement, plate P9 ***thickness must increase***
<input checked="" type="checkbox"/> Computations	Basement, plate P10 ***thickness must increase***
	Basement, plate P11 ***thickness must increase***
	Basement, plate P12 ***thickness must increase***
	Basement, plate P13 ***thickness must increase***
	Basement, plate P14 ***thickness must increase***
	Basement, plate P15 ***thickness must increase***
	Basement, plate P16 ***thickness must increase***
	Basement, plate P17 ***thickness must increase***
	Basement, plate P18 ***thickness must increase***
	Gr. floor, has 18 plates:
	Gr. floor, plate P1 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P2 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P3 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P4 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P5 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P6 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P7 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P8 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P9 ***thickness must increase***
	Gr. floor, plate P10 ***thickness must increase***

Compute Close Help

FEDRA © RUNET® Vers.10.01/2012 Registered user: University of Civil Engineering , 03950-5580-0063

Objekat "tip B"

RUNET-FEDRA-Masonry design, Eurocode 6 - Project : Rengenova 14-[c:\program files\runet\fedra\projects\rogenova 14_1\30 obicni zidovi]

File Report Parameters Timber design Options Help Update

Earthquake Design (EC8 §3)		
<input checked="" type="checkbox"/>	Seismic coefficient (EC8 §3.2)	Category: 4, a=0.200g=1.96 m/s ²
<input checked="" type="checkbox"/>	Ground type (EC8 §3.1.2)	B, S=1.20 T1=0.15sec T2=0.50sec
<input checked="" type="checkbox"/>	Building class (EC8 §4.2.5)	II gI=1.00
General Building Characteristics		
<input checked="" type="checkbox"/>	Building shape - Floors	Floors above ground level : 4 Floors below : 0
<input checked="" type="checkbox"/>	Type of Floors	0.10-0.10-0.10-0.10-
<input checked="" type="checkbox"/>	Type of Roof	Concrete slab
<input checked="" type="checkbox"/>	Floor heights [m]	2.82-2.82-2.82-2.82-
<input checked="" type="checkbox"/>	Construction level	Reinforced masonry Class 3
Structure Loads (EC1)		
<input checked="" type="checkbox"/>	Permanent loads [kNm ²]	Floor Finishing =0.80, Light Walls =1.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Variable loads [kNm ²]	Floor=2.50,Stair=3.00,Balc.=4.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Actions	y0=0.70, y1=0.50, y2=0.30
<input checked="" type="checkbox"/>	Loads on roof [kNm ²]	Snow load=0.75, Wind load=1.25
<input checked="" type="checkbox"/>	Roof weight [kNm ²]	Roof= 1.50, Ceiling= 0.50
Timber roof - timber floor		
<input checked="" type="checkbox"/>	Dimensioning with Eurocode 5	Timber Roofs Timber Floors
Masonry Materials		
<input checked="" type="checkbox"/>	Masonry Walls	Brick wall-M2 0.20
<input checked="" type="checkbox"/>	Concrete - Soil	C16/20-S220 qu= 0.20Mpa
Drawing plans - Masonry computations		
<input checked="" type="checkbox"/>	Drawing plans	walls-openings-beams
<input checked="" type="checkbox"/>	Topology	
<input checked="" type="checkbox"/>	Computations	mater. slabs beams *walls* *column*

FEDRA
Masonry Buildings

Report

- General
- Masonry Materials
- Masonry Units
- Concrete Slabs
- Slab Design
- Slab Reinforcement
- Beam Elements
- Beam Structural Analysis
- Beam Design
- Beam Reinforcement
- Vertical loads on walls
- Seismic loads on walls
- Masonry Design
- Stresses on wall elements
- Columns
- Foundation
- Technical Report
- Drawings
- Drawings to DXF files

RUNET-FEDRA-Masonry design, Eurocode 6 - Project : Rengenova 14-[c:\program files\runet\fedra\projects\rogenova 14_1\30 obicni zidovi]

File Report Parameters Timber design Options Help Update

Earthquake Design (EC8 §3)		
<input checked="" type="checkbox"/>	Seismic coefficient (EC8 §3.2)	Category: 4, a=0.200g=1.96 m/s ²
<input checked="" type="checkbox"/>	Ground type (EC8 §3.1.2)	B, S=1.20 T1=0.15sec T2=0.50sec
<input checked="" type="checkbox"/>	Building class (EC8 §4.2.5)	II gI=1.00
General Building Characteristics		
<input checked="" type="checkbox"/>	Building shape - Floors	Floors above ground level : 4 Floors below : 0
<input checked="" type="checkbox"/>	Type of Floors	0.10-0.10-0.10-0.10-
<input checked="" type="checkbox"/>	Type of Roof	Concrete slab
<input checked="" type="checkbox"/>	Floor heights [m]	2.82-2.82-
<input checked="" type="checkbox"/>	Construction level	Reinforced masonry Class 3
Structure Loads (EC1)		
<input checked="" type="checkbox"/>	Permanent loads [kNm ²]	Floor F
<input checked="" type="checkbox"/>	Variable loads [kNm ²]	Floor=
<input checked="" type="checkbox"/>	Actions	y0=0.7
<input checked="" type="checkbox"/>	Loads on roof [kNm ²]	Snow
<input checked="" type="checkbox"/>	Roof weight [kNm ²]	Roof=
Timber roof - timber floor		
<input checked="" type="checkbox"/>	Dimensioning with Eurocode 5	Timber
Masonry Materials		
<input checked="" type="checkbox"/>	Masonry Walls	Brick wall-M2 0.20
<input checked="" type="checkbox"/>	Concrete - Soil	C16/20-S220 qu= 0.20Mpa
Drawing plans - Masonry computations		
<input checked="" type="checkbox"/>	Drawing plans	walls-openings-beams
<input checked="" type="checkbox"/>	Topology	
<input checked="" type="checkbox"/>	Computations	mater. slabs beams *walls* *column*

FEDRA
Masonry Buildings

Report

- General
- Masonry Materials
- Masonry Units
- Concrete Slabs
- Slab Design
- Slab Reinforcement
- Beam Elements
- Beam Structural Analysis
- Beam Design
- Beam Reinforcement
- Vertical loads on walls
- Seismic loads on walls
- Masonry Design
- Stresses on wall elements
- Columns
- Foundation
- Technical Report
- Drawings
- Drawings to DXF files

Structure Loads (EC1)

Load of floor finishing [kN/m ²]	0.80	OK
Load of light walls on floors [kN/m ²]	1.00	
Live loads of floors [kN/m ²]	2.50	Cancel
Live loads on stairs [kN/m ²]	3.00	
Live load on balconies [kN/m ²]	4.00	Help
Snow loads on roof [kN/m ²]	0.75	
Wind loads on roof [kN/m ²]	1.25	
Loads of Ceiling [kN/m ²]	0.50	
Roof Load Coefficient	1.00	

Rezultati proračuna (deo izveštaja)

Objekat "tip A"

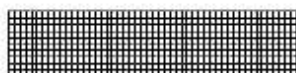
Model 1A

Masonry design

Top confining beam of reinforced concrete (EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3)

On the top of the wall and the top of the openings, small tensile stresses are taken from reinforced concrete bond beams or lintels 25x20 (width x height in cm), with minimum reinforcement 4φ10 (stirrups φ8/15).

