

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500 faks
(01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

**MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE
STOPNJE GRADBENIŠTVO**

Kandidat/-ka:

GAŠPER RUS

**POTRESNA ANALIZA OBSTOJEČE STAVBE ZA
IZOBRAŽEVANJE S ŠTUDIJO UTRDITVENIH
UKREPOV**

**A SEISMIC ANALYSIS AND A STUDY OF
STRENGTHENING MEASURES OF AN EXISTING
BUILDING FOR EDUCATION**

Mentor/-ica:

izr. prof. dr. Sebastjan Bratina

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

mag. Anton Štampfl

Član komisije:

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
----------------	------------------	---------	--------

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:004.4(497.4)(043.3)
Avtor: Gašper Rus, dipl.inž.grad. (UN)
Mentor: izr. prof. dr. Sebastjan Bratina
Somentor: mag. Anton Štampfl
Naslov: Potresna analiza obstoječe stavbe za izobraževanje s študijo utrditvenih ukrepov
Tip dokumenta: Magistrsko delo
Obseg in oprema: 88 str., 17 pregl., 63 sl.
Ključne besede: Obstoječa nosilna konstrukcija, preiskave nosilne konstrukcije, N2 metoda, nelinearna statična analiza, programsko orodje 3Muri, potisna krivulja, utrditev zidane konstrukcije

Izvleček:

Vsebina pričujoče magistrske naloge je povezana z realnim problemom iz inženirske prakse. Predmet analize je ocena potresne odpornosti nosilne konstrukcije stavbe za izobraževanje v Ljubljani. Nosilna konstrukcija je pretežno iz opeke in je bila grajena v petdesetih letih prejšnjega stoletja. Geometrijske in materialne karakteristike nosilne konstrukcije so bile pridobljene s pomočjo tehnične dokumentacije in z izvajanjem preiskav na objektu. Pri tem je bilo uporabljenih več vrst destruktivnih, delno destruktivnih in nedestruktivnih preiskovalnih metod. Nato je predstavljeno teoretično ozadje seizmične analize objektov iz nearmiranega zidovja. Na podlagi pridobljenih informacij o stavbi je bil izdelan idealiziran računski model nosilne konstrukcije s programskim orodjem 3Muri. Omenjen program omogoča nelinearno statično analizo konstrukcije s pomočjo makroelementov. Kot rezultat analize program poda potisne krivulje in največje možne pomike ter pospeške, ki jih je konstrukcija še sposobna prenesti. Ugotovljeno je bilo, da nosilna konstrukcija obravnavane stavbe ne nudi ustrezne potresne odpornosti glede na zahteve veljavnega standarda. V nadaljevanju je analiziranih več različnih smiselno izbranih možnosti za povečanje potresne odpornosti obravnavane stavbe. Pri snovanju utrditvenih ukrepov je upoštevano dejstvo, da se bo v bližnji prihodnosti gradil prizidek k obstoječi stavbi. Najustreznejšo varianto utrditve predstavljajo dodatne nosilne armiranobetonske stene in bodoči prizidek objekta.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:004.4(497.4)(043.3)
Autor: Gašper Rus, B.Sc.
Supervizor: Assoc. Prof. Sebastjan Bratina, Ph.D.
Co-advisor: Anton Štampfl M.Sc.
Title: A Seismic Analysis and a Study of Strengthening Measures of an Existing Building for Education
Document type: Master Thesis
Notes: 88 p., 17 tab., 63 fig.
Key words: Existing masonry building, research of structure, N2 method, nonlinear static analysis, computer program 3Muri, pushover curve, strengthening of masonry building

Abstract:

In the master thesis, we deal with an engineering practice problem. The subject matter is to assess seismic resistance of an educational facility in Ljubljana. Bearing system of the facility, which was built in the fifties, is mainly made of bricks. Geometric and mechanical features of the existent bearing system were examined by technical documentation and by executing research at the facility. Many destructive, partially destructive and non-destructive research methods were used. Later on a theoretical background is presented, which refers to the seismic analysis of objects made of unreinforced masonry. In the program 3Muri an idealized computational model is presented based on obtained information of the facility. The program is based on the macro elements principle and the non-linear method for seismic performance assessment. Pushover curves, the maximum displacement and acceleration of the bearing system are given as the result of analysis of the structure. According to conditions of the valid standard, the bearing system of the discussed building does not reach the seismic resistance. Later on there are analysed different options for improvement of the seismic resistance of the facility. While designing the strengthening measures it has been taken into account that an extension of the building will be built in the near future. Additional reinforced concrete walls and the future extension of the building are presenting final strengthening measures.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem svoji zaročenki Tini za vso spodbudo, ki sem je bil deležen od prvega dne študijske poti in brez katere takšnih študijskih uspehov ne bi bilo.

Zahvaljujem se tudi svoji ožji družini, ki mi je nudila podporo tekom študija in verjela vame tudi v težkih trenutkih. Hvala Mojci in Marjanu, ki sta mi stala ob strani tekom pisanja magistrske naloge. Ob enem hvala tudi vsem prijateljem, ki so me bodrili in zabavali ob skupnih druženjih.

Zahvaljujem se mentorju za usmeritev in pomoč pri izdelavi tega zaključnega dela. Hvala tudi somentorju za hitro odzivnost in strokovne napotke ter vse pogovore, ki sva jih opravila tekom konzultacij.

Hvala podjetju Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o., ki mi je omogočilo sodelovanje pri preiskavah in dostop do rezultatov laboratorijskih testov. Hvala tudi podjetju Elea d.o.o., ki mi je podajalo koristne napotke in informacije pri izdelavi pričujočega dela. Zahvala pa gre tudi italijanskemu podjetju S.T.A. DATA S.r.l., ki mi je priskrbelo brezplačno uporabo programskega orodja 3Muri.

KAZALO VSEBINE

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK.....	II
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	III
ZAHVALA	IV
KAZALO PREGLEDNIC	IX
KAZALO SLIK.....	X
KAZALO PRILOG	XIII
1 UVOD	1
1.1 Predstavitev problema.....	1
1.2 Namen naloge in delovna hipoteza.....	2
1.3 Vsebina naloge.....	2
2 PREDSTAVITEV STAVBE	4
2.1 Kratek opis stavbe.....	4
2.2 Opis nosilne konstrukcije.....	7
2.2.1 Opis temeljenja stavbe.....	7
2.2.2 Opis nosilnih sten.....	7
2.2.3 Opis stropov.....	8
2.2.4 Opis armiranobetonskih okvirov	9
3 PREISKAVE NOSILNE KONSTRUKCIJE	10
3.1 Splošno	10
3.2 Cilji preiskav konstrukcije	10
3.3 Izvedene preiskave obravnavane stavbe.....	11
3.3.1 Preiskave zidovja	12
3.3.2 Preiskave betonskih elementov.....	13
3.3.2.1 Delno destruktivne preiskave betonskih elementov	13
3.3.2.2 Nedestruktivne preiskave betonskih elementov	14
3.3.3 Preiskave stropnih konstrukcij.....	15
3.3.4 Preiskave temeljev	16
3.4 Povzetek ugotovitev preiskav konstrukcije.....	17

3.4.1 Ugotovljene poškodbe stavbe	18
3.4.2 Izpolnjevanje zahtev za projektiranje na potresnih območjih	18
3.4.2.1 Zahteve za betonske konstrukcije.....	18
3.4.2.2 Zahteve za zidane konstrukcije.....	19
4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI.....	20
4.1 N2 metoda.....	20
4.1.1 Nelinearna statična analiza konstrukcije z več prostostnimi stopnjami	20
4.1.2 Transformacija na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo	21
4.1.3 Določitev ciljnega pomika in potrebne duktilnosti konstrukcije za izbran spekter ..	23
4.1.4 Določitev ciljnega pomika za sistem z več prostostnimi stopnjami.....	24
4.1.5 Lokalna analiza in analiza poškodb.....	24
4.2 Obnašanje nearmiranega zidovja pri potresni obtežbi	24
4.2.1 Porušni mehanizmi zidovja.....	25
4.2.1.1 Prestrig zidovja.....	25
4.2.1.2 Diagonalna razpokanost zidovja	26
4.2.1.3 Drobljenje zidovja	26
4.3 Uporabljeno programsko orodje za nelinearno statično analizo konstrukcije.....	28
4.3.1 Ekvivalentni računski okviri	28
4.3.1.1 Makroelementi.....	29
4.4 Idealiziran računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe.....	31
4.4.1 Splošno.....	31
4.4.2 Poenostavitve računskega modela.....	32
4.5 Vhodni podatki.....	34
4.5.1 Izbira porušnega mehanizma	34
4.5.2 Material	34
4.5.2.1 Mehanske lastnosti zidovja	34
4.5.2.2 Pretvorba mehanskih lastnosti betona iz nekdanjega na današnji standard...	37
4.5.2.3 Mehanske lastnosti betona	37
4.5.3 Faktorji zaupanja.....	38

4.5.4 Obtežbe	39
4.5.4.1 Lastna teža.....	39
4.5.4.2 Stalna obtežba	40
4.5.4.3 Koristna obtežba	42
4.5.4.4 Obtežba snega in obtežba vetra	42
4.5.4.5 Potresna obtežba	42
4.5.4.6. Projektna obtežba.....	43
4.5.4.7 Določitev projektnega pospeška tal za mejno stanje nosilnosti.....	44
4.5.4.8 Faktor obnašanja.....	45
4.5.4.9 Določitev ciljnega pospeška tal za mejno stanje uporabnosti.....	46
4.5.4.10 Torzijski vpliv	46
4.5.5 Preostale nastavitve računske analize	46
4.6 Rezultati potresne analize	47
4.6.1 Splošno.....	47
4.6.2 Mejna stanja	47
4.6.2.1 Mejno stanje NC (»Near Collapse«)	48
4.6.2.2 Mejno stanje SD (»Significant Damage«)	48
4.6.2.3 Mejno stanje DL (»Damage limitation«)	49
4.6.3 Potresna odpornost južnega trakta	50
4.6.4 Potresna odpornost severnega trakta	53
4.6.5 Povzetek rezultatov.....	55
5 UKREPI ZA UTRDITEV STAVBE	56
5.1 Pregled različnih vrst utrditvenih ukrepov nosilne konstrukcije.....	56
5.1.1 Ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja konstrukcije med potresom	56
5.1.1.1 Povezovanje zidov z zidnimi vezmi.....	57
5.1.1.2 Zamenjava, utrditev in sidranje stropov	58
5.1.1.3 Utrditev območij vogalov in sečišč zidov.....	58
5.1.1.4 Utrditev zidov z navpičnimi povezovalnimi elementi.....	58
5.1.1.5 Povezovanje zidov s kompozitnimi materiali	59

5.1.2 Utrditev zidovja	60
5.1.2.1 Popravilo razpok.....	60
5.1.2.2 Prefugiranje	60
5.1.2.3 Oblaganje	61
5.1.2.4 Sistematično injektiranje	62
5.1.2.5 Prednapetje	62
5.1.2.6 Prezidava in dozidava.....	62
5.1.3 Utrditev temeljev	62
5.1.4 Izboljšanje zasnove nosilne konstrukcije	63
5.2 Predlog ukrepov za izboljšanje potresne odpornosti obravnavane stavbe	63
5.2.1 Prva faza utrditve: Povezava severnega in južega trakta	64
5.2.2 Dodajanje armiranobetonskih oblog nosilnih sten	68
5.2.3 Druga faza utrditve: Izgradnja armiranobetonskega prizidka	70
5.2.3.1 Prva varianta prizidka	71
5.2.3.2 Druga varianta prizidka.....	73
5.2.3.3 Tretja varianta prizidka	74
5.2.4 Tretja faza utrditve: Vgradnja dodatnih nosilnih sistemov znotraj obstoječe stavbe	76
5.2.4.1 Prva varianta: dodajanje manjšega števila novih sten.....	77
5.2.4.2 Druga varianta: dodajanje večjega števila novih sten	78
5.2.4.3 Tretja varianta: dodajanje večjega števila novih sten brez izvedbe prizidka ...	80
5.2.5 Primerjava učinkovitosti predlaganih utrditvenih ukrepov	82
6 ZAKLJUČEK	83
VIRI.....	85

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Nabor vseh preiskav, opravljenih na obravnavani stavbi	11
Preglednica 2: Rezultati laboratorijskega testiranja zidakov [1]	12
Preglednica 3: Rezultati meritev površinske tlačne trdnosti betona [1]	14
Preglednica 4: V analizi uporabljene mehanske lastnosti zidovja	36
Preglednica 5: V analizi uporabljene mehanske lastnosti za nearmirane betonske stene, modelirane kot zidovje	38
Preglednica 6: Izbira primerljivih trdnostnih razredov in mehanske lastnosti za armiran beton	38
Preglednica 7: Priporočene vrednosti ravni kontrole in preskušanja [20]	39
Preglednica 8: Vrednosti faktorja zaupanja glede na raven poznavanja konstrukcije [20]	39
Preglednica 9: Lastna teža stropov	40
Preglednica 10: Stalna obtežba stropa pete etaže z rebričastim stropom tipa »super 45« ...	40
Preglednica 11: Stalna obtežba stropa pete etaže z rebričastim stropom tipa »super 35« ...	40
Preglednica 12: Stalna obtežba stropa četrte etaže z rebričastim stropom tipa »super 35« v območju pohodne terase	40
Preglednica 13: Stalna obtežba ostalih stropov z rebričastim stropom tipa »super 45«	41
Preglednica 14: Stalna obtežba ostalih stropov z rebričastim stropom tipa »super 35«	41
Preglednica 15: Stalna obtežba stropa kleti z AB ploščo v območju bivšega zaklonišča	41
Preglednica 16: Nadomestne debeline in specifične teže utrjenega zidu za različne debeline obstoječega opečnega zidu	70
Preglednica 17: Vpliv prizidka kot ugotovljenega ukrepa na vrednosti koeficienta α	81

KAZALO SLIK

Slika 1: Pogled na stavbo iz severozahoda [1]	4
Slika 2: Tloris pritličja	5
Slika 3: Vzдолžni prerez stavbe	5
Slika 4: Obstoječi prizidek	6
Slika 5: Skica horizontalne zidne vezi, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]	8
Slika 6: Skica stropa tipa »super 35«, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]	9
Slika 7: Skica stropa tipa »super 45«, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]	9
Slika 8: Sondažno vrtanje na mestu P-Z1 [1]	12
Slika 9: Odvzet zidak na mestu P-Z1 [1]	12
Slika 10: Sondiranje stebra na mestu II-Z5.....	13
Slika 11: Sondiranje betonske kletne stene na mestu K-Z1.....	13
Slika 12: Izvajanje instrumentalnih meritev s feroscanom	15
Slika 13: Rezultat meritev s feroscanom [1]	15
Slika 14: Preiskava sestave konstrukcijskega sklopa stropne konstrukcije na mestu P-S1 ..	16
Slika 15: Preiskave armiranobetonskega stropa na mestu K-S1	16
Slika 16: Preveritev dimenzij temeljev na mestu T1	16
Slika 17: Naknadno vgrajeni jekleni okviri v učilnicah v kletnih prostorih	17
Slika 18: Dejanska in idealizirana krivulja potresne odpornosti konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji	22
Slika 19: Odvisnost redukcijskega faktorja in nihajnega časa konstrukcije	24
Slika 20: Prestrig zidovja.....	25
Slika 21: Diagonalne razpoke zidovja.....	25
Slika 22: Porušitev zidovja zaradi drobljenja	25
Slika 23: Primerjava mehanizmov porušitve zidovja.....	27
Slika 24: Shema delovanja programa 3Muri.....	28
Slika 25: Primer idealiziranega ekvivalentnega okvirja z upoštevanjem odprtín [19].....	29
Slika 26: Prikaz pomikov makroelementov [18].....	31
Slika 27: Idealiziran računski model južnega trakta stavbe.....	32
Slika 28: Idealiziran računski model severnega trakta stavbe	32
Slika 29: Karakteristične vrednosti različnih tipov zidovja [21]	35
Slika 30: Lege mejnih stanj na idealizirani krivulji potresne odpornosti konstrukcije	48
Slika 31: Rezultati potisne analize za južni trakt.....	50
Slika 32: Potisna krivulja južnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri X (–X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase).....	51

Slika 33: Potisna krivulja južnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri Y (–Y smer, modalna razporeditev obtežbe, –5% ekscentričnost mase).....	52
Slika 34: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti nosilne konstrukcije južnega trakta za 15. primer potresne analize (–X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)	52
Slika 35: Rezultati potisne analize za severni trakt.....	53
Slika 36: Potisna krivulja severnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri X (+X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase).....	54
Slika 37: Potisna krivulja severnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri Y (+Y smer, modalna razporeditev obtežbe, –5% ekscentričnost mase).....	54
Slika 38: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti nosilne konstrukcije južnega trakta za 11. primer potresne analize (X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)	55
Slika 39: Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi [28].....	57
Slika 40: Vgradnja kompozitnih lamel po obodu preiskovanca [29]	59
Slika 41: Prefugiranje klasično grajene opečne stene [6]	60
Slika 42: Izdelava armiranobetonske obloge na opečnem zidu [4]	61
Slika 43: Enostransko obbetoniranje temelja [4].....	63
Slika 44: Dvostransko obbetoniranje temelja [4].....	63
Slika 45: Rezultati potisne analize za povezana trakta.....	65
Slika 46: Potisna krivulja konstrukcijsko povezanih traktov za kritičen primer potresne analize v smeri X (+X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)	66
Slika 47: Potisna krivulja konstrukcijsko povezanih traktov za kritičen primer potresne analize v smeri Y (+Y smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)	67
Slika 48: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti povezane nosilne konstrukcije za 11. primer potresne analize (potres v +X smeri, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase).....	67
Slika 49: Primer prikaza poškodovanosti stene	68
Slika 50: Tloris stavbe s prvo varianto prizidka.....	71
Slika 51: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po prvi varianti	72
Slika 52: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po drugi varianti	73
Slika 53: Tloris tretje variante prizidka.....	74
Slika 54: Grafični prikaz povezanih traktov skupaj s tretjo varianto prizidka	75
Slika 55: Upoštevana armatura v prečkah sten z odprtini.....	75

Slika 56: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po tretji varianti	76
Slika 57: Lega dodatnih armiranobetonskih sten v tlorisu obstoječe stavbe s prizidkom.....	77
Slika 58: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z manjšim številom novih sten ter prizidkom po tretji varianti	78
Slika 59: Lega večjega števila dodatnih armiranobetonskih sten v tlorisu obstoječe stavbe s prizidkom	79
Slika 60: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z večjim številom novih sten ter prizidkom po tretji varianti.....	79
Slika 61: Prikaz poškodovanosti zunanje stene skupaj s prizidkom na severozahodni strani stavbe	80
Slika 62: Rezultati potisne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z večjim številom novih sten in brez prizidka	80
Slika 63: Primerjalni grafikon doseženih pospeškov konstrukcije glede na mejno stanje SD 82	

KAZALO PRILOG

Priloga A.1: Tloris kleti

Priloga A.2: Tloris pritličja

Priloga A.3: Tloris prvega nadstropja

Priloga A.4: Tloris drugega nadstropja

Priloga A.5: Tloris tretjega nadstropja

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

1.1 Predstavitev problema

V slovenskem prostoru je vedno več obstoječega stavbnega fonda potrebnega takšnih ali drugačnih prenov, utrditev ali sanacij. Razlogi za to so staranje zgradb in pomankljivo redno vzdrževanje, spremembe namembnosti stavb in zahtev glede bivanjskih pogojev, spremembe predpisov ter standardov in drugi. Velik vpliv na stanje stavbe predstavlja izpostavljenost različnim zunanjim vplivom in propadanje vgrajenih materialov.

Dandanes se množično izvajajo energetske prenove stavb, pri čemer pa se večkrat zanemarjajo drugi vidiki, katerim bi bilo ravno tako potrebno nameniti posebno obravnavno. Vzporedno z energetsko analizo obravnavane stavbe je smiselno analizirati potresno odpornost nosilne konstrukcije. To še posebej velja za stavbe, ki ležijo na potresno bolj ogroženih območjih.

Velik delež stavbnega fonda na slovenskem ozemlju predstavljajo klasično zgrajene stavbe, ki jim pravimo zidane stavbe. Narejene so iz opeke, ki skupaj z malto tvori kompozitno celoto, imenovano zidovje. Nosilne konstrukcije starih zidanih stavb s prenašanjem statičnih obtežb običajno nimajo večjih problemov. Dejstvo pa je, da večina starejših zidanih zgradb na potresno aktivnejših območjih ne zadošča kriterijem protipotresne varnosti in nosilnosti. Posebej občutljive so tudi stavbe zapisane v registru kulturne dediščine, saj smo s posegi pri le-teh posebej omejeni. Kljub močno poškodovani ali neustrezni nosilni konstrukciji jih ne smemo rušiti, zato je utrditev nosilne konstrukcije v takšni primerih edina rešitev.

Razlog, da nosilne konstrukcije starih zgradb ne zadoščajo današnjim kriterijem, lahko iščemo v dejstvu, da so bile obstoječe stavbe projektirane v času, ko je bilo vedenje o obnašanju konstrukcij pri potresu veliko skromnejše kot danes. To se je posledično odražalo v ohlapnejših predpisih glede protipotresne varnosti. Zahteve so bile osredotočene predvsem na zagotavljanje zadostne nosilnosti pri delovanju vertikalne obtežbe, medtem ko potresni vplivi pri projektiranju niso bili obravnavani. To velja predvsem za stavbe, ki so bile načrtovane pred potresom v prestolnici Makedonije (leta 1963), kateremu je sledila vpeljava pravilnika o gradnji na potresnih območjih. Med delom obstoječega stavbnega fonda, ki ne zadošča današnjim standardom glede protipotresne varnosti, je tudi veliko javnih ustanov z večjim družbenim pomenom. Ob zavedanju, da je velik del Slovenije na potresno aktivnem področju, lahko zaključimo, da je potreba po povečanju protipotresne varnosti konstrukcij pereč in aktualen problem.

1.2 Namen naloge in delovna hipoteza

V pričujočem magistrskem delu obravnavamo realen problem s področja potresnega inženirstva. Namen naloge je spoznati principe potresne analize nosilne konstrukcije obstoječe zidane stavbe na potresno aktivnem področju, se seznaniti z nelinearno statično analizo konstrukcije in tako proučiti globalno obnašanje stavbe pri delovanju horizontalnih obremenitev. Namen naloge je tudi analizirati smiselne ukrepe za ojačitev nosilne konstrukcije oziroma povečanje njene potresne odpornosti.

Ob predpostavki, da je bila obravnavana stavba načrtovana pred letom 1963, postavljamo delovno hipotezo naloge, ki pravi, da nosilna konstrukcija stavbe ne zadošča današnjim kriterijem protipotresne varnosti, ki jih predpisuje standard Evrokod. Predpostavljamo, da bodo ukrepi za ojačitev nosilne konstrukcije neizbežni.

Sodelovanje pri projektu nam je omogočilo podjetje Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o.. Z omenjenim inštitutom smo sodelovali pri izvajanju preiskav nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Omogočen nam je bil dostop do projektne dokumentacije, katero smo natančno proučili. Poleg tega so nam bili sodelavci omenjenega inštituta s svojim praktičnim znanjem ves čas v veliko pomoč.

1.3 Vsebina naloge

V naslednjem poglavju se bomo seznanili s stavbo, ki je predmet obravnave. Predstavljene so pomembne značilnosti stavbe. Opisana je njena nosilna konstrukcija.

V tretjem poglavju, poimenovanem »Preiskave nosilne konstrukcije«, opisujemo potek opravljenih preiskav. Predstavljamo materialno tehnične karakteristike stavbe, kot rezultat izvedenih preiskav, ter druge ugotovitve.

V poglavju »Ocena potresne odpornosti« se najprej spoznamo s teoretičnim ozadjem nelinearne statične analize in z načinom delovanja uporabljenega programskega orodja 3Muri. Sledi opis idealiziranega računskega modela nosilne konstrukcije stavbe skupaj s poenostavitvami. Podrobno navajamo tudi upoštevane vhodne podatke analize. Nato predstavimo analizo potresne odpornosti stavbe, v okviru katere ocenimo dejansko protipotresno varnost. Kot rezultat analize prikazujemo potisne krivulje in primerjamo dejanske pomike s ciljnim ter razmerja med projektnimi pospeški in pospeški, ki jih je konstrukcija sposobna prenesti.

Sledi poglavje »Ukrepi za utrditev stavbe«, v katerem predstavimo različne načine utrditve nosilne konstrukcije. Sledi proučitev več variant za utrditev konstrukcije obravnavane stavbe.

Načine utrditve stavbe zasnujemo z ozirom na predvideno možnost izgradnje prizidka. Na koncu predstavimo najustreznejšo varianto, s katero zagotovimo potrebno potresno odpornost glede na veljavne predpise.

2 PREDSTAVITEV STAVBE

2.1 Kratek opis stavbe

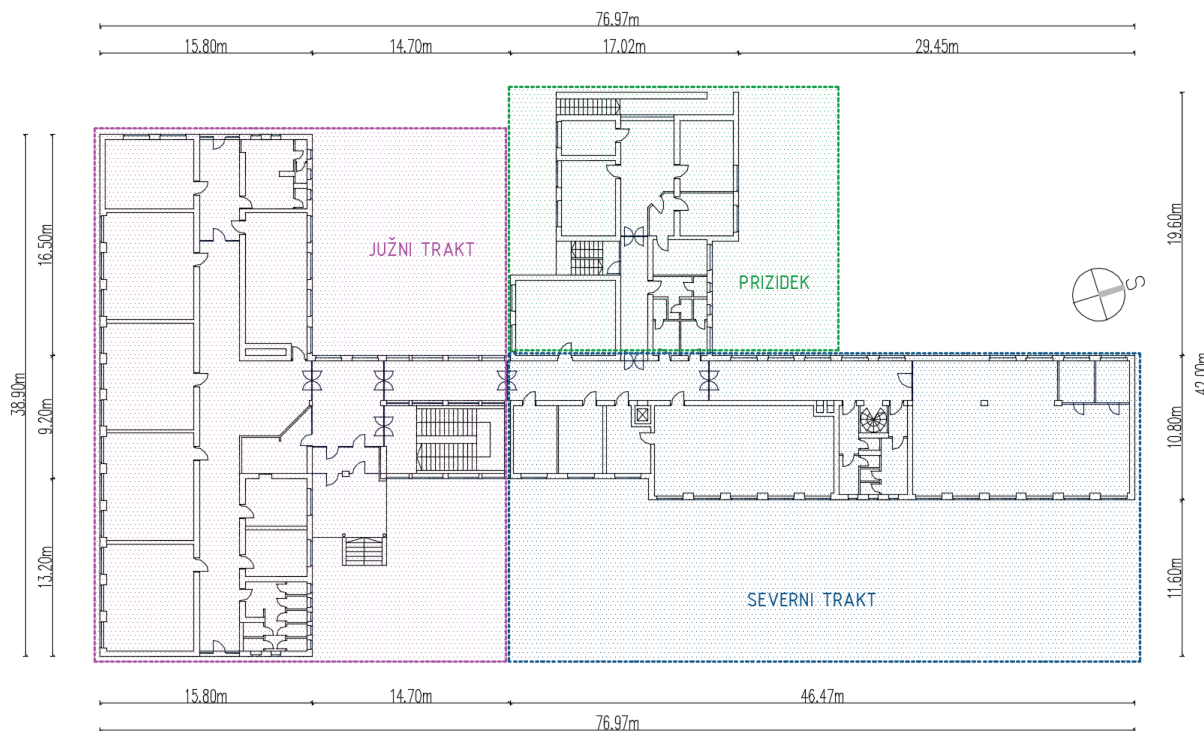
Obravnavana pet etažna stavba, etažnosti K+P+3 (klet, pritličje in tri nadstropja), je locirana v osrednjem delu Ljubljane, pod grajskim hribom. Načrtovalo in projektiralo jo je takratno podjetje Slovenija projekt Ljubljana, in sicer v sredini leta 1957. Odgovorna projektanta sta bila g. Kadunc in g. Snoj. Tri leta kasneje je bila stavba predana v uporabo. Namenjena je srednješolskemu izobraževanju.



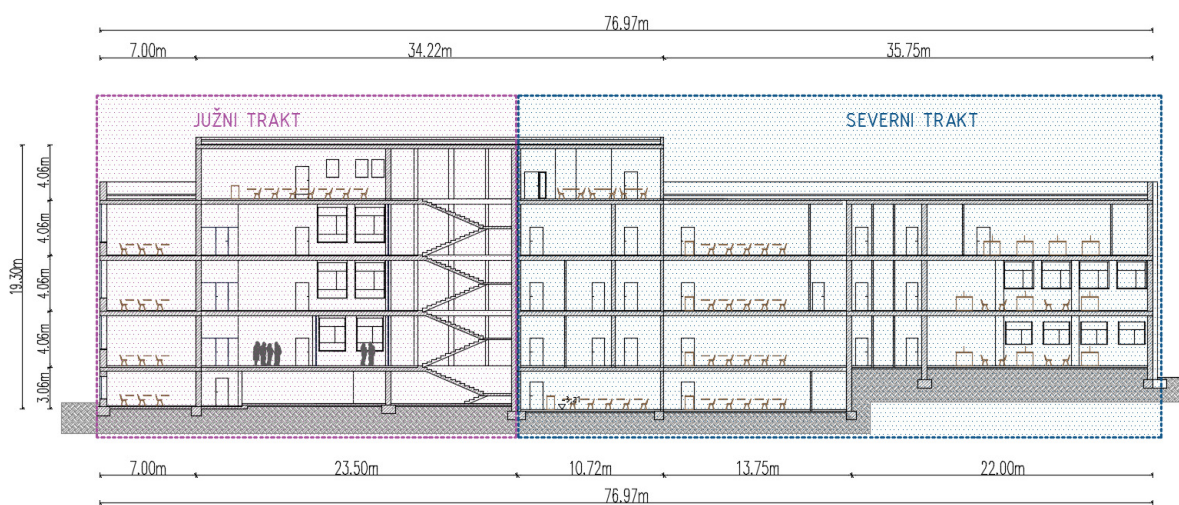
Slika 1: Pogled na stavbo iz severozahoda [1]

Stavbo sestavljata dva glavna trakta, ki sta po površini približno enaka. Prvi del je poimenovan »južni trakt« drugi pa »severni trakt«. Trakta sta med seboj ločena z dilatacijo, širine 2 cm. Južni trakt je v obliki črke »T«, severni pa je pravokotne oblike. Južni trakt je pet etažen, pri čemer je peta etaža izvedena le v manjšem delu v bližini stika s sosednjim traktom. Severni trakt ima enako etažnost kot južni, vendar klet ni izvedena po celotnem tlorisu. Tretje nadstropje severnega trakta je prav tako izvedeno le v manjšem delu tlorisa.

Etažna višina znaša 4,06 m, razen v prvi etaži, kjer meri meter manj. Na severni strani stavbe okoliški nivo terena sega skoraj do stropa prve etaže, medtem ko se na južni strani teren preko klančine postopno spušča do nivoja tal prve etaže. V severnem traktu je nivo kleti 0,5 m nižje kot v južnem traktu. Na sliki 2 prikazujemo tloris pritličja, na sliki 3 pa vzdolžni prerez stavbe.



Slika 2: Tloris pritličja



Slika 3: Vzdolžni prerez stavbe

Stavbi so v kasnejši fazi zaradi potreb po dodatnih prostorih dogradili prizidek tlorisnih dimenzij 19,6×13,6 m (glej sliko 2 in 4). Prizidek je dvoetažen in se na obstoječo stavbo priključuje iz severozahodne strani na severni trakt. Nosilna konstrukcija prizidka je iz opečnih sten in armiranobetonskih etažnih plošč. Zaradi večjih prostorskih potreb je v prihodnosti predvidena odstranitev obstoječega ter izgradnja nadomestnega prizidka, ki bo tlorisno in po višini večji od obstoječega.



Slika 4: Obstoječi prizidek

Skupna uporabna površina prve etaže obeh traktov znaša 899 m². Kot smo že predhodno omenili, prva etaža (klet) ne zaseda celotnega tlorisnega gabarita, pač pa obsega južni trakt in približno polovico severnega trakta. V južnem traktu je v prostoru za toplotno postajo klet poglobljena in izvedena v dveh nivojih. Naslednje tri etaže imajo enako tlorisno uporabno površino v velikosti 1045 m². Peta etaža je manjša in obsega le 270 m².

V vsaki od prvih štirih etaž je poleg sanitarnih prostorov, shramb in kabinetov tudi od pet do šest učilnic ter od dva do štiri laboratorijev za učenje. V peti etaži sta poleg večje dvorane za razne dogodke tudi dve učilnici. Prostor v osrednjem delu stavbe (na severovzhodnem delu južnega trakta) je namenjen vertikalni komunikaciji. Stopnišče je dvoramno z vmesnim podestom. Širina stopniščne rame znaša 2 m. Na severnem delu stavbe (v osrednjem delu severnega trakta) je prisotno še eno manjše krožno stopnišče, ki predstavlja povezavo med drugo in tretjo etažo.

Streha stavbe je ravna in obdana s parapetnim zidom višine 1 m. Nad četrto etažo je pohodna streha, ki se lahko uporablja kot terasa. Streha nad manjšo peto etažo ni pohodna. Južna stran strešne terase je tlorisne površine 482 m², severna pa 353,5 m². V obstoječem prizidku so učilnice in prostori za laboratorije.

Transparentni deli stavbe so na južni strani večjih površin kot na severni. Odprtine za vrata so v povprečju široka 1,05 m in visoka 2,2 m, odprtine za širša vrata pa v višino merijo 2,4 m.

2.2 Opis nosilne konstrukcije

Trakta sta med seboj konstrukcijsko neodvisna. Horizontalna konstrukcija je izvedena kot armiranobetonski rebričasti strop tipa »super«. Večje razpone ponekod premoščajo armiranobetonski nosilci. Vertikalna nosilna konstrukcija je izvedena z masivnimi stenami iz opeke in nearmiranega betona. V sredini stavbe v južnem traktu so ob stopnišču dodatno izvedeni trije armiranobetonski okviri, manjši armiranobetonski okvir pa se nahaja še v osrednjem delu severnega trakta [2], [3].

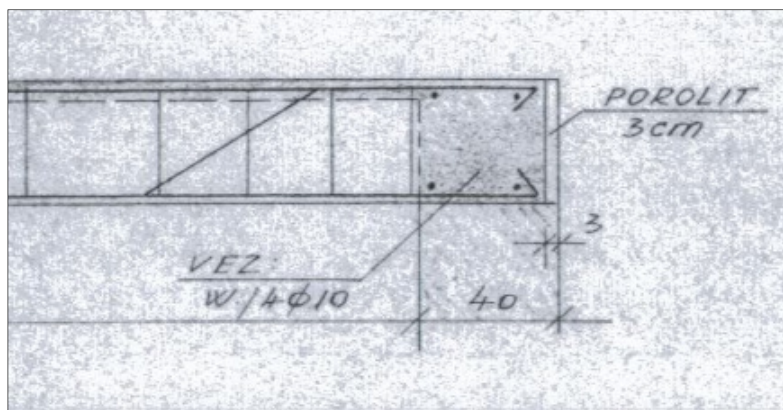
2.2.1 Opis temeljenja stavbe

Stavba je temeljena na pasovnih temeljih z razširjeno temeljno peto. Spodnja kota dna temeljev je 0,8 m pod nivojem prve etaže. Širina temeljne pete je različna. Pri stenah, ki so tlačno bolj obremenjene, je temeljna peta široka 1 m, druge pa njena širina znaša 0,75 m oziroma 0,5 m ter 0,35 m. Temeljna peta je pri širših temeljih visoka 0,65 m, pri ožjih pa 0,4 m. Pod temelji je vgrajen tudi podložni beton debeline 0,2 m. Temeljenje stebrov je točkovno. Točkovni temelji so višine 0,6 m ali 1,3 m in se z globino temelja postopno širijo tako, da na dnu dosežejo širino 1,1 m. Iz projektne dokumentacije ugotovimo, da je bila nosilnost temeljev preverjena na dopustno napetost temeljnih tal $3,0 \text{ kg/cm}^2$. Temelji so armirani, kvaliteta betona je MB 220. Takšno poimenovanje trdnosti betona izhaja iz standardov, ki so nekoč veljali na slovenskem ozemlju. Pretvorba marke betona na enakovreden trdnostni razred po današnjih standardih je predstavljena v nadaljevanju [2], [3].

2.2.2 Opis nosilnih sten

Stene v prvi etaži, ki je delno podkletena, so iz nearmiranega betona. Vgrajen beton je po večini kvalitete MB 110. Kletni del južnega trakta, kjer se nahajajo učilnice, je bil nekoč predviden za potrebe zaklonskih prostorov. Tukaj je nosilna konstrukcija robustnejša in narejena iz kvalitetnejši materialov. Stene so tako iz betona MB 160 [2], [3].

V višjih etažah so stene zidane iz polne opeke normalnega formata. Zidovi imajo horizontalno armiranobetonsko vez. Kot je razvidno iz slike 5 so v vezi vgrajene štiri horizontalne armaturne palice premera 10 mm, kvaliteta betona v omenjenih vezeh je MB 160. V zidovju niso izvedene vertikalne vezi [2], [3].



