

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za *gradbeništvo*
in geodezijo

Inštitut za konstrukcije,
potresno inženirstvo in
računalništvo



Navodila za potresnoodporno projektiranje armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL

Naročnik: JUB d.o.o., Dol pri Ljubljani 28, 1262 Dol pri Ljubljani
Številka naročnika: 4100000811

Izvajalec: Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in
računalništvo

Vodja študije: prof. dr. Matjaž Dolšek

Predstojnik IKPIR-a: prof. dr. Matej Fischinger

Revizija:

prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, maj 2016



IZVAJALCI ŠTUDIJE

Izvajalci:

prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

asist. dr. Jure Snoj, univ. dipl. inž. grad.

Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.

VSEBINA

1	POVZETEK	3
2	UVOD	5
3	OPIS PROJEKTIRANJA ŠIBKO ARMIRANIH STEN PO EVROKODU 8	7
3.1	Definicija šibko armirane stene in konstrukcijskega sistema iz takih sten	7
3.2	Konstrukcijske zahteve	7
3.2.1	Dimenzije sten	7
3.2.2	Minimalna armatura	8
3.2.3	Sidranje in stikovanje armature	8
3.3	Projektne vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil	9
3.3.1	Faktor obnašanja	9
3.3.2	Povečanje vrednosti projektnih strižnih sil za preprečitev strižne porušitve	10
3.4	Kontrole nosilnosti v kritičnem področju	10
3.4.1	Strižna nosilnost stene	10
3.4.2	Upogibna nosilnost stene	12
3.4.3	Strig med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih - delovni stik	12
3.5	Zagotovitev lokalne duktilnosti šibko armiranih sten (EC8 5.4.3.5.3)	13
3.5.1	Merilo lokalne duktilnosti μ_ϕ	13
3.5.2	Konstrukcijske zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti	14
3.6	Zahteve za dimenzioniranje temeljev	15
4	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA POTRESNEGA TVEGANJA NABORA OBJEKTOV GRAJENIH PO SISTEMU JUBHOME WALL	17
4.1	Račun potresnega tveganja in definicija sprejemljivega potresnega tveganja	18
4.2	Definicija vzorčnih konstrukcij	19
4.3	Ocena faktorja dodatne nosilnosti in vpliva negotovosti pri gradnji na nosilnost sten ter definicija mejnih zamikov etaž	21
4.4	Definicija matematičnega modela za izračun odziva konstrukcij in karakteristik plastičnega členka	27
4.5	Funkcija potresne nevarnosti, ciljni spektri in izbira akceleroگرامov	28
4.6	Odziv konstrukcij	30
4.7	Izračun potresnega tveganja za izbrane lokacije po Sloveniji	33
4.8	Predlog za minimalni delež nosilnih sten izražen glede na bruto tlorisno površino	35
4.9	Faktor obnašanja q	38
4.10	Dimenzioniranje temeljev	38
5	NAVODILA ZA PROJEKTIRANJE STEN JUBHOME WALL	39
5.1	Zasnova objekta	39
5.2	Analiza	40
5.3	Dimenzioniranje armature	40
5.4	Konstruiranje armature	41
5.5	Temelji	41
5.6	Tehnologija gradnje sistema JUBHome WALL	41

6	SKLEP	44
7	VIRI	46
	PRILOGA A: PRIMER DIMENZIONIRANJA STENE JUBHOME WALL	47
A.1	Konstrukcijske zahteve	47
A.1.1	Dimenzije sten	47
A.1.2	Omejitev normirane osne sile	47
A.1.3	Minimalna zahtevana armatura	48
A.2	Upogibna nosilnost	48
A.3	Strižna nosilnost	49
A.4	Kontrola zdrsa na delovnem stiku	50
A.5	Določitev dolžine preklopa in sidranja vzdolžne armature	51

1 POVZETEK

Pri razvoju navodil za projektiranje sten JUBHome WALL smo izhajali iz določil SIST EN 1998-1 (2005), ki se nanašajo na šibko armirane stene. V poglavju 3 smo zato na kratko povzeli določila standarda, ki se nanašajo na analizo, dimenzioniranje in konstruiranje tega tipa sten. Glede na predvideno tehnologijo gradnje pri stenah JUBHome WALL ne bo izpolnjeno določilo, ki predpisuje minimalno dolžino robnega elementa v šibko armiranih stenah. Ker se bo omenjen konstrukcijski sistem uporabljal le za eno-etažne oziroma dvo-etažne hiše JUBHome (do največ P+1+M), pri katerih je pričakovati nizke stopnje tlačnih napetosti v stenah, ocenjujemo, da neizpolnjevanje tega določila ne bo bistveno vplivalo na varnost takšnih konstrukcij.

V drugem delu, poglavje 4, smo analizirali potresno tveganje vzorčnih konstrukcij grajenih s sistemom JUBHome WALL. Generirali smo 84 konstrukcij, s čimer smo v študiji zajeli širok nabor možnih objektov JUBHome. Konstrukcije so imele bodisi eno bodisi dve etaži ter različno število sten, ki so predstavljale različen delež bruto tlorisne površine objekta. Stene so bile armirane skladno z minimalnimi zahtevami standarda SIST EN 1998-1 (2005).

Določili smo projektno upogibno in strižno nosilnost sten, pri čemer smo v računu uporabili projektne vrednosti materialnih karakteristik betona in armature. Izračunane projektne vrednosti nosilnosti smo primerjali z eksperimentalno določenimi na osnovi katerih smo ocenili faktor dodatne nosilnosti. Na podlagi eksperimentov na stenah JUBHome WALL, kjer smo z različnimi preizkušanci upoštevali tudi negotovosti pri gradnji (slabša kvaliteta betona, manjša količina vgrajene stremenske, navpične in horizontalne armature), smo določili tudi faktor za upoštevanje negotovosti pri gradnji.

Dejansko nosilnost elementov v plastičnih členkih nelinearnega računskega modela konstrukcije smo torej določili kot minimalno izmed projektne upogibne oziroma strižne nosilnosti, pomnoženo z ustreznim faktorjem dodatne nosilnosti in deljeno s faktorjem za upoštevanje negotovosti pri gradnji, kjer sta oba faktorja večja od 1. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov smo določili tudi mejni zasuk, ki povzroči porušitev elementa, kar vodi tudi v porušitev konstrukcije. Ključni parameter za oceno verjetnosti porušitve obravnavanih vzorčnih konstrukcij je nosilnost objekta. Deformacijska kapaciteta ima manjši vpliv, zato je nismo zelo natančno določali.

Z inkrementalno dinamično analizo smo spremljali odziv konstrukcije pri različnih intenzitetah potresne obtežbe, vse do mejne intenzitete, pri kateri je nastopila porušitev konstrukcije. Vpliv slučajne potresne obtežbe smo simulirali s skupinami 30 akceleroogramov, ki so ustrezali ciljnim spektrom za tipe tal A, B, C, D in E. Z numerično integracijo funkcije potresne nevarnosti za 21 izbranih lokacij po Sloveniji in ranljivostne krivulje, ki izraža pogojno verjetnost porušitve konstrukcije pri določeni intenziteti, smo za vsako izmed konstrukcij določili vrednost potresnega tveganja, izraženega z letno verjetnostjo porušitve konstrukcije.

Na podlagi izbrane sprejemljive verjetnosti porušitve ($1 \cdot 10^{-5}$), smo določili minimalne deleže nosilnih sten v vsaki smeri glede na bruto tlorisno površino objekta v odvisnosti od projektnega pospeška tal na izbrani lokaciji, ki zagotavljajo ustrezno varnost konstrukcije. Ob upoštevanju teh deležev nosilnih sten in ob upoštevanju ostalih kriterijev pri zasnovi objekta in konstruiranja armature, je zadoščeno ciljni zanesljivosti objekta. Potresna analiza konstrukcije je zato potrebna predvsem za določitev obremenitve temeljne plošče. Pri tem je potrebno slediti navodilom za projektiranje konstrukcij JUBHome, ki so zbrana v poglavju 5. V tem poglavju ločeno obravnavamo navodila za projektiranje, ki se nanašajo na zasnovo stavb, analizo konstrukcij JUBHome, dimenzioniranje sten in konstruiranje armature, vključno z minimalnimi zahtevami standarda. Dodatno so v navodilih specificirane tudi zahteve glede temeljenja takšnih objektov in posebnosti v tehnologiji gradnje, na katere je potrebno biti posebno pozoren v fazi načrtovanja, izvedbe in nadzora pri gradnji.