Gr. floor **W1** Dimensions: length= 14.63m, height= 2.90m, thickness= 0.38m
Brick Rendgenova 38 produzni



Building system : Unreinforced masonry (EC8, §9.3,T.9-1)
Category of execution :3 (EC6, §2.4.3, Annex A)
Category of masonry units :II (EC6 §3.1.1)
Compressive strength of masonry: $f_k=10.00$ N/mm² (EC6 §3.6.1.2)
Shear strength of masonry: $f_{vk}=0.20$ N/mm² (EC6 §3.6.2)

Partial safety factors for material properties: $\gamma_m=2.50$ (EC6, §2.4.3)
Partial safety factors for material (+Earthquake): $\gamma_m=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (EC8, §9.6.(3))
Effective wall height $h_{ef}=p_{nh}=0.75\times 2.90=2.18$ m (EC6, §5.5.1.2)
Slenderness ratio $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.18/0.38=5.72<=27$ OK (EC6, §5.5.1.4)

Strength verification in axial compression, load 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{td}=(1.35\times 1087.2+1.50\times 107.9)/14.63=111.39$ kN/m
Average compression design stress at the top $f_{sdc}=0.001\times 111.39/0.38=0.293$ N/mm²
Eccentricity of floor load or roof load at the top $M_{td}/N_{td}=0$
Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he}=0.00000$ m
Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at the top $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00483=0.00483$ m (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.38=0.01900$ m (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at the top $\phi_t=1-2e_e/t=1-2\times 0.01900/0.38=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd}=\phi_t \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000\times 0.90\times 0.38\times 10.00/2.50=1368.0$ kN/m (EC6 Eq.6.2)
 $N_{sd}=111.4 <= 1368.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle (1/5)height $N_{md}=(1.35\times 1203.3+1.50\times 107.9)/14.63=122.10$ kN/m
Average compressive design stress in the middle (1/5)height $f_{sdc}=0.001\times 122.10/0.38=0.321$ N/mm²
Eccentricity of load in the middle (1/5)height $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.00000\times 111.4/122.1=0.00000$ m
Eccentricity in the middle (1/5)height due to horizontal forces $e_{hm}=0.00000$ m
Accidental (initial) eccentricity $e_a=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity due to loads $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00000+0.00000+0.00483=0.00483$ m (EC6 eq.6.7)
The slenderness ratio is $5.72<=15$, eccentricity due to creep $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Eccentricity in the middle (1/5)height $e_m=e_m+e_k=0.00483+0.00000=0.00483$ m (EC6, Eq.6.7)
Minimum eccentricity $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.38=0.01900$ m (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)
Reduction factor in the middle (1/5)height $\phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC6 Annex G)
Vertical load resistance $N_{rd}=\phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000\times 0.89\times 0.38\times 10.00/2.50=1347.0$ kN/m (EC6 Eq.6.2)
 $N_{sd}=122.1 <= 1347.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{td}=(1.35\times 1377.4+1.50\times 107.9)/14.63=138.16$ kN/m
Average compressive design stress at wall base $f_{sdc}=0.001\times 138.16/0.38=0.364$ N/mm²
Eccentricity of load at wall base $M_{td}/N_{td}=0.00000\times 111.4/138.2=0.00000$ m
Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he}=0.00000$ m
Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at wall base $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.00000+0.00000+0.00483=0.00483$ m (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.38=0.01900$ m (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at wall base $\phi_t=1-2e_e/t=1-2\times 0.01900/0.38=0.90$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd}=\phi_t \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000\times 0.90\times 0.38\times 10.00/2.50=1368.0$ kN/m (EC6 Eq.6.2)
Compressive stress from finite element analysis $\max f_n=-0.435$ N/mm²
Maximum design vertical load per unit length $N_{sd}=1000\times 0.38\times 0.435=165.2$ kN/m
 $N_{sd}=165.2 <= 1368.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry design

Strength verification in axial compression, load 1.00xg+0.30xq+Earthquake (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{id} = (1.00 \times 1087.2 + 0.30 \times 107.9) / 14.63 = 76.53 \text{ kN/m}$
Average compression design stress at the top $f_{sdo} = 0.001 \times 76.53 / 0.38 = 0.201 \text{ N/mm}^2$
Eccentricity of floor load or roof load at the top $Mid/N_{id} = 0$
Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he} = 0.00063 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_i = h_{ef} / 450 = 2.18 / 450 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at the top $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00063 + 0.00483 = 0.00546 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at the top $\Phi_n = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01900 / 0.38 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd} = \Phi_n \cdot t \cdot f_k / \gamma_w = 1000 \times 0.90 \times 0.38 \times 10.00 / 1.67 = 2052.0 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
 $N_{sd} = 76.5 \leq 2052.0 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle (1/5) height $N_{md} = (1.00 \times 1203.3 + 0.30 \times 107.9) / 14.63 = 84.46 \text{ kN/m}$
Average compressive design stress in the middle (1/5) height $f_{sdo} = 0.001 \times 84.46 / 0.38 = 0.222 \text{ N/mm}^2$
Eccentricity of load in the middle (1/5) height $M_{md} / N_{md} = 0.20 \times 0.00000 \times 76.5 / 84.5 = 0.00000 \text{ m}$
Eccentricity in the middle (1/5) height due to horizontal forces $e_{hm} = 0.00032 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_a = h_{ef} / 450 = 2.18 / 450 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity due to loads $e_m = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00000 + 0.00032 + 0.00483 = 0.00515 \text{ m}$ (EC6 eq.6.7)
The slenderness ratio is $5.72 \leq 15$, eccentricity due to creep $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Eccentricity in the middle (1/5) height $e_m = e_m + e_k = 0.00515 + 0.00000 = 0.00515 \text{ m}$ (EC6, Eq.6.7)
Minimum eccentricity $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900 \text{ m}$ (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)
Reduction factor in the middle (1/5) height $\Phi_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC6 Annex G)
Vertical load resistance $N_{rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_w = 1000 \times 0.89 \times 0.38 \times 10.00 / 1.67 = 2020.4 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
 $N_{sd} = 84.5 \leq 2020.4 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{id} = (1.00 \times 1377.4 + 0.30 \times 107.9) / 14.63 = 96.36 \text{ kN/m}$
Average compressive design stress at wall base $f_{sdo} = 0.001 \times 96.36 / 0.38 = 0.254 \text{ N/mm}^2$
Eccentricity of load at wall base $Mid/N_{id} = 0.00000 \times 76.5 / 96.4 = 0.00000 \text{ m}$
Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he} = 0.00063 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_i = h_{ef} / 450 = 2.18 / 450 = 0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at wall base $e_e = Mid/N_{id} + e_{he} + e_i = 0.00000 + 0.00063 + 0.00483 = 0.00546 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at wall base $\Phi_n = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.01900 / 0.38 = 0.90$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd} = \Phi_n \cdot t \cdot f_k / \gamma_w = 1000 \times 0.90 \times 0.38 \times 10.00 / 1.67 = 2052.0 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
Compressive stress from finite element analysis $\max f_n = -1.280 \text{ N/mm}^2$
Maximum design vertical load per unit length $N_{sd} = 1000 \times 0.38 \times 1.280 = 486.3 \text{ kN/m}$
 $N_{sd} = 486.3 \leq 2052.0 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Strength verification in shear, load 1.00xg+0.30xq+Earthquake (EC6, §6.2)