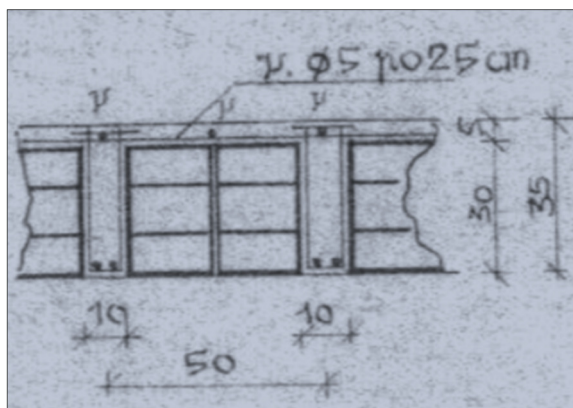
Slika 5: Skica horizontalne zidne vezi, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]

Večina zidov je debeline 40 cm, nekaj sten pa je debelih 25 cm. Na južni zunanji strani južnega trakta in na vzhodni strani severnega trakta znaša debelina zidu med okenskimi odprtinami po celi višini stavbe 51 cm. Pod in nad odprtinami je debelina zidu manjša, in sicer znaša 30 cm. Opečni zid med okenskimi odprtinami spominja na vertikalne slope oziroma nekakšne medokenske stebre. V tretji in četrti etaži, ki sta tlorisno skoraj povsem enaki, so ti slopi nekoliko ožji, saj so okenske odprtine širše za 20 cm [2], [3].

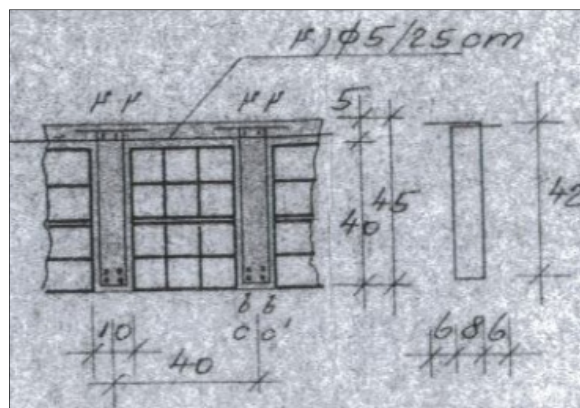
Zanimivo je, da je bila predvidena uporaba različne kvalitete zidovja. Na podlagi razpoložljive tehnične dokumentacije smo ugotovili, da je kvaliteta zidovja odvisna od nivoja vertikalnih obremenitev. Kvaliteta uporabljene opeke je v splošnem MO 110, pri opečnih stebrih pa je uporabljena opeka višjega trdnostnega razreda in sicer MO 150. Predpisana malta je apnena ali cementna. Zidovi v pritličju in prvem nadstropju so grajeni iz cementne malte, v drugem in tretjem nadstropju pa iz apnene malte. Na specifičnih in bolj obremenjenih mestih je uporabljena podaljšana malta [2], [3].

2.2.3 Opis stropov

Armiranobetonski stropovi so izvedeni kot rebričasti. Nosilni so v eni smeri, pri čemer je prostor med rebri zapolnjen z opečnimi polnili. Reбриčasti stropovi tako imenovanega tipa »super 35« so visoki 35 cm, tipa »super 45« pa 45 cm. Rebra so v obeh izvedbah široka 10 cm, betonska tlačna plošča nad rebri pa je debeline 5 cm. Kot je razvidno iz slike 6 in slike 7 znaša pri stropu »super 35« osna razdalja med rebri 50 cm, pri stropu »super 45« pa 40 cm [2], [3].



Slika 6: Skica stropa tipa »super 35«, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]



Slika 7: Skica stropa tipa »super 45«, povzeta iz obstoječe projektne dokumentacije [2]

Podesti v stopniščnem jedru so prav tako izvedeni kot rebričast strop in sicer tipa »super 25«. Strop prve etaže je v predelu zaklonišča izveden kot armiranobetonska polna plošča, debeline 20 cm. Na podlagi projektne dokumentacije ugotovimo, da je bila pri stropu tipa »super 45« upoštevana koristna obtežba vrednosti 300 kg/m^2 , pri tipu »super 35« pa 200 kg/m^2 [2], [3].

2.2.4 Opis armiranobetonskih okvirov

Okviri pri stopniščih so iz stebrov s prečnim prerezem dimenzij 40/40 cm in 25/40 cm. V skladu s projektno dokumentacijo imajo stebri v vsakem vogalu armaturno palico premera 14 mm in stremena premera 6 mm, ki so med seboj oddaljena 25 cm. Prečke okvira imajo pravokotni prečni prerez dimenzij 40/25 cm, njihova svetla razpetina pa znaša 2,3 m. Kvaliteta betona armiranobetonskih okvirjev je MB 220. Kvaliteto vgrajenega armaturnega jekla na podlagi izkušenj uvrstimo v trdnostni razred ČO 240 [2], [3].

3 PREISKAVE NOSILNE KONSTRUKCIJE

3.1 Splošno

Temeljito izvedene preiskave nosilne konstrukcije so bistvenega pomena pri procesu načrtovanja ojačitve zidane stavbe, in so pogoj za kvaliteten projekt utrditvenih ukrepov nosilne konstrukcije. Sprva, v kolikor je to mogoče, pridobimo razpoložljivo tehnično dokumentacijo. Nato proučimo statične izračune in morebitne tehnične risbe. Sledi vizualen pregled konstrukcije in seznanitev z zasnovo nosilne konstrukcije ter s stanjem stavbe. V naslednjem koraku izvedemo preiskave materialov in globinske sondažne izkope s čimer preverimo vgrajene materiale. Po potrebi se odločimo za opazovanje obnašanja konstrukcije – monitoring stavbe. V zadnji fazi na podlagi zbranih vhodnih podatkov opravimo analizo nosilnosti, stabilnosti in doseganja potresne odpornosti konstrukcije v obstoječem stanju po veljavnih standardih [4].

S konstrukcijo se seznanimo na naslednje načine:

- vizualno opazovanje konstrukcije s katerim ocenimo njeno splošno stanje, stanje poškodb in skladnost s projektno dokumentacijo,
- monitoring, pri katerem dlje časa opazujemo konstrukcijo,
- ugotavljanje stanja materialov (struktura, homogenost, vlažnost itd.),
- preverjanje vsebnosti in količine vgrajene armature,
- ugotavljanje mehanskih lastnosti materialov,
- spremljanje dinamičnih lastnosti konstrukcij [5].

Kljub vsemu pa lahko zaključimo, da nosilne konstrukcije klasično grajene stavbe običajno ne moremo povsem natančno pregledati in tako ugotoviti vseh njenih lastnosti, potrebnih za oceno nosilnosti. Navedeno nam v veliki meri preprečujejo zaključni sloji nosilne konstrukcije stavbe in pa razpoložljiva finančna sredstva investitorja, saj je strošek natančnih preiskav stavbe v primerjavi s stroškom projektiranja relativno visok. Kljub vsemu pa moramo na podlagi pametne izbire mest preiskav doseči zadovoljiv nivo poznavanja stavbe [6].

3.2 Cilji preiskav konstrukcije

Smotrno je, da pred začetkom analize čim natančneje spoznamo zasnovo nosilne konstrukcije in stanje vgrajenih materialov ter njihove mehanske lastnosti. Zelo pomembno je, da spoznamo vrste in dimenzije nosilnih elementov ter njihove medsebojne povezave. Tako lahko ocenimo togosti in nosilnosti posameznih elementov nosilne konstrukcije [7]. Seznaniti se moramo tudi z vrsto temeljenja in kvaliteto temeljnih tal. Dobrodošli so tudi podatki o

konstrukcijskih sklopov in drugih detajlih. Pridobiti moramo tudi podatek o nameravani in pretekli rabi stavbe.

Za obstoječe zgradbe je treba informacije velikokrat pridobiti na novo. V obravnavanem primeru je na srečo projektna dokumentacija na voljo. Namen preiskav konstrukcije je tako predvsem ugotavljanje skladnosti zgrajene stavbe s projektno dokumentacijo. Poleg tega pa tudi iskanje sledov izvedenih gradbenih posegov (rušenje, dozidava, adaptacija, itd.) tekom življenjske dobe stavbe. Še posebej moramo biti pozorni na izvedene detajle in na prisotnost razpok ali drugih poškodb nosilnih elementov. Željeno je pridobiti podatke o metodi potresne analize v času načrtovanja, če je le-ta sploh obstajala [8].

3.3 Izvedene preiskave obravnavane stavbe

Preiskave in instrumentalne meritve smo izvedli marca 2017. Na nosilnih stenah in stebrih smo skupaj opravili 21 preiskovalnih sond, na stropovih pa 8 sond. Izvedli smo tudi dva izkopa ob temeljih do dna temeljne pete. Za laboratorijske preiskave zidakov smo vzeli 4 vzorce. Prisotnost vgrajene armature smo z nedestruktivnim načinom preiskovali na 27 merskih mestih, tlačno trdnost vgrajenega betona pa smo merili na 8 mestih. Oznake posameznih preiskav navajamo v preglednici 1, njihove natančne lokacije pa so razvidne iz prilog.

Preglednica 1: Nabor vseh preiskav, opravljenih na obravnavani stavbi

Meritev	Klet	Pritličje	1. nadstr.	2. nadstr.	3. nadstr.
Globinska sonda na steni ali stebri	K-Z1 do K-Z7, K-Z4a	P-Z1 do P-Z6	I-Z1, I-Z2	II-Z1 do II-Z5	/
Globinska sonda na stropni konstrukciji	K-S1 do K-S4	P-S1	I-S1, I-S2	II-S1	/
Izkop ob temelju	T1, T2	/	/	/	/
Vzorec zidaka	/	O1, O2	/	O3, O4	/
Prisotnost armature (Ferroscan)	FS-1 do FS-8	FS-9 do FS-14	FS-15 do FS-22	FS-23 do FS-27	/
Tlačna trdnost betona (sklerometer)	SK-1 do SK-7	/	/	SK-8	/

Tekom preiskav smo poleg zgoraj omenjenih preiskovalnih sond in instrumentalnih meritev še vizualno preverjali ujemanje lege nosilne konstrukcije s pridobljeno tehnično dokumentacijo. Na določenih mestih smo opravili ročne izmere dimenzij izbranih nosilnih elementov in višine parapetnih zidov pri oknih.

3.3.1 Preiskave zidovja

Zidovje smo preiskovali z destruktivnimi in delno destruktivnimi metodami preiskav. Na sliki 8 je prikazana preiskovalna sonda, s katero smo preverjali izvedbo zidarskega stika pri križanju dveh nosilnih sten. Rezultati, pridobljeni na merilnih mestih P-Z1 in II-Z1 so pokazali, da so zidarski stiki nosilnih sten izvedeni pravilno, saj se zidaki v vogalih medsebojno izmenično križajo. Kvaliteto malte smo ocenili na podlagi drobljenja malte pod prsti. Ocenili smo jo kot razmeroma slabo in sicer smo jo uvrstili v trdnostni razred 0,5 MPa. Zapolnjenost reg med zidaki je dobra. Hkrati smo na tem istem mestu iz zidovja izklesali opečni zidak, ki je prikazan na sliki 9.



Slika 8: Sondažno vrtanje na mestu P-Z1 [1]



Slika 9: Odvzet zidak na mestu P-Z1 [1]

Na opisan način smo pridobili štiri preizkušance zidakov. Zidaki so bili iz polne opeke dimenzij 250/125/60 mm. V laboratoriju smo določili njihove geometrijske in mehanske lastnosti. Pri tem smo preizkušance obremenjevali do porušitve. Laboratorijske preiskave tlačne trdnosti so bile izvedene na podlagi standarda SIST EN 772-1:2011 [9]. Povprečna vrednost prostorninske mase je znašala 1643 kg/m³, normalizirana tlačna trdnost pa 11,4 MPa. Rezultate laboratorijskih preiskav smo zbrali v preglednici 2.

Preglednica 2: Rezultati laboratorijskega testiranja zidakov [1]

Vzorec	Prostornina [mm ³]	Masa [kg]	Prostorninska masa [kg/m ³]	Porušna sila [kN]	Trdnost [MPa]	Faktor oblike	Norm. tlačna trdnost [MPa]
O1	1991	3,731	1874	444,5	14,5	0,8	9,3
O2	1711	2,961	1730	551,6	20	0,8	12,8
O3	2136	3,139	1470	612,4	17,8	0,78	11
O4	2094	3,138	1499	678,8	19,8	0,77	12,2

3.3.2 Preiskave betonskih elementov

3.3.2.1 Delno destruktivne preiskave betonskih elementov

Izvedli smo nekaj globinskih preiskovalnih sond betonskih elementov, in sicer z odbijanjem krovnega sloja betona do armature. Globino sondiranja smo izvedli v takšnem obsegu, da smo lahko zanesljivo izmerili premer in razdaljo med vgrajenimi armaturnimi palicami. Globinska sonda nam je omogočila, da smo preverili tudi stanje vgrajene armature. Ugotovili smo, da v armiranih elementih ni prišlo do korodiranja armaturnih palic. Vgrajene armaturne palice so gladke. Izmerili smo tudi debelino krovnega sloja betona, ki je v povprečju znašala 2 cm.

Na podlagi preiskave stebra na poziciji II-Z5 smo ugotovili (glej sliko 10), da je količina vgrajene armature skladna z obstoječo tehnično dokumentacijo. Tako je bila v vsakem vogalu preiskovanega stebra stopnišnega jedra v južnem traktu vgrajena gladka armaturna palica premera 12 mm. Palice so bile objete s stremeni premera 6 mm na medsebojni osni oddaljenosti 200 mm. Takšno količino in razporeditev armature smo upoštevali tudi v okviru analize nosilne konstrukcije.



Slika 10: Sondiranje stebra na mestu II-Z5



Slika 11: Sondiranje betonske kletne stene na mestu K-Z1

Na sliki 11 je prikazano sonidno mesto K-Z1 na betonski steni v prvi etaži stavbe. Sonda je globoka 10 cm, vgrajene armature nismo našli. Pri stenskem sondiranju na mestu K-Z7 smo naleteli na polno opeko namesto pričakovanega betona. Sklepamo, da je bila tu nekoč odprtina za vrata, ki je bila kasneje zazidana. Na podoben primer smo naleteli tudi na sondažnem mestu K-Z4a.

3.3.2.2 Nedestruktivne preiskave betonskih elementov

S sklerometrom smo ocenili tlačno trdnost vgrajenega betona in sicer v skladu s standardom SIST EN 12504-2:2002 [10] in EN 13791:2007 [11]. Sklerometer deluje s pomočjo metode povratnega udarnega kladiiva. V kletni etaži smo izvedli sedem meritev, dve na stropu in pet na steni. V drugem nadstropju smo izvedli meritev na stebri. Pred izvedbo testa s sklerometrom smo odstranili omet in ustrezno pripravili površino za izvedbo preizkusa. Le-ta mora biti čim bolj ravna in očiščena. Meritve smo izvajali v območju preiskovalnih sond. Rezultate smo zbrali v preglednici 3.

Preglednica 3: Rezultati meritev površinske tlačne trdnosti betona [1]

Mersko mesto	Konstrukcijski element	Projektna marka	Število udarcev	Srednja tlačna trdnost [MPa]
SK-1	stena	MB 110	9	8
SK-2	stena	MB 110	9	9,5
SK-3	strop	MB 220	9	9,5
SK-4	stena	MB 110	9	11
SK-5	stena	MB 110	9	11,5
SK-6	stena	MB 110	9	12,5
SK-7	strop	MB 220	9	19
SK-8	stebri	MB 220	9	21

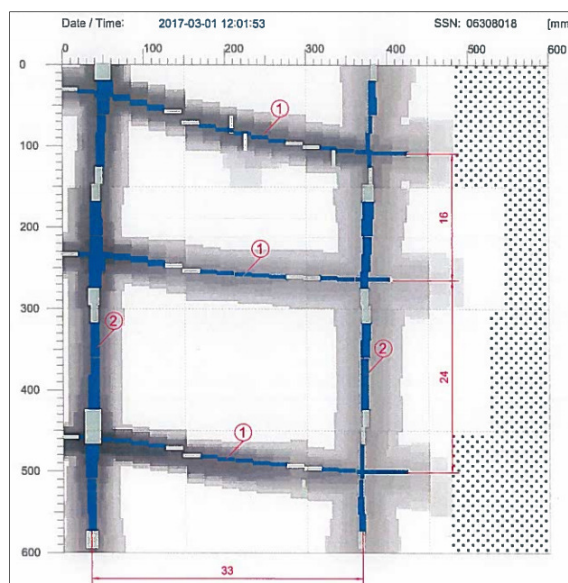
Na podlagi primerjav izmerjenih tlačnih trdnosti betona s projektnimi vrednostmi iz dokumentacije ugotovimo (glej preglednico 3), da se rezultati meritev relativno dobro ujemajo s projektiranimi vrednostmi. So pa izmerjeni rezultati zaradi manjšega števila izvedb meritev in zaradi neravnin merjenih betonskih površin manj zanesljivi.

Druga nedestruktivna metoda preiskave betonskih elementov je bilo skeniranje z instrumentom s komercialnim imenom Hilti-Ferroskan (glej sliko 12). To je metoda, s katero se ugotavlja količina in lega vgrajene armature betonskih elementov (glej sliko 13). Instrument deluje po principu magnetne indukcije na podlagi zaznavanja motenj v elektromagnetnem polju. Motnje povzroča jeklena armatura. Natančnost meritve je odvisna od globine armature, korodiranosti armature, preklopov armature, prisotnosti vode in površine [1].

Naprava za vsako meritev poda okvir natančnosti. Za meritev premera armaturnih palic, prikazanega na sliki 13, je znašal okvir natančnosti ± 3 mm, za krovni sloj pa ± 10 mm. Pri globlje vgrajenih armaturnih palicah pa je bil okvir natančnosti meritve premera palice manjši in sicer je znašal ± 6 mm.



Slika 12: Izvajanje instrumentalnih meritev s ferroskanom



Slika 13: Rezultat meritev s ferroskanom [1]

S preiskavami, izvedenimi na merilnih mestih FS-1, FS-2 in FS-4 v območju strojnice, kjer je klet poglobljena, smo ugotovili, da je v zgornji polovici stena armirana. To je tudi edino mesto, kjer je v betonsko steno vgrajena armatura. Na mestu preiskovanja FS-13 in FS-21 smo ugotovili, da v predvidenem armiranobetonskem stebru ni vgrajene armature.

Lahko zaključimo, da omenjena metoda ne sodi med zanesljivejše, vseeno pa lahko z njo relativno enostavno ugotovimo, ali je armatura v konstrukcijskem elementu sploh prisotna. Poleg tega lahko pridobimo razmeroma zanesljivo informacijo glede pozicije in medsebojne oddaljenosti vgrajene armature. Metodi lahko povečamo zanesljivost, če jo kombiniramo s preiskovalnimi sondami. To pomeni, da rezultate meritev armiranobetonskega elementa s ferroskanom interpretiramo s pomočjo preiskovalnih sond.

3.3.3 Preiskave stropnih konstrukcij

Preverjali smo količino in premer armature, dimenzije stropov in sestavo konstrukcijskih sklopov medetažnih konstrukcij (glej sliko 14). Sestava slednjih je pomembna za določitev stalne obtežbe posameznih etaž, kar je bistven vhodni podatek za potresno analizo. Kot je razvidno iz preglednice 2 smo s sklerometrom izmerili tudi površinsko tlačno trdnost armiranobetonskega stropa.



Slika 14: Preiskava sestave konstrukcijskega sklopa stropne konstrukcije na mestu P-S1



Slika 15: Preiskave armiranobetonskega stropa na mestu K-S1

Na mestu sondiranja K-S1, ki je prikazano na sliki 15, so bile v plošči vgrajene glavne armaturne palice premera 10 mm na medsebojni osni razdalji 11,5 cm. V smeri pravokotno na glavno armaturo pa je bila vgrajena razdelilna armatura in sicer palice premera 10 mm na medsebojni osni razdalji 16 cm. Na podlagi globinskih sond izvedenih na mestih II-S1 in I-S1 smo ugotovili, da širine reber stropa odstopajo od širin po projektu (glej slike 6 in 7).

3.3.4 Preiskave temeljev

Preverili smo dimenzije temeljev in globino njihove izvedbe (glej sliko 16). Hkrati smo dobili tudi podatek o kvaliteti temeljnih tal. Ocenjena kvaliteta temeljnih tal je razvidna v nadaljevanju. Tla so dobro nosilna in vodoneprepustna. Natančnejših preiskav zemljine nismo izvajali. Sondažne izkope si je ogledal geomehanik in izdelal geomehansko poročilo.



Slika 16: Preveritev dimenzij temeljev na mestu T1

Na podlagi izkopa zemljine ob temelju na mestih T1 in T2 do njegovega dna smo lahko izmerili višino temeljne pete, ki je skladna s podatki iz razpoložljive projektne dokumentacije, medtem ko ocenjujemo, da je širina temelja za približno 10 cm manjša. Da bi slednje lahko z gotovostjo trdili, bi morali preveriti dejansko širino temelja, kar pa bi bilo precej bolj zahtevno in zamudno.

3.4 Povzetek ugotovitev preiskav konstrukcije

Na podlagi opravljenih preiskav smo ugotovili, da je izvedba nosilne konstrukcije v večinoma skladna s projektno dokumentacijo. Kljub vsemu pa smo zaznali nekatera večja odstopanja. Mednje sodijo naknadno vgrajeni jekleni okviri v treh učilnicah prve etaže južnega trakta, ki so na sliki 17 označeni z rdečo puščico. Jekleni okviri nadomeščajo betonske stebre, ki so bili odstranjeni z namenom izboljšanja funkcionalnosti prostorov.



Slika 17: Naknadno vgrajeni jekleni okviri v učilnicah v kletnih prostorih

Drugo pomembno odstopanje med izvedbo in projektno dokumentacijo je podkleten prostor v skrajnem severovzhodnem delu južnega trakta. V projektni dokumentaciji omenjen prostor ni bil predviden.

Z globinskim sondiranjem stene v kleti (merilno mesto K-Z6) smo dodatno ugotovili, da dilatacija med južnim in severnim traktom stavbe ni pravilno izvedena. Dilatacijska reža je namreč zapolnjena s sipkim materialom, kot sta pesek in drobir, tako da je s tem onemogočena dinamična neodvisnost konstrukcijskih enot.

Nekaj koristnih informacij smo pridobili tudi s strani hišnika. Zaupal nam je, da se je pred leti zamenjal konstrukcijski sklop strehe četrte in pete etaže. Ocenili smo, da se je s posegom stalna obtežba strehe zmanjšala za $1,6 \text{ kN/m}^2$.

3.4.1 Ugotovljene poškodbe stavbe

Razpoke in druge poškodbe na konstrukcijskih in nekonstrukcijskih elementih smo beležili z vizualnim pregledom. Na dveh mestih v južnem traktu smo zabeležili od 0,4 mm do 0,8 mm široke razpoke nosilnih sten, ki potekajo rahlo poševno. Izkazalo se je, da so v prvem primeru razpoke posledica odstranjene stene v etaži nižje. Odstranjena stena, ki je bila tik pod razpokano steno, ni bila nadomeščena z utrditvenimi ukrepi stropne konstrukcije, zato je v tem delu prišlo do povesa stropa in posledično do poškodb stene v etaži višje. V drugem primeru je bila odstranjena stena sicer nadomeščena z okvirjem, vendar so se očitno zaradi nepravilnega izvajanja utrditvenih ukrepov zgodili določeni povesi stropa.

Zabeležili smo tudi nekaj drugih razpok na notranjih stenah in stenah na obodu stavbe, vendar jih zaradi majhnega obsega v nadaljnjih analizah ne upoštevamo. Ponekod smo opazili tudi manjše razpoke na tlakih. Evidentirane razpoke so v večini najverjetneje posledica raznih atmosferskih vplivov in vlage ter temperaturnih deformacij materiala. Večjih poškodb, ki bi bile posledica preobremenitve nosilnih elementov ali prekomernega diferenčnega posedanja stavbe, nismo zaznali.

Stavba je v splošnem dobro vzdrževana in je v solidnem stanju. Nosilna konstrukcija je glede na svojo starost relativno dobro ohranjena in zelo malo poškodovana. Bili smo pozorni tudi na morebiten pojav razslojevanja krovnih plasti betona in vidne posledice zaradi korozije betona, evidentirali pa smo le lokalno odpadanje ometa.

3.4.2 Izpolnjevanje zahtev za projektiranje na potresnih območjih

V nadaljevanju preverimo, ali nosilna konstrukcija obravnavane stavbe izpolnjuje zahteve, ki veljajo pri projektiranju novih potresno odpornih betonskih in zidanih konstrukcij na srednjo stopnjo duktilnosti skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 [12].

3.4.2.1 Zahteve za betonske konstrukcije

Zahtevan minimalni razred tlačne trdnosti primarnih betonskih elementov je C 16/20, kar približno ustreza kvaliteti MB 250 (ocena je na varni strani). S pomočjo preglednice 3 ugotovimo, da najkakovostnejša marka vgrajenega betona znaša MB 220, kar pa je glede na zahteve standarda neustrezno [12].

Potrebna je uporaba rebraste armature v kritičnih območjih z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi. Armaturno jeklo mora v kritičnih območjih dosegati razred B in C. Armatura v betonskih stenah sploh ni vgrajena, v elementih kjer je armatura vgrajena, pa je le-ta gladka [12].

3.4.2.2 Zahteve za zidane konstrukcije

Pri pregledu konstrukcije smo ugotovili, da v opečnih stenah niso izvedene vertikalne armiranobetonske vezi, zato zidovje uvrstimo med nearmirana zidovja. Uporaba nearmiranega zidovja, ki izpolnjuje samo zahteve po standardu SIST EN 1996-1-1:2006 na potresno bolj ogroženih območjih ni dopustna [13]. Nearmirano zidovje, ki izpolnjuje zahteve po SIST EN 1998-1:2006, pa se lahko uporablja le na manj potresno ogroženih območjih [12]. Omejitev uporabe nearmiranega zidovja tako ni izpolnjena, saj se obravnavana stavba nahaja na območju s projektnim pospeškom velikosti $0,25 \cdot g$ (oznaka g predstavlja težnostni pospešek v vrednosti $9,81 \text{ m/s}^2$).

Najmanjša dovoljena trdnost malte po SIST EN 1998-1:2006 znaša $f_{m,min} = 5 \text{ MPa}$ [12], medtem ko je na podlagi preiskav ocenjena trdnost malte veliko nižja. Kriterij ustreznosti spoja med zidaki pa zidovje obravnavane stavbe izpolnjuje, saj so rege polno zapolnjene z malto. Najmanjša trdnost zidakov pravokotno na naležno ploskev po SIST EN 1998-1:2006 znaša $f_{b,min} = 5 \text{ MPa}$ [12]. Izmerjena tlačna trdnost odvzetih vzorcev zidakov je bila večja od minimalne zahtevane trdnosti.

Skladno z zahtevami iz SIST EN 1998-1:2006 morajo stropovi imeti zadostno togost in nosilnost v svoji ravnini in biti morajo učinkovito povezani z navpičnimi nosilnimi elementi [12]. Običajno v analizi predpostavimo, da se vodoravni potresni vplivi razporedijo na navpične nosilne elemente v skladu s predpostavko o neskončni osni togosti stropov – stropovi delujejo kot toga diafragma. V skladu s standardom pa se lahko polna armiranobetonska plošča upošteva kot toga v svoji ravnini, če ni tanjša od 70 mm in je v obeh smereh armirana vsaj z minimalno armaturo. V obravnavani stavbi so stropovi izvedeni kot rebričasti, pri katerih debelina tlačne plošče znaša le 5 cm. Vendar upoštevajoč rebra, kljub vsemu privzamemo, da imajo obravnavani stropovi zadostno osno togost in s tem ustrezajo zahtevam toge diafragme [12].

Na podlagi zapisanega lahko zaključimo, da nosilna konstrukcija obravnavane stavbe v splošnem ne izpolnjuje zahtev standardov, ki veljajo pri projektiranju novih stavb na potresno ogroženih območjih. To lahko razumemo kot indikator, ki nas opozarja, da bodo potrebni določeni utrditveni ukrepi nosilne konstrukcije.

4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI

4.1 N2 metoda

N2 metoda je praktično orodje za potresno analizo stavbe in oceno obnašanja nosilne konstrukcije med potresnimi vplivi. Je proces uporabe nelinearne statične analize sistema z več prostostnimi stopnjami s spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Še posebej je primerna za stavbe, ki nihajo pretežno v eni nihajni obliki, saj pretvorba problema na takšen sistem terja predpostavko, da konstrukcija niha pretežno v eni nihajni obliki. Po pretvorbi parametrov sistema na eno prostostno stopnjo odziv konstrukcije idealiziramo. Diagram nato prevedemo v obliko pospešek-pomik (»AD format«) in nam pove njen razpon duktilnosti in nosilnosti. Prednost takšnega zapisa je enostavna primerjava z zahtevami po standardu (elastični in neelastični spektri), ki so prav tako zapisane v AD formatu in veljajo za sistem z eno prostostno stopnjo. Glede na zahteve standarda primerjamo mejne pomike oziroma projektne pospeške s tistimi, ki jih nosilna konstrukcija doseže. Nato ugotovimo ustreznost odziva konstrukcije na pričakovan potresni vpliv in ocenimo njeno protipotresno varnost [7].

4.1.1 Nelinearna statična analiza konstrukcije z več prostostnimi stopnjami

Nelinearna statična analiza konstrukcije z več prostostnimi stopnjami je napredna metoda potresne analize nosilne konstrukcije. Na kratko ji pravimo potisna (angl. »pushover«) analiza. Upošteva nelinearen odnos med obtežbo in deformacijo nosilnih elementov konstrukcije. Še posebej je smiselna v primeru analize obstoječih stavb, saj dobimo točnejše rezultate in podrobnejše informacije o obnašanju konstrukcije pri delovanju potresne obtežbe. Z omenjeno metodo lahko torej analiziramo obnašanje konstrukcije in njenih posameznih delov pri potresni obtežbi [14].

V okviru nelinearne statične analize po korakih povečujemo vodoravno obtežbo (v masnem težišču posameznega nadstropja) in beležimo odziv konstrukcije. Nelinearno obnašanje linijskega elementa skoncentriramo na območje plastičnih členkov. Za slednje velja nelinearna zveza med upogibnim momentom in pripadajočim zasukom. Pri dovolj veliki horizontalni obtežbi, nastopi plastifikacija prvega nosilnega elementa. S tem se zmanjša njegova togost in togost celotne konstrukcije. Posledično se mora obtežba na nosilne elemente vsakokrat porazdeliti v razmerju togosti, ki se določijo v predhodnem koraku. Tako se upošteva sprememba statičnega sistema konstrukcije za prevzem horizontalnih obremenitev. Pri nadaljnjem povečevanju horizontalne obtežbe se togost konstrukcije zmanjšuje do doseženega kinematičnega mehanizma. Tedaj je možno povečevanje obtežbe le na račun

utrjevanja materiala [5]. V praktičnih primerih analizo izvajamo do računske porušitve. Konec analize lahko definiramo na več načinov: padec nosilnosti pod 80 % največje izračunane vrednosti, presežene dovoljene vrednosti povprečnih zasukov posameznih etaž, računska porušitev več kot 50 % zidov, prekomeren skok ekscentričnosti.

Zavedati se je treba, da se nihajne oblike spreminjajo s stopnjo plastifikacije. Običajno problem poenostavimo z izbiro samo ene nihajne oblike v nelinearnem področju. Izkaže se, da so s tako poenostavitvijo razlike pri končnih rezultatih analize sprejemljive. Ker običajno idealiziran računski model konstrukcije vsebuje elemente, katerim se lahko pri povečanju deformacij nosilnost celo zmanjša, je za oceno velikosti deformacije pri porušitvi konstrukcije računskemu modelu treba vsiljevati horizontalne pomike in ne horizontalne obtežbe. Kot rezultat nelinearne statične analize je zveza med skupno horizontalno silo V in horizontalnim pomikom D v kontrolni točki obravnavane konstrukcije. Dobljeni zvezi pravimo krivulja odpornosti oziroma potisna krivulja [7]. Nekatera programska orodja določajo potisno krivuljo s predpostavko etažnega mehanizma kritične etaže, druga pa z upoštevanjem vseh nosilnih elementov na podlagi katerih se tvorijo nadomestni okvirji.

4.1.2 Transformacija na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo

Nosilna konstrukcija je običajno sistem z več prostostnimi stopnjami. Ker v analizi uporabimo spektre odziva (maksimalne vrednosti odziva konstrukcije pri določeni obtežbi), ki veljajo za sisteme z eno prostostno stopnjo, moramo tako sistem z več prostostnimi stopnjami transformirati na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo. Slednje je najlažje opraviti z modalno analizo [15].

Tako moramo tudi zvezo med skupno horizontalno silo V in horizontalnim pomikom D v kontrolni točki obravnavane konstrukcije prevesti na ekvivalentni sistem $F^* - D^*$ z uporabo sledečih zvez:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}, \quad (1)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma}, \quad (2)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}, \quad (3)$$

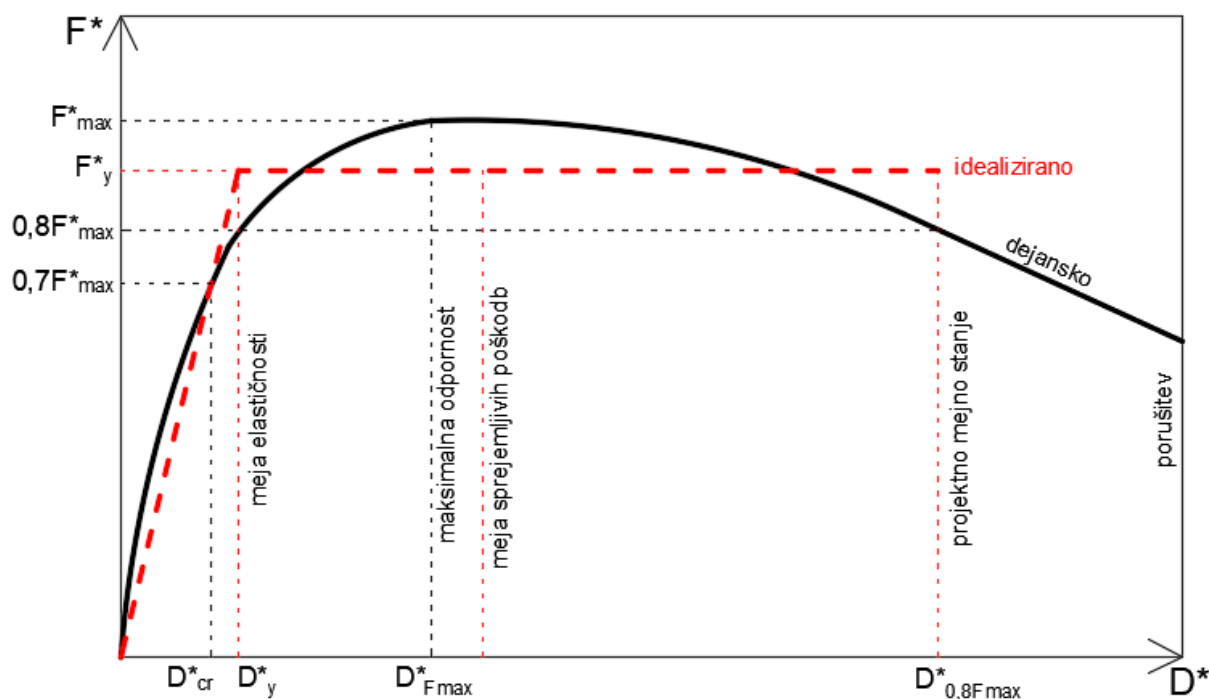
$$m^* = \sum m_i \Phi_i, \quad (4)$$

kjer je F^* sila ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in D^* pripadajoči horizontalni pomik. Konstanto Γ , ki določa transformacijo iz enega v drugi sistem in obratno, imenujemo

transformacijski faktor. Odvisen je od predpostavljenega približka za deformacijsko linijo Φ in od razporeditve mas, pri čemer m_i označuje maso i -te etaže. Z m^* označimo maso ekvivalentnega sistema [7].

Bistvo pretvorbe iz sistema z več prostostnimi stopnjami na ekvivalentni sistem z eno prostostno stopnjo je, da se ohrani oblika odnosa med obtežbo in deformacijo, ohranita pa se tudi nihajni čas in togost [7].

Zaradi lažje obdelave rezultatov sledi konstruiranje idealizirane elasto-plastične zveze med obtežbo in deformacijo v diagramu $F^* - D^*$. Najbolj primerna oblika idealizacije je bi-linearna oblika brez utrditve plastičnega območja. Ekvivalentno elastično togost krivulje v pričujoči nalogi določimo pri 70 % maksimalne strižne oziroma prečne sile (glej sliko 18). Ta točka tako predstavlja presečišče idealiziranega bilinearnega diagrama in dejanske potisne krivulje. Po SIST EN 1998-3:2005 [20] morata biti ploščini pod prvotnim in idealiziranim odnosom enaki. S tem zadostimo kriteriju enakosti vnesene energije potisne krivulje in bi-linearne idealizacije, posredno pa določimo tudi idealizirano nosilnost [7].



Slika 18: Dejanska in idealizirana krivulja potresne odpornosti konstrukcije z vrisanimi mejnimi stanji

Mejno stanje elastičnosti predstavlja mejo pri kateri se pojavijo razpoke, pred tem konstrukcija ni poškodovana. Od nastanka prvih razpok se spremeni togost konstrukcije, vendar tedaj poškodbe še ne zmanjšajo uporabnosti stavbe. Naslednje mejno stanje predstavlja stanje dosežene največje odpornosti. Konec idealiziranega diagrama, katerega imenujemo tudi

projektno mejno stanje, definiramo pri padcu nosilnosti na 80 % vrednosti maksimalne dosežene nosilnosti [5].

Ko dobimo idealizirano krivuljo lahko na enostaven način odčitamo nosilnost F_y^* in pomik D_y^* na meji elastičnosti ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Sledi izračun nihajnega časa T^* idealiziranega ekvivalentnega sistema po spodnjem izrazu:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}, \quad (5)$$

kjer je m^* masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo [12].

Bilinearni diagram nosilnosti, kot rečeno, običajno na koncu prevedemo v AD format (pospešek proti pomiku) in sicer tako, da silo F^* v idealiziranem diagramu $F^* - D^*$ delimo z ekvivalentno maso m^* . Pri tem je F_y^*/m^* vrednost pospeška na meji elastičnosti.