2 UVOD

Podjetje JUBHome d.o.o. je razvilo energijsko varčen sistem konstrukcijskih sten JUBHome WALL. Sestava stenskega sklopa obsega stenske module, ki so sestavljeni iz dveh slojev toplotne izolacije EPS (ekspandirani polistiren), ki sta med seboj povezana s plastičnimi vezicami. Predvidene so različne debeline slojev toplotne izolacije. V prostor med obema slojema toplotne izolacije je potrebno namestiti horizontalno in vertikalno armaturo ter vgraditi beton.

Ker način gradnje takšnih sten po sistemu JUBHome WALL ni predviden v predpisih za potresnoodporno gradnjo, je potrebno razviti navodila za projektiranje, s čimer bi zadostili osnovnim zahtevam standarda SIST EN 1998-1 (2005). Razvoj navodil za potresnoodporno projektiranje objektov mora obsegati tako eksperimentalne kot tudi numerične raziskave z namenom, da bi s postopki projektiranja objektov zadostili osnovnim zahtevam po omejitvi poškodb in po neporušitvi objekta. Obe osnovni zahtevi morata biti izpolnjeni z določeno stopnjo zanesljivosti, ki pa jo standard SIST EN 1998-1 še ne predpisuje.

Pri razvoju potresnoodpornega projektiranja novih konstrukcijskih sistemov je potrebno z numeričnimi simulacijami preveriti obnašanje večjega števila konstrukcij, da se na podlagi tega lahko določi kritične parametre, ki jih je potrebno upoštevati pri projektiranju. Osnovo za numerične simulacije predstavljajo eksperimentalne raziskave, ki smo jih izvedli za posamezne elemente novega konstrukcijskega sistema JUBHome (Dolšek in soavtorji, 2016). Na podlagi eksperimentalnih rezultatov smo vrednotili natančnost modelov za določitev nosilnosti in deformacijske kapacitete konstrukcijskih elementov z upoštevanjem vpliva negotovosti pri gradnji objekta. Določili smo tudi faktor dodatne nosilnosti, s katerim je potrebno množiti projektno nosilnost, da se oceni dejanska nosilnost elementov.

V okviru študije smo najprej zbrali določila iz standarda SIST EN 1998-1 (2005), ki se nanašajo na sisteme s šibko armiranimi stenami, katerim so zelo podobne tudi stene JUBHome WALL. V poglavju 4 sledi parametrična študija potresnega tveganja nabora konstrukcij, grajenih po tem sistemu, ki so bile konstruirane skladno z minimalnimi zahtevami standarda. Ocenili smo njihov odziv pri različnih intenzitetah potresne obtežbe in določili njihovo potresno tveganje. Na podlagi tega smo določili minimalno površino sten v konstrukciji in razvili navodila za projektiranje, ki zagotavljajo ustrezno obnašanje in zanesljivost takšnih objektov.

3 OPIS PROJEKTIRANJA ŠIBKO ARMIRANIH STEN PO EVROKODU 8

Evrokod 8 (SIST EN 1998-1, 2005) ne podaja navodil za potresnoodporno projektiranje konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Najbolj podoben konstrukcijski sistem, ki ga Evrokod podpira, je sistem šibko armiranih sten. V nadaljevanju povzemamo določila Evrokoda 8 in Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), ki se nanašajo na projektiranje armiranobetonskih sten. V kolikor v besedilu ni posebno poudarjeno, da določilo velja samo za šibko armirane stene, se navedeno nanaša tudi na klasične duktilne stene. Opišemo tudi določene razlike med šibko armiranimi stenami in konstrukcijskim sklopom JUBHome WALL.

3.1 Definicija šibko armirane stene in konstrukcijskega sistema iz takih sten

Velika šibko armirana stena je stena s prerezom velikih dimenzij, to je z vodoravno dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši vrednosti od 4.0 m ali dve tretjini višine stene h_w . Za takšne stene se pričakuje, da bodo pri potresnem projektnem stanju zmerno razpokale ter se omejeno plastificirale. Pričakuje se, da bo takšna stena pretvorila potresno energijo v potencialno energijo s pomočjo začasnega dviga mase konstrukcije in v energijo, ki se bo sipala v temeljnih tleh pri zibanju stene kot togega telesa. Zaradi njenih dimenzij, pomanjkanja vpetosti ali povezave z velikimi prečnimi stenami, ki preprečujejo rotacijo v plastičnem členku ob vpetju, se takšne stene ne da učinkovito projektirati z namenom, da bi sipala energijo v plastičnem členku ob vpetju (SIST EN 1998-1, **5.1.2**).

Stenasti sistem se obravnava kot sistem z velikimi, šibko armiranimi stenami, če: (i) ima v obravnavani vodoravni smeri vsaj dve steni z dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4.0 m ali $2h_w/3$, (ii) steni skupaj podpirata vsaj 20 % celotne gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju in (iii) je ob predpostavki rotacijsko togega vpetja sistema njegova osnovna nihajna doba T_l manjša ali enaka 0.5 s. Pri računu nihajnih časov je potrebno upoštevati vpliv razpokanosti prerezov tako, da zmanjšamo togost (npr. s polovično vrednostjo vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov, SIST EN 1998-1, **4.3.1(7)**). V eni od obeh smeri zadošča samo ena stena, ki odgovarja gornjim pogojem, če je izpolnjeno: (a) v tej smeri je osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 deljena s faktorjem 1.5 in (b) v pravokotni smeri ima stavba vsaj dve steni, ki izpolnjujeta gornje pogoje (SIST EN 1998-1, **5.2.2.1.(3)P**). V skladu s SIST EN 1998-1 (**5.2.2.2.(1)P**) znaša minimalna vrednost faktorja obnašanja $q = 1.5$.

Ker sistemi velikih, šibko armiranih sten ne morejo povsem izkoristiti sipanja energije v plastičnih členkih, se projektirajo kot konstrukcije srednje stopnje duktilnosti (DCM) (SIST EN 1998-1, **5.2.2.2.(13)**).

3.2 Konstrukcijske zahteve

3.2.1 Dimenzije sten

Širina stojine b_{wo} (v metrih) mora zadostiti naslednjemu izrazu:

$$b_{wo} \geq \max(0.15 \text{ m}, h_s / 20) \quad (3.1)$$

kjer je h_s svetla etažna višina v metrih (SIST EN 1998-1, **5.4.1.2.3. (1)**).

3.2.2 Minimalna armatura

Prerez navpične armature v celotni steni mora biti med $A_{sv,min}$ in $A_{sv,max}$. Pri šibko armiranih stenah je predvsem potrebno dokazati, da je prerez navpične armature večji od $A_{sv,min} = 0.003A_c$, kjer je A_c enak površini prečnega prereza stene (nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1, **9.6.2(1)**).

Prerez vodoravne armature v stenah mora biti večji od $A_{sh,min} = 0.002A_c$, kjer je A_c enak površini prečnega prereza stene (nacionalni dodatek SIST EN 1992-1-1, **9.6.3(1)**).

Razdalja med dvema sosednjima vodoravnima palicama ni večja od 400 mm (SIST EN 1992-1-1, **9.6.3(2)**).

Razdalja med sosednjimi navpičnimi palicami armature ne sme prekoračiti manjše vrednosti izmed 3-kratne debeline stene ali 400 mm (SIST EN 1992-1-1, **9.6.3(3)**).

3.2.3 Sidranje in stikovanje armature

Osnovno potrebno sidrno dolžino $l_{b,rqd}$ v armaturnih palicah s premerom ϕ določimo z izrazom (SIST EN 1992-1-1, **8.4.3.(2)**):

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (3.2)$$

kjer je σ_{sd} projektna napetost armature na mestu sidranja, f_{bd} pa je privzeta projektna sprijemna napetost, ki je izražena kot (SIST EN 1992-1-1, **8.4.2.(2)**):

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (3.3)$$

kjer je η_1 koeficient, ki je odvisen od kakovosti pogojev sidranja in od lege palic, η_2 pa koeficient, ki upošteva premer palice ϕ .

Projektno sidrno dolžino l_{bd} določimo z izrazom (SIST EN 1992-1-1, **8.4.4(1)**):

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \\ l_{b,min,nateg} &> \max(0.3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) \\ l_{b,min,tlak} &> \max(0.6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (3.4)$$

kjer s koeficienti $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ po vrsti zajamemo vpliv oblike krivljenja palice, vpliv najmanjšega krovnege sloja betona, vpliv objekta s prečno armaturo, vpliv ene ali več privarjenih prečnih palic vzdolž projektne sidrne dolžine ter učinek tlačnih napetosti prečno na ravnino cepitve vzdolž projektne sidrne dolžine.

Projektno dolžino prekrivanja armature l_0 določimo po SIST EN 1992-1-1 **(8.7.3.(1))**:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$$l_{0,min} = \max(0.3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}) \quad (3.5)$$

kjer s koeficientom α_6 zajamemo delež s prekrivanjem stikovanih palic glede na celoten prerez armature, pomen ostalih koeficientov pa je pojasnjen zgoraj.