$V_{sd} = 2386.7 \text{ kN}$, $\tau_{max} = 0.572 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{av} = 0.335 \text{ N/mm}^2$, $L_c = 10.97 \text{ m}$
Characteristic shear strength $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \times f_d$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk} = 0.200 + 0.40 \times 0.335 = 0.335 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk} = 0.530 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk} = 0.335 \text{ N/mm}^2$ (EC6 Eq.3.5)
Design shear resistance of masonry $V_{rd} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_w$ (EC6 §6.2, Eq.6.13)
 $V_{rd} = 1000 \times 0.335 \times 0.38 \times 10.97 / 1.67 = 838.7 \text{ kN}$
 $V_{sd} = 2386.7 \text{ kN} > 838.7 \text{ kN} = V_{rd}$ (EC6 §6.2)

The ultimate limit state for shear loading is not verified

Regions with concentrated loads (EC6, §6.1.3)

The maximum compressive stresses at the beam supports are obtained from the finite element solution. Because at the wall top always exists a bond beam from reinforced concrete, we check the stresses at a lower level.
Maximum compressive stress in stress concentration region $f_{dmax} = 0.519 \text{ N/mm}^2$
Maximum stress 0.519 N/mm^2 is $\leq f_k / \gamma_w = 10.000 / 2.5 = 4.000 \text{ N/mm}^2$
The strength requirements for concentrated loads are verified (EC6 §6.1.3.eq.(6.9))

Masonry design

Top confining beam of reinforced concrete (EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3)

On the top of the wall and the top of the openings, small tensile stresses are taken from reinforced concrete bond beams or lintels 38x20 (width x height in cm), with minimum reinforcement 4ϕ12 (stirrups ϕ8/15).

Gr. floor

W2

Dimensions: length= 16.14m, height= 2.90m, thickness= 0.38m

Brick Rendgenova 38 produsni

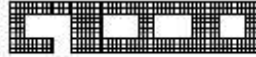
Building system : Unreinforced masonry (EC6, §9.3,T.9.1)

Category of execution :3 (EC6, §2.4.3, Annex A)

Category of masonry units :II (EC6 §3.1.1)

Compressive strength of masonry: $f_k=10.00$ N/mm² (EC6 §3.6.1.2)

Shear strength of masonry: $f_{vko}=0.20$ N/mm² (EC6 §3.6.2)



Partial safety factors for material properties: $\gamma_m=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Partial safety factors for material (+Earthquake): $\gamma_m=(2/3) \times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (EC6, §9.6.(3))

Effective wall height $h_{ef} = \rho_{nh} = 0.75 \times 2.90 = 2.18$ m (EC6, §5.5.1.2)

Slenderness ratio $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2.18/0.38 = 5.72 < 27$ OK (EC6, §5.5.1.4)

Strength verification in axial compression, load 1.35xg+1.50xq (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{td} = (1.35 \times 1179.1 + 1.50 \times 267.3) / 16.14 = 123.47$ kN/m

Average compression design stress at the top $f_{sdo} = 0.001 \times 123.47 / 0.38 = 0.325$ N/mm²

The eccentricity is reduced by $(1-k/4) = 0.98$ (EC6, Annex C(3))

Design bending moment at the top $M_{td} = 5.82$ kNm/m (EC6, Annex C.1)

Eccentricity $M_{td}/N_{td} = 5.82/123.47 = 0.04718$ m = 0.12x (wall thickness) (EC6 Annex C.1)

Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he} = 0.00000$ m

Accidental (initial) eccentricity $e_i = h_{ef}/450 = 2.18/450 = 0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at the top $e_e = M_{td}/N_{td} + e_{he} + e_i = 0.04718 + 0.00000 + 0.00483 = 0.05201$ m (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900$ m (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at the top $\eta = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.05201/0.38 = 0.73$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd} = \eta \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.73 \times 0.38 \times 10.00 / 2.50 = 1109.6$ kN/m (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd} = 123.5 < 1109.6 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle (1/5)height $N_{md} = (1.35 \times 1268.9 + 1.50 \times 267.3) / 6.37 = 331.24$ kN/m

Average compressive design stress in the middle (1/5)height $f_{sdo} = 0.001 \times 331.24 / 0.38 = 0.872$ N/mm²

Eccentricity of load in the middle (1/5)height $M_{md}/N_{md} = 0.20 \times 0.04718 \times 123.5 / 331.2 = 0.00352$ m

Eccentricity in the middle (1/5)height due to horizontal forces $e_{hm} = 0.00000$ m

Accidental (initial) eccentricity $e_a = h_{ef}/450 = 2.18/450 = 0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity due to loads $e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_a = 0.00352 + 0.00000 + 0.00483 = 0.00835$ m (EC6 eq.6.7)

The slenderness ratio is $5.72 < 15$, eccentricity due to creep $e_k = 0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Eccentricity in the middle (1/5)height $e_m + e_k = 0.00835 + 0.00000 = 0.00835$ m (EC6, Eq.6.7)

Minimum eccentricity $\min e_m = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900$ m (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)

Reduction factor in the middle (1/5)height $\eta_m = (1 - 2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2) = 0.89$ (EC6 Annex G)

Vertical load resistance $N_{rd} = \eta_m \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.89 \times 0.38 \times 10.00 / 2.50 = 1347.0$ kN/m (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd} = 331.2 < 1347.0 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{td} = (1.35 \times 1396.2 + 1.50 \times 267.3) / 14.94 = 153.00$ kN/m

Average compressive design stress at wall base $f_{sdo} = 0.001 \times 153.00 / 0.38 = 0.403$ N/mm²

Eccentricity of load at wall base $M_{td}/N_{td} = 0.04718 \times 123.5 / 153.0 = 0.03807$ m

Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he} = 0.00000$ m

Accidental (initial) eccentricity $e_i = h_{ef}/450 = 2.18/450 = 0.00483$ m (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at wall base $e_e = M_{td}/N_{td} + e_{he} + e_i = 0.03807 + 0.00000 + 0.00483 = 0.04290$ m (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e = 0.05t = 0.05 \times 0.38 = 0.01900$ m (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at wall base $\eta = 1 - 2e_e/t = 1 - 2 \times 0.04290/0.38 = 0.77$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd} = \eta \cdot t \cdot f_k / \gamma_m = 1000 \times 0.77 \times 0.38 \times 10.00 / 2.50 = 1170.4$ kN/m (EC6 Eq.6.2)

Compressive stress from finite element analysis $\max f_n = -1.256$ N/mm²

Maximum design vertical load per unit length $N_{sd} = 1000 \times 0.38 \times 1.256 = 477.3$ kN/m

$N_{sd} = 477.3 < 1170.4 = N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry design