4.1.3 Določitev ciljnega pomika in potrebne duktilnosti konstrukcije za izbran spekter

Idealiziran odziv nosilne konstrukcije primerjamo s ciljnim pomikom. Ker se za določitev ciljnega pomika uporabljajo različni izrazi v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije, je potrebno najprej določiti ciljni pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in neomejenim elastičnim obnašanjem s pomočjo izraza:

$$D_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2, \quad (6)$$

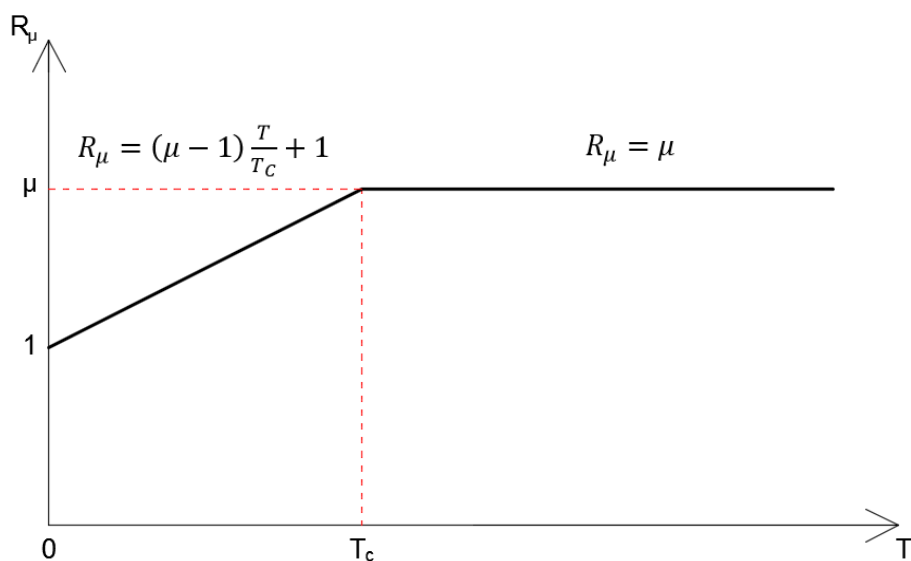
kjer je $S_e(T)$ vrednost elastičnega spektra odziva pri vrednosti T , ki je nihajni čas idealiziranega ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Sledi določitev ciljnega pomika D_t^* (za sistem z eno prostostno stopnjo). Za območje srednjih in dolgih nihajnih časov ter za elastično obnašanje pri kratkih nihajnih časih velja $D_t^* = D_{et}^*$. Pri neelastičnem odzivu v območju kratkih nihajnih časov, pa ciljni pomik določimo po izrazu (7). Mejo med območji s kratkimi in srednjimi nihajnimi časi označimo s T_c [12].

$$D_t^* = \frac{D_{et}^*}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{et}^* \quad (7)$$

Pri tem je $R_\mu = S_e(T^*) \cdot m^*/F_y^*$ redukcijski faktor zaradi duktilnosti (v SIST EN 1998-1:2006 je označen kot q_μ [12]) in predstavlja razmerje med pospeškom konstrukcije z neomejenim elastičnim obnašanjem in pospeškom konstrukcije z omejeno nosilnostjo. Pri nihajnih časih,

večjih od vrednosti T_c , je enak faktorju duktilnosti μ . Kot je razvidno iz slike 19, se na področju kratkih nihajnih časov vrednost redukcijskega faktorja zaradi duktilnosti približuje vrednosti 1.



Slika 19: Odvisnost redukcijskega faktorja in nihajnega časa konstrukcije

4.1.4 Določitev ciljnega pomika za sistem z več prostostnimi stopnjami

Na koncu določimo še ciljni pomik D_t , ki ustreza kontrolni točki sistema z več prostostnimi stopnjami. To storimo z množenjem ciljnega pomika za sistem z eno prostostno stopnjo s transformacijskim faktorjem Γ (dobljenim z modalno analizo), ki smo ga vpeljali z izrazom (3) [12].

$$D_t = D_t^* \cdot \Gamma, \quad (8)$$

4.1.5 Lokalna analiza in analiza poškodb

Sledi lokalna analiza nosilnih elementov z analizo poškodb. V tej fazi ugotavljamo nastanek, lokacijo in širjenje poškodb po posameznih nosilnih elementih. Zavedati se je potrebno, da ko posamezen zid preseže mejni pomik, izgubi sposobnost prenašanja vodoravne obtežbe. Kljub temu pa je še vedno sposoben prenašati vertikalno obtežbo. Nosilnost zidovja ugotavljamo s pomočjo izrazov, ki so prikazana v naslednjem poglavju.

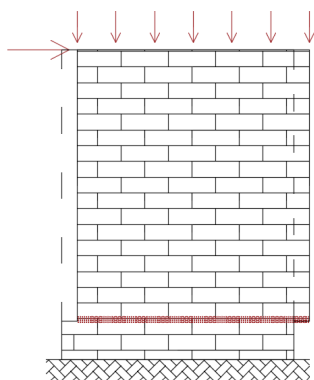
4.2 Obnašanje nearmiranega zidovja pri potresni obtežbi

Pomembna lastnost, ki omogoča zidanim konstrukcijam kljubovanje potresnim vplivom je njihova duktilnost. Čeprav se med potresom zidovi poškodujejo, zaradi duktilnosti ohranijo sposobnost prenašanja navpične obtežbe. Duktilnost zidov tudi omogoča disipacijo energije, ki se sprošča med odzivom konstrukcije na potres. Poleg tega se potresne sile lahko

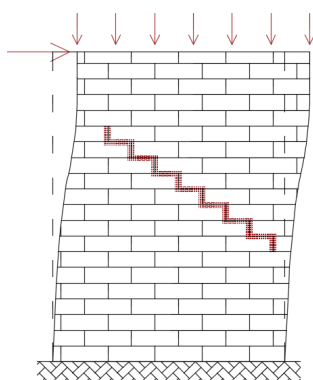
porazdelijo z bolj poškodovanih zidov na manj poškodovane. V primeru, ko odpornost konstrukcije ocenimo na podlagi porušnih mehanizmov, je tako določena odpornost bližje dejanski odpornosti. S pomočjo možnih porušnih mehanizmov, mejne odpornosti in duktilnosti posameznih nosilnih elementov zidovja, lahko torej relativno natančno ocenimo odpornost konstrukcije in ugotovimo njena šibka mesta [5].

4.2.1 Porušni mehanizmi zidovja

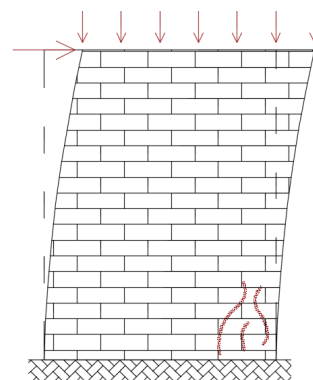
Zid, obtežen pravokotno na svojo ravnino, nudi nizko odpornost in je pri manj togih stropnih konstrukcijah izpostavljen upogibni porušitvi izven svoje ravnine. Zid, ki pa je obtežen z vodoravnimi silami, ki delujejo vzporedno z njegovo ravnino, pa predstavlja bistveno bolj tog konstrukcijski element, ki obremenitvam kljubuje s svojo strižno odpornostjo. Ločimo tri različne porušne mehanizme nearmiranega zidovja (glej slike od 20 do 22) v primeru delovanja vodoravne obtežbe v njegovi ravnini. Vse tri uvrstimo med krhke. Ob poznani strižni obremenitvi, ki deluje v ravnini zidu, lahko na podlagi merodajnega porušnega mehanizma in pripadajoče strižne odpornosti zidu ocenimo izkoriščenost zidu.



Slika 20: Prestrig zidovja



Slika 21: Diagonalne razpoke zidovja



Slika 22: Porušitev zidovja zaradi drobljenja

4.2.1.1 Prestrig zidovja

Prvi mehanizem, prikazan na sliki 20, predstavlja porušitev zidovja vzdolž naležne rege, pri čemer nastane horizontalna razpoka v spodnjem delu zidovja zaradi prestriga. Mehanizem je v praksi redek, običajno je merodajen v primerih relativno nizkega nivoja tlačnih obremenitev, ki povečujejo torni koeficient. Možen razlog takšnega načina porušitve zidu je tudi slaba kvaliteta vgrajene malte. Mehanizem prestriga zidovja lahko zasledimo tudi v višjih etažah stavbe, kjer se prestrig pojavi zaradi togega ostrešja, majhnih tlačnih obremenitev in največjih pospeškov zaradi odziva konstrukcije. Strižno odpornost zidu, ki temelji na modelu prestriga, ocenimo po izrazu (9), ki ga imenujemo tudi Mohr-Coulombov kriterij [16].

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = t l_c \left(\frac{f_{v0}}{\gamma_M} + \mu \sigma_d \right) \quad (9)$$

Pri tem so:

f_{vd} – projektna vrednost strižne trdnosti zidu,

t – debelina zidu,

l_c – dolžina tlačnega dela zidu,

f_{v0} – strižna trdnost zidovja pri ničelni tlačni napetosti,

γ_M – materialni varnostni faktor,

μ – torni koeficient (običajno 0,4),

σ_d – projektna vrednost tlačne napetosti [16].

4.2.1.2 Diagonalna razpokanost zidovja

Drugi mehanizem, prikazan na sliki 21, predstavlja strižno porušitev v obliki diagonalne razpoke. Diagonalne razpoke nastanejo zaradi prekoračitve nateznih trdnosti v smeri glavnih nateznih napetosti, to je v smeri pravokotno na razpoko. Strižno odpornost nearmiranega zidovja lahko torej smatramo tudi kot največjo glavno natezno napetost, ki se pojavi v zidovju pri največji strižni sili tik pred nastankom diagonalne razpoke. Strižno odpornost tako ocenimo s pomočjo izraza (10), ki sta ga izpeljala inženirja Turenšek in Čačovič [16]:

$$V_{Rd} = A_w \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_d}{f_{td}}}, \quad (10)$$

kjer so:

f_{td} – projektna natezna trdnost zidovja ($1,5 \cdot \tau$),

A_w – površina prečnega prereza zidu,

b – geometrijski faktor, definiran kot razmerje med največjo in povprečno strižno napetostjo v prerezu,

σ_d – projektna vrednost tlačne napetosti [16].

Naj pri tem omenimo, da izraz (10) velja tako za primer, ko diagonalna razpoka poteka neposredno po zidakih, kot tudi za primer, ko razpoka poteka po regah (slika 21). Nekateri avtorji določijo strižno trdnost zidovja tudi v odvisnosti od omenjenega poteka razpoke [17].

4.2.1.3 Drobljenje zidovja

Tretji mehanizem, prikazan na sliki 22, predstavlja upogibno porušitev v ravnini zidu zaradi dosežene meje tlačne trdnosti zidovja. Nearmiran zid doseže svojo upogibno nosilnost takrat, kadar zaradi drobljenja zidakov na tlačnem robu ne more več prenašati vodoravne obtežbe.

Najpogostejše se to pojavi pri vitkih zidovih, ko je višina zidu precej večja od njegove širine. Upogibno odpornost zidu ocenimo s pomočjo naslednjega izraza [16]:

$$M_{Rd} = \frac{l^2 t \sigma_d}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{0,85 f_d} \right), \quad (11)$$

kjer so:

l – dolžina zidovja,

t – debelina zidovja,

$\sigma_d = N_d / A_w$ – projektna vrednost tlačne napetosti,

f_d – projektna tlačna odpornost zidovja,

$0,85 \cdot f_d$ – vrednost povprečne tlačne napetosti v tlačni coni zidu.

Strižno odpornost zidu pa v tem primeru ocenimo z izrazom:

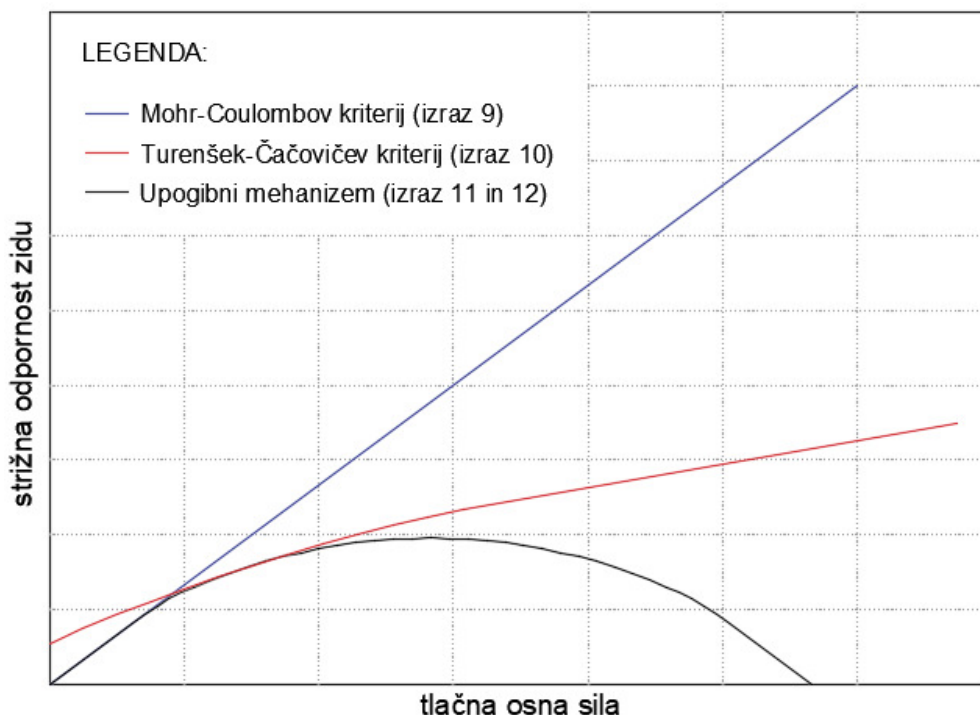
$$V_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{\alpha h}, \quad (12)$$

kjer sta:

h – višina zidu,

α – faktor, odvisen od robnih pogojev zidu [16].

Na sliki 23 shematsko prikazujemo strižne odpornosti zidovja v odvisnosti od tlačne sile za omenjene porušne mehanizme.

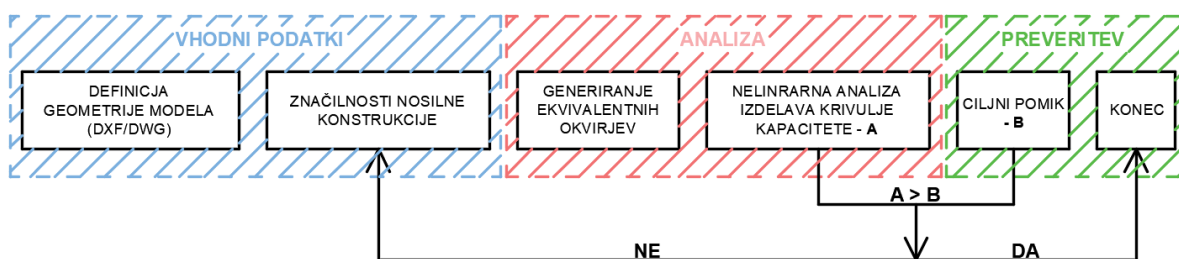


Slika 23: Primerjava mehanizmov porušitve zidovja

Na podlagi slike 23 ugotovimo, da sta pri nizkem nivoju tlačnih obremenitev zidovja merodajna prestrig zidovja po Mohr-Coulombovem kriteriju in upogibni mehanizem, medtem ko kriterij pojava diagonalne razpoke po Turenšek-Čačoviču v omenjenem območju ni merodajen. Dodatno ugotovimo, da z naraščanjem nivoja tlačnih obremenitev postane kriterij porušitve s pojavom diagonalne razpoke po Turenšek-Čačoviču verjetnejši napram Mohr-Coulombovem kriteriju prestriga. To je razumljivo, saj z večanjem tlačnih obremenitev doprinos k strižni odpornosti po kriteriju Turenšek-Čačoviča počasneje narašča, kot pri Mohr-Coulombovem kriteriju.

4.3 Uporabljen programsko orodje za nelinearno statično analizo konstrukcije

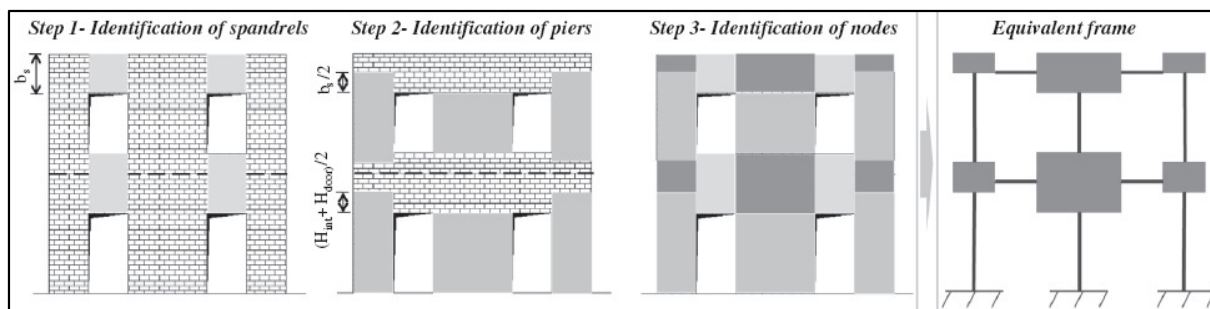
Analizo konstrukcije izvedemo s pomočjo računalniškega programa z imenom 3Muri [18]. Program je bil razvit na Genovski univerzi v Italiji. Namenjen je predvsem analizam stavb v primeru delovanja potresne obtežbe, katerih nosilna konstrukcija je pretežno iz zidovja. Nosilno konstrukcijo obravnavane stavbe analiziramo s pomočjo idealiziranega tridimenzionalnega računskega modela z uporabo predhodno opisane N2 metode. Kot pomemben rezultat analize je razmerje med mejnim pospeškom, ki ga je konstrukcija sposobna prevzeti, in projektnim pospeškom za obravnavana temeljna tla. Prednost programa je preprosta uporaba in modeliranje konstrukcije z makroelementi, ki nam omogočajo več informacij o obnašanju konstrukcije ob potresnih vplivih. Pri seizmični analizi konstrukcije odpornost zidu v smeri pravokotno na svojo ravnino zanemarimo [18]. Na sliki 24 prikazujemo shemo delovanja programa 3Muri.



Slika 24: Shema delovanja programa 3Muri

4.3.1 Ekvivalentni računski okviri

Analiza nosilne konstrukcije stavbe v programskem orodju 3Muri temelji na generaciji ekvivalentnega prostorskega okvirja. Program namreč na podlagi vnesene geometrije samodejno generira tridimenzionalen idealiziran računski model. Posamezen ekvivalentni okvir je sestavljen iz različnih linijskih končnih elementov (makroelementov) in togih vozlišč. Pri generaciji program upošteva tudi vse odprtine v stenah (glej sliko 25).



Slika 25: Primer idealiziranega ekvivalentnega okvirja z upoštevanjem odprtin [19]

Legenda:

-  Težiščna os elementa
-  Zid med odprtinami
-  Zid pod odprtinami
-  Togo vozlišče

4.3.1.1 Makroelementi

Posebnost uporabe makroelementov je, da zidovje ni definirano kot kontinuum, kot je to pri računu z metodo končnih elementov, temveč zidovje definiramo kot skupek elementov (makroelementov), v katerih se lahko tvori koncentrirana plastifikacija. Elementi so medsebojno povezani s togimi vozlišči v ravnini medetažne konstrukcije. S tem posredno zagotovimo pojavljanje poškodb v območjih, kjer je to pričakovano. Pomembna makroelementa ekvivalentnega okvirja sta zid med odprtinami, angleško »Pier«, in zid pod odprtinami, angleško »Spandrel«. Makroelement vključuje mehanizem porušitve, posledično tudi poškodovanost in disipacijo energije [18].

Konstitutivni zakoni posameznega makroelementa so predstavljeni v obliki elasto-plastične zveze med silo in pomikom. Pri drugih programskih orodjih so običajno konstitutivne zveze določene glede na material. Začetna togost makroelementa je določena na podlagi elastičnih lastnosti, pri tem pa program upošteva tudi morebitno razpakanost [18]. Na podlagi zveze (13) program izračuna notranje sile v makroelementu.

$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EI}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EI}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EI(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Pri tem so:

T_i – prečna sila v i-tem vozlišču makroelementa,

u_i – pomik v i-tem vozlišču makroelementa v smeri prečne sile T_i ,

N_i – osna sila v i-tem vozlišču makroelementa,

w_i – pomik v i-tem vozlišču makroelementa v smeri osne sile N_i ,

M_i – moment v i-tem vozlišču makroelementa,

ϕ_i – zasuk v i-tem vozlišču makroelementa v smeri momenta M_i ,

T_j – prečna sila v j-tem vozlišču makroelementa,

u_j – pomik v j-tem vozlišču makroelementa v smeri prečne sile T_j ,

N_j – osna sila v j-tem vozlišču makroelementa,

w_j – pomik v j-tem vozlišču makroelementa v smeri osne sile N_j ,

M_j – moment v j-tem vozlišču makroelementa,

ϕ_j – zasuk v j-tem vozlišču makroelementa v smeri momenta M_j ,

ψ – koeficient, določen z izrazom: $\psi = 1,2 \cdot E \cdot b^2 / (G \cdot h^2)$

E – elastični modul materiala,

G – strižni modul materiala,

A – površina prečnega prereza makroelementa,

I – vztrajnostni moment prereza makroelementa,

h – višina makroelementa,

b – širina makroelementa [18].

V primeru lokalne porušitve enega makroelementa, se globalna analiza ne prekine. Lokalno porušitev definiramo s pomočjo izraza (14), ki določa zahteve za posamezen del nearmiranega zidovja. Te zahteve se nanašajo na maksimalne vrednosti deformacij makroelementa pri upogibu in strigu.

$$\delta_m = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u = \begin{cases} 0.004 - \text{strižni mehanizem} \\ 0.008 h_0/l - \text{tlak in upogib} \end{cases} \quad (14)$$

Pri tem so:

δ_m – mejna deformacija makroelementa,

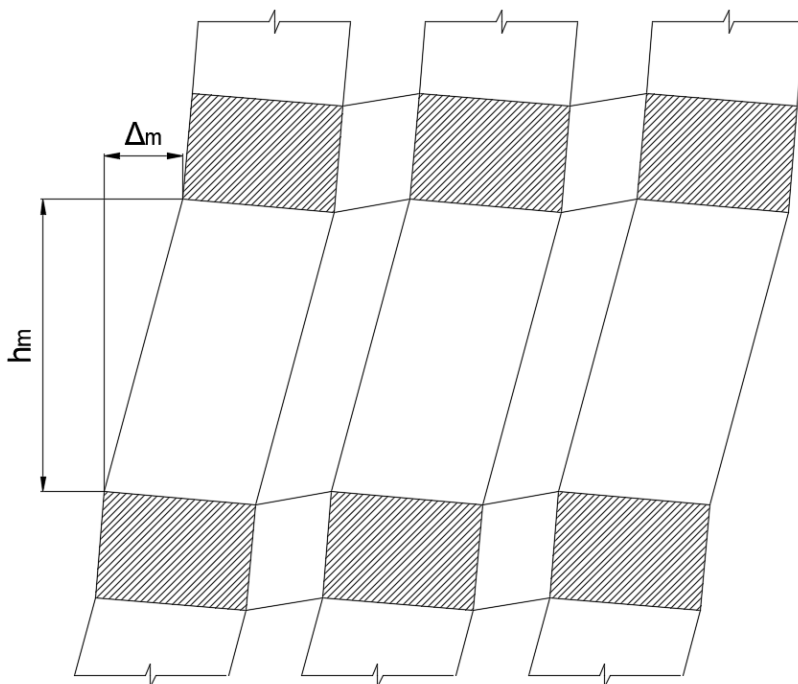
Δ_m – relativni horizontalni pomik makroelementa (glej sliko 26),

h_m – višina makroelementa brez togega dela,

δ_u – deformacija makroelementa pri maksimalnem pomiku porušnega mehanizma,

h_0 – efektivna višina zidu od prereza z maksimalnim momentom do ničelne momentne točke,

l – dolžina zidu.



Slika 26: Prikaz pomikov makroelementov [18]

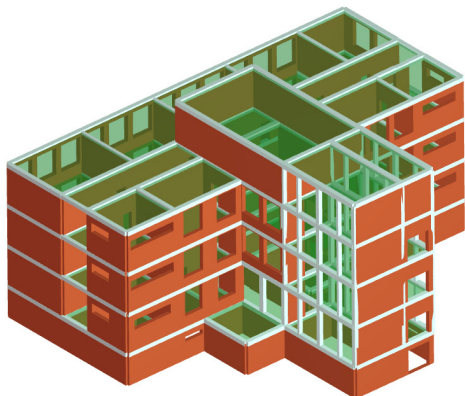
Nelinearno obnašanje makroelementa se aktivira, ko ena izmed vzdolžnih sil doseže svojo mejno vrednost, dobljeno na podlagi merodajnega porušnega mehanizma zidovja [18]. Ko so te mejne vrednosti prekoračene, program makroelementu pripiše nično upogibno in strižno odpornost. Takšen element je statično gledano na obeh koncih členkasto podprta palica in v splošnem ne pripomore k horizontalni odpornosti idealizirane nosilne konstrukcije, temveč samo k njeni vertikalni odpornosti.

4.4 Idealiziran računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe

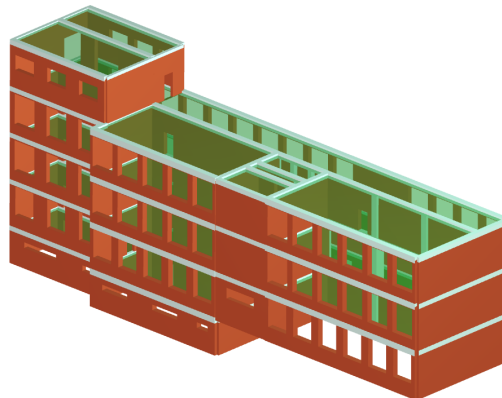
4.4.1 Splošno

V programskem orodju 3Muri smo izdelali prostorski idealiziran računski model nosilne konstrukcije obravnavane stavbe in sicer ločeno za južni (slika 27) in severni trakt (slika 28).

Pri modeliranju smo uporabili pridobljeno projektno dokumentacijo, saj smo v okviru preiskav ugotovili, da je stavba v splošnem zgrajena skladno z le-to. Spremembe nosilne konstrukcije, ugotovljene v okviru preiskav, pa smo ustrezno vključili v model.



Slika 27: Idealiziran računski model južnega trakta stavbe



Slika 28: Idealiziran računski model severnega trakta stavbe

4.4.2 Poenostavitve računskega modela

Pri izdelavi idealiziranega računskega modela upoštevamo določene poenostavitve. Podajnost temeljnih tal zanemarimo in na nivoju temeljev stene togo vpnemo v tla. Takšna poenostavitev je pri tovrstnih analizah običajna tudi v praksi. V primeru upoštevanja podajnosti temeljev in temeljnih tal, bi bile potrebne dodatne preiskave zemljine, ki pa niso bile izvedene. Predpostavljamo, da bi se z upoštevanjem podajnosti temeljev povečal nihajni čas konstrukcije in zato zmanjšal pospešek. S tem pa bi se zmanjšale vztrajnostne sile, ki bi delovale na stavbo.

V primeru kletnih sten, ki so skoraj v celoti zasute, vpliva terena ne upoštevamo, pač pa privzamemo, da so pri teh stenah izvedene vkopne brežine, kot je to storjeno na vzhodni in južni strani ter na delu zahodne strani stavbe.

Etažna višina v idealiziranemu računskemu modelu predstavlja razdaljo med težiščnima ravninama dveh sosednjih plošč. V predelu toplotne postaje zanemarimo poglobljen del kleti, in vgrajeno armaturo v zgornji polovici kletne stene. V modelu etažno višino kleti severnega trakta, ki je za 40 cm višja kot pri južnem traktu, poravnavamo glede na južni trakt.

Stropove v splošnem modeliramo kot toge diafragme, razen v primeru večjih odprtin, ki vplivajo na togost stropa v svoji ravnini. Ker programsko orodje 3Muri omogoča tudi upoštevanje podajnosti stropov, se pri modeliranju rebričastih stropov tipa »super« odločimo za uporabo te možnosti. V območju nekdanjega zaklonišča, kjer je stropna plošča iz armiranega betona, pa ploščo modeliramo kot togo diafragmo.

Arhitekturna podloga stavbe prikazuje, da so glavne osi nosilne konstrukcije ponekod malo zamaknjene. Pri modeliranju nosilne konstrukcije ta odstopanja zanemarimo. V severnem traktu na mestih FS-12 in FS-13 smiselno poravnamo težiščno os obeh stebrov skladno s težiščno osjo nosilcev. Sodeč po arhitekturnih podlogah se lega težiščne osi in dimenzije prečnega prereza stebra po višini spreminjajo. Tako v modelu v vseh etažah upoštevamo dimenzije najmanjšega prečnega prereza. Na območju zunanjih sten stavbe, kjer potekajo vertikalni opečnati slopi, med njimi pa tanjši zid z okenskimi odprtinami, težiščne osi debelejših slopov in tanjših vmesnih sten ne sovpadajo, saj je tanjša vmesna stena z vertikalnim slopom poravnana na zunanji strani stavbe. Odločimo se, da težišče vmesnih sten debeline 30 cm prestavimo v težiščno os vertikalnih slopov. Tako v modelu naredimo manjšo napako, ki pa je za inženirske potrebe zanemarljiva.

Stene, ki ne segajo do temeljev, upoštevamo kot balast, prav tako pa tudi stene z debelino manjšo od 25 cm. Zaradi specifičnosti programskega orodja nearmirane betonske stene modeliramo kot opečne stene z mehanskimi karakteristikami betona. Za ta korak se odločimo, ker programsko orodje pri modeliranju betonskih elementov zahteva tudi podatek o vgrajeni armaturi. V prvem koraku smo v model sicer vnesli betonske stene z zanemarljivo količino armature, vendar smo se zaradi problemov s konvergenco odločili za prej omenjen pristop. Po drugi strani pa za vsak armiranobetonski nosilni element upoštevamo vgrajeno armaturo.

V modelu poenotimo velikost stenskih vratnih odprtin. Pri vratih, širših od 1 m, upoštevamo vratno odprtino višine 2,4 m, pri ožjih odprtinah pa 2,2 m. Pri tem dejanski višini odprtine prištejemo še višino tlakov. Pri dimenzijah okenskih odprtin upoštevamo dejanske dimenzije. Spremembo debeline stene med vertikalnimi medokenskimi opečnatimi slopi upoštevamo skladno z dejanskimi dimenzijami, saj programsko orodje omogoča enostaven vnos različne debeline stene nad in pod okensko odprtino. Parapete na strehi četrte in pete etaže pa upoštevamo kot balast v obliki linijske obtežbe.

Okenske odprtine, ki so manjših dimenzij in tesno skupaj, združimo v eno večjo odprtino. S tem se znebimo kratkih in ozkih elementov med okni, ki jih sicer program samodejno generira. Tako preprečimo porušitev takšnih elementov že na samem začetku analize. Ker je takšnih elementov relativno veliko, bi to lahko vodilo do težav s konvergenco računa. Velikost nadomestne ekvivalentne odprtine je seštevek velikosti vseh posameznih odprtin.

Transparentni del glavnega stopnišča je sestavljen iz večjega števila manjših oken, med katerimi so vmesni betonski elementi, ki predstavljajo nosilno konstrukcijo okenskih okvirov. Te betonske elemente pri modeliranju zanemarimo in upoštevamo le grede v višini etaž. Prav tako zanemarimo betonsko ploščo stopniščnega podesta. Namesto tega upoštevamo medetažno ploščo, ki poteka tudi preko stopniščne odprtine.

4.5 Vhodni podatki

4.5.1 Izbira porušnega mehanizma

Izbrano programsko orodje vključuje porušne modele zidovja skladno z izrazi (9), (10) in (12). Žal pa ne omogoča hkratnega preverjanja strižnih porušnih mehanizmov zidovja, saj nam poleg upogibnega mehanizma program nudi izbiro le enega izmed dveh strižnih porušnih mehanizmov zidovja (mehanizma prestriga ali diagonalne razpokanosti zidovja). Odločimo se, da za oceno strižne odpornosti zidovja uporabimo Turnšek – Čačovičev zakon, ki upošteva porušitev zidu zaradi prekoračenih nateznih napetosti pravokotno na diagonalno razpoko zidu in se ga pretežno uporablja za analizo obstoječih zgradb.

4.5.2 Material

Pri zidanih konstrukcijah se srečamo vsaj z dvema materialoma. Največkrat sta to malta in opeka. Če zid armiramo, moramo poznati še mehanske lastnosti jekla za armiranje. Kljub temu pa lahko zidovje za potrebe inženirskih izračunov obravnavamo kot homogen material. Pri zidanih konstrukcijah so pomembnejše mehanske lastnosti zidovja kot celote in ne toliko mehanske lastnosti posameznih sestavnih materialov [14].

Kot smo že omenili, podatke o mehanskih lastnostih uporabljenih materialov pridobimo s pomočjo preiskav stavbe. Preiskave so drage in zamudne. Ker so omejene le na določene dele stavbe, žal niso vedno odraz dejanskega stanja. To pa je tudi največji razlog, da je izbira ustreznih mehanskih lastnosti ena izmed težjih in odgovornejših nalog projektanta. Za pridobitev informacij o tem, kakšen vpliv imajo mehanske lastnosti materialov na potresno odpornost, lahko projektant pridobi s pomočjo občutljivostnih analiz, z uporabo večjega števila materialnih parametrov. V okviru potresne analize obstoječih stavb standard SIST EN 1998-3:2005 [20] narekuje uporabo srednjih vrednosti mehanskih lastnosti zidu, ki jih pridobimo s preiskavami nosilne konstrukcije.

4.5.2.1 Mehanske lastnosti zidovja

Pri obravnavani stavbi smo mehanske lastnosti zidovja ocenili glede na identifikacijo zidovja s sondiranjem in primerjavo z rezultati preiskav podobno grajenih zidov, ki smo jih poiskali v strokovni literaturi. Sklicevali smo se na referenčne vrednosti mehanskih parametrov in specifične teže zidovja iz italijanske literature, ki je nastala na podlagi obsežnih raziskav [21]. Izvleček rezultatov omenjenega raziskovalnega dela prikazujemo na sliki 29.

Masonry typology	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Irregular stone masonry (pebbles, erratic, irregular stone)	100 180	2.0 3.2	690 1050	230 350	19
Uncut stone masonry with facing walls of limited thickness and infill core	200 300	3.5 5.1	1020 1440	340 480	20
Cut stone masonry with good bonding	260 380	5.6 7.4	1500 1980	500 660	21
Soft stone masonry (tuff, limestone, etc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	300 420	16
Dressed rectangular stone masonry	600 800	9.0 12.0	2400 3200	780 940	22
Full brick masonry with lime mortar	240 400	6.0 9.2	1200 1800	400 600	18
Masonry in half-filled brick blocks with cement mortar (e.g. double UNI, percent. of perforations $\leq 40\%$)	500 800	24.0 32.0	3500 5600	875 1400	15
Hollow brick masonry (percent. of perforations $< 45\%$)	400 600	30.0 40.0	3600 5400	1080 1620	12
Hollow brick masonry with dry perpend joints (percentage of perforations $< 45\%$)	300 400	10.0 13.0	2700 3600	810 1080	11
Concrete block masonry (percentage of perforations between 45% and 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	300 400	12
Masonry in half-filled concrete blocks (percentage of perforations $< 45\%$)	300 440	18.0 24.0	2400 3520	600 880	14

Slika 29: Karakteristične vrednosti različnih tipov zidovja [21]

Za vsak podan tip zidovja sta navedeni dve mejni vrednosti, kjer so: f_m povprečna tlačna trdnost zidovja, τ_0 povprečna strižna trdnost zidovja, E povprečna vrednost elastičnega modula, G povprečna vrednost strižnega modula in W povprečna specifična teža zidovja.

V razpoložljivi tehnični dokumentaciji je predpisana opeka kvalitete MO 110 in pri bolj obremenjenih elementih MO 150. Na podlagi rezultatov laboratorijskih testiranj vzorcev, ki so navedeni v preglednici 2, se odločimo, da upoštevamo samo en tip opeke. Predpostavimo, da zidovje v obravnavani stavbi ustreza opisu »Full brick masonry with lime mortar«. Povprečje izmed navadenih mejnih vrednosti za posamezno materialno karakteristiko zberemo v preglednici 4. Te vrednosti uporabimo tudi v analizi.

Preglednica 4: V analizi uporabljene mehanske lastnosti zidovja

Karakteristika materiala	Upoštevana vrednost
Srednja tlačna trdnost zidovja	$f_m = 3,2 \text{ MPa}$
Strižna trdnost zidovja	$\tau = 0,076 \text{ MPa}$
Elastični modul	$E = 1500 \text{ MPa}$
Strižni modul	$G = 500 \text{ MPa}$
Specifična teža	$W = 18 \text{ kN/m}^3$

Ob upoštevanju vrednosti specifične teže zidaka iz preglednice 2, ki znaša $16,12 \text{ kN/m}^3$, in vrednosti za specifično težo malte, za katero običajno upoštevamo vrednost 22 kN/m^3 , lahko hitro ugotovimo, da je ocena o specifični teži zidu, ki jo navajamo v preglednici 4 primerna. Namreč upoštevana specifična teža zidov je relativno pomemben vhodni podatek, saj programsko orodje 3Muri lastno težo konstrukcije izračuna sam in sicer na podlagi upoštevane specifične teže zidovja in geometrije konstrukcije.