Svetla medsebojna razdalja med palicama, stikovanima s prekrivanjem, ne sme biti večja od 4ϕ ali 50 mm, če pa je svetla medsebojna razdalja večja od 4ϕ ali 50 mm, je treba dolžino prekrivanja povečati za velikost svetle medsebojne razdalje stikovanih palic (SIST EN 1992-1-1, **8.7.2(3)**).

Tako določeno potrebno dolžino prekrivanja armature je treba v stenah JUBHome WALL na delovnem stiku, kjer ni upoštevana polno izkoriščena napetost v palici, povečati za 50 %, saj se je med eksperimenti izkazalo, da lahko pride do koncentracije poškodb ravno na delovnem stiku (Dolšek et al., 2016). Ni potrebno, da je tako določena preklopna dolžina daljša od preklopne dolžine polno izkoriščenih palic. Podobno je potrebno za 50 % povečati tudi sidrno dolžino veznih armaturnih palic, ki potekajo preko delovnega stika (**SIST EN 1998-1, 5.4.3.5.2(4)**). Uporaba teh določil je prikazana v primeru v prilogi.

3.3 Projektne vrednosti upogibnih momentov in prečnih sil

3.3.1 Faktor obnašanja

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q , ki ga lahko upoštevamo tudi za sisteme s šibko armiranimi stenami in je bil vpeljan z namenom, da upošteva sposobnost sipanja energije, je treba izpeljati za vsako smer, kot sledi:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (3.6)$$

kjer sta q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, odvisna od konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini ter k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 za sisteme JUBHome WALL za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), ki so pravilni po višini, je enaka 2.0 (glej poglavje 4.9). Če je konstrukcijski sistem nepravilen po višini, se vrednost q_0 zmanjša za 20 % (SIST EN 1998-1, **5.2.2.2(1)-(10)**).

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja, se za stenaste sisteme določi po enačbi:

$$0.5 \leq k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1 \quad (3.7)$$

kjer je α_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (3.8)$$

kjer sta h_{wi} in l_{wi} višina in dolžina stene i (SIST EN 1998-1, 5.2.2.2(1)-(10)).

3.3.2 Povečanje vrednosti projektnih strižnih sil za preprečitev strižne porušitve

Da bi se zagotovil nastop upogibne plastifikacije pred izčrpanjem mejnega stanja v strigu v šibko armiranih stenah, je treba prečno silo V_{Ed}' iz analize povečati. Upošteva se, da je tej zahtevi zadoščeno, če se v vsaki etaži stene določi projektna prečna sila V_{Ed} iz prečne sile iz analize V_{Ed}' , skladno z naslednjim izrazom (SIST EN 1998-1, 5.4.2.5(2)):

$$V_{Ed} = V_{Ed}' \frac{q+1}{2} \quad (3.9)$$

Pri preverjanju mejnega stanja na upogib z osno silo je potrebno v šibko armiranih stenah upoštevati dodatne dinamične osne sile v velikih stenah, ki nastanejo zaradi dviga sten glede na temeljna tla ali odpiranja in zapiranja vodoravnih razpok. Če rezultati točnejših analiz niso na voljo, se lahko za dinamično komponento osne sile v vertikalni smeri upošteva 50 % osne sile v steni zaradi gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju. Ta sila se upošteva s pozitivnim in negativnim predznakom, tako da se dobi najneugodnejše stanje. Če vrednost faktorja obnašanja q ne presega 2.0, se lahko ta vpliv dinamične osne sile zanemari (SIST EN 1998-1, 5.4.2.5(3)P-(5)).

3.4 Kontrole nosilnosti v kritičnem področju

3.4.1 Strižna nosilnost stene

Najmanjša strižna armatura v stojini, določena z deležem $\rho_{w,min}$, se na osnovi priporočenih vrednosti ne zahteva, če je $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$. Nacionalni dodatek SIST EN 1998-1:2005/A101 pa določa, da je v Sloveniji zahtevano minimalno armiranje z deležem armature $\rho_{w,min} = 0.20 \%$ (SIST EN 1998-1, 5.4.3.5.2(1)).

Najprej je potrebno izračunati strižno nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c}$ (SIST EN 1992-1-1, 6.2.2.):

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.10)$$

kjer so f_{ck} karakteristična tlačna trdnost, d statična višina prereza, koeficient k pa se določi kot:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (3.11)$$

Delež natezno obremenjene armature ρ_l se določi po enačbi:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (3.12)$$

kjer je A_{sl} ploščina prereza natezno obremenjene armature in b_w širina prečnega prereza v območju natezne cone.

Tlačna napetost v betonu zaradi tlačne osne sile ali prednapetja σ_{cp} se določi kot:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad (3.13)$$

kjer je N_{Ed} osna sila v prerezu in A_c ploščina prečnega prereza betona. Pri določanju strižne nosilnosti betona brez strižne armature $V_{rd,c}$ je potrebno uporabiti ustrezne enote, ki so določene v standardu.

Na območju stene, kjer je pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ izpolnjen, je potrebno steno armirati z minimalno zahtevano strižno armaturo. Na območju stene, kjer pogoj $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ni izpolnjen se strižna armatura izračuna v skladu s SIST EN 1992-1-1.

Potrebna strižna armatura za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} se lahko določi na podlagi enačb za določanje projektne strižne odpornosti elementa s strižno armaturo $V_{Rd,s}$, ki je določena po SIST EN 1992-1-1 **6.2.3(3)**:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (3.14)$$

kjer so A_{sw} ploščina prečnega prereza strižne armature, s medsebojna razdalja stremen, f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature, α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu, θ kot med betonsko tlačno diagonalo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo ter v_1 redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega prereza, ki za betone s $f_{ck} \leq 60$ MPa znaša $v_1 = 0.6(1 - f_{ck}/250)$.

3.4.2 Upogibna nosilnost stene

Mejno stanje pri upogibu z osno silo je treba preveriti s predpostavko vodoravne razpakanosti (npr. s polovično vrednostjo vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov – SIST EN 1998-1 **4.3.1(7)**) in predpostavko, da ravni prerezi po upogibu ostanejo ravni. Preverjanje je treba izvesti v skladu s primernimi določili SIST EN 1992-1-1 (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.1(1P)**).

Omejiti je treba normalne napetosti, da se prepreči nestabilnost stene izven njene ravnine, kar se lahko upošteva s pravili SIST EN 1992-1-1 (2005) za učinke drugega reda. Če je potrebno, se ta dopolnijo z drugimi pravili za obravnavo normalnih napetosti v betonu (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.1(2)P-(3)**).

Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0.4 (SIST EN 1998-1, **5.4.3.4.1(2)**).

Če se pri preverjanju mejnega stanja pri upogibu z osno silo upošteva dinamična osna sila iz SIST EN 1998-1 **5.4.2.5(3)P-(4)**, se lahko mejna deformacija $\varepsilon_{cu2,c}$ za neobjet beton poveča na 0.005. Za objet beton se lahko upošteva večja vrednost v skladu s SIST EN 1992-1-1 (člen **3.1.9**), če se v analizi upošteva odpadanje neobjetega betonskega kritja (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.1(4)**).

Da se prepreči sprememba upogibnega obnašanja v strižnega, se količina navpične armature glede na tisto, ki je potrebna za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju in za zagotovitev integritete betona, ne sme povečevati po nepotrebnem (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.3(4)**).

Upogibno nosilnost se določi v skladu s SIST EN 1992-1-1 (člen **6.1**), pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje. Pri računu upogibne nosilnosti prerezov sten je treba upoštevati navpično armaturo v stojini. Sestavljene prereze sten in povezanih ali prekrizanih pravokotnih delov (L, T, U, I in podobni prerezi) je potrebno upoštevati kot integralne celote, ki sestojijo iz stojin in pasnic, za katere je potrebno določiti sodelujočo širino (SIST EN 1998-1, **5.4.3.4.1**).

3.4.3 Strig med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih - delovni stik

Mejno stanje zaradi strižnega zdrsa vzdolž vodoravnih konstrukcijskih stikov se preveri v skladu s SIST EN 1992-1-1, **6.2.5**. Pri tem se mora tako določena sidrna dolžina veznih armaturnih palic, ki potekajo preko stika, povečati za 50 % (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.2(4)**). Ravno tako je potrebno pri stenah JUBHome WALL za 50 % povečati preklopno dolžino v palicah, ki niso polno izkoriščene (poglavje 3.2.4).