Strength verification in axial compression, load 1.00xg+0.30xq+Earthquake (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{td}=(1.00 \times 1179.1+0.30 \times 267.3)/16.14=78.02 \text{ kN/m}$
Average compression design stress at the top $f_{sdo}=0.001 \times 78.02/0.38=0.205 \text{ N/mm}^2$
The eccentricity is reduced by $(1-k/4)=0.98$ (EC6, Annex C(3))
Design bending moment at the top $M_{td}=3.08 \text{ kNm/m}$ (EC6, Annex C.1)
Eccentricity $M_{td}/N_{td}=3.08/78.02=0.03946 \text{ m}=0.10 \times (\text{wall thickness})$ (EC6 Annex C.1)
Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he}=0.00063 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at the top $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.03946+0.00063+0.00483=0.04492 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.38=0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at the top $\Phi_s=1-2e_e/t=1-2 \times 0.04492/0.38=0.76$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_s \cdot t \cdot f_k/\gamma_w=1000 \times 0.76 \times 0.38 \times 10.00/1.67=1732.8 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
 $N_{ed}=78.0 \leq 1732.8=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle (1/5)height $N_{md}=(1.00 \times 1265.9+0.30 \times 267.2)/6.37=211.32 \text{ kN/m}$
Average compressive design stress in the middle (1/5)height $f_{sdo}=0.001 \times 211.32/0.38=0.556 \text{ N/mm}^2$
Eccentricity of load in the middle (1/5)height $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03946 \times 78.0/211.3=0.00291 \text{ m}$
Eccentricity in the middle (1/5)height due to horizontal forces $e_{hm}=0.00032 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_a=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity due to loads $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00291+0.00032+0.00483=0.00806 \text{ m}$ (EC6 eq.6.7)
The slenderness ratio is $5.72 \leq 15$, eccentricity due to creep $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))
Eccentricity in the middle (1/5)height $e_{m+ek}=0.00806+0.00000=0.00806 \text{ m}$ (EC6, Eq.6.7)
Minimum eccentricity $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.38=0.01900 \text{ m}$ (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)
Reduction factor in the middle (1/5)height $\Phi_m=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC6 Annex G)
Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_m \cdot t \cdot f_k/\gamma_w=1000 \times 0.89 \times 0.38 \times 10.00/1.67=2020.4 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
 $N_{ed}=211.3 \leq 2020.4=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{id}=(1.00 \times 1396.2+0.30 \times 267.3)/14.94=98.82 \text{ kN/m}$
Average compressive design stress at wall base $f_{sdo}=0.001 \times 98.82/0.38=0.260 \text{ N/mm}^2$
Eccentricity of load at wall base $M_{id}/N_{id}=0.03946 \times 78.0/98.8=0.03115 \text{ m}$
Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he}=0.00063 \text{ m}$
Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.18/450=0.00483 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)
Eccentricity at wall base $e_e=M_{id}/N_{id}+e_{he}+e_i=0.03115+0.00063+0.00483=0.03662 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)
Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.38=0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)
Reduction factor at wall base $\Phi_s=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03662/0.38=0.81$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)
Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_s \cdot t \cdot f_k/\gamma_w=1000 \times 0.81 \times 0.38 \times 10.00/1.67=1846.6 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)
Compressive stress from finite element analysis $\max f_n=-1.554 \text{ N/mm}^2$
Maximum design vertical load per unit length $N_{ed}=1000 \times 0.38 \times 1.554=590.4 \text{ kN/m}$
 $N_{ed}=590.4 \leq 1846.6=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Strength verification in shear, load 1.00xg+0.30xq+Earthquake (EC6, §6.2)

$V_{ed}=964.8 \text{ kN}$, $\sigma_{max}=0.746 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_w=0.610 \text{ N/mm}^2$, $L_c=6.37 \text{ m}$
Characteristic shear strength $f_{vk}=f_{vko}+0.4x_{fd}$ (EC6 §3.6.2)
 $f_{vk}=0.200+0.40 \times 0.610=0.444 \text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=0.530 \text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.444 \text{ N/mm}^2$ (EC6 Eq.3.5)
Design shear resistance of masonry $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L_c/\gamma_w$ (EC6 §6.2, Eq.6.13)
 $V_{rd}=1000 \times 0.444 \times 0.38 \times 6.37/1.67=644.8 \text{ kN}$
 $V_{ed}=964.8 \text{ kN} > 644.8 \text{ kN} =V_{rd}$ (EC6 §6.2)
The ultimate limit state for shear loading is not verified

Regions with concentrated loads (EC6, §6.1.3)

The maximum compressive stresses at the beam supports are obtained from the finite element solution. Because at the wall top always exists a bond beam from reinforced concrete, we check the stresses at a lower level.
Maximum compressive stress in stress concentration region $f_{s,max}=1.352 \text{ N/mm}^2$
Maximum stress 1.352 N/mm^2 is $\leq f_k/\gamma_w=10.000/2.5=4.000 \text{ N/mm}^2$
The strength requirements for concentrated loads are verified (EC6 §6.1.3.eq.(6.9))

Objekat "tip B"

Model 1

Masonry Seismic Loads

Check for structural regularity (EC8 §4.2.3)
a) Check of torsional floor sensitivity
 Floor outline minX= -0.13m, maxX= 16.84m, minY= 0.00m, maxY= 16.31m
 Building plan dimensions Lx= 16.97 m, Ly= 16.31 m
 Lmax/Lmin= 16.97/16.31=1.04<=4 (EC8, §4.2.3.2 (5))

b,c) Check of floor Stiffness and Mass variation (EC8 §4.2.3.3)
 Dk/k=(18.632-16.630)/18.632=0.00 Dm/m=(324-324)/324=0.00

Gr. floor W70 Dimensions: length= 1.47m, height= 2.82m, thickness= 0.38m
Computation of horizontal wall stiffness in the wall plane
 Wall is divided in 50 rectangular plane stress finite elements.
 Nodes in a grid 11x6, total 66 nodes.
 Wall stiffness from finite element analysis K= 0.313 GN/m
 Approximate wall stiffness (without openings) = 0.297 GN/m
 Stiffness (x-x) Kx= 0.313 GN/m, (y-y) Ky= 0.000 GN/m



Seismic forces based on equivalent static horizontal loads (EC8, §10.9.2)
 Wall eccentricities from building elastic axis, ex=7.68 m, ey=4.85 m
Horizontal force Fx
 Seismic directionx-x= 4654.00x 0.313/ 17.463+ 4665x 4.85x 0.313/1119.408= 89.74 kN
 Seismic directiony-y= 0.00x 0.313/ 17.463+ 4874x 4.85x 0.313/1119.408= 6.60 kN
Horizontal force Fy
 Seismic directionx-x= 0.00x 0.000/ 16.993+ 4665x 7.68x 0.000/1119.408= 0.00 kN
 Seismic directiony-y= 4654.00x 0.000/ 16.993+ 4874x 7.68x 0.000/1119.408= 0.00 kN
Combination of seismic forces in x and y directions (EC8, §4.3.3.5.1)
 (expFx)²= 89.74²+ 6.60², expFx= 89.98 kN
 (expFy)²= 0.00²+ 0.00², expFy= 0.00 kN
Maximum resulting seismic forces (EC8, §10.9.2)
 maxFx= 89.74 + 0.30x 6.60= 91.72 kN
 maxFy= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN
Maximum horizontal force along the wall F=91.72 kN

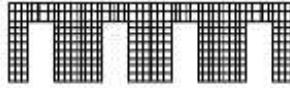
Gr. floor W71 Dimensions: length= 3.43m, height= 2.82m, thickness= 0.38m
Computation of horizontal wall stiffness in the wall plane
 Wall is divided in 120 rectangular plane stress finite elements.
 Nodes in a grid 11x13, total 143 nodes.
 Wall stiffness from finite element analysis K= 1.332 GN/m
 Approximate wall stiffness (without openings) = 1.257 GN/m
 Stiffness (x-x) Kx= 0.000 GN/m, (y-y) Ky= 1.332 GN/m