Pri preverjanju mejnih stanj uporabnosti in končnih mejnih stanj se upoštevajoč standard SIST EN 1996-1-1:2006 [13] v analizi upoštevajo projektne vrednosti mehanskih lastnosti materialov in sicer tako, da se podane vrednosti mehanskih lastnosti delijo z delnimi faktorji za materiale γ_M . Priporočljiva vrednost faktorja γ_M za mejno stanje uporabnosti je 1,0. Za končna mejna stanja pri običajni in izredni obtežbi pa moramo pri določitvi vrednosti γ_M upoštevati stopnjo nadzora na gradbišču in način priprave malte na gradbišču, kar pa je za obstoječo stavbo relativno težko določljivo. Ker so na podlagi obstoječe tehnične dokumentacije stavbe razvidni delni znaki nadzora na gradbišču, izmed petih stopenj nadzora na gradbišču izberemo predzadnjo, t.j. razred nadzora 4. Upoštevamo, da je zidovje obravnavane stavbe sezidano iz zidakov I. kategorije, uporabljena pa je bila predpisana malta. Glede na razpoložljivo tehnično dokumentacijo smo namreč ugotovili, da je projektant predpisoval več vrst različnih kvalitete malte. Zidaki I. kategorije pa po današnjem standardu pomeni zidak z deklarirano tlačno trdnostjo, pri kateri verjetnost porušitve zidaka ni večja od 5 %. Določi se lahko s povprečno ali karakteristično vrednostjo [22]. Tako znaša vrednost delnega faktorja za zidovje obravnavane stavbe $\gamma_M = 2,5$. Ker analiziramo zidovje pri delovanju potresne obtežbe, lahko delni materialni faktor dodatno reduciramo, vendar končna vrednost faktorja ne sme biti manjša od 1,5 [13]. Torej delni faktor za lastnosti materialov (zidovje) znaša:

$$\gamma_M = 2,5 \frac{2}{3} = 1,67 > 1,5. \quad (15)$$

Na tem mestu je smiselno omeniti eksperimentalne preiskave, opravljene na Zavodu za gradbeništvo. V okviru raziskovalnega dela je bilo ugotovljeno, da je upoštevanje delnega faktorja za lastnosti materialov pri potresni analizi konzervativen pristop, saj je računsko ocenjena poškodovanost konstrukcije, dobljena brez upoštevanja delnega faktorja za materiale, primerljivejša z dejansko poškodovanostjo konstrukcije po potresu. Pri tem pa je treba določiti materialne karakteristike na podlagi izvedenih preiskav neposredno na stavbi. Torej lahko zaključimo, da v primeru natančno določenih materialnih karakteristik uporabo delnega faktorja za lastnosti materiala v analizi opustimo in zadošča redukcija materialnih karakteristik le s faktorjem zaupanja, ki ga omenjamo v nadaljevanju [23]. Kljub temu pa se odločimo, da sledimo določilom standarda SIST EN 1996-1-1:2006 [13] in delni faktor varnosti za material v nadaljnjih analizah upoštevamo. Standard namreč z delnim faktorjem za lastnosti materiala upošteva tudi negotovost modela in dimenzij [24].

4.5.2.2 Pretvorba mehanskih lastnosti betona iz nekdanjega na današnji standard

Kot smo že omenili, se je stavba projektirala v petdesetih letih preteklega stoletja. Takrat je bil v veljavi jugoslovanski standard. Ta se je v mnogih pogledih razlikoval od današnjega Evrokod standarda, kot na primer: vrednosti varnostnih faktorjev, obtežne kombinacije. Ena izmed razlik je tudi poimenovanje in določevanje karakteristične tlačne trdnosti betona. Predstandard današnjega Evrokod standarda je podajal zvezo med karakterističnima trdnostima na sledeč način [25]:

$$f_{ck} = 0,83f_{bk} - 1,77 \text{ (v MPa)} \quad (16)$$

Pri tem je f_{ck} oznaka za karakteristično tlačno trdnost po današnjih standardih in f_{bk} oznaka za karakteristično tlačno trdnost po starih jugoslovanskih standardih.

V izrazu (16) je upoštevana različna fraktila in različna oblika in dimenzija standardnih preizkušencev. Fraktila v jugoslovanskem standardu je znašala 10 %, v današnjem pa znaša 5 %. Tlačni preizkusi se po današnjih standardih opravljajo na valju s premerom 15 cm in višine 30 cm ter na kocki z robom 15 cm. Po bivšem jugoslovanskem standardu pa se je tlačni preizkus opravljal le na kocki z robom 20 cm [25].

4.5.2.3 Mehanske lastnosti betona

Pri projektiranju nosilne konstrukcije obravnavane stavbe so bili upoštevani betoni različnih trdnosti, in sicer: MB 110, MB 160 in MB 220. S pomočjo izraza (16) za beton MB 160 določimo primerljiv trdnostni razred, ki je C12/15, za beton MB 220 pa je C16/20. Za beton trdnostnega

razreda MB 110, iz katerega so izdelane le nearmirane betonske stene prve etaže, ki pa jih modeliramo kot opečne stene (težave s konvergenco računa), v današnjem standardu nimamo primerljivega trdnostnega razreda. V preglednici 5 tako podajamo mehanske lastnosti nearmiranih betonskih sten, ki jih upoštevamo v analizi. Mehanske lastnosti za armiranobetonske elemente pa navajamo v preglednici 6. Upoštevan delni varnostni faktor za lastnosti materialov znaša 1,5.

Preglednica 5: V analizi uporabljene mehanske lastnosti za nearmirane betonske stene, modelirane kot zidovje

	MB 110	MB 160
Nosilni element ali njegov del	nearmirane stene v prvi etaži	nearmirane stene prve etaže v področju bivšega zaklonišča
Srednja tlačna trdnost	$f_m = 9 \text{ MPa}$	$f_m = 12 \text{ MPa}$
Strižna trdnost	$\tau_0 = f_{ctm}/1,5 = 900/1,5 = 0,6 \text{ MPa}$	$\tau_0 = f_{ctm}/1,5 = 1100/1,5 = 0,73 \text{ MPa}$
Elastični modul	$E = 25800 \text{ MPa}$	$E = 27000 \text{ MPa}$
Strižni modul	$G = 10300 \text{ MPa}$	$G = 11200 \text{ MPa}$
Specifična teža	$W = 24 \text{ kN/m}^3$	$W = 24 \text{ kN/m}^3$

Preglednica 6: Izbira primerljivih trdnostnih razredov in mehanske lastnosti za armiran beton

	MB 160	MB 220
Nosilni element ali njegov del	horizontalne vezi zidovja	stropne plošče in okvirji
Karakteristična tlačna trdnost	$f_{bk} = 16 \text{ MPa}$	$f_{bk} = 22 \text{ MPa}$
Primerljiva trdnost po evrokodih	$f_{ck} = 0,83 \cdot 16 - 1,77 = 11,5 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 0,83 \cdot 22 - 1,77 = 16,5 \text{ MPa}$
Trdnosti razred po evrokodih	C 12/15	C 16/20
Srednja vrednost tlačne trdnosti	$f_{cm} = 20 \text{ MPa}$	$f_{cm} = 24 \text{ MPa}$
Elastični modul	$E_c = 27000 \text{ MPa}$	$E_c = 29000 \text{ MPa}$
Strižni modul	$G_c = 11250 \text{ MPa}$	$G_c = 12080 \text{ MPa}$
Specifična teža	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

4.5.3 Faktorji zaupanja

Pridobljene informacije s pomočjo procesa preverjanja konstrukcije so pomembne za ugotavljanje realne odpornosti konstrukcije na projektni potresni vpliv. Obsežnost raziskav konstrukcije je eden izmed glavnih pokazateljev o kakovosti podatkov. Standard zato podaja tudi priporočene zahteve za različne ravni kontrol in preskušanja na podlagi katerih lažje določimo nivo poznavanja konstrukcije [20].

V preglednici 7 so podane priporočene vrednosti obsega preiskav nosilne konstrukcije. Vrednosti se nanašajo na en tip primarne nosilne konstrukcije. V našem primeru so to opečne stene in armiranobetonski okvirji. S primerjavo obsežnosti območij raziskav na obravnavani stavbi in priporočene vrednosti ravni kontrole lahko ugotovimo, da izveden obseg preiskav sodi med omejeno in povečano raven.

Preglednica 7: Priporočene vrednosti ravni kontrole in preskušanja [20]

	Kontrola detajlov	Preskušanje materiala
Raven kontrole in preskušanja	Odstotek elementov, ki so kontrolirani	Število vzorcev materiala v etaži
Omejena	20	1
Povečana	50	2
Obsežna	80	3

Na podlagi stopnje poznavanja konstrukcije v smislu geometrije, detajlov, sestave in povezav elementov standard navaja priporočene vrednosti za faktorje zaupanja. Vrednosti le-teh prikazujemo v spodnji preglednici.

Preglednica 8: Vrednosti faktorja zaupanja glede na raven poznavanja konstrukcije [20]

Raven poznavanja	Vrednost faktorja zaupanja
Omejeno	$CF_{KL1} = 1,35$
Normalno	$CF_{KL2} = 1,20$
Popolno	$CF_{KL3} = 1,00$

Glede na raven kontrole in preskušanja ter spoznanja, da je stavba v veliki meri grajena skladno s projektno dokumentacijo, se odločimo za normalno raven poznavanja konstrukcije, za katero znaša vrednost faktorja zaupanja 1,2. Kot smo že predhodno omenili, s faktorjem zaupanja v analizi dodatno reduciramo trdnostne karakteristike uporabljenih materialov.

4.5.4 Obtežbe

4.5.4.1 Lastna teža

Lastno težo nosilne konstrukcije program 3Muri upošteva samodejno, razen teže stropov, ki jih v programu podamo ročno. Upoštevane vrednosti prikazujemo v preglednici 9.

Preglednica 9: Lastna teža stropov

Tip stropa	Lastna teža	Etaža
Rebričast strop »super 45«	3,68 kN/m ²	1., 2., 3., 4. in 5.
Rebričast strop »super 35«	2,70 kN/m ²	1., 2., 3., 4. in 5.
AB plošča	4,91 kN/m ²	1.

4.5.4.2 Stalna obtežba

Stalno obtežbo stropov določimo s pomočjo obstoječe projektne dokumentacije, v kateri so navedeni tipi in debeline posameznih nekonstrukcijskih slojev za medetažne in strešno konstrukcijo. Glede na različno sestavo stropov v modelu upoštevamo šest različnih vrednosti stalnih obtežb. Prikazujemo jih v preglednicah od 10 do 15.

Preglednica 10: Stalna obtežba stropa pete etaže z rebričastim stropom tipa »super 45«

Strop 5. etaže (streha) - rebričast strop »super 45«	
Omet	0,15 kN/m ²
Votlaki	1,81 kN/m ²
Hidroizolacija	0,39 kN/m ²
Estrih	1,37 kN/m ²
Kritina	0,44 kN/m ²
Skupaj	4,16 kN/m ²

Preglednica 11: Stalna obtežba stropa pete etaže z rebričastim stropom tipa »super 35«

Strop 5. etaže (streha) - rebričast strop »super 35«	
Omet	0,15 kN/m ²
Votlaki	1,13 kN/m ²
Hidroizolacija	0,39 kN/m ²
Estrih	1,37 kN/m ²
Kritina	0,44 kN/m ²
Skupaj	3,48 kN/m ²

Preglednica 12: Stalna obtežba stropa četrte etaže z rebričastim stropom tipa »super 35« v območju pohodne terase

Strop 4. etaže (poh. terasa) - rebričast strop »super 35«	
Omet	0,15 kN/m ²
Votlaki	1,13 kN/m ²

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 12

Hidroizolacija	0,39 kN/m ²
Toplotna izolacija	0,03 kN/m ²
Gramoz	0,90 kN/m ²
Skupaj	2,60 kN/m ²

Preglednica 13: Stalna obtežba ostalih stropov z rebričastim stropom tipa »super 45«

Strop 1., 2., 3. in 4. etaže - rebričast strop »super 45«	
Omet	0,15 kN/m ²
Votlaki	1,81 kN/m ²
Estrih	0,98 kN/m ²
Skupaj	2,94 kN/m ²

Preglednica 14: Stalna obtežba ostalih stropov z rebričastim stropom tipa »super 35«

Strop 1., 2. in 3. etaže - rebričast strop »super 35«	
Omet	0,15 kN/m ²
Votlaki	1,13 kN/m ²
Estrih	0,98 kN/m ²
Skupaj	2,26 kN/m ²

Preglednica 15: Stalna obtežba stropa kleti z AB ploščo v območju bivšega zaklonišča

Strop 1. etaže - AB plošča	
Omet	0,15 kN/m ²
Estrih	1,18 kN/m ²
Skupaj	1,33 kN/m ²

Stalno obtežbo nekonstrukcijskih elementov, kot so to npr. opečni parapetni zidci po obodu strešne terase oziroma teža predelnih sten, v idealiziranemu računskemu modelu upoštevamo kot linijsko obtežbo. Določimo jo s pomočjo izraza (21).

$$g_{\text{zid}} = \gamma \cdot \check{s} \cdot v \quad (17)$$

Pri tem so:

γ – specifična teža zidu,

$\check{s}$ – širina parapetnega oz. predelnega zidu,

v – višina parapetnega oz. predelnega zidu.

Za parapetni zid debeline 40 cm in višine 135 cm znaša stalna obtežba 9,72 kN/m, za predelni zid debeline 12 cm in svetle višine 3.66 m pa 7,91 kN/m.

4.5.4.3 Koristna obtežba

Koristno obtežbo upoštevamo kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo. Skladno s standardom SIST EN 1991-1-1:2004 [26] površine obravnavane stavbe (razen stropa nad peto etažo) uvrstimo v kategorijo uporabe C1, ki predstavlja površine, kjer se lahko zbirajo ljudje. Omenjeni kategoriji uporabe pripada vrednost koristne obtežbe v razponu od 2,0 do 3,0 kN/m². Upoštevajoč slovenski nacionalni dodatek SIST EN 1991-1-1:2004/A101 [27] upoštevamo večjo vrednost 3 kN/m². Strop nad peto etažo uvrstimo v kategorijo uporabe H, saj gre za nepohodno streho. Te obtežbe pa v potresnih projektnih stanjih ni potrebno upoštevati [26].

4.5.4.4 Obtežba snega in obtežba vetra

Vertikalno obtežbo snega na strehi stavbe in horizontalno obtežbo vetra na ovoj stavbe v okviru potresne analize ne potrebujemo, zato ju v tej nalogi ne navajamo.

4.5.4.5 Potresna obtežba

Za analizo potresnih vplivov uporabimo že omenjeno nelinearno statično (potisno) analizo. S primerjavo rezultatov odziva s ciljnimi pomiki za različna mejna stanja preverimo obnašanje nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Zavedati se moramo, da je potisna krivulja neodvisna od pospeškov tal. Torej potresni vpliv v program vnesemo z namenom, da pridobimo ciljne vrednosti, ki jih potrebujemo za primerjavo z odzivom konstrukcije.

V nadaljevanju podajamo izraze, ki določajo vodoravni elastični spekter odziva za pospeške [12]:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2,5} - 1) \right], \quad (18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g S \eta \frac{2,5}{q}, \quad (19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g S \eta \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (20)$$

$$T_D \leq T: \quad S_e(T) = a_g S \eta \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \quad (21)$$

pri tem so:

a_g – projektni pospešek za tip tal A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),

γ_I – faktor pomembnosti konstrukcije,

a_{gR} – referenčna vrednost največjega pospeška na tleh tipa A za povratno dobo 475 let,

S – faktor s katerim upoštevamo tip tal,

T – nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

T_B – spodnja meja nihajnega časa na območju konstantne vrednosti pospeška,

T_C – zgornja meja nihajnega časa na območju konstantne vrednosti pospeška,

T_D – meja pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,

η – faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznemu dušenju [12].

Elastičen spekter odziva za pomike $S_{de}(T)$ izračunamo z direktno transformacijo elastičnega spektra odziva za pospeške s pomočjo naslednjega izraza [14]:

$$S_{de}(T) = S_e(T) \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (22)$$

Osnovni zahtevi za potresna projektna stanja, ki jih mora izpolniti nosilna konstrukcija, sta zahtevi po neporušitvi in po omejitvi poškodb. Skladno z zahtevo po neporušitvi se konstrukcija pri projektnem potresnem pospešku tal ne poruši in ohranja celovitost z zadostno preostalo nosilnostjo. Skladno z zahtevo po omejitvi poškodb pa se konstrukcija pri potresu s krajšo povratno dobo ne poškoduje v tolikšni meri, da bi bila uporabnost stavbe omejena. Posledično so stroški morebitne popotresne sanacije še sprejemljivi [12].

4.5.4.6. Projektna obtežba

Projektno vrednost vplivov za potresna projektna stanja določimo v skladu z naslednjim pravilom [24].

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I A_{E,d} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (23)$$

Pri tem je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j , $Q_{k,i}$ je karakteristična vrednost spremenljivega vpliva i , $\psi_{2,i}$ pa pripadajoči faktor za navidezno stalno vrednost. Pri obravnavani stavbi upoštevamo kot spremenljivi vpliv le koristno obtežbo, saj je za vpliv snega in vetra vrednost faktorja ψ_2 enaka 0 (omenjena vpliva se ne »kombinirata« s potresnim vplivom). Za koristno obtežbo, razvrščeno v razred uporabe C1, je vrednost faktorja ψ_2 enaka 0,6, razvrščeno v razred uporabe H (nepohodna streha) pa 0.

V izrazu (23) predstavlja A_{Ed} projektno vrednost potresnega vpliva, ki je odvisen tudi od teže konstrukcije W in jo v splošnem določimo z upoštevanjem celotne lastne in stalne obtežbe (G_k) ter spremenljive obtežbe, zmanjšane s koeficientom za kombinacijo spremenljivih vplivov ψ_E . Formalno to zapišemo z naslednjim izrazom:

$$W = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} . \quad (24)$$

Koeficient za kombinacijo i -tega spremenljivega vpliva $\psi_{E,i}$, s katerim upoštevamo verjetnost, da v času potresa spremenljiva obtežba ni porazdeljena po celotni konstrukciji, določimo na sledeč način:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} . \quad (25)$$

Pri tem je $\psi_{2,i}$ že omenjen faktor za navidezno stalno vrednost i -tega spremenljivega vpliva, vrednost parametra φ pa je odvisna od vrste spremenljivega vpliva in zasedenosti etaže. Za kategorije spremenljivega vpliva od A do C za streho upoštevamo $\varphi = 1,0$, za ostale etaže, v kolikor so zasedene neodvisno, pa $\varphi = 0,5$.

V izrazu (23) je γ faktor pomembnosti konstrukcije, ki ga standard določa v odvisnosti od družbenih in okoliških razsežnosti posledic poškodb oziroma porušitve konstrukcije. V ta namen so stavbe razvrščene v štiri razrede glede na posledice poškodb oziroma porušitve stavbe. Prvi razred predstavlja stavbe z manjšo pomembnostjo glede na varnost ljudi, v četrti razred pa spadajo stavbe, ki so življenjskega pomena za civilno zaščito. Obravnavana stavba je namenjena izobraževanju, zato jo uvrstimo v tretji razred, za katerega je $\gamma = 1,2$. S tem na poenostavljen način upoštevamo potresne vplive, ki ustrezajo potresu s povratno dobo 780 let [12].

4.5.4.7 Določitev projektnega pospeška tal za mejno stanje nosilnosti

Obravnavana stavba se nahaja na območju, za katerega lahko s pomočjo karte potresne nevarnosti odčitamo referenčni pospešek temeljnih tal, ki je $a_{gR} = 0,25 \cdot g$ in velja za potres s povratno dobo 475 let. Pri tem g predstavlja težnostni pospešek $9,81 \text{ m/s}^2$, torej $a_{gR} = 2,45 \text{ m/s}^2$.

Obravnavano stavbo smo uvrstili med stavbe višje pomembnosti, kar upoštevamo z že omenjenim faktorjem pomembnosti $\gamma = 1,2$. S tem se povratna doba potresa poviša za 305

let. Ko referenčni pospešek pomnožimo s faktorjem pomembnosti dobimo projektni pospešek za mejna stanja nosilnosti in je $a_g = 2,94 \text{ m/s}^2$ ($a_g = 0,3 \cdot g$).

Dodatno pa na vrednost projektnega pospeška vpliva kvaliteta in lastnosti temeljnih tal. Na podlagi geomehanskega poročila temeljna tla pod obravnavano stavbo uvrstimo v tip tal C. Ta tip tal predstavlja globoke sedimente gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline, globine nekaj deset do več sto metrov [12]. To poveča projektni pospešek za dodatnih 15% (faktor tal $S = 1,15$). Tako znaša vrednost projektnega pospeška tal $a_g = 0,345 \cdot g$.

4.5.4.8 Faktor obnašanja

Potresna obtežba je običajno podana v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki velja za sistem z eno prostostno stopnjo. Pospeški so podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije. Kot vemo, se preko neelastičnih deformacij pri obremenitvah zaradi potresne obtežbe sipa energija. Obseg neelastičnih deformacij in s tem količina sipanja energije se spreminja od konstrukcije do konstrukcije. Odvisna je od uporabljenega materiala, vrste konstrukcijskega sistema in odziva le-tega ter od duktilnosti detajlov. Na račun sipanja energije lahko upravičeno zmanjšamo potresne sile. To storimo z upoštevanjem faktorja obnašanja konstrukcije q . Bolj ko se je konstrukcija sposobna (neelastično) deformirati in s tem sipati energijo, bolj je duktilna. Če je konstrukcija bolj duktilna ji pripada višji faktor obnašanja. Poleg duktilnosti faktor obnašanja konstrukcije upošteva tudi vpliv dodatne nosilnosti [7].

Ker je obravnavana stavba zgrajena iz nearmiranega zidovja, in ne izpolnjuje zahtev iz standarda SIST EN 1998-1:2006 [12], ki veljajo za takšne nosilne sisteme, je vrednost faktorja obnašanja navzgor omejena z vrednostjo 1,5.

V splošnem potresno odpornost zagotovimo na dva načina. Prvi način je velika nosilnost konstrukcije, drugi pa kombinacija nosilnosti in duktilnosti, pri čemer je pri drugem načinu potrebna nosilnost lahko veliko manjša. Skladno z drugim načinom je faktor obnašanja konstrukcije definiran z naslednjim izrazom [14]:

$$q = R_\mu \cdot R_s \quad (26)$$

Pri tem R_s predstavlja dodatno nosilnost, ki jo ima konstrukcija zaradi statične nedoločenosti in večjih dimenzij nosilnih elementov, kot bi bilo to računsko potrebno, ter zaradi poenostavitev v idealiziranih računskih modelih. Statična nedoločenost konstrukciji nudi možnost prerazporeditev obremenitev ob pojavu prvega plastičnega členka in vseh naslednjih plastičnih členkov. R_μ pa predstavlja redukcijski faktor, ki smo ga v tej nalogi že predstavili (glej podpoglavje 4.1.3.), njegovo odvisnost od nihajnega časa pa predstavili na sliki 19.

4.5.4.9 Določitev ciljnega pospeška tal za mejno stanje uporabnosti

Konstrukcijo moramo preveriti tudi glede na zahteve po omejitvah poškodb. Torej, pri potresih z veliko večjo verjetnostjo nastopa mora konstrukcija ohraniti svojo funkcionalnost in uporabnost. Referenčni pospešek za mejno stanje uporabnosti dobimo tako, da referenčni pospešek za mejna stanja nosilnosti množimo s faktorjem γ , ki je [12]:

$$\gamma = \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-\frac{1}{k}} = \left(\frac{50}{10} \right)^{-\frac{1}{3}} = 0,585, \quad (27)$$

Spremenljivka T_{LR} v izrazu (27) predstavlja obdobje, v katerem je predvidena prekoračitev referenčnega potresa. V primeru obravnavane stavbe ima referenčni potres povratno dobo 475 let, verjetnost prekoračitve referenčnega potresnega vpliva znaša 10% v 50 letih. Spremenljivka T_L pa predstavlja obdobje, v katerem je predvidena prekoračitev potresa s povratno dobo 95 let, verjetnost prekoračitve pa znaša 10% v 10 letih. Tako dobimo enako verjetnost prekoračitve potresnega vpliva v T_L letih, kot jo ima referenčni potresni vpliv v T_{LR} letih. Torej v izrazu (27) upoštevamo $T_{LR} = 50$ in $T_L = 10$. Koeficient k , ki nastopa v eksponentu, pa je odvisen od seizmičnosti in ima na splošno vrednost okrog 3 [12]. Za mejno stanje uporabnosti torej upoštevamo projektni pospešek $a_{g(MSU)} = 0,585 \cdot a_g = 0,202 \cdot g$, kar znaša $1,98 \text{ m/s}^2$ [12].

4.5.4.10 Torzijski vpliv

Nepoznavanje natančne razporeditve mase po konstrukciji lahko vodi do podcenitve obremenitev, ki učinkujejo na konstrukcijo zaradi vpliva torzije. Torzijski vpliv je namreč posledica različne lege centra mase in centra togosti. Naključno ekscentričnost program v analizi upošteva tako, da maso premakne iz centra mase za razdaljo, ki znaša 5 % celotne širine stavbe v smeri pravokotno na smer delovanja potresnega vpliva. To stori za obe smeri delovanja potresa, t.j. v vzdolžni in prečni smeri stavbe [18].

4.5.5 Preostale nastavitve računske analize

S programskim orodjem 3Muri analiziramo konstrukcijo z uporabo N2 metode, kot je to opisano v predhodnih poglavjih. V okviru nelinearne statične analize program izvede 24 potisnih analiz in določi prav toliko potisnih krivulj, ki predstavljajo neelastičen odziv konstrukcije. Pri tem opravi analizo v vzdolžni (smer X) in prečni smeri (Y) stavbe, vključno z nasprotno smerjo ($-X$ oz. $-Y$). Analizo izvede brez in z upoštevanjem ekscentričnosti mase, pri čemer upošteva ekscentričnost v obeh smereh ($+e$ in $-e$). Vodoravno obtežbo na konstrukcijo nanaša na dva

različna načina in sicer skladno s standardom SIST EN 1998-1:2006 [12]. V prvem primeru upošteva enakomerno razporeditev (pospeškov), kjer je vodoravna obtežba sorazmerna masam. V drugem primeru pa upošteva t.i. modalno razporeditev, pri kateri je vodoravna obtežba sorazmerna vodoravnim silam, določenim z elastično analizo.

Kontrolno točko postavimo v težišče stropne konstrukcije zadnje etaže. Program beleži pomik, ki je povprečna vrednost vseh vozliščnih pomikov obravnavane stropne konstrukcije. Pri analizi dodatno omejimo razmerje med ciljnim pomikom za sistem z eno prostostno stopnjo in ciljnim pomikom ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in neomejenim elastičnim obnašanjem (glej izraz 28). Sočasno omejimo tudi vrednost faktorja redukcije zaradi duktilnosti na $R_{\mu} = 3$.

$$\frac{D_t^*}{D_{et}^*} = 3 \quad (28)$$

4.6 Rezultati potresne analize

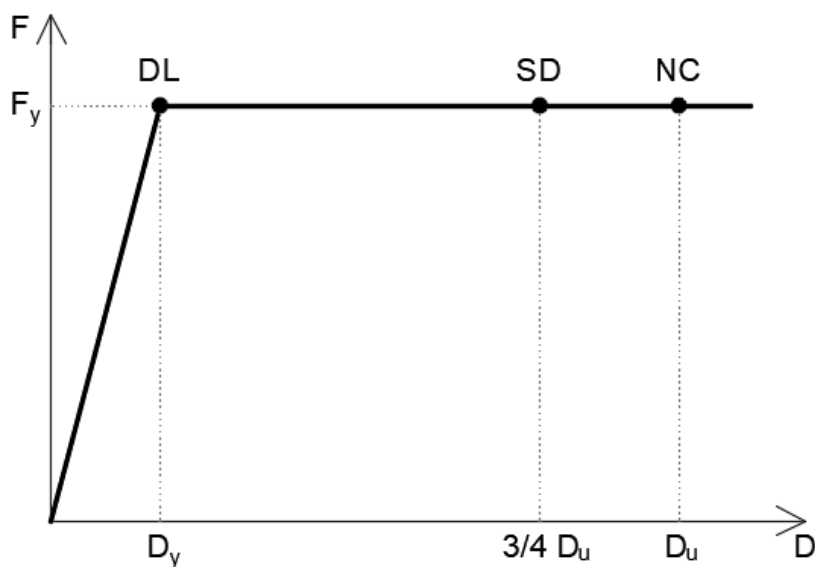
4.6.1 Splošno

V času projektiranja stavbe potresna obtežba ni bila upoštevana. Obravnavana stavba je bila zasnovana in projektirana samo na vertikalne statične vplive. Zato pričakujemo, da potresna varnost konstrukcije ne zadošča današnjim standardom.

Za bolj zanesljivo oceno o varnosti konstrukcije bi bilo potrebno izvesti še druge kontrole, ki pa niso predmet obravnave naloge. To so kontrole temeljenja (prevrnitev, zdrs, nosilnost temeljev in temeljnih tal), kontrole napetostnega stanja v zidovih in odpornost stropne konstrukcije glede delovanje vertikalne obtežbe.

4.6.2 Mejna stanja

Ocena odpornosti je računski postopek, s katerim preverimo ali obstoječa nepoškodovana ali poškodovana konstrukcija zadošča kriterijem izbranega mejnega stanja ob upoštevanju pričakovane potresne obtežbe [20]. Ločimo tri mejna stanja (NC, SD in DL), ki jih bolj podrobno predstavimo v nadaljevanju. Na sliki 30 prikazujemo njihove lege na idealizirani (elasto-plastični) krivulji potresne odpornosti konstrukcije.



Slika 30: Lege mejnih stanj na idealizirani krivulji potresne odpornosti konstrukcije

Legenda:

NC – mejno stanje »Near Collapse«

SD – mejno stanje »Significant Damage«

DL – mejno stanje »Damage Limitation«

4.6.2.1 Mejno stanje NC (»Near Collapse«)

To stanje opisuje močno poškodovanost konstrukcije, ki je blizu porušitvi. Konstrukcija je sposobna prenašati le še navpično obtežbo, saj ima nizko preostalo nosilnost. Po SIST EN 1998-3:2005 [20] nam tega stanja eksplicitno ni treba preverjati. Kontrola pomikov za mejno stanje blizu porušitve je v programu 3Muri zapisana po spodnjem izrazu.

$$d_t^{NC} \leq d_m^{NC}, \quad (29)$$

kjer sta:

d_t^{NC} : ciljni pomik,

d_m^{NC} : maksimalni pomik obravnavane točke konstrukcije [20].

4.6.2.2 Mejno stanje SD (»Significant Damage«)

Mejno stanje SD predstavlja mejno stanje velikih poškodb. Stanje okvirno ustreza mejnemu stanju nosilnosti. Globalna odpornost je enaka 3/4 kriterija za NC. Konstrukcija ima še dovolj preostale nosilnosti, da je sposobna prevzeti potresne vplive zmerne jakosti, ki se običajno pojavijo v obliki popotresnih sunkov. Kontrola pomikov za to mejno stanje je v programu 3Muri zapisana na sledeč način:

$$d_t^{SD} \leq d_m^{SD}, \quad (30)$$

pri čemer sta:

d_t^{SD} : ciljni pomik,

d_m^{SD} : dosežen pomik konstrukcije pri mejnem stanju SD.

Dosežen pomik konstrukcije pri mejnem stanju SD program izračuna s pomočjo izraza:

$$d_m^{SD} = 0,75 d_m^{NC}. \quad (31)$$

Izbrano programsko orodje nam omogoča prikaz rezultatov v obliki razmerja med pospeškom, ki ga konstrukcija prenese v mejnem stanju SD, in projektnim pospeškom za to isto mejno stanje. Vrednost razmerja je označena z α_{SD} . Če je vrednost večja kot 1, je konstrukcija sposobna kljubovati predvidenim potresnim vplivom mejnega stanja SD.

$$\alpha_{SD} = \frac{PGA_{CSD}}{PGA_{DSD}} \quad (32)$$

Pri tem sta:

PGA_{CSD} : dosežen pospešek konstrukcije pri mejnem stanju SD,

PGA_{DSD} : zahteve standarda za mejno stanje SD.

4.6.2.3 Mejno stanje DL («Damage limitation»)

To je mejno stanje omejenih poškodb in okvirno ustreza mejnemu stanju uporabnosti. Predstavlja manjšo poškodovanost konstrukcije in sicer v tolikšni meri, da uporabnost stavbe ni ovirana. Kontrola pomikov za to mejno stanje je v programu 3Muri zapisana po naslednjem izrazu:

$$S_d(T^*) \leq d_y^*, \quad (33)$$

kjer sta:

$S_d(T^*)$: ciljni pomik pri $T = T^*$,

d_y^* : pomik na meji elastičnosti ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

Razmerje med pospeškom, ki ga konstrukcija prenese v mejnem stanju DL, in projektnim pospeškom za to isto mejno stanje, program označuje z α_{DL} . Za izračun omenjenega razmerja uporablja spodnji izraz.

$$\alpha_{DL} = \frac{PGA_{CDL}}{PGA_{DDL}} \quad (34)$$

Pri tem sta:

PGA_{CDL} : dosežen pospešek konstrukcije pri mejnem stanju DL,

PGA_{DDL} : zahteve standarda za mejno stanje DL.

4.6.3 Potresna odpornost južnega trakta

Na sliki 31 v obliki preglednice prikazujemo rezultate potresne analize za južni trakt. Program opravi 24 različnih analiz. Pri tem spreminja smer delovanja potresne obtežbe (X oz. Y), razporeditev vodoravne obtežbe po konstrukciji (enakomerna oz. modalna) ter naključno escentričnost mase (brez oz. $\pm 5\%$). Rdeče obarvana polja v preglednici na sliki 31 pomenijo, da konstrukcija ne dosega zahtevanih ciljnih pomikov v mejnih stanjih SD in DL (pogoj v izrazu (30) oz. (33) ni izpolnjen). Zeleno obarvana polja pa pomenijo, da pomiki konstrukcije prekoračijo ciljne vrednosti pomikov, kar pomeni, da so zahteve standarda glede pomikov izpolnjene. Merodajne primere za primer delovanja potresnega vpliva v smeri X označimo z vijoličnim okvirjem, za delovanje v smeri Y pa z oranžnim okvirjem.

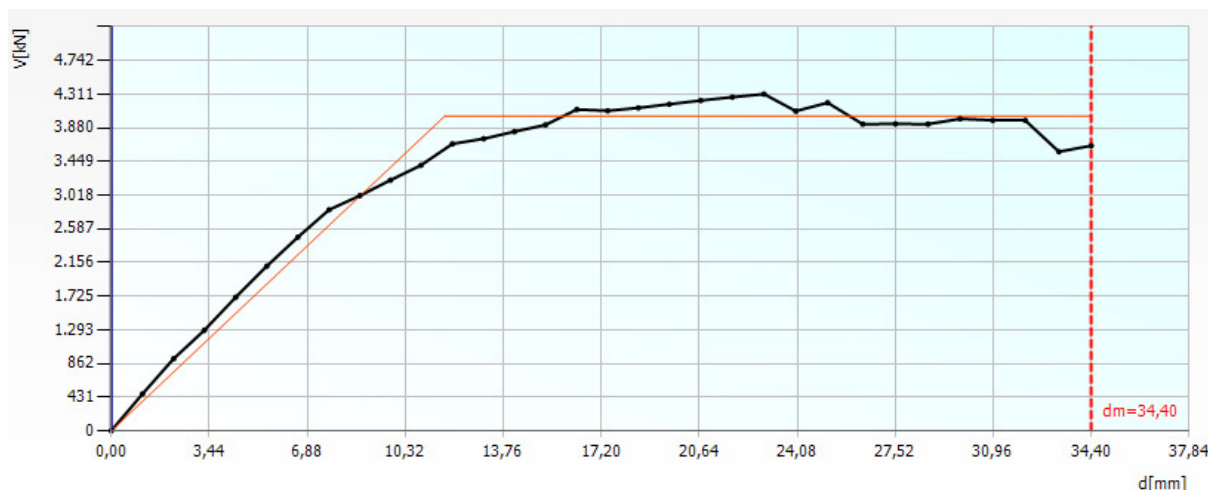
No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	52,98	21,91	14,91	0,70	0,482	0,472
2	☒	+X	First mode	0,00	68,88	25,48	22,09	0,72	0,406	0,326
3	☒	-X	Masses	0,00	57,01	23,82	17,00	0,83	0,482	0,490
4	☒	-X	First mode	0,00	78,33	30,44	27,60	0,88	0,413	0,320
5	☒	+Y	Masses	0,00	46,52	31,57	9,83	0,92	0,773	0,940
6	☒	+Y	First mode	0,00	76,47	65,24	18,01	1,18	0,874	0,657
7	☒	-Y	Masses	0,00	40,59	19,72	7,82	0,71	0,644	0,904
8	☒	-Y	First mode	0,00	63,69	28,50	13,72	0,94	0,547	0,688
9	☒	+X	Masses	1.925,00	53,78	20,68	15,21	0,70	0,454	0,461
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	52,70	18,72	14,75	0,69	0,431	0,468
11	☒	+X	First mode	1.925,00	70,01	26,62	22,65	0,72	0,413	0,316
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	68,69	22,44	21,99	0,72	0,365	0,327
13	☒	-X	Masses	1.925,00	57,56	20,81	17,08	0,79	0,428	0,464
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	56,55	25,45	16,77	0,82	0,511	0,490
15	☒	-X	First mode	1.925,00	79,83	25,80	28,42	0,87	0,348	0,305
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	70,98	86,98	29,33	0,91	1,223	0,311
17	☒	+Y	Masses	1.502,25	55,46	39,65	12,38	1,11	0,786	0,895
18	☒	+Y	Masses	-1.502,25	38,02	22,62	7,31	0,69	0,728	0,945
19	☒	+Y	First mode	1.502,25	85,96	125,19	21,23	1,28	1,406	0,603
20	☒	+Y	First mode	-1.502,25	63,62	53,21	13,60	0,92	0,865	0,675
21	☒	-Y	Masses	1.502,25	47,53	28,38	9,60	0,82	0,705	0,854
22	☒	-Y	Masses	-1.502,25	34,31	14,94	6,07	0,55	0,625	0,909
23	☒	-Y	First mode	1.502,25	76,24	40,78	17,96	1,19	0,601	0,661
24	☒	-Y	First mode	-1.502,25	52,80	22,20	10,15	0,69	0,542	0,683

Slika 31: Rezultati potresne analize za južni trakt

V smeri X obravnavan trakt dosega 34,8 % zahtev za mejno stanje SD in 30,5 % za mejno stanje DL. V smeri Y je potresna odpornost nekoliko višja, saj južni trakt dosega 54,2 % zahtev za mejno stanje SD in 60,3 % za mejno stanje DL.