Strižna napetost med sloji betona, ki so vgrajeni v različnih časih, mora zadostiti pogoju:

$$V_{EDi} \leq V_{Rdi} \quad (3.15)$$

kjer je projektna vrednost strižne napetosti v stični ploskvi v_{Edi} podana z izrazom:

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i} \quad (3.16)$$

kjer so β razmerje med vzdolžno silo v novi betonski ploskvi in celotno vzdolžno silo v obravnavanem prerezu, V_{Ed} prečna sila, z ročica notranjih sil sestavljenega prereza in b_i širina stične ploskve.

Projektna strižna odpornost stika je podana z naslednjim izrazom:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{vd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad (3.17)$$

kjer sta c in μ faktorja, odvisna od hrapavosti stične ploskve, f_{ctd} projektna natezna trdnost betona, $\rho = A_s/A_i$, A_s ploščina prečnega prereza armature, ki prečka stično ploskev, vključno z ustrezno sidrano strižno armaturo, A_i ploščina stika, α kot med armaturo in stično ploskvijo, v redukcijski faktor trdnosti, σ_n pa je sila na enoto ploskve, ki jo v stični ploskvi povzroča najmanjša zunanja normalna sila, pravokotna na stično ploskev, ki deluje sočasno s prečno silo. Kadar ni na voljo natančnejših podatkov, se lahko za gladke površine, oblikovane z vlečenjem ali iztiskanjem z ekstrudorjem, ali površine brez nadaljnje obdelave po vibriranju, privzame $c = 0.35$ in $\mu = 0.6$ (SIST EN 1992-1, **6.2.5(2)**). Skladno s členom SIST EN 1992-1 **6.2.5(5)** je potrebno vrednost parametra c pri dinamični obtežbi prepoloviti.

V členu SIST EN 1998-1 **5.5.3.4.4 (2)** je za duktilne stene sicer predvideno, da se za kontrolo zdrsa upošteva samo navpično armaturo v stojini in dodatne armaturne palice v robnih elementih, ki so bile dodane z namenom povečanja strižne odpornosti proti zdrsu. Pri zasnovi preizkušancev sten JUBHome WALL tega določila nismo upoštevali. Smatra se, da je ta vpliv posredno upoštevan pri projektni deformacijski kapaciteti sten JUBHome WALL, ki smo jo uporabili za določitev minimalnega potrebnega deleža nosilnih sten.

3.5 Zagotovitev lokalne duktilnosti šibko armiranih sten (EC8 5.4.3.5.3)

3.5.1 Merilo lokalne duktilnosti μ_ϕ

Da se doseže zahtevana globalna duktilnost stavbe, morajo imeti mesta, kjer lahko nastanejo plastični členki, veliko sposobnost plastične rotacije (SIST EN 1998-1, **5.2.3.4(1P)**).

Upošteva se, da je točka **5.2.3.4(1P)** izpolnjena, če so izpolnjeni naslednji pogoji (SIST EN 1998-1, **5.2.3.4(2)**):

- a) V vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov je zagotovljena zadostna duktilnost za ukrivljenost. Ta območja vključujejo tudi krajišča stebrov (odvisno od možnosti nastanka plastičnih členkov v stebrih).
- b) Lokalni uklon tlačene armature na mestu morebitnih plastičnih členkov v primarnih potresnih elementih se prepreči.
- c) Za zagotovitev lokalne duktilnosti se izbereta beton in jeklo primerne kakovosti.

Če natančnejših podatkov ni na voljo, se upošteva, da je člen **5.2.3.4(2)a** izpolnjen, če je faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_ϕ vsaj enak vrednostim:

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1}, \text{ če } T_1 < T_c \quad (3.18)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, μ_ϕ pa je opredeljen z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85 % upogibne nosilnosti v postkritičnem območju (na padajočem delu krivulje moment-ukrivljenost) in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona ϵ_{cu} in armature $\epsilon_{su,k}$ nista preseženi (SIST EN 1998-1, **5.2.3.4(1)**). Zgoraj navedenega faktorja ni potrebno eksplicitno računati, če stene konstruiramo skladno z zahtevami, opisani v poglavju SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.3**.

3.5.2 Konstrukcijske zahteve za zagotovitev lokalne duktilnosti

Navpične armaturne palice, potrebne za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju ali za izpolnitev minimalnih zahtev glede armiranja, se objamejo s stremeni ali prečnimi vezmi s premerom najmanj 6 mm in najmanj eno tretjino premera palice d_{bL} . Razmik stremen v navpični smeri ne sme preseči manjše vrednosti od 100 mm ali $8d_{bL}$, kjer je d_{bL} najmanjši premer vzdolžnih palic (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.3(1)**).

Navpične armaturne palice, potrebne za prevzem upogiba z osno silo v mejnem stanju, ki so v prečni smeri podprte s stremeni in prečnimi vezmi skladno s točko 5.4.3.5.3 (1), se združijo v robnih elementih na koncih prečnega prereza. Dolžina teh elementov v smeri dolžine stene l_w ne sme biti manjša od manjše vrednosti od b_w ali $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$. Pri tem je σ_{cm} srednja vrednost napetosti betona v tlačni coni v mejnem stanju zaradi upogiba z osno silo. Premer navpičnih armaturnih palic ne sme biti manjši od 12 mm v spodnji etaži in v katerikoli etaži, kjer se dolžina stene l_w zmanjša glede na dolžino v spodnji etaži za več kot eno tretjino etažne višine h_s . V vseh drugih etažah premer navpičnih armaturnih palic ne sme biti manjši od 10 mm (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.3(2)**). V nacionalnem dodatku (EN1992-1-1:2004, **9.5.2(1)**) je določeno, da je minimalni premer palic vzdolžne armature d_{bL} v robnih elementih enak 12 mm.

Zaradi predvidene tehnologije gradnje sten JUBHome WALL, ki predvideva izvedbo robnih elementov na stičiščih sten z debelino 15 cm, zgornja zahteva pri stenah JUBHome WALL, ni izpolnjena. Ocenjujemo, da je vpliv dolžine robnega elementa na njegovo upogibno nosilnost majhen, še posebno v dejanskih stenah realnih objektov, kjer so robni elementi med seboj precej

oddaljeni. Poleg tega bo stopnja osne obremenitve v elementih predvidenih stanovanjskih objektov JUBHome majhna, zato krajši robni elementi ne predstavljajo problema. Dodatno je bilo tudi v eksperimentih na stenah, izvedenih z robnimi elementi, katerih dolžina je bila krajša od predpisane, pokazano, da sta njihova nosilnosti in deformacijska kapaciteta ustrezni (Dolšek et al., 2016).

Debelina objetega dela prereza robnih elementov pri klasičnih duktilnih stenah ne sme biti manjša od 200 mm. Poleg tega ne sme biti manjša od $h_s/15$ (pri tem h_s označuje etažno višino), če dolžina objetega dela ni daljša od $\max(0.2l_w; b_w)$. Če pa je dolžina objetega dela daljša od večje vrednosti $\max(0.2l_w; b_w)$, potem debelina objetega dela prereza stene ne sme biti manjša od $h_s/10$ (SIST EN 1998-1, **5.4.3.4.2(10)**).

Zgornja zahteva je sicer navedena za klasične duktilne stene, pri šibko armiranih stenah pa glede debeline robnega elementa ni navedenih posebnih zahtev. Zaradi tehnologije gradnje, ki predvideva izvedbo robnih elementov na stičiščih sten z debelino 15 cm, zgornja zahteva pri stenah JUBHome WALL, ni izpolnjena.

Delež vzdolžne armature v robnih elementih ne sme biti manjši od 0.005. (SIST EN 1998-1, **5.4.3.4.2(8)**).

V kritičnem območju ob vpetju mora vrednost ω_{wd} znašati vsaj 0.08 (SIST EN 1998-1, **5.4.3.2.2(9)**).

Zgornja kriterija glede armature v robnih elementih sicer veljata za duktilne stene, vendar sta avtomatsko izpolnjena ob upoštevanju minimalnih zahtev za konstruiranje armature v robnih elementih sten JUBHome, ki so podane v poglavju 5.4.

3.6 Zahteve za dimenzioniranje temeljev

Kadar vzajemno delovanje temeljne in zgornje konstrukcije pomembno vpliva na obremenitev konstrukcije kot celote, je treba v skladu s standardom SIST EN 1997-1 pri analizi konstrukcije upoštevati lastnosti zemljine in učinke vzajemnega delovanja med temelji in zgornjo konstrukcijo (SIST EN 1992-1-1, **2.6(1)P**).

Podajnost temeljev mora biti v modelu upoštevana, kadar lahko neugodno vpliva na odziv konstrukcije (SIST EN 1998-1, **4.3.1.(9)P**).

Glavno armaturo je treba sidrati v skladu z zahtevami Evrokoda 2, kot je to določeno v poglavjih 8.4 in 8.5. Premer armaturnih palic ne sme biti manjši od 8 mm. Za račun temeljev se lahko uporabi računski model, prikazan v **9.8.2.2** (SIST EN 1992-1-1, **9.8.2.1(1)**).