Seismic forces based on equivalent static horizontal loads (EC8, §10.9.2)
 Wall eccentricities from building elastic axis, ex=7.13 m, ey=6.50 m
Horizontal force Fx
 Seismic directionx-x= 4654.00x 0.000/ 17.463+ 4665x 6.50x 0.000/1119.408= 0.00 kN
 Seismic directiony-y= 0.00x 0.000/ 17.463+ 4874x 6.50x 0.000/1119.408= 0.00 kN
Horizontal force Fy
 Seismic directionx-x= 0.00x 1.332/ 16.993+ 4665x 7.13x 1.332/1119.408= 39.60 kN
 Seismic directiony-y= 4654.00x 1.332/ 16.993+ 4874x 7.13x 1.332/1119.408= 406.17 kN
Combination of seismic forces in x and y directions (EC8, §4.3.3.5.1)
 (expFx)²= 0.00²+ 0.00², expFx= 0.00 kN
 (expFy)²= 39.60²+ 406.17², expFy= 408.10 kN
Maximum resulting seismic forces (EC8, §10.9.2)
 maxFx= 0.00 + 0.30x 0.00= 0.00 kN
 maxFy= 406.17 + 0.30x 39.60= 418.05 kN
Maximum horizontal force along the wall F=418.05 kN

Masonry Seismic Loads

Gr. floor **W72**



Dimensions: length= 14.40m, height= 2.82m, thickness= 0.38m

Computation of horizontal wall stiffness in the wall plane

Wall is divided in 510 rectangular plane stress finite elements.

Nodes in a grid 11x62, total 572 nodes.

Wall stiffness from finite element analysis $K= 3.327 \text{ GN/m}$

Approximate wall stiffness (without openings) = 6.386 GN/m

Stiffness (x-x) $K_x= 3.327 \text{ GN/m}$, (y-y) $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$

Seismic forces based on equivalent static horizontal loads (EC8, §10.9.2)

Wall eccentricities from building elastic axis, $e_x=0.01 \text{ m}$, $e_y=8.03 \text{ m}$

Horizontal force F_x

Seismic direction x-x= $4654.00 \times 3.327 / 17.463 + 4665 \times 8.03 \times 3.327 / 1119.408 = 997.96 \text{ kN}$

Seismic direction y-y= $0.00 \times 3.327 / 17.463 + 4874 \times 8.03 \times 3.327 / 1119.408 = 116.28 \text{ kN}$

Horizontal force F_y

Seismic direction x-x= $0.00 \times 0.000 / 16.993 + 4665 \times 0.01 \times 0.000 / 1119.408 = 0.00 \text{ kN}$

Seismic direction y-y= $4654.00 \times 0.000 / 16.993 + 4874 \times 0.01 \times 0.000 / 1119.408 = 0.00 \text{ kN}$

Combination of seismic forces in x and y directions (EC8, §4.3.3.5.1)

($\exp F_x$)² = $997.96^2 + 116.28^2$, $\exp F_x = 1004.71 \text{ kN}$

($\exp F_y$)² = $0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_y = 0.00 \text{ kN}$

Maximum resulting seismic forces (EC8, §10.9.2)

$\max F_x = 997.96 + 0.30 \times 116.28 = 1032.85 \text{ kN}$

$\max F_y = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

Maximum horizontal force along the wall $F=1032.85 \text{ kN}$

Gr. floor **W73**



Dimensions: length= 3.43m, height= 2.82m, thickness= 0.38m

Computation of horizontal wall stiffness in the wall plane

Wall is divided in 120 rectangular plane stress finite elements.

Nodes in a grid 11x13, total 143 nodes.

Wall stiffness from finite element analysis $K= 1.332 \text{ GN/m}$

Approximate wall stiffness (without openings) = 1.257 GN/m

Stiffness (x-x) $K_x= 0.000 \text{ GN/m}$, (y-y) $K_y= 1.332 \text{ GN/m}$

Seismic forces based on equivalent static horizontal loads (EC8, §10.9.2)

Wall eccentricities from building elastic axis, $e_x=7.02 \text{ m}$, $e_y=6.50 \text{ m}$

Horizontal force F_x

Seismic direction x-x= $4654.00 \times 0.000 / 17.463 + 4665 \times 6.50 \times 0.000 / 1119.408 = 0.00 \text{ kN}$

Seismic direction y-y= $0.00 \times 0.000 / 17.463 + 4874 \times 6.50 \times 0.000 / 1119.408 = 0.00 \text{ kN}$

Horizontal force F_y

Seismic direction x-x= $0.00 \times 1.332 / 16.993 + 4665 \times 7.02 \times 1.332 / 1119.408 = 38.95 \text{ kN}$

Seismic direction y-y= $4654.00 \times 1.332 / 16.993 + 4874 \times 7.02 \times 1.332 / 1119.408 = 405.49 \text{ kN}$

Combination of seismic forces in x and y directions (EC8, §4.3.3.5.1)

($\exp F_x$)² = $0.00^2 + 0.00^2$, $\exp F_x = 0.00 \text{ kN}$

($\exp F_y$)² = $38.95^2 + 405.49^2$, $\exp F_y = 407.36 \text{ kN}$

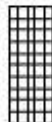
Maximum resulting seismic forces (EC8, §10.9.2)

$\max F_x = 0.00 + 0.30 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN}$

$\max F_y = 405.49 + 0.30 \times 38.95 = 417.18 \text{ kN}$

Maximum horizontal force along the wall $F=417.18 \text{ kN}$

Gr. floor **W74**



Dimensions: length= 1.47m, height= 2.82m, thickness= 0.38m

Computation of horizontal wall stiffness in the wall plane

Wall is divided in 50 rectangular plane stress finite elements.

Nodes in a grid 11x6, total 66 nodes.

Wall stiffness from finite element analysis $K= 0.313 \text{ GN/m}$

Approximate wall stiffness (without openings) = 0.297 GN/m

Stiffness (x-x) $K_x= 0.313 \text{ GN/m}$, (y-y) $K_y= 0.000 \text{ GN/m}$

Masonry design

Gr. floor	W70	Dimensions: length= 1.47m, height= 2.82m, thickness= 0.38m Brick Rendgenova 38 produsni Building system : Unreinforced masonry (EC8, §9.3,T.9.1) Category of execution :3 (EC6, §2.4.3, Annex A) Category of masonry units :II (EC6 §3.1.1) Compressive strength of masonry: $f_k=10.00 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2) Shear strength of masonry: $f_{vko}= 0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)
		