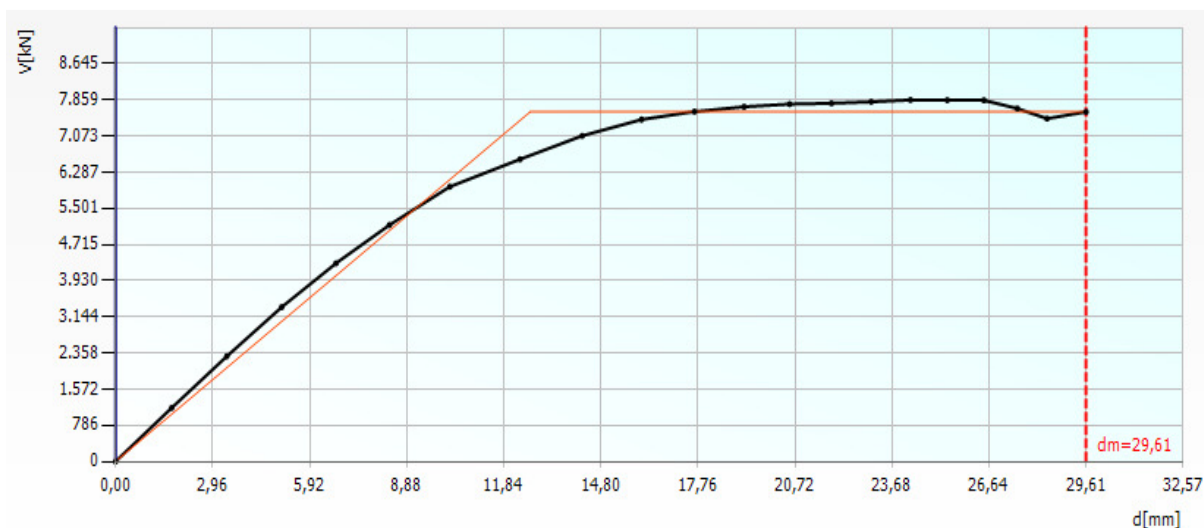
Razlog, da ima obravnavan trakt v X smeri nižjo potresno odpornost, lahko iščemo v zasnovi nosilne konstrukcije. Večina zidov je namreč orientirana samo v daljši smeri trakta. Drug razlog pa so rebričasti stropovi, ki nosijo le v eni smeri in posledično vertikalno obtežbo ne razporedijo enakomerno na vse zidove. Prečni zidovi (v smeri X), na katere se vertikalna obtežba ne razporeja, so tako tlačno obremenjeni le zaradi vpliva lastne teže. Zato je nivo osne sile v prečnih zidovih nižji, kar posledično pomeni nižjo horizontalno nosilnost zidu (z večanjem vertikalnih obremenitev se večja tudi horizontalna odpornost zidu).

V nadaljevanju predstavimo potisni krivulji za kritična primera analize in sicer najprej za primer delovanja potresnega vpliva v smeri X, nato pa še v smeri Y. V primeru delovanja potresa v smeri X je merodajen 15. primer potresne analize (potresni vpliv deluje v $-X$ smeri, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscetričnost mase). Potisno krivuljo prikazujemo na sliki 32. Vodoravni pomik konstrukcije ob nastopu računske porušitve konstrukcije znaša 34,40 mm. Mejni pospešek, ki ga konstrukcija lahko prenese ob nastopu mejnega stanja SD, znaša $PGA_{SD} = 0,852 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,087\text{-g}$.



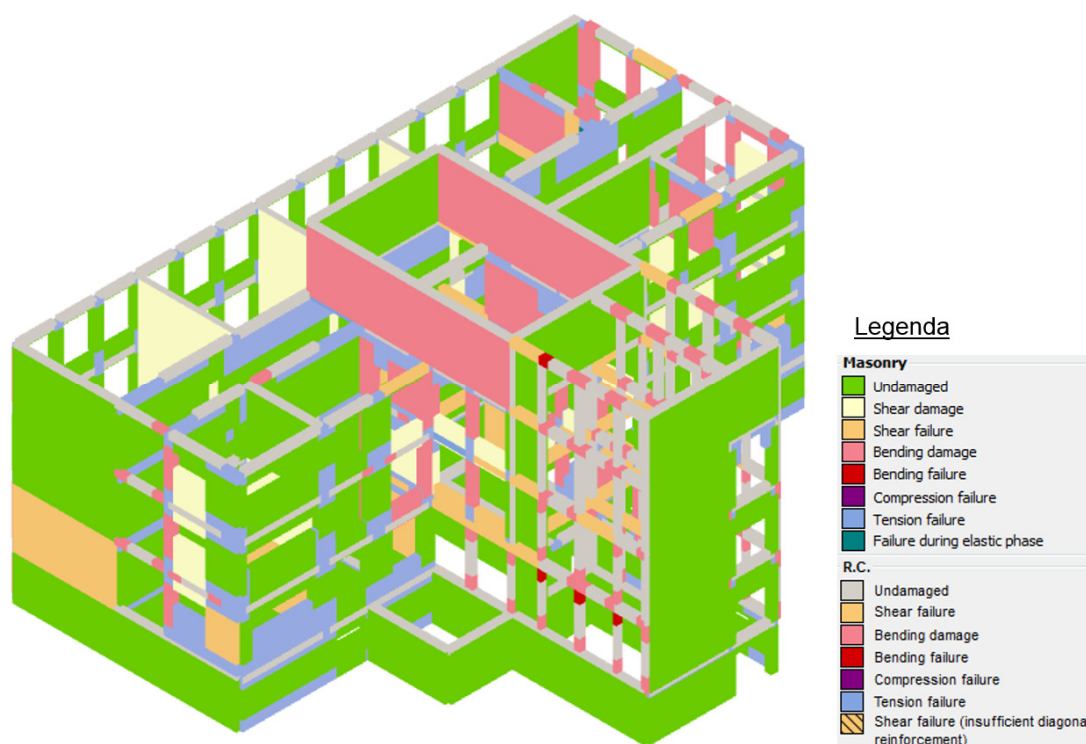
Slika 32: Potisna krivulja južnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri X ($-X$ smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscetričnost mase)

Na sliki 33 prikazujemo še potisno krivuljo za 24. primer potresne analize, ki je merodajen za potresni vpliv v daljši smeri (potresni vpliv v $-Y$ smeri, modalna razporeditev obtežbe, -5% ekscetričnost mase). V tem primeru pomik pri računski porušitvi konstrukcije znaša 29,61 mm. Mejni pospešek v smeri Y, ki ga konstrukcija lahko prenese ob nastopu mejnega stanja SD znaša $PGA_{SD} = 1,328 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,135\text{-g}$.



Slika 33: Potisna krivulja južnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri Y (–Y smer, modalna razporeditev obtežbe, –5% ekscentričnost mase)

Na sliki 34 prikazujemo poškodovanost nosilne konstrukcije južnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri X (15. primer).



Slika 34: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti nosilne konstrukcije južnega trakta za 15. primer potresne analize (–X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

4.6.4 Potresna odpornost severnega trakta

Na sliki 35 v obliki preglednice prikazujemo rezultate potresne analize še za severni trakt. Program tudi v tem primeru opravi 24 različnih primerov potresnih analiz in sicer spreminja smer delovanja potresne obtežbe in razporeditev vodoravne obtežbe po konstrukciji ter upošteva oz. zanemari naključno escentričnosti mase.

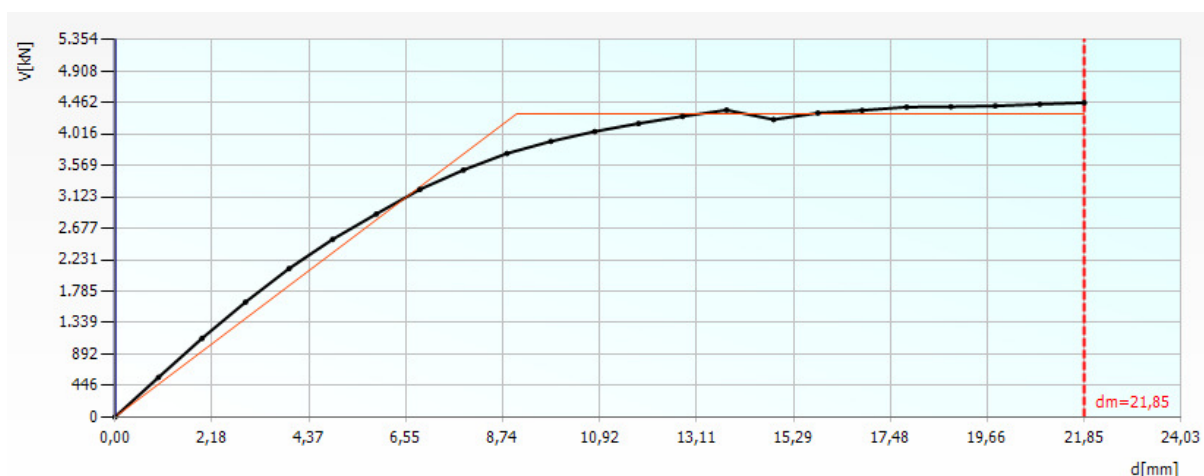
No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	α SD	α DL
1	☒	+X	Masses	0,00	42,24	16,47	8,47	0,54	0,518	0,636
2	☒	+X	First mode	0,00	54,79	16,48	11,88	0,57	0,395	0,476
3	☒	-X	Masses	0,00	41,55	20,86	8,55	0,59	0,615	0,689
4	☒	-X	First mode	0,00	55,26	18,53	12,49	0,68	0,435	0,541
5	☒	+Y	Masses	0,00	76,53	15,48	16,98	0,55	0,260	0,324
6	☒	+Y	First mode	0,00	92,88	19,97	23,58	0,66	0,250	0,280
7	☒	-Y	Masses	0,00	77,13	16,72	17,76	0,71	0,284	0,397
8	☒	-Y	First mode	0,00	94,81	21,79	24,95	0,88	0,270	0,352
9	☒	+X	Masses	517,25	42,39	17,18	8,52	0,54	0,530	0,637
10	☒	+X	Masses	-517,25	42,38	16,53	8,52	0,54	0,518	0,637
11	☒	+X	First mode	517,25	54,75	16,39	11,87	0,57	0,394	0,477
12	☒	+X	First mode	-517,25	54,90	16,57	11,91	0,56	0,395	0,474
13	☒	-X	Masses	517,25	41,64	20,83	8,56	0,59	0,613	0,685
14	☒	-X	Masses	-517,25	41,51	20,93	8,55	0,59	0,617	0,691
15	☒	-X	First mode	517,25	55,26	19,20	12,47	0,67	0,444	0,537
16	☒	-X	First mode	-517,25	55,51	19,36	12,59	0,68	0,446	0,541
17	☒	+Y	Masses	2.306,25	70,55	14,93	14,88	0,52	0,280	0,351
18	☒	+Y	Masses	-2.306,25	82,05	15,95	19,02	0,57	0,243	0,297
19	☒	+Y	First mode	2.306,25	84,20	20,62	19,99	0,61	0,290	0,307
20	☒	+Y	First mode	-2.306,25	99,68	19,83	26,56	0,67	0,226	0,254
21	☒	-Y	Masses	2.306,25	70,46	16,96	15,47	0,68	0,321	0,437
22	☒	-Y	Masses	-2.306,25	82,87	17,23	19,85	0,72	0,265	0,365
23	☒	-Y	First mode	2.306,25	87,17	20,01	21,77	0,82	0,281	0,378
24	☒	-Y	First mode	-2.306,25	102,57	21,84	28,38	0,92	0,243	0,323

Slika 35: Rezultati potresne analize za severni trakt

Severni trakt v smeri osi X (daljša smer) dosega 39,4 %, v smeri osi Y (krajša smer) pa 22,6 % zahtevane potresne odpornosti za mejno stanje SD. Glede mejnega stanja DL, obravnavan trakt v X smeri dosega 47,4 %, v Y pa 25,4 % zahtev, kar je manj kot jih dosega južni trakt.

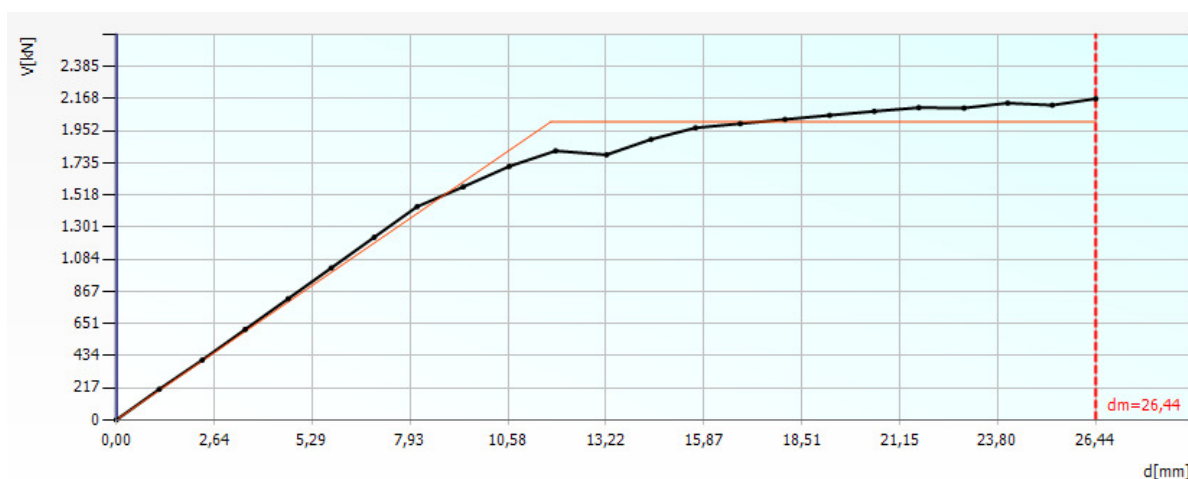
Severni trakt ima v X smeri večjo odpornost kot južni trakt, v Y pa manjšo. Rezultat je pričakovan, saj imata trakta svoje daljše obodne stranice pravokotne eno na drugo. Poleg tega ima obravnavan trakt nosilne zidove še v večjem nesorazmerju glede razporeditve v obeh smereh. Tudi tu so stropovi nosilni v prečni smeri stavbe (v smeri osi Y), kar pomeni, da vsa obtežba iz stropov odpade na zidove, ki so orientirani v X smeri. Torej, v Y smeri je manj nosilnih zidov, poleg tega pa so ti zidovi zelo malo vertikalno obremenjeni, kar pomeni manjšo horizontalno odpornost zidovja.

V nadaljevanju na sliki 36 in 37 predstavimo potisni krivulji za kritična primera analize severnega trakta. Za smer X je najbolj kritičen 11. primer potresne analize, pri katerem upoštevamo potresni vpliv v pozitivni smeri osi X, horizontalna obtežbe je razporejena po modalnem pravilu, dodatno pa je upoštevana tudi ekscentričnost mase (+5%). Vodoravni pomik konstrukcije ob nastopu računske porušitve znaša 21,85 mm. Mejni pospešek, ki ga konstrukcija še lahko prenese v mejnih stanjih SD, pa je $PGA_{SD} = 0,555 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,056 \text{ g}$.



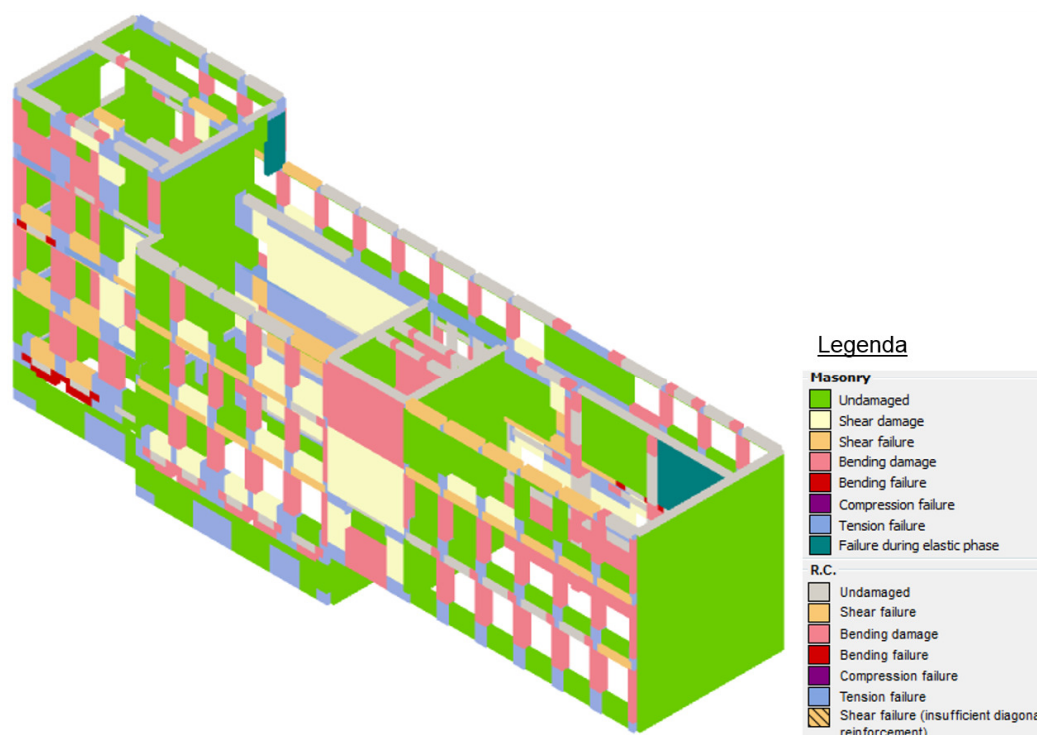
Slika 36: Potisna krivulja severnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri X (+X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

Za smer Y pa je najbolj kritičen primer analize pod zaporedno številko 20 (potresni vpliv v pozitivni smeri osi Y, modalna razporeditev obtežbe, -5% ekscentričnost mase). Vodoravni pomik konstrukcije ob nastopu računske porušitve znaša 26,44 mm. Mejni pospešek, ki ga konstrukcija še lahko prenese v mejnih stanjih SD, pa je $PGA_{SD} = 0,966 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,098 \text{ g}$. Razlika med upoštevano ekscentričnostjo za X in Y smer je bila relativno velika saj je severni trakt v X smeri za štirikrat daljši kot v Y smeri.



Slika 37: Potisna krivulja severnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri Y (+Y smer, modalna razporeditev obtežbe, -5% ekscentričnost mase)

Na sliki 38 je prikazana poškodovanost nosilne konstrukcije severnega trakta za kritičen primer potresne analize v smeri osi X (11. primer).



Slika 38: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti nosilne konstrukcije južnega trakta za 11. primer potresne analize (X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

4.6.5 Povzetek rezultatov

Skladno z rezultati potresne analize za severni in južni trakt lahko zaključimo, da stavba ne izpolnjuje zahtev današnjih standardov kar se tiče protipotresne varnosti. S to trditvijo pritrujemo postavljeni delovni hipotezi. Stavba je potresno močno ogrožena, zato je potrebno nosilno konstrukcijo utrditi oziroma ji dodati nov konstrukcijski sistem.

5 UKREPI ZA UTRDITEV STAVBE

Za protipotresno utrditev stavbe se odločimo, ko želimo povečati njeno varnost proti poružitvi. K temu lahko pristopamo na več načinov. Konstrukcijo lahko utrdimo do stopnje protipotresne varnosti, ki je zahtevana za novogradnje. Naslednji možni pristop je, da zagotovimo nosilnost konstrukcije, kot jo je imela stavba pred poškodbami. Lahko pa konstrukcijo utrdimo na način, da stopnjo potresne nevarnosti le nekoliko zmanjšamo.

5.1 Pregled različnih vrst utrditvenih ukrepov nosilne konstrukcije

Pri načrtovanju protipotresne utrditve stavbe je treba upoštevati in usklajevati veliko število zahtev in dejavnikov. Posledično je možnost izbire med mogočimi načini protipotresne utrditve okrnjena. Pri nekaterih starejših, kulturno pomembnejših stavbah so med glavnimi zahteve varstva kulturne dediščine. Sicer pa je izbor načina utrditve odvisen od konfiguracije stavbe, dovoljenega posega v okoliški prostor, nivoja sprememb funkcionalnosti uporabnih prostorov stavbe in arhitekture ter vpliva na obratovanje stavbe med izvajanjem izbranih ukrepov. Pri zelo poškodovanih stavbah je smiselno presoditi stroškovno upravičenost utrditve oziroma rekonstrukcije glede na novogradnjo. Ob dejstvu, da je običajno za izvedbo utrditvenih del potrebna uporaba tehnično naprednih metod in materialov, postane načrtovanje in izvedba utrditve stavbe velik izziv tako za projektanta kot tudi za izvajalca [6].

V okviru utrditve nosilne konstrukcije običajno med seboj kombiniramo več različnih vrst utrditvenih ukrepov, ki jih podrobneje predstavimo v nadaljevanju. Zagotoviti moramo, da se nosilni elementi konstrukcije med potresom obnašajo kot celota (glej podpoglavje 5.1.1). Naslednji korak je izboljšava mehanskih in togostnih karakteristik nosilnih elementov z izbiro primerne utrditvenega ukrepa (glej podpoglavje 5.1.2). Za zagotovitev ustreznega prenosa potresnih sil preko nosilne konstrukcije v temeljna tla, je običajno treba utrditi tudi temelje stavbe (glej podpoglavje 5.1.3). V kolikor z navedenimi pristopi ne dosegamo kriterijev protipotresne varnosti je treba izboljšati zasnovo nosilne konstrukcije z dodajanjem posameznih nosilnih elementov ali konstruiranjem dodatnega nosilnega sistema za pomoč pri prevzemu potresnih sil (glej podpoglavje 5.1.4).

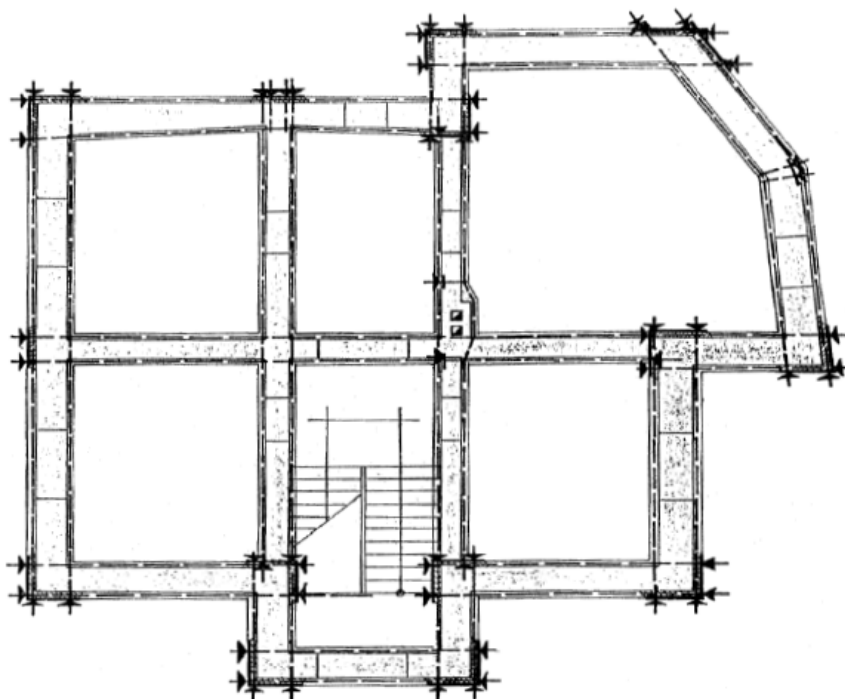
5.1.1 Ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja konstrukcije med potresom

Z ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja konstrukcije med potresom povečamo sposobnost sipanja energije in tako dosežemo povečanje potresne odpornosti. Zelo učinkovita je ustrezna medsebojna povezava konstrukcijskih elementov. Posledično se konstrukcija obnaša kot celota. Pri tem mora biti medetažna konstrukcija čim bolj toga, saj s tem

zagotovimo razporeditev potresnih sil na zidove v razmerju togosti. Če stropovi niso ustrezno sidrani v zidovje in zidovi niso ustrezno povezani, nastanejo razpoke na stikih zidov kar privede do medsebojnega razmikanja zidov. Posledično zidovi nihajo vsak zase in so tako bolj izpostavljeni upogibni porušitvi izven svoje ravnine [5].

5.1.1.1 Povezovanje zidov z zidnimi vezmi

Zidne vezi so običajno jeklene gladke palice. Priporočeno je, da pri vsakem nosilnem zidu vgradimo jeklene vezi na obeh straneh zidu in kar se da čim bližje stropu. Jekleni palici morata biti vgrajeni na isti višini zidu. Željen učinek vezi narašča, če vzporedne palice vgrajene v istem zidu medsebojno prečno povezujejo skozi zid. Jeklene zidne vezi sidramo na obeh koncih s sidrnimi ploščami. Sidrne plošče vgradimo na ustrezno pripravljeno površino. Po vgradnji jeklenih vezi se v primeru kamnitih zidov le-te injektira s cementno injekcijsko maso [28].



Slika 39: Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi [28]

Stavba, povezana z zidnimi vezmi, se ob potresu obnaša kot celovita konstrukcija, saj vezi preprečujejo ločevanje zidov. Zelo ugodno je tudi, da na zaključku zidov pod strešno konstrukcijo izvedemo horizontalne armiranobetonske vezi, ki pomagajo k preprečitvi upogibne porušitve zidov izven svoje ravnine [5].

5.1.1.2 Zamenjava, utrditev in sidranje stropov

Zamenjava, utrditev in sidranje stropov se praviloma izvaja na lesenih stropovih. Kljub temu, da obravnavana stavba ne vsebuje lesenih stropov, bomo omenjeno metodo utrditve vseeno na kratko opisali.

Lesen strop ne nudi dovolj velike togosti v svoji ravnini, da bi ga lahko obravnavali kot togo diafragma. Eden izmed načinov utrditve lesenega stropa je pritrjevanje dodatne plasti lesenih desk v dveh slojih. Vsak sloj ima deske orientirane pravokotno glede na drug sloj. Pomembna je ustrezno sidranje lesenega stropa v zidovje. Če potrebujemo dodatno togost lesenega stropa v svoji ravnini lahko povežemo zidovje z diagonalami s pomočjo jeklenih palic ali jeklenih trakov oziroma z vgraditvijo jeklenega paličja v ravnini stropa. Lahko pa strope zamenjamo z novim stropom v armiranobetonski ali prefabricirani izvedbi. V praksi se pogosto leseno stropno konstrukcijo na tramovih utrdi z armiranim betonskim estrihom, še posebej v primerih stropa pod ostrešjem. Pri tem je treba v stropnike vgraditi povezovalne moznike, ki zagotavljajo sovprežno delovanje lesenega trama z armiranobetonskim estrihom [5].

5.1.1.3 Utrditev območij vogalov in sečišč zidov

Tovrstno utrjevanje konstrukcije je pomembno, saj med potresom delujejo pravokotno na ravnino posameznega zidu t.i. prevrnilne sile. Te sile v vogalih povzročajo največje dodatne tlačne ali natezne napetosti. Če je zidovje pravilno zidano (polaganje opeke v zidarske zveze), potem običajno teh problemov v vogalih zidovja nimamo. Problemi nastanejo predvsem pri kamnitih zidovih. Za utrjevanje slednjih zidov v sečiščih uporabljamo predvsem jeklena sidra v obliki trakov, ki jih na zunanji strani sidramo s pomočjo jeklenih plošč. Vogal kamnite zgradbe pa lahko utrdimo tudi z uporabo veznih kamnov, kjer mora vezni kamen z dovoljšno globino segati v kamniti zid. Pri opečnih zidovih utrditev sečišč lahko izvedemo tudi z armirano cementno oblogo [5].

5.1.1.4 Utrditev zidov z navpičnimi povezovalnimi elementi

Utrditev zidovja z navpičnimi povezovalnimi elementi (vezmi) je relativno enostavna in je primerna za zidovje iz opečnatih ali betonskih zidakov. Na mestih predvidenih vezi postopoma odstranimo zidake. Pri tem utora ne izsekamo oziroma izžagamo, ampak odstranimo opeko za opeko. Tako nastane zobčasta površina, ki omogoča kvalitetno povezavo med zidom in armiranobetonsko navpično vezjo [5].

Utrditev starejših kamnitih ali opečnatih stavb z vertikalnimi povezovalnimi elementi običajno ni smiselna, saj brez horizontalnih povezovalnih elementov in togega stropa navpične vezi ne

opravljajo predvidene naloge med potresom. Poleg tega pa lahko s tovrstnimi posegi ob nepravilni izvedbi še poslabšamo odpornost nosilne konstrukcije.

5.1.1.5 Povezovanje zidov s kompozitnimi materiali

To so napredni utrditveni ukrepi za zidane stavbe, medtem ko so za betonske elemente nekakšna stalnica. Utrjujemo lahko s tanjšimi ali debelejšimi trakovi v eni ali dveh smereh. Najpogosteje se uporablja trakove iz laminatov z ogljikovimi in steklenimi vlakni ojačenih polimerov. Ti trakovi imajo povišano natezno trdnost v smeri vlaken, sočasno pa zelo nizko nosilnost pravkotno na vlakna. Vgrajuje se jih v kombinaciji z epoksidnimi smolami. Pri utrjevanju zidanih obokov ali linijskih betonskih elementov lahko uporabimo tudi večje površine tkanin [29].



Slika 40: Vgradnja kompozitnih lamel po obodu preiskušanca [29]

Problemi, ki se pojavljajo pri uporabi, so vezani na tehnologijo lepljenja ter občutljivost na požar in na druge vplive okolja. Pri lamelah iz kompozitnih materialov je zelo pomembna izvedba sidranja v obsoječ nosilen material. Poleg tega mora biti površina ustrezno pripravljena. Sicer pa za vgradnjo ne potrebujemo zahtevne mehanizacije. Prednost omenjene tehnologije je tudi majhen poseg v bivalni prostor. Takšen utrditven ukrep tudi zelo malo doprinese k masi konstrukcije, kar je s stališča potresnega vpliva ugodno. Vendar se po drugi strani znatno poveča togost konstrukcije, deformabilnost pa ne [29].

5.1.2 Utrditev zidovja

Zidove je možno utrditi na več načinov. Izbor metode in načina utrditve zidovja je odvisen od konstrukcijske zasnove stavbe in kakovosti zidovja ter zahtev glede obsežnosti povečanja odpornosti, glede na rezultate potresne analize in ugotavljanja potresne odpornosti [5].

5.1.2.1 Popravilo razpok

Če je debelina zidu razmeroma majhna in je tudi širina razpoke majhna, potem razpoke zapiramo z malto. Če pa je debelina zidu večja, se razpoke linijsko zainjektirajo s cementno injekcijo. Če so razpoke razmeroma velike (nad 10 mm) se zid prezida ali popravi z armirano oblogo. Z linijskim injektiranjem razpok, s cementnimi ali epoksidnimi injekcijami, togosti zidu ne povečamo, temveč zagotovimo njegovo začetno odpornost [5].

5.1.2.2 Prefugiranje

S prefugiranjem zamenjamo slabo malto v regah s kvalitetnejšo cementno malto. Tovrstna utrditev pride v poštev v primerih, ko so naležne rege vodoravne, malta razmeroma slaba, zidaki pa v dobrem stanju. Malto iz reg odstranimo do približno tretjine debeline zidu. V primeru debeline reg velikosti med 10 mm do 15 mm v rego vložimo armaturno palico premera 6 mm, ki jo ustrezno sidramo. Palico vstavimo v vsako tretjo do peto rego. Takšen ukrep je zamuden in posledično predstavlja relativno visoke stroške izvedbe, saj je delo v celoti ročno. S tem ukrepom povečamo odpornost zidovja tako pri delovanju navpične kot vodoravne obtežbe [5].



Slika 41: Prefugiranje klasično grajene opečne stene [6]

5.1.2.3 Oblaganje

Zid oblagamo z ene ali obeh strani z armirano oblogo, odvisno od zahtev in možnosti. Najpogostejše gre za zidovje iz opečnih zidakov. Ukrep velja za posebej primerne za popravilo močno poškodovanega zidovja in s katerim povečamo potresno odpornost stavbe. Pri tem se oblaga večina nosilnih zidov v pritličnih prostorih in po potrebi v nadstropjih. Z oblaganjem zidov povečamo odpornost in duktilnost konstrukcije. Posledično je sposobnost sipanja potresne energije večja. Zaradi povečanja strižne trdnosti se lahko spremeni porušni mehanizem zidovja. Če je obstoječe zidovje nepoškodovano in zgrajeno iz relativno kvalitetnih gradiv, je posledično učinek armiranih oblog manjši [5].

Oblaganje zidov z armiranobetonskimi oblogami zahteva odstranitev ometa z obeh strani zidu. Sledi čiščenje spojníc med opečnimi zidaki. Če je zid razpokan, razpoke linijsko zainjektiramo. Nato zid očistimo, ga namočimo in obrizgamo s cementnim obrizgom. Sledi izdelava vrtin v zidovje, v katera vstavimo sidra. Pred tem je treba vrtine razprašiti in jih tik pred vstavitvijo sider zapolniti s polimerno cementno malto. Sidra zagotavljajo povezavo armiranih oblog na obeh straneh zidu. Nato se izvede prvi nanos ometa, na katerega položimo ustrezno armaturno mrežo in jo povežemo z že vgrajenimi sidri. Zaželeno je, da povezavo omogočimo z varjenjem. Armaturne mreže morajo imeti dovolj velika preklopna območja in sidrne dolžine. Sledi nanos drugega sloja ometa. Omet se lahko nanaša ročno ali strojno. Da dosežemo pričakovan efekt se mora armirana obloga neprekinjeno nadaljevati preko stropov do temeljev [28].



Slika 42: Izdelava armiranobetonske obloge na opečnem zidu [4]

5.1.2.4 Sistematično injektiranje

Takšen utrditven ukrep je posebej primeren za kamnito zidovje in tudi za mešano zidovje, medtem ko za opečne zidove ni primerna. Vseeno jo na kratko predstavimo.

Pod pritiskom v votline zidovja injektiramo s cementno, modificirano cementno ali epoksidno maso, odvisno od širine praznin v zidovju. Nosilno konstrukcijo pričnemo sistematično injektirati pri temeljih, saj tako zagotovimo boljše izcejanje vode in stiskanje zraka. Pri zidovih večjih debelin injektiramo z obeh strani [28].

Po injektiranju injekcijska masa v votlinah poveže zidovje v monolitno strukturo, kar pripomore k izboljšanju njegovih mehanskih lastnosti. Tako se doseže homogeno obnašanje zidu med potresom in prepreči razslojevanje zidu [5]. Trdnost injekcijske mase zelo malo vpliva na potresno odpornost posameznega zidu pri cikličnem strižnem obremenjevanju [17].

5.1.2.5 Prednapetje

Zidove lahko prednapnemo v navpični ali vodoravni smeri. Tako spremenimo napetostno stanje, saj v zid vnesemo tlačne napetosti in s tem zmanjšamo glavne natezne napetosti, ki nastanejo pri delovanju potresne obtežbe. Prednapenjamo s pomočjo kablov ali jeklenih palic. Glavne pomanjklivosti so velike izgube prednapetja (zmanjšanje sile v jeklenih kablilih) [5].

5.1.2.6 Prezidava in dozidava

V primeru, da je zid hudo poškodovan in ga ne smemo v celoti porušiti, poškodovan del zidu pazljivo podremo in sezidamo na novo. To pride v poštev zlasti pri hudih poškodbah, ko pride do razslojevanja ali odpadanja posameznih slojev. Še posebej pri kamnitih zidovih pogosto pride do izbočitve in poškodb na vogalih. Pri ponovnem zidanju lahko uporabimo obdelan porušen material. Na novo narejen del zidu izvedemo »na zob« ali pa ga z obstoječim delom povežemo s sidri ali stremeni. Po potrebi zid utrdimo še z armiranobetonskimi oblogami [5].

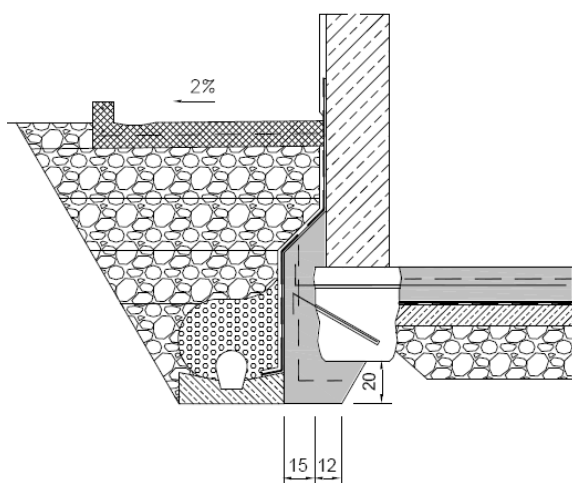
5.1.3 Utrditev temeljev

Utrditev temeljev je običajno potrebna zaradi povečanja lastne teže stavbe, ki je posledica utrditve ali rekonstrukcije stavbe in redkeje zaradi pričakovanih potresnih preobremenitev.