Projektiranje in gradnja temeljev in stikov z gornjo konstrukcijo morata zagotoviti, da je pri potresu celotna stavba enakomerno vzbujana (SIST EN 1998-1, **4.2.1.6(1)P**).

Temelji morajo biti skladni z EN 1998-5:2004, poglavje 5 in z EN 1997-1:2004 (SIST EN 1998-1, **4.4.2.6(1)P**).

Temeljne plošče morajo biti projektirane po pravilih iz EN 1998-5:2004, **5.4** (SIST EN 1998-1, **5.8.1(1)P**).

Učinki potresnega vpliva za temelje morajo biti določeni ob uporabi metode načrtovanja nosilnosti in ob upoštevanju možne dodatne nosilnosti. Ni treba, da so vrednosti večje od vrednosti, dobljenih pri potresnem projektnem stanju, ob predpostavki, da je obnašanje elastično ($q = 1$) (SIST EN 1998-1, **4.4.2.6(2)P**).

Pri temeljih posameznih navpičnih elementov (sten ali stebrov) se upošteva, da je zahteva **(2)P** izpolnjena, če so projektne vrednosti učinkov vpliva E_{Fd} na temelje izpeljane na naslednji način:

$$E_{Ed} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (3.19)$$

kjer je γ_{Rd} faktor dodatne nosilnosti, ki je enak 1.0, če $q \leq 3$ oziroma 1.2 v ostalih primerih; $E_{F,G}$ učinek nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje; $E_{F,E}$ učinek vpliva dobljen z analizo projektnega potresnega stanja. Parameter Ω ima vrednost $R_{di}/E_{di} \leq q$ za območje sipanja ali element konstrukcije i , ki ima največji vpliv na obravnavani učinek E_F . Pri tem sta R_{di} projektna nosilnost območja ali elementa i ter E_{di} projektna vrednost učinka vpliva na območje ali element i pri potresnem projektnem stanju (SIST EN 1998-1, **4.4.2.6(4)**).

Pri skupnih temeljih več kot enega navpičnega elementa (temeljni nosilci, pasovni temelji, temeljne plošče, itd.) se upošteva, da je zahteva **(2)P** izpolnjena, če je vrednost Ω , uporabljena v zgornjem izrazu, določena za navpični element, ki ima v potresnem projektnem stanju največjo vodoravno prečno silo. Upošteva se tudi, da je zahteva izpolnjena, če je v izrazu uporabljena vrednost $\Omega = 1$, vrednost faktorja dodatne nosilnosti γ_{Rd} pa je povečana na 1.4 (SIST EN 1998-1, **4.4.2.6(8)**).

Če so notranje sile za projektiranje elementov temeljev duktilnih konstrukcij določene s postopkom načrtovanja nosilnosti v skladu s **4.4.2.6(2)P**, se ne pričakuje, da bi ti elementi v potresnem projektnem stanju sipali energijo (ali da bi se plastificirali). Projektirajo se lahko po pravilih iz **5.3.2(1)P** (SIST EN 1998-1, **5.8.1(2)P**).

Če notranje sile za projektiranje elementov temeljev duktilnih konstrukcij niso določene s postopkom načrtovanja nosilnosti v skladu s **4.4.2.6(2)P**, je za projektiranje teh elementov v potresnem projektnem stanju treba upoštevati ustrezna pravila za elemente konstrukcije nad temeljem z izbrano stopnjo duktilnosti. Projektne strižne sile v veznih gredah in temeljnih nosilcih je treba določiti s postopkom načrtovanja nosilnosti v skladu s **5.4.2.2.** za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) (SIST EN 1998-1, **5.8.1(3)P**). Metoda načrtovanja nosilnosti se priporoča povsod, kjer je takšen način projektiranja ekonomsko upravičen.

4 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA POTRESNEGA TVEGANJA NABORA OBJEKTOV GRAJENIH PO SISTEMU JUBHOME WALL

Stene JUBHome WALL v večji meri zadostijo kriterijem, ki jih Evrokod 8 predpisuje za šibko armirane stene. Izjemi sta določili glede minimalne dolžine in širine robnega elementa stene (SIST EN 1998-1, 5.4.3.4.2(6) in 5.4.3.4.2(10)). Zaradi neskladji med sistemom JUBHome WALL in šibko armiranimi stenami, je potrebno potresni odziv stavb grajenih s sistemom JUBHome WALL ovrednotiti in določiti faktor obnašanja z namenom zagotavljanja ustrezne zanesljivosti objekta v smislu varovanja človeških življenj. Pri vrednotenju odziva stavb smo se omejili na potresni odziv enoetažnih (P+M) in dvoetažnih (P+1+M) tlorisno pravih armiranobetonskih stenastih stavb, ki so zgrajene s tehnologijo JUBHome WALL.

Standard predvideva, da se projektne potresne obremenitve sten določa ob uporabi modela, ki ustrezno ponazarja razporeditev togosti ter mas po konstrukciji in projektne spektra odziva. SIST EN 1998-1 za sisteme nepovezanih konzolnih sten, kakršni bi lahko bili objekti grajeni s tehnologijo JUBHome WALL, določa, da se projektni spekter odziva določi ob upoštevanju faktorja obnašanja $q_0 = 3$. Ker tehnologija gradnje onemogoča izpolnitev dveh od prej omenjenih pomembnih zahtev, te vrednosti faktorja obnašanja ne moremo avtomatsko privzeti.

Poleg tega se je potrebno se je zavedati, da je faktor obnašanja le en dejavnik pri potresnoodpornem projektiranju stavb. Velikost faktorja obnašanja pomembno vpliva na zanesljivost objekta le, če je projektna potresna obtežba odločilni parameter za določitev dimenzij konstrukcije. V nadaljevanju ugotavljamo, da za obravnavane objekte temu ni tako, saj so minimalne zahteve merodajen kriterij za določitev količina armature četudi za faktor obnašanja upoštevamo vrednosti manjše od 3 (npr. $q_0 = 2$). Poleg tega za nizke in toge konstrukcije, kakršna bo tudi večina stavb grajenih s tehnologijo JUBHome WALL, velja, da ima njihova deformacijska kapaciteta relativno majhen vpliv na izračunano mediano pospeška tal pri porušitvi konstrukcije. To pomeni, da je pri načrtovanju zanesljivosti objekta ključnega pomena nosilnost, ki jo skoraj v celoti določajo minimalne zahteve glede armiranja posamezne stene. Ker v nekaterih primerih minimalne zahteve glede armiranja konstrukcije ne zadoščajo za doseg primerne zanesljivosti konstrukcij v smislu potresnega tveganja, je torej smiselno vpeljati tudi določene omejitve glede minimalnega deleža sten v vsaki smeri konstrukcije oziroma definirati strožje zahteve glede minimalne armature.

Zaradi tega smo namesto računa vrednosti faktorja obnašanja ocenili minimalni delež sten v vsaki smeri konstrukcije pri pogoju doseganja primerne ciljne zanesljivosti. Poskušali smo zajeti različne dejavnike, ki vplivajo na zanesljivost objektov. Definirali smo 84 konstrukcij, ki se razlikujejo po deležu sten v eni smeri, številu etaž (do P+1+M) in številu sten v eni etaži. Vpliv slučajnosti potresne obtežbe smo simulirali z naborom 30ih akcelorogramov, ki ustrezajo različnim tipom tal. Doseganje ciljne zanesljivosti smo preverjali za 21 različnih lokacij po Sloveniji. V nadaljevanju podajamo kratek opis teoretičnih osnov za oceno potresnega tveganja, predstavimo zasnovo študije in predpostavke ter podamo rezultate.

4.1 Račun potresnega tveganja in definicija sprejemljivega potresnega tveganja

V tej študiji smo potresno tveganje definirali z verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja porušitve v enem letu. Standard SIST EN 1998-1 predvideva, da je zahteva po neporušitvi izpolnjena s primerno stopnjo zanesljivosti, če se dokaže, da je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote stavbe. Priporočena referenčna vrednost povratne dobe projektnega potresa za kontrolo zahteve po neporušitvi znaša $T_{NCR} = 475$ let (0.2 % v enem letu, 10 % v 50 letih). Proces projektiranja je tak, da se pri projektiranju nosilnosti v splošnem upoštevajo še dodatni projektni faktorji (npr. delni varnostni faktorji na material, minimalne zahteve za dimenzije in količino potrebne armature, princip načrtovanja nosilnosti), kar pomeni, da je projektna potresna obtežba le eden izmed projektnih faktorjev, ki vplivajo na varnost proti porušitvi objekta. Z upoštevanjem celotnega postopka projektiranja tako dosežemo, da je verjetnost za porušitev objekta bistveno manjša od 0.2 %/leto, kar je tudi pogoj, saj je sprejemljiva verjetnost porušitve objekta za obdobje enega leta manjša bistveno manjša.