		<p>Partial safety factors for material properties: $\gamma_m=2.50$ (EC6, §2.4.3)</p> <p>Partial safety factors for material (+Earthquake): $\gamma_m=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (EC8, §9.6.(3))</p> <p>Effective wall height $h_{ef}= \rho_{kh}= 0.75\times 2.82= 2.12 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)</p> <p>Slenderness ratio $\lambda=h_{ef}/t=2.12/0.38= 5.57<=27 \text{ OK}$ (EC6, §5.5.1.4)</p> <p>Strength verification in axial compression, load 1.35xq+1.50xq (EC6, §6.1)</p> <p><u>Masonry strength verification at the top of the masonry</u></p> <p>Vertical design load at the top $N_{td}=(1.35\times 109.2+1.50\times 13.0)/1.47=113.55 \text{ kN/m}$</p> <p>Average compression design stress at the top $f_{sdo}=0.001\times 113.55/0.38=0.299 \text{ N/mm}^2$</p> <p>The eccentricity is reduced by $(1-k/4)=0.98$ (EC6, Annex C(3))</p> <p>Design bending moment at the top $M_{td}= 3.87 \text{ kNm/m}$ (EC6, Annex C.1)</p> <p>Eccentricity $M_{td}/N_{td}= 3.87/113.55= 0.03405 \text{ m} = 0.09\times(\text{wall thickness})$ (EC6 Annex C.1)</p> <p>Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$</p> <p>Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)</p> <p>Eccentricity at the top $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.03405+0.00000+0.00470= 0.03875 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)</p> <p>Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)</p> <p>Reduction factor at the top $\Phi_u=1-2e_e/t=1-2\times 0.03875/0.38= 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)</p> <p>Vertical load resistance $N_{rd}= \Phi_u \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000\times 0.80\times 0.38\times 10.00/2.50=1216.0 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)</p> <p>$N_{td}= 113.6 <= 1216.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)</p> <p><u>Masonry strength verification at the middle fifth of the height</u></p> <p>Vertical design load in the middle (1/5)height $N_{md}=(1.35\times 120.6+1.50\times 13.0)/1.47=123.98 \text{ kN/m}$</p> <p>Average compressive design stress in the middle (1/5)height $f_{sdo}=0.001\times 123.98/0.38=0.326 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Eccentricity of load in the middle (1/5)height $M_{md}/N_{md}=0.20\times 0.03405\times 113.6/124.0=0.00624 \text{ m}$</p> <p>Eccentricity in the middle (1/5)height due to horizontal forces $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$</p> <p>Accidental (initial) eccentricity $e_a=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)</p> <p>Eccentricity due to loads $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00624+0.00000+0.00470= 0.01094 \text{ m}$ (EC6 eq.6.7)</p> <p>The slenderness ratio is $5.57<=15$, eccentricity due to creep $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))</p> <p>Eccentricity in the middle (1/5)height $e_m=e_m+e_k=0.01094+0.00000= 0.01094 \text{ m}$ (EC6, Eq.6.7)</p> <p>Minimum eccentricity $\min e_m=0.05t=0.05\times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)</p> <p>Reduction factor in the middle (1/5)height $\Phi_u=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC6 Annex G)</p> <p>Vertical load resistance $N_{rd}= \Phi_u \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000\times 0.89\times 0.38\times 10.00/2.50=1348.7 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)</p> <p>$N_{md}= 124.0 <= 1348.7=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)</p> <p><u>Masonry strength verification at the bottom of the masonry</u></p> <p>Vertical design load at wall base $N_{td}=(1.35\times 137.6+1.50\times 13.0)/1.47=139.63 \text{ kN/m}$</p> <p>Average compressive design stress at wall base $f_{sdo}=0.001\times 139.63/0.38=0.367 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Eccentricity of load at wall base $M_{td}/N_{td}=0.03405\times 113.6/139.6= 0.02769 \text{ m}$</p> <p>Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$</p> <p>Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)</p> <p>Eccentricity at wall base $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.02769+0.00000+0.00470= 0.03239 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)</p> <p>Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05\times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)</p> <p>Reduction factor at wall base $\Phi_u=1-2e_e/t=1-2\times 0.03239/0.38= 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)</p> <p>Vertical load resistance $N_{rd}= \Phi_u \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000\times 0.83\times 0.38\times 10.00/2.50=1261.6 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)</p> <p>Compressive stress from finite element analysis $\max f_n= -0.372 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Maximum design vertical load per unit length $N_{sd}=1000\times 0.38\times 0.372= 141.5 \text{ kN/m}$</p> <p>$N_{td}= 141.5 <= 1261.6=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)</p>

Masonry design

Strength verification in axial compression, load $1.00xg+0.30xq+Earthquake$ (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{td}=(1.00x109.2+0.30x13.0)/1.47=76.94\text{ kN/m}$

Average compression design stress at the top $f_{sdo}=0.001x76.94/0.38=0.202\text{ N/mm}^2$

The eccentricity is reduced by $(1-k/4)=0.98$ (EC6, Annex C(3))

Design bending moment at the top $M_{td}=2.04\text{ kNm/m}$ (EC6, Annex C.1)

Eccentricity $M_{td}/N_{td}=2.04/76.94=0.02655\text{ m}=0.07x(\text{wall thickness})$ (EC6 Annex C.1)

Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he}=0.00050\text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_i=he_f/450=2.12/450=0.00470\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at the top $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.02655+0.00050+0.00470=0.03174\text{ m}$ (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05x0.38=0.01900\text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at the top $\Phi_s=1-2e_e/t=1-2x0.03174/0.38=0.83$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_s \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000x0.83x0.38x10.00/1.67=1892.4\text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd}=76.9 \leq 1892.4=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle $(1/5)\text{height}$ $N_{md}=(1.00x120.6+0.30x13.0)/1.47=84.67\text{ kN/m}$

Average compressive design stress in the middle $(1/5)\text{height}$ $f_{sdo}=0.001x84.67/0.38=0.223\text{ N/mm}^2$

Eccentricity of load in the middle $(1/5)\text{height}$ $M_{md}/N_{md}=0.20x0.02655x76.9/84.7=0.00482\text{ m}$

Eccentricity in the middle $(1/5)\text{height}$ due to horizontal forces $e_{hm}=0.00025\text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_a=he_f/450=2.12/450=0.00470\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity due to loads $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00482+0.00025+0.00470=0.00977\text{ m}$ (EC6 eq.6.7)

The slenderness ratio is $5.57 \leq 15$, eccentricity due to creep $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Eccentricity in the middle $(1/5)\text{height}$ $e_m=e_m+e_k=0.00977+0.00000=0.00977\text{ m}$ (EC6, Eq.6.7)

Minimum eccentricity $\min e_m=0.05t=0.05x0.38=0.01900\text{ m}$ (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)

Reduction factor in the middle $(1/5)\text{height}$ $\Phi_s=(1-2e_m/t)\text{Exp}(-u^2/2)=0.89$ (EC6 Annex G)

Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_s \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000x0.89x0.38x10.00/1.67=2023.0\text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd}=84.7 \leq 2023.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{td}=(1.00x137.6+0.30x13.0)/1.47=96.26\text{ kN/m}$

Average compressive design stress at wall base $f_{sdo}=0.001x96.26/0.38=0.253\text{ N/mm}^2$

Eccentricity of load at wall base $M_{td}/N_{td}=0.02655x76.9/96.3=0.02122\text{ m}$

Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he}=0.00050\text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_i=he_f/450=2.12/450=0.00470\text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at wall base $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.02122+0.00050+0.00470=0.02642\text{ m}$ (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05x0.38=0.01900\text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at wall base $\Phi_s=1-2e_e/t=1-2x0.02642/0.38=0.86$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd}=\Phi_s \cdot t \cdot f_k / \gamma_m=1000x0.86x0.38x10.00/1.67=1960.8\text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

Compressive stress from finite element analysis $\max f_n=-0.886\text{ N/mm}^2$

Maximum design vertical load per unit length $N_{sd}=1000x0.38x0.886=336.6\text{ kN/m}$

$N_{sd}=336.6 \leq 1960.8=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Strength verification in shear, load $1.00xg+0.30xq+Earthquake$ (EC6, §6.2)

$V_{sd}=91.7\text{ kN}$, $\gamma_{max}=0.258\text{ N/mm}^2$, $\gamma_n=0.338\text{ N/mm}^2$, $L_c=1.10\text{ m}$

Characteristic shear strength $f_{vk}=f_{vko}+0.4x\mu f_d$ (EC6 §3.6.2)

$f_{vk}=0.200+0.40x0.338=0.335\text{ N/mm}^2$, $\max f_{vk}=0.530\text{ N/mm}^2$, $f_{vk}=0.335\text{ N/mm}^2$ (EC6 Eq.3.5)

Design shear resistance of masonry $V_{rd}=f_{vk} \cdot t \cdot L_c / \gamma_m$ (EC6 §6.2, Eq.6.13)

$V_{rd}=1000x0.335x0.36x1.10/1.67=84.2\text{ kN}$

$V_{sd}=91.7\text{ kN} > 84.2\text{ kN} =V_{rd}$. (EC6 §6.2)

The ultimate limit state for shear loading is not verified

Regions with concentrated loads (EC6, §6.1.3)

The maximum compressive stresses at the beam supports are obtained from the finite element solution. Because at the wall top always exists a bond beam from reinforced concrete, we check the stresses at a lower level.