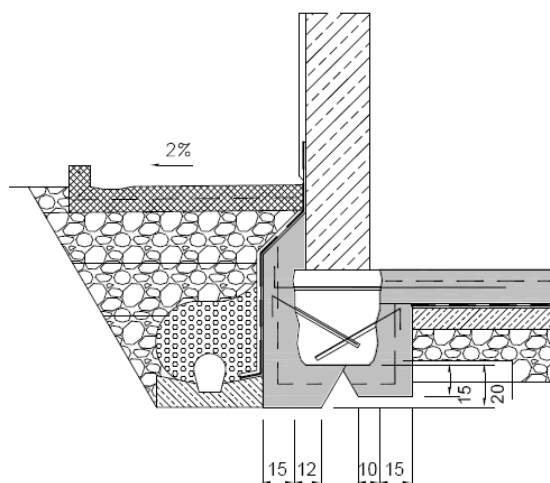
Linijske temelje utrjujemo z obbetoniranjem in podbetoniranjem z armiranim betonom. Linijski temelj lahko obbetoniramo na eni ali obeh straneh. Površino obstoječega temelja je treba pred obbetoniranjem ustrezno pripraviti. Betoniranje izvajamo po delih. Obstoječ del temelja je treba z armiranobetonskim delom ustežno sidrati oziroma povezati. Če so linijski temelji kamniti, jih lahko utrdimo s sistematičnim injektiranjem s cementno silikatno maso, s čimer izboljšamo

mehanske in fizikalne karakteristike temelja. Enako velja tudi za kamite kletne zidove nad linijskim temeljem. Pri točkovnih temeljih se, poleg obbetoniranja in injektiranja, posamezne temelje medsebojno poveže z armiranobetonskimi gredami [4], [28].

V primeru zelo slabo nosilnih tal, po potrebi utrjujemo temelje tudi z vgrajevanjem mikropilotov ali pa z izvedbo pilotov uporabimo tehnologijo »Jet grouting«. Če je obstoječe temeljenje preplitko, je potrebno temelje poglobiti, tako da se kota dna temelja nahaja izven cone zmrzovanja [5].



Slika 43: Enostransko obbetoniranje temelja [4]



Slika 44: Dvostransko obbetoniranje temelja [4]

5.1.4 Izboljšanje zasnove nosilne konstrukcije

Zasnovo nosilne konstrukcije lahko izboljšamo predvsem z dodajanjem nosilnih sten, lahko tudi okvirjev. Največkrat gre za armiranobetonske elemente. Z dodatnimi nosilnimi konstrukcijskimi sistemi je možno zmanjšati torzijsko podajnost konstrukcije in izboljšati horizontalno odpornost nosilne konstrukcije v šibki smeri. Z dograjevanjem nosilnih elementov se lahko tudi zmanjša nenadna sprememba togosti po višini konstrukcije. Pri tem moramo zagotoviti kontinuirnost nosilnega sistema do temeljnih tal [30].

Nove nosilne elemente lahko dodamo znotraj tlorisnega gabarita ali pa se odločimo za dograditev k obstoječi stavbi. Priporočljivo je, da se nove nosilne elemente vgradi na mestih predelnih sten ali podobnih nenosilnih elementov in se s tem čim manj posega v funkcionalnost prostorov. Zelo pomembna je ustrezna povezava novih elementov z obstoječo nosilno konstrukcijo.

5.2 Predlog ukrepov za izboljšanje potresne odpornosti obravnavane stavbe

Nabor možnih ukrepov za obravnavano stavbo je relativno omejen. Ukrepi za zagotavljanje celovitosti obnašanja konstrukcije med potresom (podpoglavje 5.1.1) v večini niso primerni za obravnavano stavbo. Obstoječe medetažne konstrukcije lahko obravnavamo kot toge

diafragme v svoji ravnini, ki učinkovito povezujejo vse nosilne zidove in so ustrezno nosilne ter sidrane v zidovje. Povezovanje zidov z zidnimi vezmi, utrjevanje in sidranje stropov je zato nepotrebno. Tudi utrditev območij vogalov in sečišč ni primeren ukrep, saj se zidovi med seboj stikujejo s pravilnimi zidarskimi zvezami. Za študijo utrditve s kompozitnimi materiali ter za utrditev zidov z navpičnimi povezovalnimi elementi pa se ne odločimo.

Izmed ukrepov za utrditev zidovja (podpoglavje 5.1.2) lahko uporabimo armiranobetonske obloge, ki jih vgradimo na nosilne opečne stene in s katerimi povečamo horizontalno odpornost konstrukcije. Prefugiranje zidov, zaradi ročnega dela, stroškovno in časovno ni racionalno. V kolikor bi se odkrile poškodbe na obstoječem zidovju, bi jih bilo treba sanirati z linijskim injektiranjem. Sistematično injektiranje pa ni primerno za opečnato zidovje, saj ne vsebuje večjih votlin, katere bi se zapolnile s cementno injekcijsko maso. Prednapetja zidov ne bomo posebej obravnavali. Prezidava ali dozidava pa nista potrebni, saj nimamo opravka z močno poškodovanim zidovjem.

Utrjevanju temeljev (podpoglavje 5.1.3) ne posvečamo pozornosti, saj ni predmet te analize. Smiselni utrditveni ukrep je izboljšanje zasnove nosilne konstrukcije (podpoglavje 5.1.4). To lahko storimo s pomočjo izgradnje prizidka in s konstrukcijsko povezavo z obstoječim objektom, vključno s konstrukcijsko povezavo obeh traktov. Zasnovano nosilno konstrukcijo pa lahko izboljšamo tudi z vgradnjo dodatnih nosilnih sistemov znotraj stavbe. Smiselno je izbrati stene iz armiranega betona.

V nadaljevanju podrobneje predstavimo tri faze utrditve stavbe. Predlagani ukrepi so med seboj odvisni. Prvi fazi utrditve sledi druga faza utrditve, pri kateri upoštevamo tudi rešitve iz prve faze utrditve. Tretja faza tako vključuje tudi rešitve iz prve in druge faze utrditvenih ukrepov.

5.2.1 Prva faza utrditve: Povezava severnega in južnega trakta

Pri prvem koraku utrditve obravnavane nosilne konstrukcije se odločimo za konstrukcijsko povezavo obeh traktov. Ukrep je smiselni predvsem iz vidika neustrezno izvedene dilatacijske reže med traktoma. Poleg tega je dilatacijska reža zapolnjena s sipkim materialom, kar ovira prost pomik konstrukcije posameznega trakta med delovanjem potresnih vplivov. Po standardu SIST EN 1998-1:2006 moramo preprečiti trke med konstrukcijsko neodvisnimi enotami stavbe [12]. To zagotovimo, če razdalja med ločenimi enotami ni manjša od kvadratnega korena vsote kvadratov največjih vodoravnih pomikov enot v ustrezni višini. Pri tem je potrebno primerjati etažne pomike na vrhu obeh traktov za najbolj kritične obtežne primere in pri enakem pospešku tal. Pri južnem traku so merodajni pomiki v pozitivni smeri X, pri severnem pa v negativni smeri X. Tako lahko ugotovimo, da dilatacijska reža ne ustreza zahtevam iz standarda. Povezava obeh traktov je posledično smiselni ukrep, hkrati pa predstavlja izhodišče za nadaljnjo

povečevanje odpornosti stavbe. Povezavi traktov bi se teoretično lahko izognili, če bi z ugotovitvami za vsak trakt posebej dosegli dovolj majhne pomike in zagotovili ustrezno dilatacijsko režo.

Povezava stavbe na območju dilatacije se izvede na nivoju stropnih konstrukcij v vseh etažah, v obliki vgraditve dodatne armiranobetonske plošče, z dovolj velikim prekrivanjem glede na obstoječo stropno ploščo. Pred tem se odstranijo vsi tlaki tako, da se povezovalno ploščo neposredno vgradi na rebričast strop. S tem se konstrukcijsko poveže etažne plošče sosednjih traktov in zagotovi kontinuirano etažno ploščo. Trakta se poveže tudi v vertikalni ravnini nosilnih sten. To se izvede s pomočjo armiranih betonskih oblog, katere se vgradi na obe strani zidu. Na koncu je smiselno dilatacijsko rego zapolniti z injekcijsko cementno maso. Na sliki 45 so prikazani rezultati potresne analize za primer konstrukcijske povezave obeh traktov.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	α SD	α DL
1	☒	+X	Masses	0,00	42,73	20,85	10,23	0,58	0,576	0,566
2	☒	+X	First mode	0,00	56,77	17,01	15,37	0,66	0,372	0,427
3	☒	-X	Masses	0,00	47,70	27,56	12,25	0,68	0,644	0,559
4	☒	-X	First mode	0,00	63,56	31,28	18,41	0,72	0,534	0,393
5	☒	+Y	Masses	0,00	52,22	19,47	11,19	0,77	0,498	0,684
6	☒	+Y	First mode	0,00	70,17	23,61	16,36	0,78	0,410	0,479
7	☒	-Y	Masses	0,00	51,74	21,33	11,69	0,92	0,544	0,784
8	☒	-Y	First mode	0,00	71,45	37,22	17,80	1,09	0,584	0,610
9	☒	+X	Masses	1.925,00	43,66	19,96	10,53	0,58	0,548	0,553
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	42,60	17,24	10,19	0,58	0,508	0,567
11	☒	+X	First mode	1.925,00	57,54	16,89	15,65	0,65	0,364	0,415
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	56,34	18,64	15,11	0,63	0,400	0,419
13	☒	-X	Masses	1.925,00	48,21	20,73	12,27	0,65	0,514	0,530
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	47,00	21,67	12,03	0,69	0,548	0,571
15	☒	-X	First mode	1.925,00	64,31	30,41	18,51	0,66	0,512	0,356
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	63,37	35,91	18,32	0,72	0,603	0,394
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	54,60	16,57	11,34	0,66	0,421	0,582
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	48,53	27,54	10,25	0,75	0,664	0,731
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	71,98	18,24	16,64	0,70	0,325	0,419
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	68,27	35,30	16,14	0,89	0,579	0,552
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	54,67	18,37	12,02	0,82	0,463	0,681
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	49,43	18,83	10,98	0,88	0,527	0,797
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	74,33	28,83	18,46	1,00	0,457	0,540
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	68,89	24,34	16,95	1,07	0,445	0,632

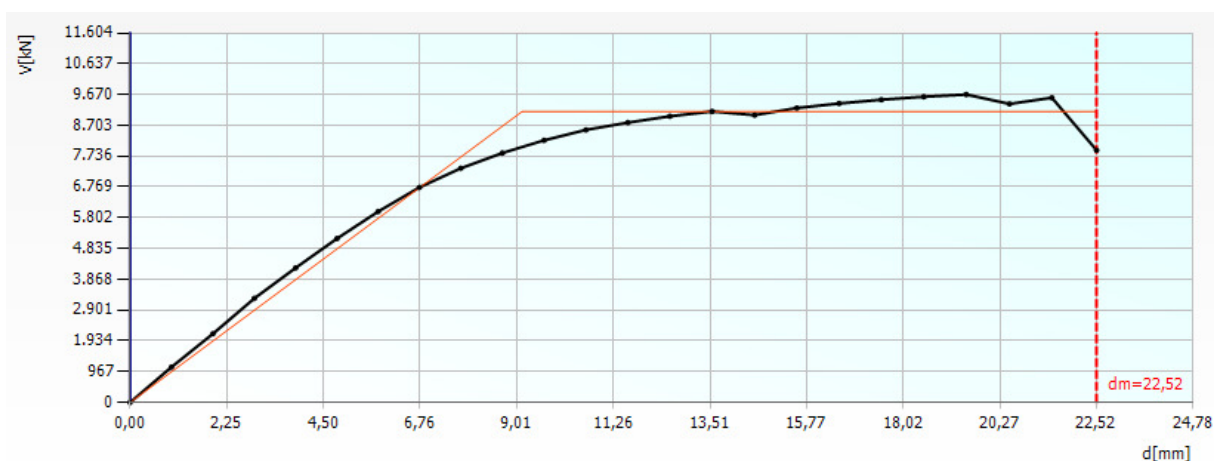
Slika 45: Rezultati potresne analize za povezana trakta

Konstrukcijsko povezana stavba v X smeri (daljša smer) dosega 36,4 %, v Y smeri (krajša smer) pa 32,5 % zahtevane potresne odpornosti za mejno stanje SD. Glede mejnega stanja DL, konstrukcija v X smeri dosega 35,6 %, v Y pa 41,9 % zahtev.

Na podlagi rezultatov potresne analize ugotovimo, da z obravnavanim ukrepom občutno ne izboljšamo potresne odpornosti konstrukcije, temveč predvsem poenotimo potresno odpornost

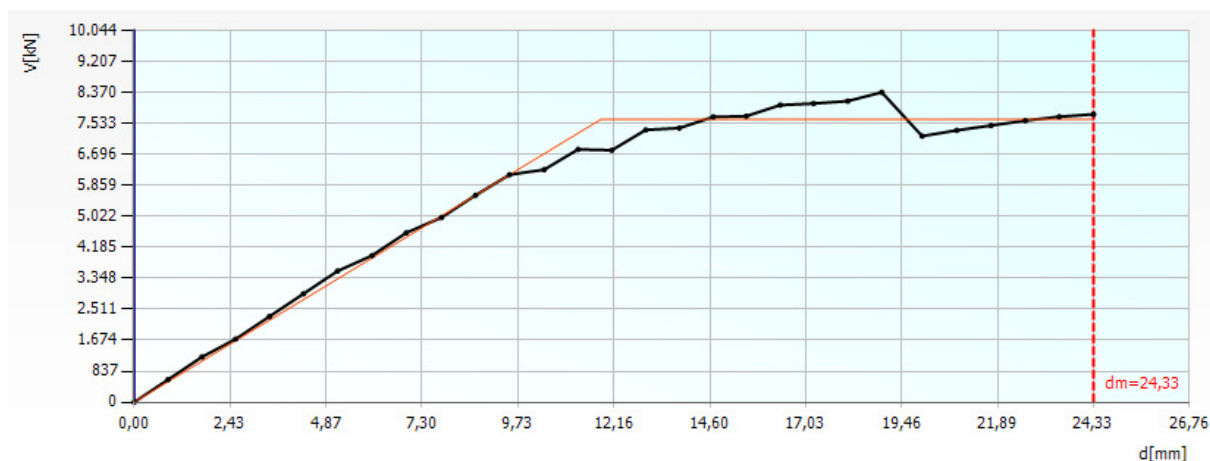
glede na obe pravokotni smeri. Potresna odpornost južnega trakta je namreč v smeri X nekoliko manjša od potresne odpornosti severnega trakta, v smeri Y pa precej večja. Tako je potresna odpornost konstrukcijsko povezane stavbe v smeri X približno enaka povprečju potresnih odpornosti posameznih traktov. Podobna ugotovitev velja tudi za potresno odpornost povezane konstrukcije v smeri Y.

V nadaljevanju predstavimo potisni krivulji za kritična primera analize. Za smer X je najbolj kritičen 11. primer potresne analize, pri katerem upoštevamo potresni vpliv v pozitivni smeri osi X, horizontalna obtežba je razporejena po modalnem pravilu, dodatno pa je upoštevana tudi ekcentričnost mase (+5%). Vodoravni pomik konstrukcije ob nastopu računske porušitve znaša 22,52 mm. Mejni pospešek, ki ga konstrukcija še lahko prenese v mejnih stanjih SD, pa je $PGA_{SD} = 0,891 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,091 \cdot g$.



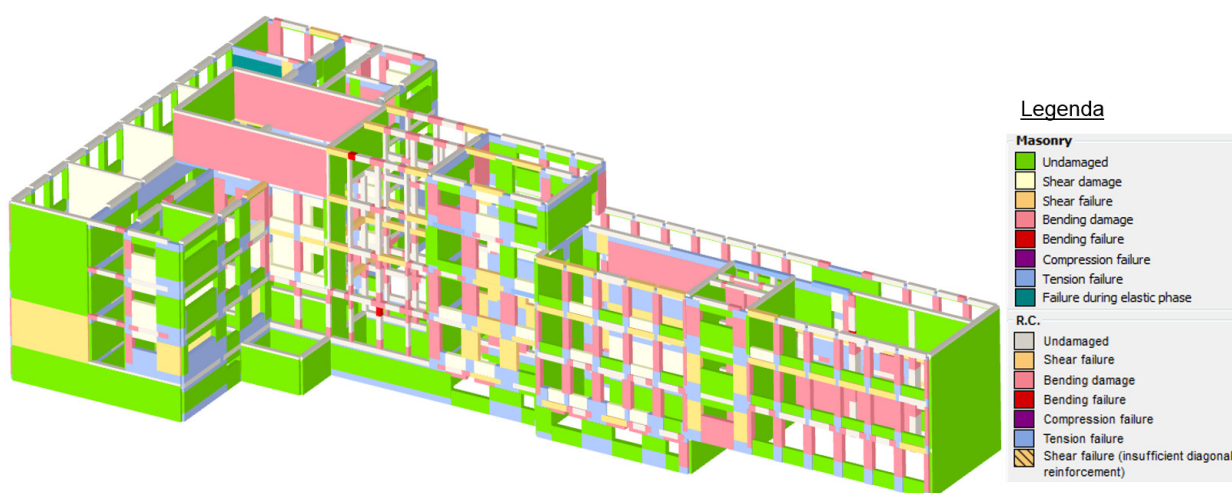
Slika 46: Potisna krivulja konstrukcijsko povezanih traktov za kritičen primer potresne analize v smeri X (+X smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

Za smer Y pa je najbolj kritičen primer analize pod zaporedno številko 19 (potresni vpliv v pozitivni smeri osi Y, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase). Vodoravni pomik konstrukcije ob nastopu računske porušitve znaša 24,33 mm. Mejni pospešek, ki ga konstrukcija še lahko prenese v mejnih stanjih SD, pa je $PGA_{SD} = 0,796 \text{ m/s}^2$ oziroma $0,081 \cdot g$.



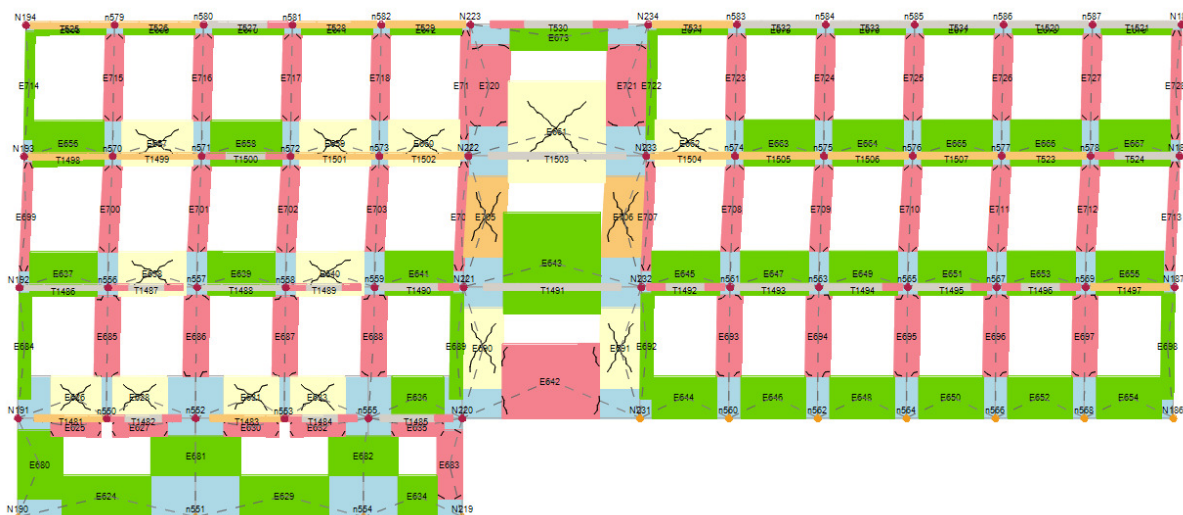
Slika 47: Potisna krivulja konstrukcijsko povezanih traktov za kritičen primer potresne analize v smeri Y (+Y smer, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

Na spodnji sliki prikazujemo tridimenzionalni model poškodovanosti povezane nosilne konstrukcije za kritičen primer potresne analize v smeri X (11. primer).



Slika 48: Tridimenzionalen grafičen prikaz poškodovanosti povezane nosilne konstrukcije za 11. primer potresne analize (potres v +X smeri, modalna razporeditev obtežbe, 5% ekscentričnost mase)

S pomočjo slike 49 pa lahko razberemo, kako programsko orodje prikazuje poškodovanost in način porušitve za vsak nosilni element posebej. Program to omogoča za vsak računski korak in za vsako obtežno kombinacijo.



Slika 49: Primer prikaza poškodovanosti stene

5.2.2 Dodajanje armiranobetonskih oblog nosilnih sten

Z vgradnjo armiranobetonskih oblog skušamo nosilne stene povezanih traktov utrditi do te mere, da bi imela stavba zadostno potresno odpornost in bi tako bodoči prizidek lahko zasnovali ločeno in neodvisno od obstoječe nosilne konstrukcije. Ukrep se nanaša zgolj na utrditev obstoječih nosilnih sten, to pomeni brez vgrajevanja dodatnih nosilnih elementov znotraj obstoječe stavbe. Da bi dosegli opisan cilj, bi bilo potrebno utrditi večino nosilnih zidov stavbe. Tako bi enakomerno utrdili stavbo v prečni in vzdolžni smeri. Predlagan način utrditve nosilne konstrukcije je ugoden s stališča, da se čim manj posega v prostorsko zasnovo stavbe in njeno funkcionalnost, ki je še kako pomembna pri izobraževalnih ustanovah.

Slaba stran tovrstnega utrditvenega ukrepa pa je, da bi se armirane obloge izvajale tudi na zunanji strani obodnih sten stavbe. To posledično pomeni obnovitev fasadnega ovoja, kar pa bi lahko izvedli v okviru morebitne energetske sanacije (menjava stavbnega ovoja). Armirane obloge bi se predvidoma izvajale po celi višini stavbe. Ker z armirano oblogo povečamo lastno težo posamezne stene, bi verjetno morali utrditi tudi obstoječe temelje. To bi bilo potrebno potrditi z dodatno analizo temeljenja, ki pa je v okviru te naloge ne prikazujemo.

Predlagamo, da se armirano oblogo izvede z dvostranskim cementnim obrizgom debeline 6 cm in armaturnimi mrežami kvalitete B500-B in tipa Q, ki imajo enako nosilnost v dveh pravokotnih smereh. Predlagan cementni obrizg je kvalitete C 20/25. Predhodno je treba z obstoječih sten odstraniti omet in druge finalne obloge. Odstraniti je potrebno tudi nekaj centimetrov širok pas tlaka neposredno ob zidu, tako da se omogoči neposreden dostop do stropne nosilne konstrukcije. Sledi čiščenje in vlaženje opečne površine. Po namestitvi armature se nato površino obrizga s polimeriziranim cementnim obrizgom, ki predstavlja

osnovo za nadaljnje obrizge. Ometi se običajno armirajo z armaturnimi mrežami Q 335, ki je sestavljena iz palic premera 8 mm na medsebojni razdalji 15 cm. Mreže na obeh straneh zidu medsebojno povežemo preko prej izvrtanih lukenj v obstoječem zidu. Povezavo izvedemo s stremeni premera 6 mm in površinske gostote okoli 8 kosov/m². Mreže se morajo kontinuirano nadaljevati preko stropne konstrukcije. Kontinuiranost zagotovimo z ustreznimi sidri, ki jih vgradimo v prej izvrtane luknje v stropni konstrukciji. Na dnu stene se mora armatura ometov sidrati v obstoječe temelje.

Programsko orodje 3Muri ne omogoča neposrednega modeliranja armiranih oblog. Zato obložene stene modeliramo kot armiranobetonske stene. Zaradi večje togosti utrjenega zidu, le-to korigiramo z upoštevanjem nadomestne debeline armiranobetonske stene, ki jo določimo s pomočjo naslednjega izraza:

$$b_{c,nad} = b_c + b_w \frac{E_w}{E_c}, \quad (35)$$

pri tem je:

$b_{c,nad}$ – nadomestna debelina utrjenega zidu, ki ga modeliramo kot armiranobetonsko steno,

b_c – skupna debelina armiranobetonske obloge,

b_w – debelina obstoječega zidu,

E_w – elastični modul zidovja,

E_c – elastični modul betonske obloge.

Ker lastne teže zidovja ne smemo zanemariti, v analizi upoštevamo tudi nadomestno specifično težo utrjenega zidu, ki jo določimo na sledeč način:

$$\gamma_{c,nad} = \frac{b_w}{b_{c,nad}} \gamma_w + \frac{b_c}{b_{c,nad}} \gamma_c, \quad (36)$$

pri tem so:

$\gamma_{c,nad}$ – nadomestna specifična teža utrjenega zidu, ki ga modeliramo kot armiranobetonsko steno,

b_w – debelina obstoječega zidu,

$b_{c,nad}$ – nadomestna debelina utrjenega zidu,

γ_w – specifična teža zidu,

b_c – skupna debelina armiranobetonske obloge,

$b_{c,nad}$ – nadomestna debelina utrjenega zidu,

γ_c – specifična teža betonske obloge.

V preglednici 16 prikazujemo nadomestne debeline in specifične teže utrjenega zidu za različne debeline obstoječega opečnega zidu.

Preglednica 16: Nadomestne debeline in specifične teže utrjenega zidu za različne debeline obstoječega opečnega zidu

Debelina obstoječega opečnega zidu b_w	Nadomestna debelina utrjenega zidu $b_{c,nad}$	Nadomestna specifična teža utrjenega zidu $\gamma_{c,nad}$
51 cm	14,55 cm	83,71 kN/m ³
40 cm	14,00 cm	72,86 kN/m ³
25 cm	13,25 cm	56,60 kN/m ³

Analize za opisan idealiziran računski model žal nismo uspeli izvesti zaradi težav s konvergenco. Razlog je bil v prevelikem številu armiranobetonskih elementov. Za pomoč smo se obrnili tudi na razvojne inženirje programskega orodja 3Muri, a rešitve nismo uspeli najti. Ker smo kljub vsemu želeli preveriti učinek utrditve z armiranobetonskimi oblogami, smo v literaturi poiskali alternativno možnost upoštevanja armiranih oblog. Raziskovalci predlagajo, da se armirane obloge upošteva le posredno in sicer s povečanjem trdnostnih karakteristik zidovja, t.j. srednje tlačne trdnosti in strižne trdnosti, za faktor 1,5. Sočasno predlagajo povečanje tudi elastičnega in strižnega modula [21].

Ob upoštevanju omenjenih napotkov v okviru analize ugotovimo, da s takšno metodo podcenimo vpliv armiranobetonskih oblog, saj se potresna odpornost stavbe poveča le za nekaj odstotkov. Sklepamo, da je zaradi enostavnosti in zaradi svoje empirične narave takšna metoda primernejša za bistveno manj kompleksne konstrukcije.

5.2.3 Druga faza utrditve: Izgradnja armiranobetonskega prizidka

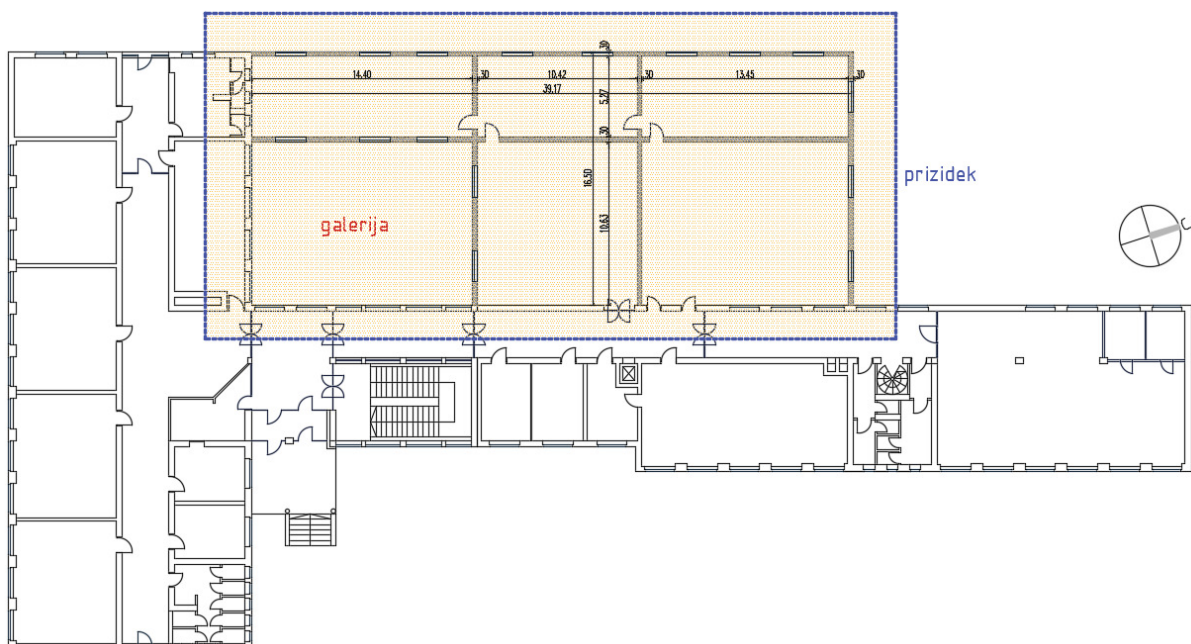
V drugi fazi utrditve obravnavane stavbe se odločimo za izboljšanje nosilne konstrukcije in sicer za izvedbo prizidka k obstoječi stavbi, katerega izgradnja se načrtuje v bližnji prihodnosti. Sočasno upoštevamo tudi konstrukcijsko povezanost obeh traktov. Pri tem skušamo prizidek zasnovati tako, da se izognemo dodatnim utrditvenim ukrepom obstoječe nosilne konstrukcije. Arhitekturnemu izgledu prizidka ne namenjamo posebno pozornost, saj to ni tema naloge.

Če želimo prizidek izkoristiti kot utrditven ukrep obstoječe konstrukcije, mora biti zasnovan na način, da je sposoben prevzeti velik del potresnih sil. S tem se obstoječa nosilna konstrukcija pri delovanju horizontalnih sil razbremeni. Na osnovi seizmične analize obstoječe konstrukcije in konstrukcije s povezanimi traktoma (prva faza utrditve) ugotovimo, da smo precej oddaljeni od zahtvane potresne odpornosti. Zato sklepamo, da bomo obremenitve v obstoječi stavbi zmanjšali v primeru, ko bo konstrukcija prizidka v horizontalni smeri veliko bolj toga glede na obstoječo konstrukcijo. Ocenjujemo, da opečne stene novega prizidka ne bi nudile zadostne horizontalne odpornosti, zato se odločimo za armiranobetonske stene.

Zavedati se je potrebno, da je vpliv dozidave prizidka na obstoječo stavbo v veliki meri odvisen od zasnove nove nosilne konstrukcije, dimenzij nosilnih elementov in njihove lege. Za potrebe te naloge in ugotavljanja idejne možnosti utrditve sami določimo zasnovo nosilne konstrukcije prizidka in izberemo dimenzije. Nekatero obstoječo odprtino stavbe na zahodni strani predvidimo za dostop v nov prizidek. Upoštevana vrednost koristne obtežbe je enaka kot pri analizi obstoječe stavbe. Izbrani dimenziji okenskih odprtin prizidka pa znašata 2,5 m (višina) in 2,0 m (širina).

5.2.3.1 Prva varianta prizidka

Prizidek ima eno etažo manj kot obstoječa trakta. Predviden je na zahodni strani stavbe (slika 50). Tlorisne dimenzije so 39,17×16,50 m. Za potrebe dostopa naravne svetlobe v osrednji del stavbe predvidimo še galerijo tlorisnih dimenzij 14,40×10,63 m. Za armiranobetonske stene prizidka izberemo stene z odprtinami. Pomembna lastnost tovrstnih sten je, da se energija sipa v prečkah pod oziroma nad okensko odprtino. Upoštevamo diagonalno armiranje prečk. Za medetažno konstrukcijo izberemo armiranobetonsko ploščo, ki predstavlja togo diafragmo in med delovanjem potresa porazdeli vodoravno obtežbo na vse zidove v konstrukciji.



Slika 50: Tloris stavbe s prvo varianto prizidka

Standard SIST EN 1998-1:2006 [12] podaja minimalne zahteve za debelino armiranobetonskih sten pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti. Najmanjša širina stene b_w mora zadostiti pogojema (37) in (38), pri čemer h_s predstavlja svetlo etažno višino prizidka, ki bo skladna z etažno višino obstoječe stavbe.

$$b_w > 0,15 \text{ m} \quad (37)$$

$$b_w > \frac{h_s}{20} = \frac{3,80 \text{ m}}{20} = 0,19 \text{ m} \quad (38)$$

Ugotovimo, da mora debelina stene znašati vsaj 19 cm. Ker želimo, da bi prizidek prevzel večino potresne obtežbe obravnavane stavbe, izberemo debelino sten 30 cm, za trdnostni razred betona pa C25/30. Predpostavimo, da so stene obojestransko armirane z mrežami tipa Q 636 ($\varnothing 9/10$ cm), pri čemer je armaturno jeklo kvalitete B500-B. Izbrano armaturo določimo na podlagi grobe ocene in ni plod preliminarne projektiranja. Na sliki 51 prikazujemo rezultate potresne analize za konstrukcijsko povezano stavbo z dodanim prizidkom. Hitro lahko ugotovimo, da ne dosegamo zahtevanih kriterijev protipotresne varnosti. Pri tem pa je bolj kritično doseganje zahtev za mejna stanja SD kot pa za mejna stanja DL.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	14,88	18,56	4,53	0,70	1,102	1,543
2	☒	+X	First mode	0,00	27,39	18,63	6,51	0,70	0,798	1,077
3	☒	-X	Masses	0,00	22,83	14,85	5,57	0,67	0,801	1,198
4	☒	-X	First mode	0,00	38,39	17,11	8,77	0,69	0,576	0,781
5	☒	+Y	Masses	0,00	18,97	18,75	3,96	0,47	0,994	1,188
6	☒	+Y	First mode	0,00	31,95	20,66	6,22	0,52	0,748	0,831
7	☒	-Y	Masses	0,00	18,39	11,39	4,02	0,50	0,805	1,244
8	☒	-Y	First mode	0,00	30,16	15,89	6,31	0,61	0,684	0,965
9	☒	+X	Masses	1.925,00	15,29	15,52	4,24	0,62	1,007	1,451
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	16,86	18,04	4,95	0,74	1,031	1,488
11	☒	+X	First mode	1.925,00	26,21	15,33	6,16	0,67	0,741	1,086
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	31,35	26,91	7,08	0,66	0,902	0,925
13	☒	-X	Masses	1.925,00	21,42	15,45	5,40	0,68	0,848	1,260
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	24,24	16,50	5,80	0,67	0,810	1,147
15	☒	-X	First mode	1.925,00	37,65	16,94	8,62	0,69	0,584	0,802
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	40,28	24,03	9,51	0,75	0,689	0,792
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	18,38	17,54	3,58	0,40	0,975	1,125
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	20,35	12,95	4,14	0,47	0,798	1,138
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	32,05	13,68	5,59	0,39	0,568	0,689
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	32,85	21,23	6,62	0,57	0,749	0,857
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	17,36	12,17	3,66	0,45	0,847	1,224
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	20,99	9,82	4,21	0,47	0,697	1,110
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	29,39	12,77	5,84	0,53	0,617	0,916
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	32,19	13,56	6,59	0,59	0,596	0,892

Slika 51: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po prvi varianti

V okviru prve variante prizidka smo izvedli potresno analizo tudi za primer prizidka brez galerije. Torej armiranobetonska plošča prizidka je segala do obstoječe stavbe. Ugotovili smo, da so razlike v rezultatih zanemarljivo majhne. Z večjo dimenzijo medetažne plošče smo

zagotovili nekoliko večjo togost konstrukcije, vendar smo sočasno povečali tudi maso konstrukcije, kar je posledično pomenilo večje potresne sile.