Določitev sprejemljive vrednosti porušitve (npr. za dobo enega leta) je deloma odvisna od subjektivne ocene družbe in posameznikov, saj sprejemljive verjetnosti porušitve še ne znamo bolj točno izračunati. Standard ASCE 7-05 (npr. Luco in soavtorji, 2007) izhaja iz ciljne sprejemljive letne verjetnosti porušitve $2 \cdot 10^{-4}$ (1 % v 50 letih). Fajfar in Dolšek (2012) ter tudi Douglas in soavtorji (2013) trdijo, da je takšna verjetnost porušitve za evropska merila prevelika. Dolšek in Fajfar (2012) sta predlagala, da bi bila bolj primerna vrednost za sprejemljivo letno verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$ (0.05 % v 50 letih). Zelo podobna vrednost je bila določena tudi na osnovi ankete, ki je bila v Sloveniji izvedena med strokovnjaki in nestrokovnjaki (Fajfar in soavtorja, 2014), na podlagi katere smo v tej študiji za sprejemljivo potresno tveganje, izraženo s srednjo letno verjetnostjo porušitve, določili vrednost $1 \cdot 10^{-5}$.

Verjetnost porušitve objekta pri potresni obtežbi se opiše z enačbo potresnega tveganja:

$$P_C \approx \lambda_C = \int_0^{\infty} P(C|A_G = a_g) \cdot \left| \frac{dH(a_g)}{d(a_g)} \right| \cdot d(a_g) \quad (4.1)$$

kjer je A_G slučajna spremenljivka s katero opišemo mero za intenziteto potresa (npr. maksimalni pospešek tal), a_g vrednost slučajne spremenljivke IM, $P(C|A_G = a_g)$ pa je t.i. funkcija potresne ranljivosti oziroma pogojna verjetnost porušitve pri pogoju $A_G = a_g$. Funkcija potresne nevarnosti $H(a_g)$ predstavlja srednjo letno frekvenco prekoračitve izbrane vrednosti mere za intenziteto potresa a_g . Rezultat zgornje enačbe je pravzaprav srednja letna frekvenca porušitve objekta λ_C , ki pa je pri majhnih vrednostih praktično enaka verjetnosti porušitve objekta P_C .

V tej študiji smo predpostavili, da je mejni pospešek, to je pospešek, ki povzroči določeno mejno stanje (v našem primeru pospešek pri porušitvi konstrukcije), slučajna spremenljivka

A_{GC} , ki je porazdeljena logaritemsko normalno. Z upoštevanjem te predpostavke se pogojna verjetnost porušitve pri pogoju $A_G = a_g$ lahko zapiše na naslednji način:

$$P(C | A_{GC} = a_g) \approx \Phi \left[\frac{\ln(a_g) - \ln(a_{gC})}{\beta_C} \right] \quad (4.2)$$

kjer sta a_{gC} in β_C mediana mejnih pospeškov in pripadajoča standardna deviacija njihovih logaritemskih vrednosti, $\Phi[\cdot]$ pa je porazdelitvena funkcija standardno normalne porazdelitve.

4.2 Definicija vzorčnih konstrukcij

Za analizo potresnega tveganja smo definirali širok nabor možnih konstrukcij, ki bodo zgrajene po sistemu JUBHome WALL. Med seboj se razlikujejo po etažnosti, deležu sten v eni smeri kot odstotek celotne površine etaže ter številu in dolžini sten. Predpostavili smo, da bruto tlorisna površina etaže znaša 100 m² in da sta v stenah vgrajena beton kvalitete C30/37 in armatura B500. Takšne materialne karakteristike so bile uporabljene tudi v eksperimentalnih raziskavah (Dolšek in soavtorji, 2016), ki nam služijo za kalibracijo modela konstrukcij. Za primerjavo smo naredili tudi enostavne parametrične študije na vzorčnih konstrukcijah z upoštevanjem večje bruto tlorisne površine etaž (200 m²) oziroma slabše kvalitete betona (C25/30) in ugotovili, da so rezultati podobni tistim, ki jih predstavljamo v nadaljevanju.

Pri določanju dolžine sten smo upoštevali naslednje pogoje, ki izhajajo iz omejitev tehnologije gradnje in zahtev standarda SIST EN 1998-1 glede šibko armiranih konstrukcijskih sistemov:

- debelina stene je 0.15 m,
- najmanjša dolžina stene je 0.7 m,
- najmanj dve steni morata biti daljši od manjše vrednosti od 4 m oziroma 2/3 višine stene,
- polovica vseh konstrukcij je dvoetažnih (pritličje, nadstropje in mansarda), polovica pa enoetažnih (pritličje in mansarda),
- stene v enoetažnih konstrukcijah so visoke 3.2 m, v dvoetažnih pa 6.4 m,
- mansardo smo upoštevali le kot dodatno maso k masi zadnje etaže,
- delež sten v eni smeri znaša bodisi 2.5 %, 2 %, 1.5 % oziroma 1% celotne površine etaže,
- konstrukcije pri katerih je delež sten 2.5 % in 2 % celotne površine etaže imajo 4, 5, 6, 7 ali 8 sten, konstrukcije pri katerih je delež sten 1.5 % celotne površine etaže imajo 4, 5 ali 6 sten, konstrukcije pri katerih pa je delež sten 1% celotne površine etaže pa imajo 4 stene.

Preglednica 4.1: Dolžine sten dvoetažnih in enoetažnih konstrukcij in pripadajoči nihajni časi.