Maximum compressive stress in stress concentration region $f_{sdmax}=0.393\text{ N/mm}^2$

Maximum stress 0.393 N/mm^2 is $\leq f_k / \gamma_m=10.000/2.5=4.000\text{ N/mm}^2$

The strength requirements for concentrated loads are verified (EC6 §6.1.3.eq.(6.9))

Masonry design

Top confining beam of reinforced concrete (EC6 §6.1.3.(7), §8.2, EC8 §9.5.3)

On the top of the wall and the top of the openings, small tensile stresses are taken from reinforced concrete bond beams or lintels 38x20 (width x height in cm), with minimum reinforcement 4φ12 (stirrups φ8/18).

Gr. floor W71



Dimensions: length= 3.43m, height= 2.82m, thickness= 0.38m

Brick Rendgenova 38 produsni

Building system : Unreinforced masonry (EC8, §9.2,T.9.1)

Category of execution :3 (EC6, §2.4.2, Annex A)

Category of masonry units :II (EC6 §3.1.1)

Compressive strength of masonry: $f_k=10.00 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.1.2)

Shear strength of masonry: $f_{vk}=0.20 \text{ N/mm}^2$ (EC6 §3.6.2)

Partial safety factors for material properties: $\gamma_m=2.50$ (EC6, §2.4.3)

Partial safety factors for material (+Earthquake): $\gamma_m=(2/3)\times 2.50 (>=1.50)=1.67$ (EC8, §9.6.(3))

Effective wall height $h_{ef}= \rho \times h= 0.75 \times 2.82= 2.12 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.2)

Slenderness ratio $\lambda=h_{ef}/t_{ef}=2.12/0.38= 5.57 <= 27 \text{ OK}$ (EC6, §5.5.1.4)

Strength verification in axial compression, load 1.35kg+1.50xq (EC6, §6.1)

Masonry strength verification at the top of the masonry

Vertical design load at the top $N_{td}=(1.35 \times 262.7 + 1.50 \times 35.0)/3.43=118.70 \text{ kN/m}$

Average compression design stress at the top $f_{sdo}=0.001 \times 118.70/0.38=0.312 \text{ N/mm}^2$

The eccentricity is reduced by $(1-k/4)=0.98$ (EC6, Annex C(3))

Design bending moment at the top $M_{td}= 3.87 \text{ kNm/m}$ (EC6, Annex C.1)

Eccentricity $M_{td}/N_{td}= 3.87/118.70= 0.03257 \text{ m} = 0.09 \times (\text{wall thickness})$ (EC6 Annex C.1)

Eccentricity at the top due to horizontal loads $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at the top $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.03257+0.00000+0.00470= 0.03727 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at the top $\phi_t=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03727/0.38= 0.80$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd}= \phi_t \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000 \times 0.80 \times 0.38 \times 10.00/2.50=1216.0 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd}= 118.7 <= 1216.0=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the middle fifth of the height

Vertical design load in the middle $(1/5)\text{height}$ $N_{md}=(1.35 \times 289.2 + 1.50 \times 35.0)/3.43=129.12 \text{ kN/m}$

Average compressive design stress in the middle $(1/5)\text{height}$ $f_{sdo}=0.001 \times 129.12/0.38=0.340 \text{ N/mm}^2$

Eccentricity of load in the middle $(1/5)\text{height}$ $M_{md}/N_{md}=0.20 \times 0.03257 \times 118.7/129.1=0.00599 \text{ m}$

Eccentricity in the middle $(1/5)\text{height}$ due to horizontal forces $e_{hm}= 0.00000 \text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_a=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity due to loads $e_m=M_{md}/N_{md}+e_{hm}+e_a=0.00599+0.00000+0.00470= 0.01069 \text{ m}$ (EC6 eq.6.7)

The slenderness ratio is $5.57 <= 15$, eccentricity due to creep $e_k=0$ (EC6 §6.1.2.2(2))

Eccentricity in the middle $(1/5)\text{height}$ $e_m+e_k=0.01069+0.00000= 0.01069 \text{ m}$ (EC6, Eq.6.7)

Minimum eccentricity $\min e_m=0.05t=0.05 \times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6, §6.1.2.2, eq.6.6)

Reduction factor in the middle $(1/5)\text{height}$ $\phi_m=(1-2e_m/t) \text{Exp}(-u^2/2)= 0.89$ (EC6 Annex G)

Vertical load resistance $N_{rd}= \phi_m \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000 \times 0.89 \times 0.38 \times 10.00/2.50=1348.7 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

$N_{sd}= 129.1 <= 1348.7=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

Masonry strength verification at the bottom of the masonry

Vertical design load at wall base $N_{td}=(1.35 \times 328.9 + 1.50 \times 35.0)/3.43=144.76 \text{ kN/m}$

Average compressive design stress at wall base $f_{sdo}=0.001 \times 144.76/0.38=0.381 \text{ N/mm}^2$

Eccentricity of load at wall base $M_{td}/N_{td}=0.03257 \times 118.7/144.8= 0.02671 \text{ m}$

Eccentricity at wall base due to horizontal loads $e_{he}= 0.00000 \text{ m}$

Accidental (initial) eccentricity $e_i=h_{ef}/450=2.12/450= 0.00470 \text{ m}$ (EC6, §5.5.1.1)

Eccentricity at wall base $e_e=M_{td}/N_{td}+e_{he}+e_i=0.02671+0.00000+0.00470= 0.03141 \text{ m}$ (EC6 eq.6.5)

Minimum eccentricity $\min e_e=0.05t=0.05 \times 0.38= 0.01900 \text{ m}$ (EC6 §6.1.2.2, Eq.6.5)

Reduction factor at wall base $\phi_t=1-2e_e/t=1-2 \times 0.03141/0.38= 0.83$ (EC6 §6.1.2.2, eq.6.4)

Vertical load resistance $N_{rd}= \phi_t \cdot t \cdot f_k/ \gamma_m=1000 \times 0.83 \times 0.38 \times 10.00/2.50=1261.6 \text{ kN/m}$ (EC6 Eq.6.2)

Compressive stress from finite element analysis $\max f_n= -0.394 \text{ N/mm}^2$

Maximum design vertical load per unit length $N_{sd}=1000 \times 0.38 \times 0.394= 149.7 \text{ kN/m}$

$N_{sd}= 149.7 <= 1261.6=N_{rd}$ Ultimate limit state for vertical loading is verified (EC6 eq.6.1)

BIOGRAFIJA

Mr Jelena Savić, rođena je 19.03.1978. godine u Nišu, gde je završila osnovnu školu i Gimnaziju prirodno-matematičkog smera "Bora Stanković".