5.2.3.2 Druga varianta prizidka

Pri drugi varianti prizidka ne spreminjamo zasnove nosilne konstrukcije. Povečamo le debelino armiranobetonskih sten in sicer na 35 cm, sočasno pa povečamo tudi količino vertikalne armature v stenah. Namesto armature $\varnothing 9/10$ cm upoštevamo armaturo $\varnothing 20/10$ cm. Rezultate potresne analize prikazujemo v preglednici na sliki 52.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	α SD	α DL
1	☒	+X	Masses	0,00	14,41	19,41	4,09	0,61	1,146	1,481
2	☒	+X	First mode	0,00	27,93	21,62	6,33	0,63	0,852	1,000
3	☒	-X	Masses	0,00	21,93	17,17	5,49	0,68	0,880	1,239
4	☒	-X	First mode	0,00	37,96	20,14	8,74	0,70	0,644	0,799
5	☒	+Y	Masses	0,00	16,44	14,59	3,55	0,44	0,944	1,249
6	☒	+Y	First mode	0,00	28,91	17,10	5,96	0,57	0,728	0,952
7	☒	-Y	Masses	0,00	14,23	10,42	3,77	0,55	0,888	1,470
8	☒	-Y	First mode	0,00	27,66	19,18	6,08	0,64	0,807	1,059
9	☒	+X	Masses	1.925,00	15,58	10,25	4,02	0,55	0,842	1,375
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	16,60	21,08	4,67	0,67	1,123	1,444
11	☒	+X	First mode	1.925,00	25,62	16,90	5,91	0,63	0,788	1,070
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	28,39	16,54	6,82	0,73	0,732	1,067
13	☒	-X	Masses	1.925,00	20,61	14,75	5,25	0,67	0,849	1,281
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	23,41	16,52	5,67	0,67	0,829	1,175
15	☒	-X	First mode	1.925,00	36,31	15,47	8,08	0,63	0,567	0,784
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	38,06	12,77	8,48	0,63	0,486	0,742
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	16,61	26,05	3,28	0,38	1,302	1,156
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	17,82	11,63	3,91	0,49	0,823	1,244
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	28,49	9,27	5,44	0,47	0,536	0,866
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	30,36	19,08	6,25	0,57	0,746	0,918
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	12,19	8,04	3,43	0,53	0,806	1,543
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	20,44	14,57	3,90	0,41	0,832	1,050
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	26,08	13,92	5,67	0,61	0,713	1,078
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	31,12	19,63	6,21	0,54	0,741	0,861

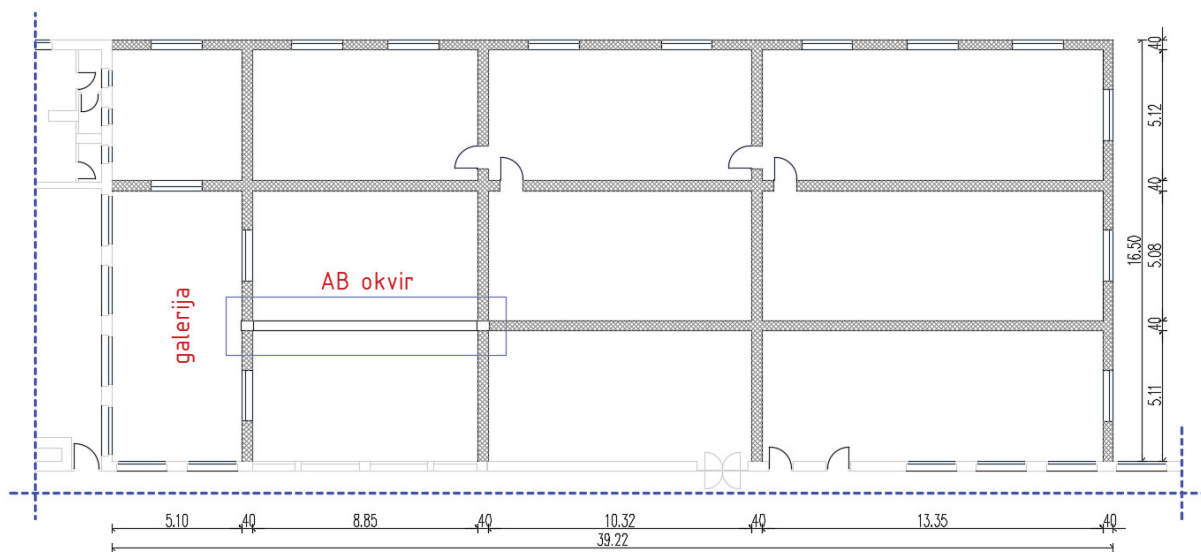
Slika 52: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po drugi varianti

Ugotovimo, da se potresna odpornost konstrukcije z odebeljenimi stenami prizidka v primerjavi s prvo varianto prizidka ne izboljša. Poveča se odpornost glede na mejno stanje DL, medtem ko se odpornost glede na mejno stanje SD celo zmanjša in sicer v smeri X s 57,6 % na 48,6 %, v smeri Y pa s 56,8 % na 53,6 %. Razlog najverjetneje tiči v povečanju mase konstrukcije in posledično povečanju potresne obtežbe. Torej zgolj s povečanjem nosilnosti sten prizidka ne povečamo potresne odpornosti obravnavane stavbe. Sklepamo, da je potrebno za

izboljšanje potresne odpornosti spremeniti zasnovo prizidka in sicer tako, da se poveča število armiranobetonskih sten.

5.2.3.3 Tretja varianta prizidka

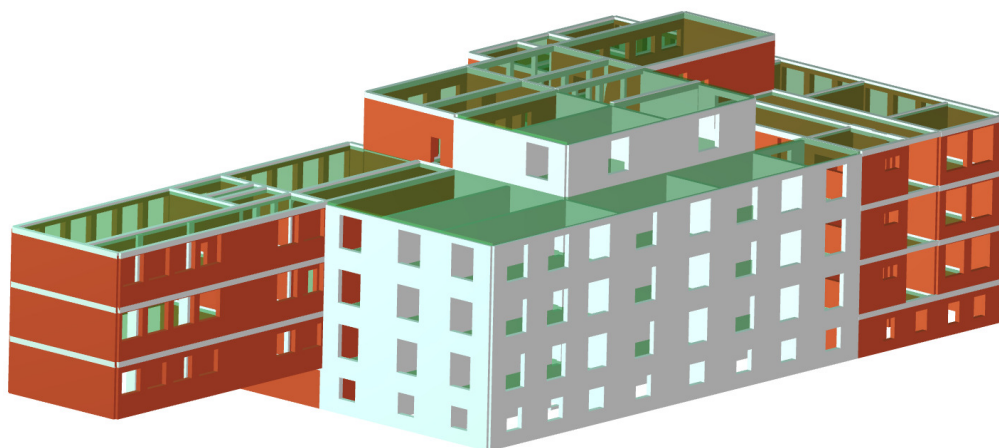
Skladno s tretjo varianto prizidka predlagamo ukrepe, ki so bolj temeljiti in raznovrstni. Spremenimo zasnovo nosilne konstrukcije prizidka, tako da vključimo dodatne stene iz armiranega betona v X in Y smeri, kot je to razvidno iz slike 53. Sočasno zmanjšamo gabarite galerije.



Slika 53: Tloris tretje variante prizidka

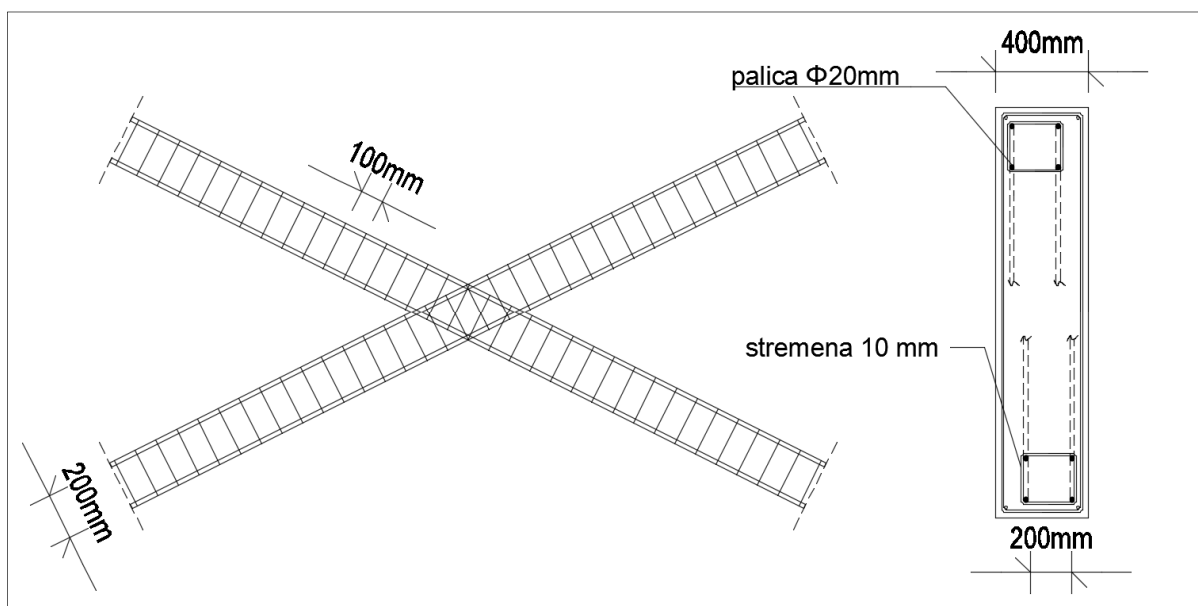
Na stenah obstoječe stavbe, ki mejijo s prizidkom, predvidimo ustrezno zapolnitev okenskih odprtin. V računskem modelu tako upoštevamo le vratne odprtine, ki so potrebne za prehod uporabnikov iz obstoječih prostorov v prostore novega prizidka. Debelino armiranobetonskih sten prizidka povečamo na 40 cm, kvaliteto vgrajenega betona pa na trdnostni razred C30/37.

Prizidku dodamo še eno etažo. S tem etažnost prizidka poenotimo z obstoječo stavbo. Zadnja etaža prizidka, ki je manjših tlorisnih dimenzij, nam služi predvsem za stabilizacijo vrhnje etaže obstoječe stavbe. Seveda pa je pri tem potrebna ustrezna konstrukcijska povezava v višini stropa nad peto etažo in sicer v obliki armiranobetonske povezovalne plošče. Z dodatnim ukrepom, s katerim preprečimo dostop na teraso obstoječe stavbe in prizidka, spremenimo njeno namembnost (terasa je po novem dostopna le za popravila in vzdrževanje), v okviru analize zmanjšamo obtežbo na stropni konstrukciji četrte etaže. Grafični prikaz obstoječe konstrukcije z upoštevanjo tretje variante prizidka prikazujemo na sliki 54.



Slika 54: Grafični prikaz povezanih traktov skupaj s tretjo varianto prizidka

Količino vgrajene armature v stenah glede na drugo varianto prizidka bistveno ne spreminjamo. Skladno z določili standarda SIST EN 1998-1:2006 [12] dodatno upoštevamo armaturo v robnih elementih armiranobetonskih sten. V prečkah nad in pod okenskimi odprtinami pa upoštevamo bi-diagonalno armaturo kot to prikazujemo na sliki 55.



Slika 55: Upoštevana armatura v prečkah sten z odprtinami

Za dokaz ustreznosti armature v prečkah stene z odprtinami je potrebno izvesti kontrolo prečne sile v prečki pri potresnem projektnem stanju. Sidrna dolžina mora biti za 50 % večja kot to določa standard SIST EN 1992-1-1:2005 [31]. Preprečiti je potrebno uklon diagonalnih palic z ustrezno izvedeno stremensko armaturo. Na obeh straneh prečke mora biti vgrajena vertikalna in horizontalna armatura, ki zadošča zahtevam za visoke nosilce po standardu SIST EN 1992-1-1:2005 [31]. Vzdolžno armaturo prečke ne smemo sidrati v steno, diagonalno armaturo pa

lahko. Sicer je mogoče klasično armiranje z vzdolžno armaturo, vendar obstaja nevarnost, da pride do strižnega zdrsa ali do nastanka bi-diagonalnih razpok, ki bi zmanjšale sposobnost sipanja energije med potresom [12].

Potresna odpornost konstrukcije se z upoštevanjem tretje variante prizidka znatno poveča, posebej to velja za smer X. Konstrukcija v tej smeri sedaj dosega 96,1 % zahtevane potresne odpornosti za mejno stanje SD, v smeri Y pa le 65,2 %. Rezultate potresne analize prikazujemo na sliki 56.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	3,46	10,58	2,11	0,34	1,593	1,602
2	☒	+X	First mode	0,00	8,25	11,35	3,41	0,40	1,193	1,171
3	☒	-X	Masses	0,00	3,10	3,85	2,29	0,41	1,086	1,774
4	☒	-X	First mode	0,00	6,80	6,15	3,64	0,53	0,961	1,443
5	☒	+Y	Masses	0,00	9,52	10,93	3,60	0,40	1,080	1,119
6	☒	+Y	First mode	0,00	15,75	19,75	5,38	0,42	1,178	0,779
7	☒	-Y	Masses	0,00	9,66	6,96	3,78	0,43	0,852	1,148
8	☒	-Y	First mode	0,00	15,69	15,98	5,61	0,47	1,013	0,834
9	☒	+X	Masses	1.925,00	2,62	9,81	1,93	0,35	1,684	1,830
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	4,65	15,86	2,35	0,34	1,875	1,451
11	☒	+X	First mode	1.925,00	7,04	15,09	3,01	0,38	1,540	1,245
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	9,48	16,63	3,79	0,41	1,417	1,092
13	☒	-X	Masses	1.925,00	2,82	6,05	2,08	0,43	1,435	2,079
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	4,11	6,16	2,55	0,41	1,152	1,600
15	☒	-X	First mode	1.925,00	5,67	6,81	3,24	0,49	1,073	1,518
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	8,72	10,01	4,04	0,51	1,072	1,263
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	8,79	20,75	3,47	0,41	1,692	1,185
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	10,57	7,35	3,80	0,39	0,824	1,033
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	15,00	30,69	5,24	0,44	1,709	0,837
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	16,29	8,20	5,80	0,46	0,652	0,802
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	9,38	22,87	3,51	0,39	1,775	1,115
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	10,37	4,89	4,07	0,46	0,712	1,129
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	15,10	21,33	5,22	0,43	1,282	0,821
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	17,12	13,22	5,99	0,45	0,835	0,746

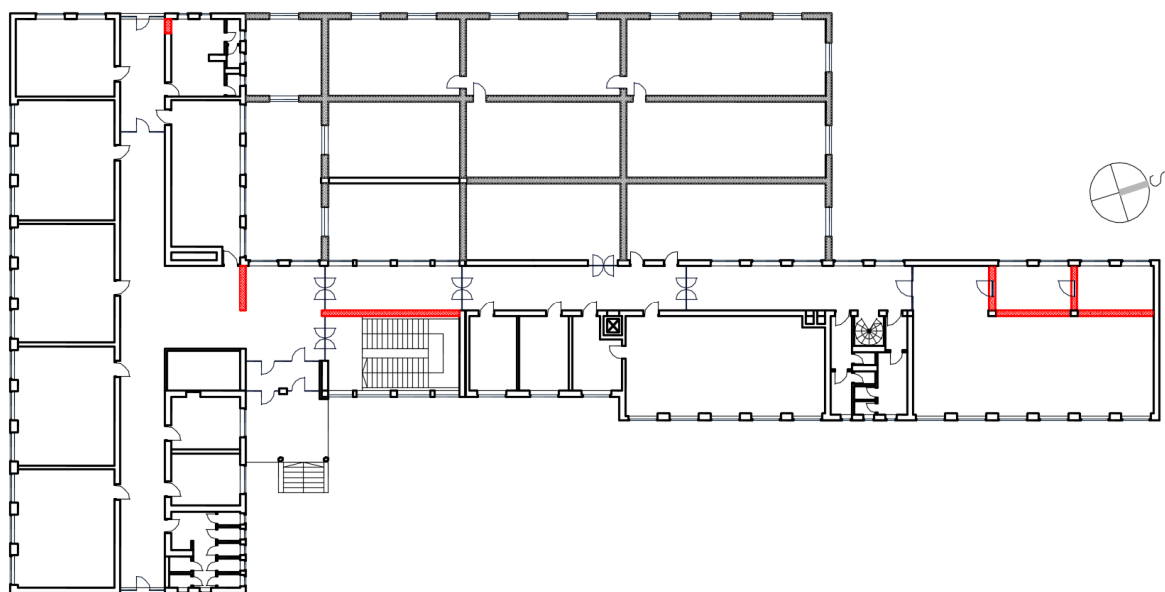
Slika 56: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma in dodanim prizidkom po tretji varianti

5.2.4 Tretja faza utrditve: Vgradnja dodatnih nosilnih sistemov znotraj obstoječe stavbe

Tekom predhodnih analiz smo ugotovili, da s prizidkom predpisane velikosti in lege praktično ni mogoče doseči zahtevane potresne odpornosti konstrukcije. Zato v nadaljevanju predlagamo dodatne utrditve v notranjosti nosilne konstrukcije obstoječe stavbe. To izvedemo z vgradnjo novih armiranobetonskih sten tik ob obstoječih zidovih. Zaradi novih sten pa je potrebno izvesti tudi nove temelje in jih s sidri povezati z obstoječimi temelji. Pri tem pa zasnovo prizidka ne spreminjamo, torej v analizi upoštevamo tretjo varianto.

5.2.4.1 Prva varianta: dodajanje manjšega števila novih sten

Pri prvi varianti stene dodamo na mestih, kjer ne poslabšajo uporabnosti in funkcionalnosti prostorov obstoječe stavbe. Tako eno dodatno steno namestimo med stopniščnima ramama, s preostalimi armiranobetonskimi stenami pa nadomestimo predelne stene. Lego dodatnih sten prikazujemo na sliki 57 z rdečo barvo. Pri tem je širina sten ter količina vgrajene armature izbrana na podoben način kot pri stenah prizidka.



Slika 57: Lega dodatnih armiranobetonskih sten v tlorisu obstoječe stavbe s prizidkom

Rezultate potisne analize prikazujemo na sliki 58. Ugotovimo, da dodatne armiranobetonske stene bistveno ne doprinesejo k potresni odpornosti stavbe, zato v drugi varianti predvidimo večje število dodatnih sten v notranjosti obstoječe stavbe.

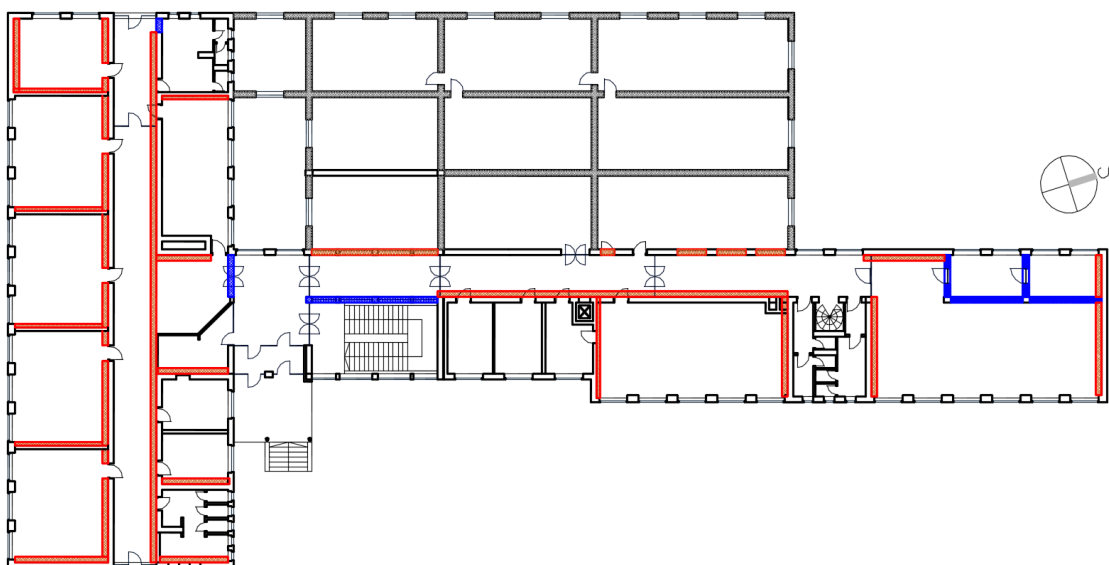
No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	4,56	14,28	1,43	0,20	1,764	1,412
2	☒	+X	First mode	0,00	9,08	15,04	2,17	0,23	1,349	1,054
3	☒	-X	Masses	0,00	4,78	12,04	1,65	0,24	1,502	1,462
4	☒	-X	First mode	0,00	9,28	14,30	2,38	0,26	1,278	1,108
5	☒	+Y	Masses	0,00	16,56	15,79	3,56	0,31	0,971	0,880
6	☒	+Y	First mode	0,00	21,88	21,99	4,42	0,29	1,004	0,664
7	☒	-Y	Masses	0,00	15,98	19,05	3,30	0,28	1,123	0,856
8	☒	-Y	First mode	0,00	24,12	21,37	5,03	0,32	0,915	0,643
9	☒	+X	Masses	1.925,00	4,18	14,27	1,29	0,18	1,949	1,417
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	5,27	15,04	1,55	0,21	1,707	1,351
11	☒	+X	First mode	1.925,00	8,10	14,27	1,96	0,22	1,384	1,103
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	9,75	15,80	2,36	0,25	1,337	1,042
13	☒	-X	Masses	1.925,00	4,42	15,03	1,42	0,20	1,868	1,431
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	5,85	11,31	1,94	0,27	1,343	1,407
15	☒	-X	First mode	1.925,00	7,30	3,03	2,13	0,27	0,747	1,277
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	10,26	12,83	2,70	0,30	1,132	1,098
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	16,36	16,77	3,49	0,31	1,016	0,879
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	20,71	20,28	4,55	0,36	0,986	0,796
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	20,77	21,56	4,15	0,28	1,028	0,680
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	23,28	21,38	4,69	0,29	0,938	0,622
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	15,41	19,98	3,19	0,28	1,188	0,874
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	16,92	19,36	3,46	0,28	1,095	0,818
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	23,15	21,53	4,78	0,31	0,948	0,656
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	25,15	20,92	5,26	0,32	0,871	0,612

Slika 58: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z manjšim številom novih sten ter prizidkom po tretji varianti

5.2.4.2 Druga varianta: dodajanje večjega števila novih sten

V drugi varianti predlagamo utrditev nosilne konstrukcije obstoječe stavbe z večjim številom novih armiranobetonskih sten ob sočasni utrditvi s prizidkom. Dodatne stene so na tlorisu (glej sliko 59) obarvane rdeče, stene iz prve variante utrditve pa so obarvane modro.

Poleg števila armiranobetonskih sten povečamo tudi trdnostni razred betona novih sten in sicer na C35/45, medtem ko količino vgrajene armature ne spreminjamo. Debeline novih sten so odvisne od debeline obstoječega zidu. Armiranobetonska stena, ki je pozicionirana ob zidani steni debeline 25 cm, je prav tako debeline 25 cm, enako velja za steno pozicionirano ob zid debeline 40 cm. Z dodajanjem novih sten ob opečne stene se poveča torej njihova debelina in teža. V idealiziranemu računskemu modelu obstoječo opečno steno in novo armiranobetonsko steno upoštevamo kot en element, zato moramo določiti njihovo nadomestno debelino ter nadomestno specifično težo in sicer s pomočjo izrazov (35) in (36). Nadomestna debelina armiranobetonske stene ob zidu debeline 40 cm tako znaša 41,76 cm, ob zidu debeline 25 cm pa 26,1 cm. Nadomestna specifična teža za obe steni pa je 41,2 kN/m³.



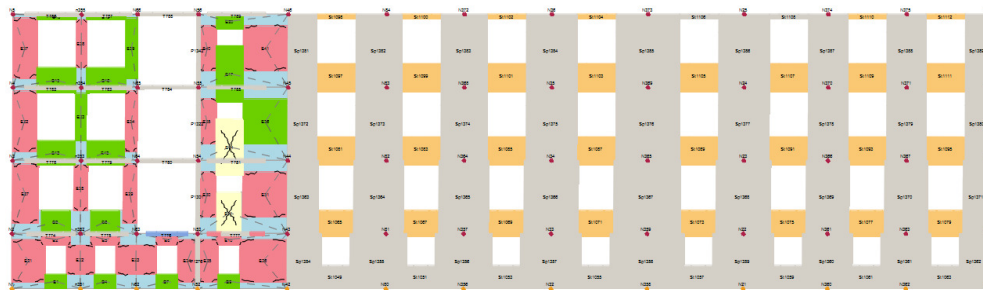
Slika 59: Lega večjega števila dodatnih armiranobetonskih sten v tlorisu obstoječe stavbe s prizidkom

Na sliki 60 prikazujemo rezultate potresne analize konstrukcije, utrjene z večjim številom armiranobetonskih sten in s prizidkom.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	1,56	2,30	0,65	0,12	1,138	1,851
2	☒	+X	First mode	0,00	4,79	18,80	1,00	0,13	2,601	1,349
3	☒	-X	Masses	0,00	1,56	18,81	0,65	0,11	4,016	1,758
4	☒	-X	First mode	0,00	2,39	3,85	0,99	0,17	1,129	1,755
5	☒	+Y	Masses	0,00	5,48	27,61	1,21	0,17	3,002	1,393
6	☒	+Y	First mode	0,00	10,56	27,54	1,82	0,19	1,995	1,066
7	☒	-Y	Masses	0,00	4,96	21,39	1,23	0,18	2,302	1,467
8	☒	-Y	First mode	0,00	10,31	26,28	1,79	0,19	1,942	1,076
9	☒	+X	Masses	1.925,00	1,52	2,27	0,63	0,12	1,201	1,971
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	1,76	16,61	0,73	0,13	3,150	1,753
11	☒	+X	First mode	1.925,00	4,42	26,25	0,91	0,12	3,985	1,356
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	5,19	18,11	1,13	0,15	2,207	1,361
13	☒	-X	Masses	1.925,00	1,56	18,01	0,63	0,11	3,945	1,707
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	1,70	15,14	0,70	0,12	2,977	1,750
15	☒	-X	First mode	1.925,00	4,50	18,01	0,93	0,13	2,668	1,356
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	2,47	3,91	1,02	0,18	1,131	1,771
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	6,07	20,45	1,29	0,17	2,100	1,349
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	5,38	21,83	1,19	0,17	2,419	1,395
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	10,69	23,95	1,81	0,19	1,745	1,046
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	11,35	23,88	1,99	0,21	1,585	1,053
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	5,32	19,66	1,21	0,17	2,147	1,411
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	5,39	22,69	1,17	0,16	2,554	1,385
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	9,78	20,95	1,75	0,20	1,579	1,120
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	10,74	30,71	1,74	0,17	2,334	1,006

Slika 60: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z večjim številom novih sten ter prizidkom po tretji varianti

Izkaže se, da v tem primeru konstrukcija zadosti zahtevam tako za mejno stanje SD kot za mejno stanje DL. Na sliki 61 prikažemo še poškodovanost zunanje stene utrjene stavbe na severozahodni strani.



Slika 61: Prikaz poškodovanosti zunanje stene skupaj s prizidkom na severozahodni strani stavbe

5.2.4.3 Tretja varianta: dodajanje večjega števila novih sten brez izvedbe prizidka

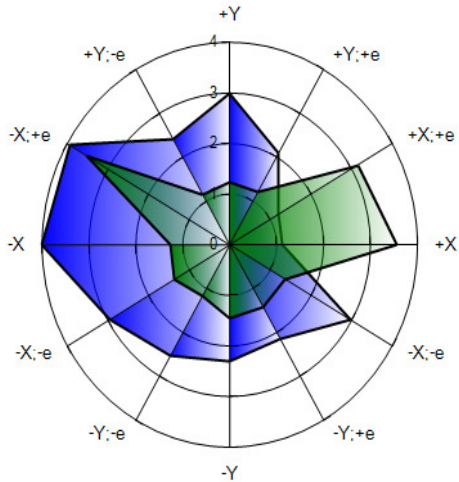
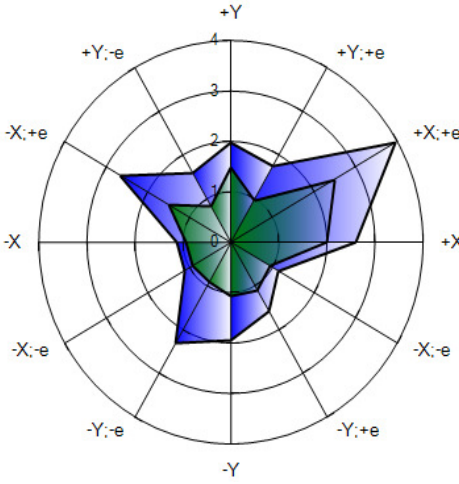
Na koncu analiziramo še potresno odpornost nosilne konstrukcije s povezanima traktoma in z večjim številom novih armiranobetonskih sten znotraj obstoječe stavbe ter brez prizidka. Rezultate prikazujemo na sliki 62.

No.	Insert in report	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	Sd DL [mm]	d*y DL [mm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Masses	0,00	3,02	20,27	0,85	0,13	3,572	1,511
2	☒	+X	First mode	0,00	6,83	18,05	1,35	0,16	2,013	1,168
3	☒	-X	Masses	0,00	1,90	3,08	0,86	0,18	1,269	2,056
4	☒	-X	First mode	0,00	4,68	3,86	1,33	0,20	0,945	1,468
5	☒	+Y	Masses	0,00	4,18	7,21	1,54	0,29	1,234	1,891
6	☒	+Y	First mode	0,00	12,20	25,06	2,50	0,31	1,482	1,249
7	☒	-Y	Masses	0,00	4,06	6,80	1,49	0,35	1,448	2,378
8	☒	-Y	First mode	0,00	6,76	7,25	2,49	0,53	1,073	2,133
9	☒	+X	Masses	1.925,00	3,02	18,01	0,86	0,13	3,151	1,515
10	☒	+X	Masses	-1.925,00	3,29	18,06	0,93	0,14	2,929	1,501
11	☒	+X	First mode	1.925,00	6,81	21,79	1,32	0,15	2,484	1,155
12	☒	+X	First mode	-1.925,00	6,73	18,82	1,35	0,16	2,092	1,183
13	☒	-X	Masses	1.925,00	3,19	19,60	0,83	0,12	3,525	1,472
14	☒	-X	Masses	-1.925,00	1,95	3,91	0,88	0,19	1,369	2,128
15	☒	-X	First mode	1.925,00	7,12	12,91	1,30	0,14	1,491	1,101
16	☒	-X	First mode	-1.925,00	4,11	3,16	1,37	0,21	0,937	1,562
17	☒	+Y	Masses	3.825,75	4,35	8,61	1,52	0,26	1,215	1,689
18	☒	+Y	Masses	-3.825,75	3,96	4,52	1,46	0,32	1,142	2,187
19	☒	+Y	First mode	3.825,75	11,97	10,84	2,64	0,35	0,959	1,314
20	☒	+Y	First mode	-3.825,75	8,14	5,12	2,32	0,36	0,810	1,551
21	☒	-Y	Masses	3.825,75	4,26	7,52	1,57	0,35	1,413	2,259
22	☒	-Y	Masses	-3.825,75	3,76	4,42	1,38	0,37	1,175	2,684
23	☒	-Y	First mode	3.825,75	7,18	10,37	2,60	0,44	1,117	1,704
24	☒	-Y	First mode	-3.825,75	6,21	5,65	2,28	0,47	0,910	2,080

Slika 62: Rezultati potresne analize konstrukcije s povezanima traktoma, z večjim številom novih sten in brez prizidka

V smeri X potresna odpornost stavbe brez prizidka dosega 93,7 % zahtev potresne odpornosti, v smeri Y pa 81,0 %. Na ta način pridobimo informacijo o vplivu prizidka na potresno odpornost utrjene konstrukcije in oceno ali je prizidek kot utrditveni ukrep sploh smiseln. V preglednici 17 je z modro barvo prikazan polarni grafikon, ki predstavlja potresno odpornost konstrukcije, utrjene s prizidkom in večjim številom novih sten znotraj obstoječe konstrukcije. Zelena barva pa pripada varianti brez prizidka vendar z enakimi utrditvami znotraj obstoječega tlorisa.

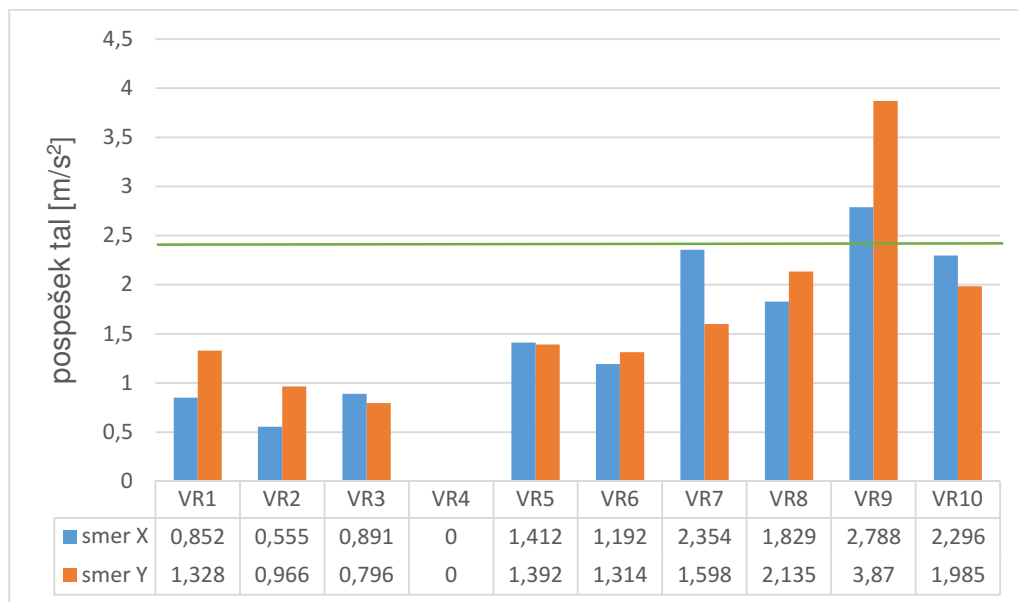
Preglednica 17: Vpliv prizidka kot utrditvenega ukrepa na vrednosti koeficienta α

Polarni grafikon	Prizidek + utrditve obstoječih zidov	Utrditve obstoječih zidov																																																																														
Enakomerna razporeditev vsiljenih pomikov po višini konstrukcije																																																																																
	<table><tr><th>št.</th><th>smer</th><th>α</th></tr><tr><td>1</td><td>+X</td><td>1,133</td></tr><tr><td>2</td><td>+X; +e</td><td>1,196</td></tr><tr><td>3</td><td>+Y; +e</td><td>2,092</td></tr><tr><td>4</td><td>+Y</td><td>2,989</td></tr><tr><td>5</td><td>+Y; -e</td><td>2,409</td></tr><tr><td>6</td><td>-X; +e</td><td>3,928</td></tr><tr><td>7</td><td>-X</td><td>3,999</td></tr><tr><td>8</td><td>-X; -e</td><td>2,964</td></tr><tr><td>9</td><td>-Y; -e</td><td>2,543</td></tr><tr><td>10</td><td>-Y</td><td>2,292</td></tr><tr><td>11</td><td>-Y; +e</td><td>2,138</td></tr><tr><td>12</td><td>+X; -e</td><td>3,136</td></tr></table>	št.	smer	α	1	+X	1,133	2	+X; +e	1,196	3	+Y; +e	2,092	4	+Y	2,989	5	+Y; -e	2,409	6	-X; +e	3,928	7	-X	3,999	8	-X; -e	2,964	9	-Y; -e	2,543	10	-Y	2,292	11	-Y; +e	2,138	12	+X; -e	3,136	<table><tr><th>št.</th><th>smer</th><th>α</th></tr><tr><td>1</td><td>+X</td><td>3,572</td></tr><tr><td>2</td><td>+X; +e</td><td>3,151</td></tr><tr><td>3</td><td>+Y; +e</td><td>1,215</td></tr><tr><td>4</td><td>+Y</td><td>1,234</td></tr><tr><td>5</td><td>+Y; -e</td><td>1,142</td></tr><tr><td>6</td><td>-X; +e</td><td>3,525</td></tr><tr><td>7</td><td>-X</td><td>1,269</td></tr><tr><td>8</td><td>-X; -e</td><td>1,369</td></tr><tr><td>9</td><td>-Y; -e</td><td>1,175</td></tr><tr><td>10</td><td>-Y</td><td>1,448</td></tr><tr><td>11</td><td>-Y; +e</td><td>1,413</td></tr><tr><td>12</td><td>+X; -e</td><td>2,929</td></tr></table>	št.	smer	α	1	+X	3,572	2	+X; +e	3,151	3	+Y; +e	1,215	4	+Y	1,234	5	+Y; -e	1,142	6	-X; +e	3,525	7	-X	1,269	8	-X; -e	1,369	9	-Y; -e	1,175	10	-Y	1,448	11	-Y; +e	1,413	12	+X; -e	2,929
št.	smer	α																																																																														
1	+X	1,133																																																																														
2	+X; +e	1,196																																																																														
3	+Y; +e	2,092																																																																														
4	+Y	2,989																																																																														
5	+Y; -e	2,409																																																																														
6	-X; +e	3,928																																																																														
7	-X	3,999																																																																														
8	-X; -e	2,964																																																																														
9	-Y; -e	2,543																																																																														
10	-Y	2,292																																																																														
11	-Y; +e	2,138																																																																														
12	+X; -e	3,136																																																																														
št.	smer	α																																																																														
1	+X	3,572																																																																														
2	+X; +e	3,151																																																																														
3	+Y; +e	1,215																																																																														
4	+Y	1,234																																																																														
5	+Y; -e	1,142																																																																														
6	-X; +e	3,525																																																																														
7	-X	1,269																																																																														
8	-X; -e	1,369																																																																														
9	-Y; -e	1,175																																																																														
10	-Y	1,448																																																																														
11	-Y; +e	1,413																																																																														
12	+X; -e	2,929																																																																														
Modalna razporeditev vsiljenih pomikov po višini konstrukcije																																																																																
	<table><tr><th>št.</th><th>smer</th><th>α</th></tr><tr><td>1</td><td>+X</td><td>2,590</td></tr><tr><td>2</td><td>+X; +e</td><td>3,968</td></tr><tr><td>3</td><td>+Y; +e</td><td>1,738</td></tr><tr><td>4</td><td>+Y</td><td>1,986</td></tr><tr><td>5</td><td>+Y; -e</td><td>1,579</td></tr><tr><td>6</td><td>-X; +e</td><td>2,657</td></tr><tr><td>7</td><td>-X</td><td>1,124</td></tr><tr><td>8</td><td>-X; -e</td><td>1,126</td></tr><tr><td>9</td><td>-Y; -e</td><td>2,324</td></tr><tr><td>10</td><td>-Y</td><td>1,934</td></tr><tr><td>11</td><td>-Y; +e</td><td>1,573</td></tr><tr><td>12</td><td>+X; -e</td><td>2,198</td></tr></table>	št.	smer	α	1	+X	2,590	2	+X; +e	3,968	3	+Y; +e	1,738	4	+Y	1,986	5	+Y; -e	1,579	6	-X; +e	2,657	7	-X	1,124	8	-X; -e	1,126	9	-Y; -e	2,324	10	-Y	1,934	11	-Y; +e	1,573	12	+X; -e	2,198	<table><tr><th>št.</th><th>smer</th><th>α</th></tr><tr><td>1</td><td>+X</td><td>2,013</td></tr><tr><td>2</td><td>+X; +e</td><td>2,484</td></tr><tr><td>3</td><td>+Y; +e</td><td>0,959</td></tr><tr><td>4</td><td>+Y</td><td>1,482</td></tr><tr><td>5</td><td>+Y; -e</td><td>0,81</td></tr><tr><td>6</td><td>-X; +e</td><td>1,491</td></tr><tr><td>7</td><td>-X</td><td>0,945</td></tr><tr><td>8</td><td>-X; -e</td><td>0,937</td></tr><tr><td>9</td><td>-Y; -e</td><td>0,910</td></tr><tr><td>10</td><td>-Y</td><td>1,073</td></tr><tr><td>11</td><td>-Y; +e</td><td>1,117</td></tr><tr><td>12</td><td>+X; -e</td><td>2,092</td></tr></table>	št.	smer	α	1	+X	2,013	2	+X; +e	2,484	3	+Y; +e	0,959	4	+Y	1,482	5	+Y; -e	0,81	6	-X; +e	1,491	7	-X	0,945	8	-X; -e	0,937	9	-Y; -e	0,910	10	-Y	1,073	11	-Y; +e	1,117	12	+X; -e	2,092
št.	smer	α																																																																														
1	+X	2,590																																																																														
2	+X; +e	3,968																																																																														
3	+Y; +e	1,738																																																																														
4	+Y	1,986																																																																														
5	+Y; -e	1,579																																																																														
6	-X; +e	2,657																																																																														
7	-X	1,124																																																																														
8	-X; -e	1,126																																																																														
9	-Y; -e	2,324																																																																														
10	-Y	1,934																																																																														
11	-Y; +e	1,573																																																																														
12	+X; -e	2,198																																																																														
št.	smer	α																																																																														
1	+X	2,013																																																																														
2	+X; +e	2,484																																																																														
3	+Y; +e	0,959																																																																														
4	+Y	1,482																																																																														
5	+Y; -e	0,81																																																																														
6	-X; +e	1,491																																																																														
7	-X	0,945																																																																														
8	-X; -e	0,937																																																																														
9	-Y; -e	0,910																																																																														
10	-Y	1,073																																																																														
11	-Y; +e	1,117																																																																														
12	+X; -e	2,092																																																																														

Na podlagi primerjav velikosti površin na polarnih grafikonih ugotovimo, da prizidek k potresni odpornosti vpliva do te mere, da se obseg potrebnih utrditev nosilnih zidov obstoječe stavbe nekoliko zmanjša, ne pa drastično.