	Delež sten	Št. sten	Konstrukcija 1								Konstrukcija 2								Konstrukcija 3																		
			Dolžina posameznih sten (m)								<i>T</i> (s)	Dolžina posameznih sten (m)								<i>T</i> (s)	Dolžina posameznih sten (m)								<i>T</i> (s)								
Dvoetažne stavbe (višina sten <i>h</i> = 6.4 m)	2.5%	4	7.72	5.18	2.67	1.10				0.08	6.22	5.45	3.32	1.67				0.09	5.64	4.55	3.57	2.90				0.09											
		5	5.31	5.14	4.21	1.19	0.82				0.09	5.37	4.44	3.59	1.95	1.31				0.10	4.88	4.44	3.10	2.44	1.79				0.10								
		6	5.37	5.15	2.33	1.64	1.14	1.03				0.10	4.91	4.07	3.27	2.54	0.99	0.89				0.11	4.27	4.08	3.42	2.18	1.76	0.95				0.11					
		7	5.14	4.80	1.61	1.58	1.47	1.19	0.88				0.11	4.45	4.19	3.18	2.16	1.00	0.85	0.84				0.11	4.46	4.03	2.45	1.93	1.56	1.53	0.70				0.12		
		8	4.60	4.15	3.33	1.08	1.07	0.93	0.76	0.75				0.11	4.42	4.20	2.18	2.16	1.20	0.96	0.84	0.70				0.12	4.17	4.00	2.64	1.83	1.38	0.91	0.88	0.85			
	2%	4	5.86	4.62	1.99	0.86				0.10	4.93	4.74	2.11	1.55				0.10	4.46	4.16	3.30	1.41				0.11	4.09	4.04	3.09	1.14	0.98				0.12		
		5	4.86	4.78	1.72	1.24	0.72				0.11	4.66	4.36	2.17	1.19	0.96				0.11	4.16	4.06	2.20	1.06	0.95	0.91				0.13							
		6	4.71	4.47	1.43	1.03	0.86	0.85				0.11	4.39	4.24	1.62	1.42	0.93	0.73				0.12	4.13	4.05	1.61	0.93	0.88	0.87	0.85				0.13				
		7	4.42	4.30	1.06	0.97	0.87	0.86	0.86				0.12	4.37	4.02	1.17	1.13	1.04	0.83	0.77				0.13	4.13	4.05	1.61	0.93	0.88	0.87	0.85				0.13		
		8	4.36	4.06	0.91	0.84	0.83	0.82	0.79	0.73				0.13	4.20	4.01	1.12	0.94	0.84	0.79	0.73	0.71				0.13	4.05	4.05	1.09	0.92	0.88	0.87	0.76	0.71			
	1.5%	4	4.23	4.21	0.82	0.75				0.12	4.14	4.13	0.92	0.81				0.12	4.07	4.07	0.97	0.90				0.13	3.79	3.78	0.93	0.75	0.74				0.14		
		5	3.96	3.79	0.82	0.72	0.71				0.13	3.83	3.82	0.90	0.74	0.72				0.14	3.79	3.78	0.93	0.75	0.74				0.14								
		6	3.53	3.32	0.85	0.84	0.75	0.71				0.16	3.39	3.31	0.91	0.81	0.79	0.77				0.16	3.35	3.26	0.89	0.89	0.85	0.77				0.16					
	1%	4	2.69	2.50	0.75	0.72				0.22	2.62	2.51	0.77	0.76				0.22	2.53	2.53	0.81	0.79				0.22											
Enoetažne stavbe (višina sten <i>h</i> = 3.2 m)	2.5%	4	6.75	5.81	3.12	0.98				0.04	6.19	4.86	4.00	1.62				0.04	5.84	4.25	3.60	2.98				0.04											
		5	6.63	4.34	3.14	1.56	1.00				0.04	5.67	3.86	3.66	2.03	1.45				0.04	4.54	3.57	3.53	3.35	1.67				0.05								
		6	4.37	4.19	4.09	1.94	1.24	0.84				0.05	4.29	3.74	3.69	1.79	1.76	1.40				0.05	4.01	3.96	2.58	2.27	1.96	1.88				0.05					
		7	3.77	3.73	3.40	2.65	1.64	0.75	0.71				0.05	4.11	3.67	2.57	1.87	1.69	1.44	1.31				0.05	3.51	2.87	2.78	2.43	2.23	1.61	1.22				0.06		
		8	3.83	3.16	2.88	2.05	1.58	1.18	1.10	0.88				0.06	3.12	3.07	2.81	2.12	1.95	1.67	0.99	0.94				0.06	2.69	2.67	2.63	2.25	2.11	1.93	1.45	0.93			
	2%	4	6.53	3.72	1.82	1.26				0.05	5.36	3.70	2.75	1.52				0.05	4.18	3.57	3.52	2.07				0.05											
		5	5.03	3.81	1.75	1.46	1.29				0.05	3.55	3.34	3.23	2.39	0.82				0.05	3.52	3.07	2.81	2.41	1.52				0.06								
		6	4.06	3.07	2.36	2.06	0.94	0.83				0.06	3.17	3.14	2.44	2.34	1.33	0.91				0.06	3.41	2.44	2.34	2.10	1.60	1.44				0.06					
		7	3.41	2.86	2.03	1.96	1.34	0.93	0.80				0.06	2.67	2.39	2.33	2.22	2.03	0.91	0.78				0.07	2.87	2.39	1.99	1.93	1.44	1.40	1.31				0.07		
		8	3.15	2.69	1.73	1.57	1.15	1.15	0.96	0.95				0.07	2.69	2.50	1.80	1.68	1.63	1.15	1.13	0.74				0.07	2.68	2.31	1.59	1.52	1.44	1.36	1.33	1.09			
	1.5%	4	4.16	3.32	1.59	0.93				0.06	3.54	3.16	2.10	1.20				0.06	3.16	2.61	2.51	1.72				0.06											
		5	3.54	2.64	1.70	1.41	0.71				0.07	2.71	2.69	2.30	1.40	0.90				0.07	2.53	2.36	2.30	1.41	1.40				0.07								
		6	3.13	2.24	1.63	1.24	0.98	0.78				0.08	2.67	2.20	1.82	1.38	1.17	0.76				0.08	2.35	2.17	1.64	1.63	1.52	0.70				0.08					
	1%	4	2.75	2.18	0.92	0.82				0.09	2.40	2.23	1.34	0.70				0.09	2.26	2.24	1.24	0.92				0.09											

Ob upoštevanju opisanih pogojev smo definirali 28 med seboj neodvisnih tipov konstrukcij (npr. dvoetažna konstrukcija z deležem sten 1.5 % celotne površine etaže, ki ima 5 sten). Pri vsakem od njih smo generirali tri konstrukcije, ki so zadoščale vsem pogojem, torej smo skupno definirali $28 \cdot 3 = 84$ konstrukcij. Dolžine sten posamezne konstrukcije in nihajni časi konstrukcij z upoštevanjem razpokanih prerezov (polovične vrednosti strižnih prerezov in vztrajnostnih momentov) so prikazani v preglednici 4.1. Opazimo, da so nihajni časi zelo kratki, to je za dvoetažne konstrukcije med 0.08 s in 0.22 s, za enoetažne pa med 0.04 s in 0.09 s.

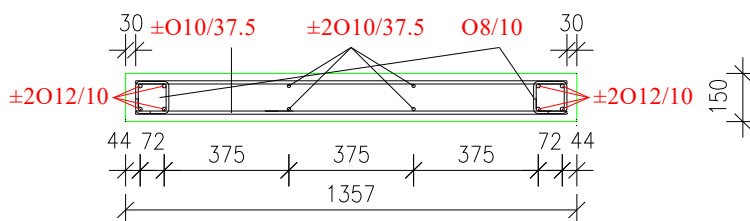
Omeniti velja, da zaradi majhne tlorisne površine etaže (100 m^2), pogoja, da morata biti najmanj dve steni daljši od manjše vrednosti od 4 m oziroma $2/3$ višine stene, nismo uspeli izpolniti za nekatere dvoetažne konstrukcije. V primeru konstrukcij z deležem sten 1 % celotne etažne površine smo pogoj glede minimalne dolžine stene omejili na 2.5 m, za konstrukcije z deležem sten 1.5 % celotne etažne površine in 5 stenami v eni smeri je znašala minimalna dolžina 3.75 m, za enakovredne konstrukcije s 6 stenami pa 3.25 m.

4.3 Ocena faktorja dodatne nosilnosti in vpliva negotovosti pri gradnji na nosilnost sten ter definicija mejnih zamikov etaž

Na podlagi rezultatov eksperimentalnih raziskav (Dolšek in soavtorji, 2016), smo ocenili faktor dodatne nosilnosti sten, zgrajenih po sistemu JUBHome WALL. V preglednici 4.2 prikazujemo rezultate preizkusa vseh trinajstih preizkušancev sten, katerih prečni prerez je prikazan na sliki 4.1 (Dolšek in soavtorji, 2016). Pri treh preizkušancih (U1-U3) z višino 2.25 m je prevladovalo upogibno obnašanje, pri desetih preizkušancih (S1-S10) z višino 1.13 m pa strižno obnašanje. Rezultati preizkusa precej variirajo saj smo poskušali zajeti tudi vpliv negotovosti pri gradnji tako, da smo variirali način vgradnje in kvaliteto betona ter količino vgrajene armature. Na kratko so posebnosti vsakega preizkušanca navedene v preglednici, v njej pa poleg izmerjene nosilnosti vseh preizkušancev F_{max} prikazujemo še izmerjeni zasuk θ_{NC} pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je definirano z zasukom pri 80 % F_{max} v območju po doseženi nosilnosti F_{max} ter izmerjeni zasuk θ_C pri mejnem stanju porušitve, ki je definirano s pretrgom več palic, hkrati pa je nosilnost upadla za več kot polovico.

V preglednici 4.2 prikazujemo tudi projektne nosilnosti sten. Projektno strižno nosilnost smo določili ob upoštevanju projektnih vrednosti materialnih karakteristik betona in armature in določil SIST EN 1992-1-1 ($V_{Rd,s}$ za preizkušance s strižno armaturo oziroma $V_{Rd,c}$ za tiste brez strižne armature). Določili smo tudi projektno upogibno nosilnost $M_{Rd,u}$ preizkušancev z vzdolžno armaturo, ki smo jo nato pretvorili v prečno silo $V_{Rd,u}$, tako da smo jo delili z višino, na kateri smo z batom v steno vnašali horizontalno silo. Pri stenah U s prevladujočim upogibnim obnašanjem smo tako uporabili višino $h_U = 3 \text{ m}$, kar je zajemalo višino stene, AB vezi na vrhu stene in jekleni element, ki je služil za vnos sile iz bata v preizkušane, pri stenah S s prevladujočim strižnim obnašanjem pa je bila višina $h_S = 1.33 \text{ m}$ določena kot seštevek višine stene in polovice AB vezi nad steno, kjer smo z batom vsiljevali pomike v preizkušane. Minimalna izmed projektne upogibne oziroma projektne strižne nosilnosti je bila izbrana kot projektna nosilnost preizkušanca V_{Rd} .

Preizkušanci so imeli prerez, ki je prikazan na sliki 4.1. Robne elemente so sestavljale štiri palice $\phi 12$, ki so bile povezane s stremensko armaturo $\phi 8/10$ cm. Med robnima elementoma je bila na obeh straneh stene postavljena vertikalna armatura iz palic $\phi 10$ na medsebojni razdalji 37.5 cm. Horizontalno armaturo so predstavljale palice $\phi 10$ na medsebojni razdalji 37.5 cm obojestransko. Z interakcijskimi diagrami in projektnimi vrednostmi materialnih karakteristik armature in betona smo ocenili projektno upogibno nosilnost prereza takšne stene $M_{Rd,u} = 380$ kNm. Upogibna nosilnost sten U in S, izražena s prečno silo, je torej 127 kN oziroma 286 kN. V preizkušancih brez robnih elementov (U3, S8 in S9), kjer sta bili na koncih samo dve palici $\phi 12$, je bila upogibna nosilnost prereza enaka 270 kNm, upogibna nosilnost izražena s prečno silo pa 90 kN za steno U3 oziroma 203 kN za steni S8 in S9.