Školske 1997/98. godine upisala je Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, Arhitektonski odsek. Diplomirala je 25.11.2003.godine sa ocenom 10 (deset) i prosečnom ocenom tokom studija 9,21. Diplomski rad je radila iz predmeta Projektovanje stambenih zgrada. U toku studija je nagrađivana više puta za postignute nadprosečne rezultate (knjigom i poveljom Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu za šk. 1997/1998 god. i šk.1999/2000).

Sa radovima iz oblasti projektovanja učestvovala je u toku studija na više izložbi u kategoriji studentskih radova:

- 2000. godine – Izložba konkursnih radova u okviru predmeta Projektovanje društvenih zgrada za idejno rešenje uređenja "Cvetne pijace" u Nišu. Rad je nagrađen kao izuzetno uspelo rešenje od strane JKP "Tržnica"-Niš,
- 2002. godine – Izložba radova iz predmeta Teorija arhitekture,
- 2001 i 2002. godine – Na izložbama "Dani arhitekture Niša" u kategoriji studentskih radova učestvovala sa radovima iz predmeta Projektovanje stambenih zgrada.
- 2006. godine - Na trijenalu arhitekture "Dani arhitekture Niša 2006" u kategoriji idejnih radova učestvovala sa dva projekta.

U toku studija, u školskoj 2001/02 i 2002/03 bila je angažovana kao student demonstrator na predmetu Građevinske konstrukcije sa tehničkim crtanjem.

Nakon diplomiranja je decembra 2003. godine postala stipendista *Ministarstva za nauku i zaštitu životne sredine* Republike Srbije za period od 2003 do 2006 godine. Februara 2004. godine je upisala poslediplomske studije na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu – oblast Arhitektura sa usmerenjem *Stambene zgrade*.

Istovremeno je angažovana kao saradnik za izvođenje vežbi na predmetima Nacrtna geometrija, Građevinske konstrukcije sa tehničkim crtanjem, Građevinske konstrukcije I, Građevinske konstrukcije II, Arhitektonske konstrukcije 2.

Februara 2007. godine izabrana je za saradnika u nastavi za užu naučnu oblast Vizuelizacija i materijalizacija u arhitekturi od kada je zadužena držanjem vežbi iz više predmeta navedene uže naučne oblasti (Nacrtna geometrija, Građevinske konstrukcije I, Građevinske konstrukcije II, Elementi projektovanja i Uvod u arhitektonske konstrukcije).

Juna 2008. godine nakon položenih svih ispita (pr. ocena 9,86) predviđenih nastavnim planom magistarskih studija, prijavila je magistarsku tezu pod nazivom: "Značaj konstruktivno-arhitektonskih mera u procesu revitalizacije stambenih zgrada", koju je odobrilo Nastavno-naučno veće Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu. Magistarsku tezu odbranila je februara 2009. godine.

Avgusta 2009. godine prijavila je doktorsku tezu pod nazivom „Revitalizacija stambenih zgrada u konstruktivnom kontekstu“, koju je odobrilo Nastavno-naučno veće Građevinsko-arhitektonskog fakulteta. Naučno-stručno veće za tehnološke nauke Univerziteta u Nišu, 26.10.2009. godine dalo je saglasnost o usvajanju teme doktorske disertacije.

Uparedo sa radom u nastavi i na poslediplomskim studijama, doktorand Jelena Savić se uključila u naučni i stručni rad. Kao projektant saradnik učestvovala je u izradi više projekata u okviru projektantskih biroa "Koneski" i "Naisprojekt", kao i u okviru Instituta Građevinsko-arhitektonskog fakulteta. Autor je i koautor više radova publikovanih na nacionalnim i internacionalnim konferencijama, u domaćim i inostranim časopisima.

Učešće na nacionalnim naučnim projektima:

- "Razvoj fasadnog termoizolacionog sistema" (EE819-156B), u periodu od 2003 do 2005. godine, rukovodilac projekta prof. dr Veliborka Bogdanović, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš,
- "Istraživanje savremenih kompozitnih materijala, tehnologija i proizvoda na bazi domaćih sirovina sa mogućnostima njihove primene u našem građevinarstvu"(6503), u periodu od 2005 do 2006. godine, rukovodilac projekta prof. dr Zoran Grdić, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš,
- “Развој и унапређење метода у анализу интеракције конструкције и тла на основу теоријских и експерименталних истраживања” (TR 36028), u periodu od 2013-2016. godine, rukovodilac projekta prof. dr Verka Prolović, Građevinsko-arhitektonski fakultet Niš.

U prijavi, mr Jelena Savić, dipl.inž.arh. je navela dobro poznavanje engleskog jezika, kao i poznavanje osnova nemačkog i francuskog jezika. Kada je u pitanju

poznavanje rada na računar u i korišćenje brojnih programskih paketa, kroz dosadašnji rad doktorand je potvrdio njihovo poznavanje i korišćenje (Microsoft Office, Photoshop, Auto CAD, Lightscape, Illustrator, FEDRA i dr.).

ИЗЈАВА О АУТОРСТВУ

Изјављујем да је докторска дисертација, под насловом

Ревитализација стамбених зграда у конструктивном контексту

која је одбрањена на Грађевинско-архитектонском факултету Универзитета у Нишу:

- резултат сопственог истраживачког рада;
- да ову дисертацију, ни у целини, нити у деловима, нисам пријављивао/ла на другим факултетима, нити универзитетима;
- да нисам повредио/ла ауторска права, нити злоупотребио/ла интелектуалну својину других лица.

Дозвољавам да се објаве моји лични подаци, који су у вези са ауторством и добијањем академског звања доктора наука, као што су име и презиме, година и место рођења и датум одбране рада, и то у каталогу Библиотеке, Дигиталном репозиторијуму Универзитета у Нишу, као и у публикацијама Универзитета у Нишу.

У Нишу, 2016. године

Потпис аутора дисертације:


(Име, средње слово и презиме)

**ИЗЈАВА О ИСТОВЕТНОСТИ ЕЛЕКТРОНСКОГ И ШТАМПАНОГ ОБЛИКА
ДОКТОРСКЕ ДИСЕРТАЦИЈЕ**

Наслов дисертације: Ревитализација стамбених зграда у конструктивном контексту

Изјављујем да је електронски облик моје докторске дисертације, коју сам предао/ла за уношење у **Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу**, истоветан штампаном облику.

У Нишу, 2016. године

Потпис аутора дисертације:


(Име, средње слово и презиме)

ИЗЈАВА О КОРИШЋЕЊУ

Овлашћујем Универзитетску библиотеку „Никола Тесла“ да у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу унесе моју докторску дисертацију, под насловом:

Ревитализација стамбених зграда у конструктивном контексту

Дисертацију са свим прилозима предао/ла сам у електронском облику, погодном за трајно архивирање.

Моју докторску дисертацију, унету у Дигитални репозиторијум Универзитета у Нишу, могу користити сви који поштују одредбе садржане у одабраном типу лиценце Креативне заједнице (Creative Commons), за коју сам се одлучио/ла.

1. Ауторство (CC BY)
2. Ауторство – некомерцијално (CC BY-NC)
- 3. Ауторство – некомерцијално – без прераде (CC BY-NC-ND)**
4. Ауторство – некомерцијално – делити под истим условима (CC BY-NC-SA)
5. Ауторство – без прераде (CC BY-ND)
6. Ауторство – делити под истим условима (CC BY-SA)

У Нишу, 2016. године

Потпис аутора дисертације:


(Име, средње слово и презиме)