5.2.5 Primerjava učinkovitosti predlaganih utrditvenih ukrepov

Za konec na sliki 63 prikažemo še učinkovitost vseh predlaganih utrditvenih ukrepov za izboljšanje potresne odpornosti nosilne konstrukcije obravnavane stavbe. Ukrepe označimo z VR1 do VR10 kot to prikazuje legenda k sliki.



Slika 63: Primerjalni grafikon doseženih pospeškov konstrukcije glede na mejno stanje SD

Legenda:

zelena vodoravna črta – zahteve standarda za mejno stanje SD

VR1 – južni trakt

VR6 – druga varianta prizidka

VR2 – severni trakt

VR7 – tretja varianta prizidka

VR3 – povezana trakta

VR8 – prizidek + manj dodatnih AB sten

VR4 – AB obloge

VR9 – prizidek + več dodatnih AB sten

VR5 – prva varianta prizidka

VR10 – brez prizidka + več dodatnih AB sten

Ustrezno potresno odpornost zagotavlja le utrditveni ukrep z znako VR9, pri katerem smo predvideli izgradnjo prizidka in večjega števila dodatnih AB sten v notranjosti obstoječe stavbe.

6 ZAKLJUČEK

Na podlagi spoznanj, pridobljenih tekom pričujoče naloge, potrjujemo postavljeno delovno hipotezo, saj potresna varnost obravnavane stavbe ne zadošča kriterijem potresne odpornosti, ki jih zahtevajo današnji predpisi. V nadaljevanju smo pokazali, da je možno obstoječo nosilno konstrukcijo utrditi do te mere, da je zadoščeno zahtevam potresne odpornosti. Preverili smo več možnih variant utrditve, ki so vključevale: konstrukcijsko povezovanje traktov, utrditve obstoječih elementov stavbe, dodajanje novih elementov in povezovanje z novim prizidkom. Izkaže se, da je zahtevano potresno odpornost stavbe mogoče doseči z utrditvenim ukrepom, ki vključuje povezovanje traktov, dodajanje novih armiranobetonskih sten znotraj obstoječe stavbe in povezavo nosilne konstrukcije s prizidkom. Vseeno pa dopuščamo možnost, da je mogoče zasnovati takšne utrditvene ukrepe, pri katerih prizidek kot utrditveni ukrep ne bi bil potreben. V tem primeru bi bilo potrebno prizidek konstrukcijsko ločiti od obstoječe stavbe. Na tem mestu pa se pojavi vprašanje ali je gradnja prizidka kot utrditvenega ukrepa sploh smiselna. Končna varianta prizidka je namreč takšna, da je nosilna konstrukcija le-tega zelo toga in poraba materiala relativno velika. Odgovor na to vprašanje bi lahko podala dodatna stroškovna analiza variant, česar pa v okviru naloge nismo izvajali. Poleg tega bi morali dimenzioniranju nosilnih elementov prizidka nameniti večjo pozornost, saj smo v pričujoči nalogi te dimenzije le predpostavili.

Sočasno z izdelavo te magistrske naloge je v podjetju Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o. potekala vzporedna analiza utrditve iste stavbe. Opravljena je bila ločeno in z uporabo programskega orodja (SREMB), s katerim preverjamo potresno odpornost na podlagi etažnega porušnega mehanizma. Upoštevani geometrijski in materialni podatki so se v obeh analizah nekoliko razlikovali, kljub temu pa so bile ugotovitve podobne: stavba je potresno močno ogrožena, potresno odpornost je mogoče dvigniti do ustreznega nivoja, vendar to zahteva velike utrditvene posege, pri čemer je kot del utrditev mogoče vključiti tudi izvedbo novega prizidka.

Dodaten izziv bi bil obstoječo konstrukcijo s povezanima traktoma in s prizidkom obravnavati z linearno elastično analizo v programu, ki temelji na metodi končnih elementov. V tem primeru bi za faktor obnašanja upoštevali vrednost 1,5. Na podlagi kontrol napetosti bi nato dimenzionirali prizidek. Ustreznost izbranih dimenzij nosilne konstrukcije bi nato lahko preverili v programu 3Muri, s pomočjo katerega bi določili natančnejšo vrednost faktora obnašanja. V naslednjem koraku bi ponovili linearno elastično analizo, vendar z novim (natančnejšim) faktorjem obnašanja. S takšnim iterativnim pristopom bi lahko določili optimalni konstrukcijski sistem prizidka. Med drugim bi bilo zanimivo analizirati tudi vplive upoštevanja različnih vrednosti mehanskih lastnosti materiala, saj so nekateri računski modeli nosilnih konstrukcij na spremembo mehanskih lastnosti materiala bolj občutljivi, drugi pa manj. Tako bi pridobili

informacijo o občutljivosti rezultatov glede izbire parametrov modela. Pri tem bi lahko opazovali ali se spremenijo porušni mehanizmi zidov in kako se spreminja duktilnost stavbe.

V pričajučem delu smo prikazali pot do rešitve realnega gradbeno-inženirskega problema. Ker je za iskanje najustreznejše rešitve potreben iteracijski proces, vseh računskih modelov in rezultatov zaradi preobsežnosti nismo prikazovali. Tekom izdelave magistrske naloge smo izdelali več kot 20 idealiziranih računskih modelov nosilne konstrukcije, preden smo prišli do končne rešitve. Ob tem smo pridobili veliko uporabniških izkušen s programom 3Muri. Ugotovili smo, da je program 3Muri sicer uporabniku zelo prijazen, vendar ima po drugi strani tudi nekaj slabosti. Sprva smo imeli težave s konvergenco računa. V nadaljevanju je težavo predstavljal relativno velik računski model in posledično težave s prikazovanjem rezultatov. Velikokrat je program v trenutku nehal delovati ali pa se je odzival zelo počasi. Naslednji problem smo imeli z modeliranjem idealiziranega računskega modela, ki je vseboval pretežno betonske elemente, saj program tedaj ni izrisal potisnih krivulj. Tudi čas računa je bil zelo dolg, pri najkompleksnejših računskih modelih je trajal do 5 ur. Sklepamo, da je program 3Muri bolj primeren za manjše računske modele oziroma za enostavnejše stavbe, ki so večinoma grajene iz opečnih elementov, manj pa je primeren za armiranobetonske konstrukcije. Program tudi ne omogoča vpogleda v vmesne faze računa oziroma v ozadje izvedene analize. S tem je kontrola pravilnosti izračunov težje preverljiva oziroma nemogoča.

VIRI

- [1] Štampfl, A., Kržan, M., Žibret, K. 2017. Poročilo o podrobnem pregledu konstrukcije in ugotavljanju statične in protipotresne varnosti objekta »Srednja šola za farmacijo, kozmetiko in zdravstvo. Projektna naloga. Ljubljana, Gradbeni inštitut ZRMK d.o.o., Center za materiale in konstrukcije.
- [2] Kadunc, B. 1957. Statični elaborat – I. del, Šola za srednji medicinski kader v Ljubljani. Projektna naloga. Ljubljana, Slovenija projekt.
- [3] Snoj, I. 1957. Statični elaborat – II. del, Šola za srednji medicinski kader v Ljubljani. Projektna naloga. Ljubljana, Slovenija projekt.
- [4] Popović, M. Rekonstrukcije zidanih stavb in vpliv utrditvenih ukrepov na njihovo trajnost: str. 2-12. http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/49-7_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 14. 7. 2017.)
- [5] Tomaževič, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.
- [6] Gostič, S., Dolinšek, B. Projektiranje rekonstrukcij: str. 2-10.
http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/44-2_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 14. 7. 2017.)
- [7] Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315.
<http://www.zveza-dgits.si/poenostavljena-nelinearna-analiza-konstrukcij-pri-potresni-obtezbi>
(Pridobljeno 4. 6. 2018.)
- [8] Bosiljkov, V. Metodologija pregledovanja objektov. Osebna komunikacija. (28. 8. 2015.)
- [9] SIST EN 772-1:2011. Metode preizkušanja zidakov – 1. del: Določevanje tlačne trdnosti. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [10] SIST EN 12504-2:2002. Preskušanje betona v konstrukcijah – 2.del: Neporušitveno preskušanje – Določevanje sklerometričnega indeksa. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [11] EN 13791:2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and pre-cast concrete components.
- [12] SIST EN 1998-1:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.

- [13] SIST EN 1996-1-1:2006. Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila za armirano in nearmirano zidovje. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [14] Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.
- [15] Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.
- [16] Bratina, S. Masivne konstrukcije. Osebna komunikacija. (12. 4. 2014.)
- [17] Tomaževič, M. 2016. Laboratorij za konstrukcije ZAG in raziskave za potresno odporne zidane stavbe. Gradbeni vestnik 65, julij: 138-157.
<https://www.dlib.si/stream/URN:NBN:SI:DOC-8VNGK4QJ/1443e3b1-f6fe-4278-80e2-fd48152139c3/PDF>
(Pridobljeno 4. 6. 2018.)
- [18] S.T.A. Data. 3Muri User Manual, Release 10.0.0.
http://www.3muri.com/documenti/brochure/en/3Muri10.9.0_ENG.pdf
(Pridobljeno 14. 7. 2017.)
- [19] Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2013. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. Engineering Structures 56, 1787-1799.
- [20] SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [21] NTC. 2008. Italian National Technical Code – Sections Extracted From The Commentary To NTC08.
- [22] SIST EN 771-1:2011+A1:2015. Specifikacija za zidake – 1. del: Opečni zidaki. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [23] Tomaževič, M. 2016. Laboratorij za konstrukcije ZAG in raziskave za potresno odporne zidane stavbe. Gradbeni vestnik, letn., št. 7, str. 138-157.
- [24] SIST EN 1990:2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [25] Saje, F. 2000. Evropski predstandard za betonske konstrukcije EC 2 – ENV 1992 – Betonske konstrukcije. Gradbeni vestnik 49, 6: 130-138.
<http://www.zveza-dgits.si/evropski-predstandard-ec-s-env-1992-betonske-konstrukcije>
(Pridobljeno 4. 6. 2018.)

- [26] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [27] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.
- [28] Janežič, I., Baumgartner, M., Kos, J. in Bergant, M. Tehnične informacije o pomembnejših posegih za rekonstrukcijo v potresu poškodovanih zidanih objektov: str. 1-17.
http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/45-3_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 14. 7. 2017.)
- [29] Gostič, S., Mezgec, A. in Žarnić, R. Protipotresne utrditve zidanih konstrukcij s CFRP kompoziti: str. 2-8.
http://www.gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/48-6_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 14. 7. 2017.)
- [30] Snoj, J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3MURI. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snoj): 125 str.
- [31] SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standartizacijo.

SEZNAM PRILOG

Priloga A.1: Tloris kleti

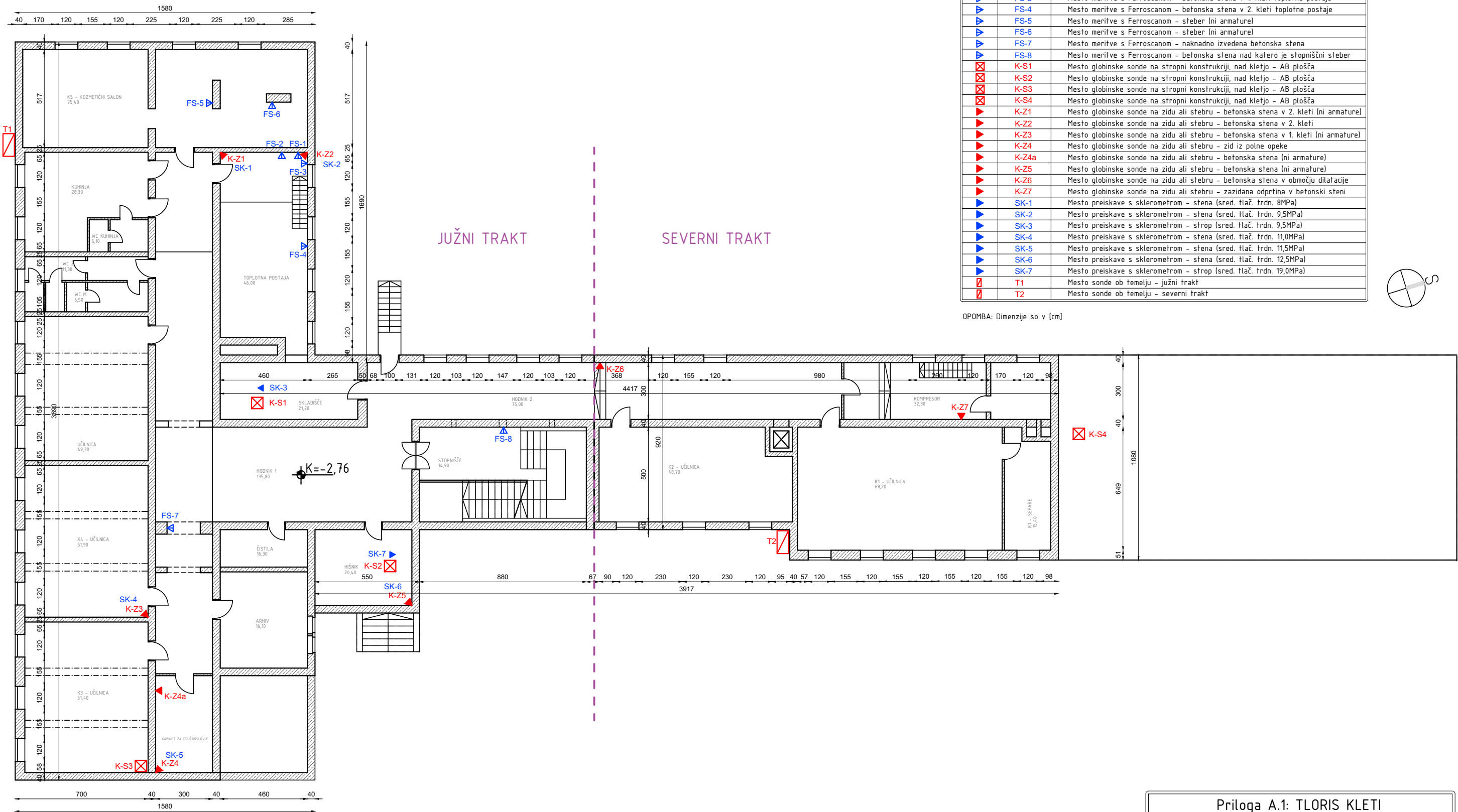
Priloga A.2: Tloris pritličja

Priloga A.3: Tloris prvega nadstropja

Priloga A.4: Tloris drugega nadstropja

Priloga A.5: Tloris tretjega nadstropja

TLORIS KLETI

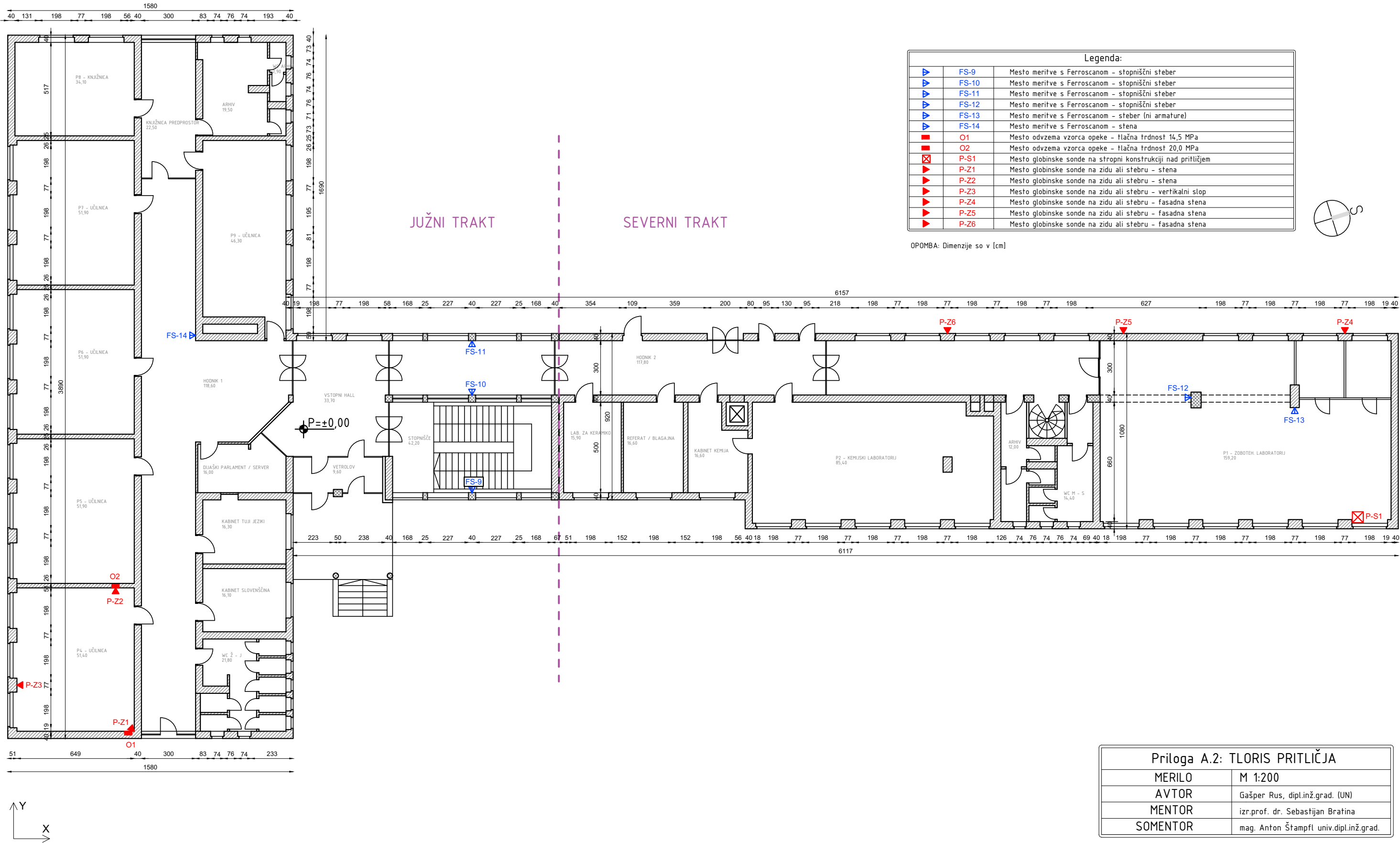


Legenda:		
▶	FS-1	Mesto meritve s Ferrosconom – betonska stena v 1. kleti toplotne postaje
▶	FS-2	Mesto meritve s Ferrosconom – betonska stena v 2. kleti toplotne postaje
▶	FS-3	Mesto meritve s Ferrosconom – betonska stena v 1. kleti toplotne postaje
▶	FS-4	Mesto meritve s Ferrosconom – betonska stena v 2. kleti toplotne postaje
▶	FS-5	Mesto meritve s Ferrosconom – stebel (ni armature)
▶	FS-6	Mesto meritve s Ferrosconom – stebel (ni armature)
▶	FS-7	Mesto meritve s Ferrosconom – naknadno izvedena betonska stena
▶	FS-8	Mesto meritve s Ferrosconom – betonska stena nad katero je stopniščni stebel
⊠	K-S1	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji, nad kletjo – AB plošča
⊠	K-S2	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji, nad kletjo – AB plošča
⊠	K-S3	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji, nad kletjo – AB plošča
⊠	K-S4	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji, nad kletjo – AB plošča
▶	K-Z1	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena v 2. kleti (ni armature)
▶	K-Z2	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena v 2. kleti
▶	K-Z3	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena v 1. kleti (ni armature)
▶	K-Z4	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – zid iz polne opeke
▶	K-Z4a	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena (ni armature)
▶	K-Z5	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena (ni armature)
▶	K-Z6	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – betonska stena v območju dilatacije
▶	K-Z7	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri – zazidana odprtina v betonski steni
▶	SK-1	Mesto preiskave s sklerometrom – stena (sred. tlač. trdn. 8MPa)
▶	SK-2	Mesto preiskave s sklerometrom – stena (sred. tlač. trdn. 9,5MPa)
▶	SK-3	Mesto preiskave s sklerometrom – strop (sred. tlač. trdn. 9,5MPa)
▶	SK-4	Mesto preiskave s sklerometrom – stena (sred. tlač. trdn. 11,0MPa)
▶	SK-5	Mesto preiskave s sklerometrom – stena (sred. tlač. trdn. 11,5MPa)
▶	SK-6	Mesto preiskave s sklerometrom – stena (sred. tlač. trdn. 12,5MPa)
▶	SK-7	Mesto preiskave s sklerometrom – strop (sred. tlač. trdn. 19,0MPa)
⊠	T1	Mesto sonde ob temelju – južni trakt
⊠	T2	Mesto sonde ob temelju – severni trakt

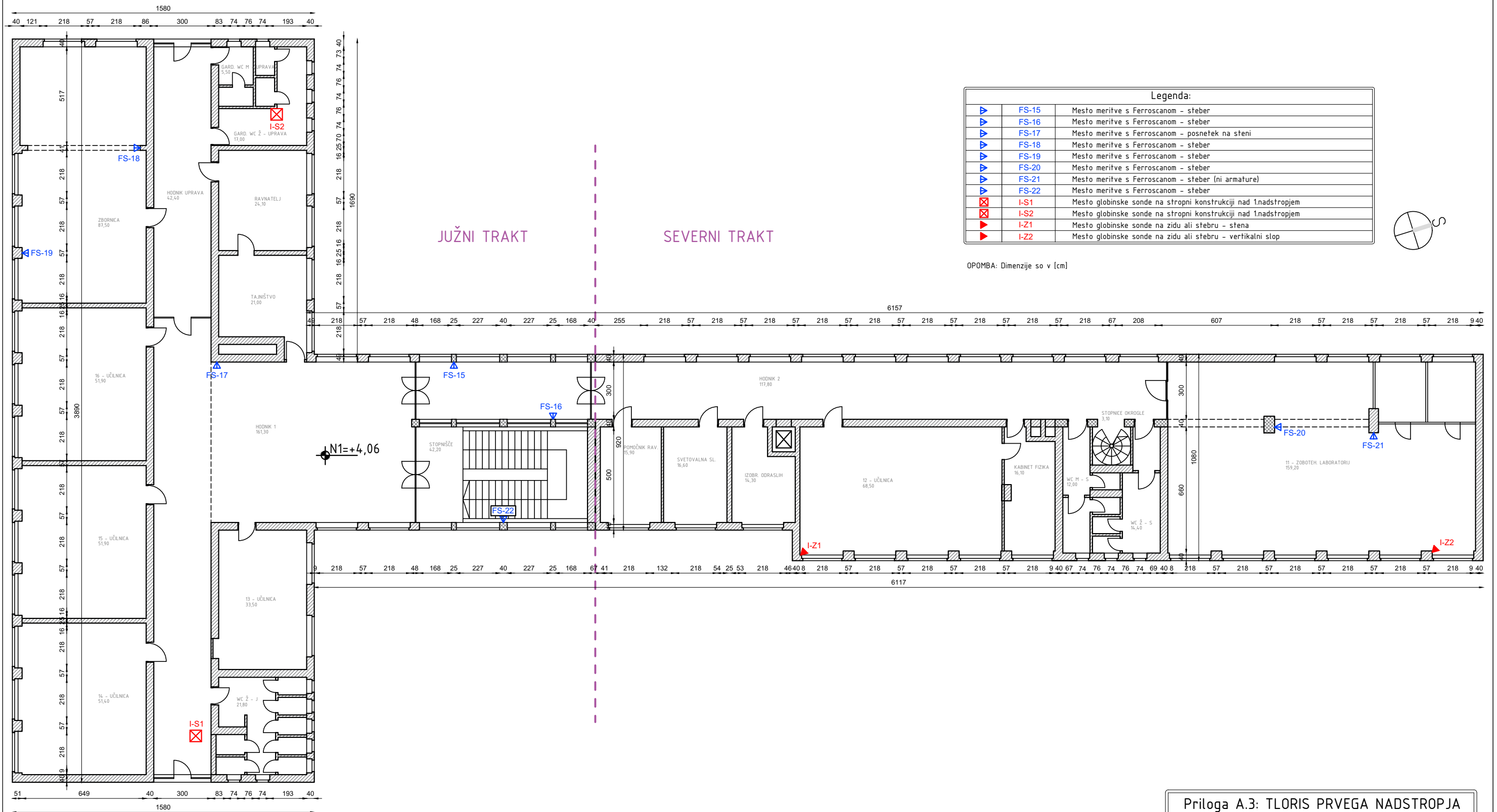
OPOMBA: Dimenzije so v [cm]

Priloga A.1: TLORIS KLETI	
MERIL	M 1:200
AVTOR	Gašper Rus, dipl.inž.grad. (UN)
MENTOR	izr.prof. dr. Sebastijan Bratina
SOMENTOR	mag. Anton Štampfl univ.dipl.inž.grad.

TLORIS PRITLIČJA

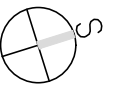


TLORIS PRVEGA NADSTROPJA



Legenda:		
▶	FS-15	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
▶	FS-16	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
▶	FS-17	Mesto meritve s Ferrosconam - posnetek na steni
▶	FS-18	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
▶	FS-19	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
▶	FS-20	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
▶	FS-21	Mesto meritve s Ferrosconam - steber (ni armature)
▶	FS-22	Mesto meritve s Ferrosconam - steber
☒	I-S1	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji nad 1.nadstropjem
☒	I-S2	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji nad 1.nadstropjem
▶	I-Z1	Mesto globinske sonde na zidu ali stebur - stena
▶	I-Z2	Mesto globinske sonde na zidu ali stebur - vertikalni stlop

OPOMBA: Dimenzije so v [cm]



N1=+4,06

Priloga A.3: TLORIS PRVEGA NADSTROPJA

MERILO	M 1:200
--------	---------

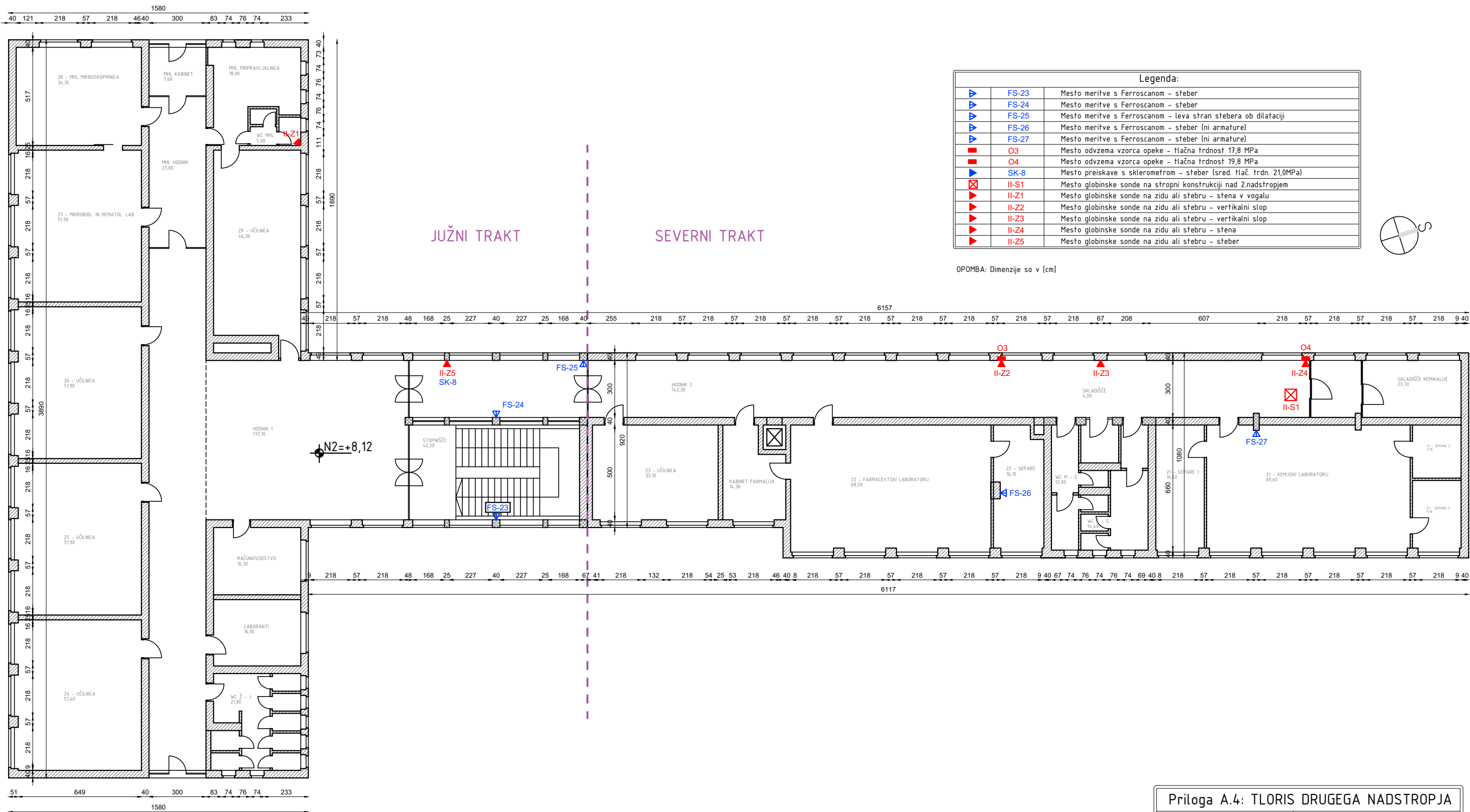
AVTOR	Gašper Rus, dipl.inž.grad. (UN)
-------	---------------------------------

MENTOR	izr.prof. dr. Sebastijan Bratina
--------	----------------------------------

SOMENTOR	mag. Anton Štampfl univ.dipl.inž.grad.
----------	--

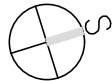


TLORIS DRUGEGA NADSTROPJA



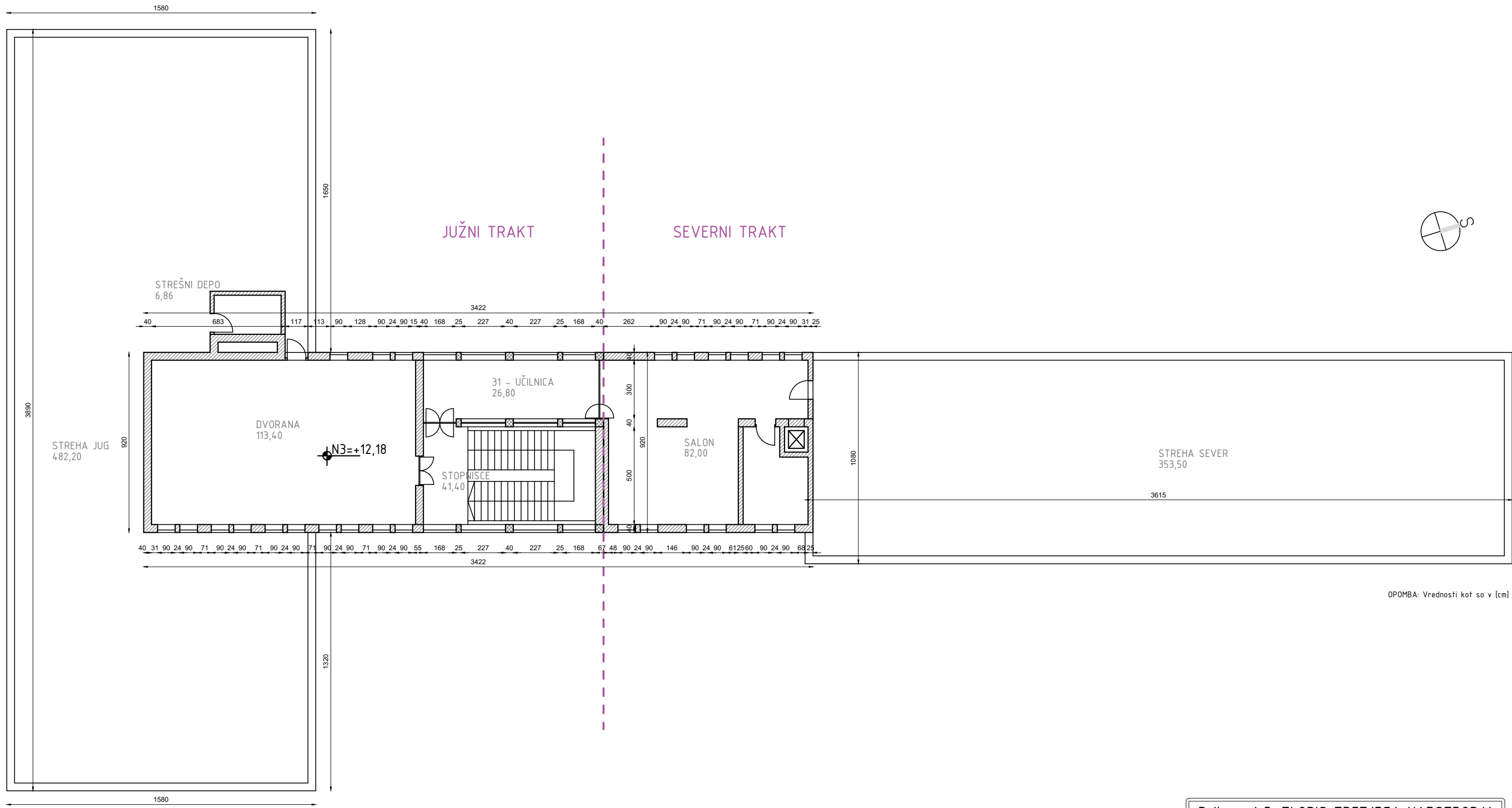
Legenda:		
▶	FS-23	Mesto meritve s Ferroscom - steber
▶	FS-24	Mesto meritve s Ferroscom - steber
▶	FS-25	Mesto meritve s Ferroscom - leva stran stebra ob dilataciji
▶	FS-26	Mesto meritve s Ferroscom - steber (ni armature)
▶	FS-27	Mesto meritve s Ferroscom - steber (ni armature)
■	O3	Mesto odvzema vzorca opeke - tlačna trdnost 17,8 MPa
■	O4	Mesto odvzema vzorca opeke - tlačna trdnost 19,8 MPa
■	SK-8	Mesto preiskave s sklerometrom - steber (sred. tlač. trdn. 21,0MPa)
⊠	II-S1	Mesto globinske sonde na stropni konstrukciji nad 2.nadstropjem
▶	II-Z1	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri - stena v vogalu
▶	II-Z2	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri - vertikalni slop
▶	II-Z3	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri - vertikalni slop
▶	II-Z4	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri - stena
▶	II-Z5	Mesto globinske sonde na zidu ali stebri - steber

OPOMBA: Dimenzije so v [cm]



Priloga A.4: TLORIS DRUGEGA NADSTROPJA	
MERILO	M 1:200
AVTOR	Gašper Rus, dipl.inž.grad. (UN)
MENTOR	izr.prof. dr. Sebastijan Bratina
SOMENTOR	mag. Anton Štampfl univ.dipl.inž.grad.

TLORIS TRETJEGA NADSTROPJA



OPOMBA: Vrednosti kot so v [cm]

Priloga A.5: TLORIS TRETJEGA NADSTROPJA	
MERILO	M 1:200
AVTOR	Gašper Rus, dipl.inž.grad. (UN)
MENTOR	izr.prof. dr. Sebastijan Bratina
SOMENTOR	mag. Anton Štampfl univ.dipl.inž.grad.