Slika 4.1: Primer armiranja prečnega prereza z dolžino 136 cm.

Preverili smo tudi projektno strižno nosilnost delovnega stika $V_{Rd,zdrs}$ za stene U in S, ki smo jo izračunali po enačbi (3.17):

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,zdrs} &= v_{Rdi} \cdot z \cdot b_i = 2090 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.197 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} = 375 \text{ kN} \\
 v_{Rdi} &= c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq v_{Rdi,max} = 0.5 v_{cd} \\
 v_{Rdi} &= 0.175 \cdot 1.33 + 0.6 \cdot 0.49 + 0.0060 \cdot 435 \cdot (0.6 \sin 90 + \cos 90) = 2.09 \text{ MPa} \\
 v_{Rdi} &= 2.09 \text{ MPa} \leq v_{Rdi,max} = 0.5 \cdot 0.53 \cdot 20 = 5.3 \text{ MPa} \\
 c &= \frac{0.35}{2} = 0.175; \mu = 0.6 \text{ gladka površina, brez nadaljnje obravnave po vibriranju} \\
 f_{ctd} &= 2.0 \text{ MPa} / 1.5 = 1.33 \text{ MPa} \\
 \sigma_n &= \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{100 \text{ kN}}{0.15 \text{ m} \cdot 1.36 \text{ m}} = 0.49 \text{ MPa (osna napetost v stični ploskvi)} \\
 f_{yd} &= 500 \text{ MPa} / 1.15 = 435 \text{ MPa} \\
 \rho &= \frac{A_s}{A_w} = \frac{8 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 + 4 \cdot 0.79 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 135.7 \text{ cm}} = 0.0060 \\
 v &= 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.53
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

Projektno strižno nosilnost sten U in S smo določili skladno s SIST EN 1992-1-1, pri čemer nismo upoštevali prispevka betona:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \\
 V_{Rd,s} &= \frac{1.57}{37.5} \cdot 119.7 \cdot 43.5 \cdot 1 = 218 \text{ kN} \leq \frac{1 \cdot 15 \cdot 119.7 \cdot 0.53 \cdot 2}{(1+1)} = 948 \text{ kN} \\
 A_{sw} &= \frac{2 \cdot 1.0^2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2}{4} = 1.57 \text{ cm}^2; s = 37.5 \text{ cm} \\
 f_{ywd} &= \frac{50 \text{ kN}}{\text{cm}^2 \cdot 1.15} = 43.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\
 f_{cd} &= 30 \text{ MPa} / 1.5 = 20 \text{ MPa} = 2 \text{ kN/cm}^2 \\
 \alpha_{cw} &= 1; \\
 \nu_1 &= 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0.53 \\
 z &= 127.7 \text{ cm} - 8 \text{ cm} = 119.7 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

V primeru sten S9 in S10, pri katerih ni bilo prisotne horizontalne armature, smo projektno strižno nosilnost ocenili po enačbi (3.10):

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq V_{Rd,c,min} = (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\
 V_{Rd,c,min} &= (0.314 + 0.15 \cdot 0.49) \cdot 150 \cdot 1313 = 76 \text{ kN} \\
 V_{Rd,c,S9} &= \left(0.12 \cdot 1.39 \cdot (100 \cdot 0.0011 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.49 \right) 150 \cdot 1313 = 64 \text{ kN} \\
 V_{Rd,c,S10} &= \left(0.12 \cdot 1.39 \cdot (100 \cdot 0 \cdot 30)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.49 \right) 150 \cdot 1313 = 15 \text{ kN} \\
 C_{Rd,c} &= \frac{0.18}{1.5} = 0.12; k_1 = 0.15 \\
 d &= 131.3 \text{ cm} \\
 k &= 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{1313 \text{ mm}}} = 1.39 \leq 2.0 \\
 \rho_{l,S9} &= \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{2 \cdot 1.2^2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2}{4 \cdot 15 \text{ cm} \cdot 131.3 \text{ cm}} = 0.0011 \leq 0.02 \\
 \rho_{l,S10} &= 0 \leq 0.02 \\
 \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0.1 \text{ MN}}{0.15 \text{ m} \cdot 1.357 \text{ m}} = 0.49 \text{ MPa} \\
 \nu_{min} &= 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.035 \cdot 1.39^{1.5} \cdot 30^{0.5} = 0.314
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

Izkazalo se je, da sta izračunani vrednosti $V_{Rd,c,S9}$ in $V_{Rd,c,S10}$ manjši od minimalne vrednosti $V_{Rd,c,min}$, zato smo za oba preizkušanca privzeli projektno strižno nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c,S9} = V_{Rd,c,S10} = 76 \text{ kN}$.

Če torej povzamemo, je bila pri preizkušancih U1-U3 merodajna projektna upogibna nosilnost, ki smo jo izrazili s prečno silo $V_{Rd,u} = 127$ kN (U1 in U2) oziroma $V_{Rd,u} = 90$ kN (U3). Pri preizkušancih S1-S8 je bila minimalna projektna strižna nosilnost $V_{Rd,s} = 218$ kN, pri preizkušancih S9 in S10 brez horizontalne armature pa je bila kritična projektna strižna nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c} = 76$ kN. Navedeno je razvidno iz preglednice 4.2.

Za vse preizkušance smo določili tudi faktor dodatne nosilnosti r_s oziroma razmerje med dejansko in projektno upogibno nosilnostjo stene:

$$r_s = \frac{F_{\max}}{V_{Rd}} \quad (4.6)$$

kjer je $F_{\max}$ dejanska nosilnost stene izmerjena med preizkusom, V_{Rd} pa projektna nosilnost stene. Ločeno smo izračunali faktor dodatne nosilnosti za stene s prevladujočim upogibnim ($r_{s,u}$) oziroma strižnim obnašanjem ($r_{s,s}$). Iz preglednice 4.2 je razvidno, da je pri osnovnih različicah sten s prevladujočim upogibnim obnašanjem, v katere je bil pravilno vgrajen beton ustrezne kvalitete in so bile ustrezno armirane (U1 in U2), faktor dodatne nosilnosti v povprečju znašal 1.57, za nadaljnje izračune nosilnosti upogibnih sten, pa smo kot faktor dodatne nosilnosti $r_{s,u}$ konzervativno upoštevali vrednost 1.5. Na analogni način smo določili faktor dodatne nosilnosti $r_{s,s} = 2$, ko v elementih prevladuje strižno obnašanje. Naj poudarimo, da pri tako določenem faktorju dodatne nosilnosti zanemarimo vpliv statične nedoločenosti objekta, ki pa je, zaradi tehnologije gradnje JUBHome WALL, verjetno manjši kot pri klasični gradnji.

Vpliv negotovosti pri gradnji smo določili na podlagi razmerja med povprečno dejansko nosilnostjo osnovnih različic $\bar{F}_{\max,osnovni}$ (U1 in U2 oziroma S1 in S3), ki so bile izvedene z ustrezno armaturo in kvalitetno vgrajenim betonom dobre kvalitete, ter dejansko nosilnostjo izbranega preizkušanca $F_{\max,i}$.

$$f_{n0} = \frac{\sum_{i=S5}^{S10} \frac{\bar{F}_{\max,osnovni}}{F_{\max,i}} \cdot p_i}{\sum_{i=S5}^{S10} p_i} \quad (4.7)$$

Razmerje vsakega od preizkušancev S5 do S10, ki so predstavljali možne slabše izvedbe stene, je bilo uteženo z ocenjeno verjetnostjo p_i (glej preglednico 4.2), s katero bi graditelji v praksi lahko izvedli slabšo gradnjo objekta JUBHome od predpisane. Faktor f_{n0} zaradi upoštevanja morebitne nepravilne gradnje smo torej določili kot uteženo povprečje razmerja $\bar{F}_{\max,osnovni} / F_{\max,i}$ pri različnih možnostih nepravilne gradnje. Kljub temu je vseeno bolj verjetno, da se bodo izvajalci ob ustreznem nadzoru držali pravil gradnje sistema JUBHome. Ker je faktor zaradi negotovosti gradnje ob ustrezni gradnji enak 1, smo končni faktor za zajem negotovosti pri gradnji definirali kot povprečno vrednost med 1 in f_{n0} .

$$f_n = \frac{(1 + f_{n0})}{2} \quad (4.8)$$

Pri določanju faktorja f_n smo ponovno ločili stene na tiste s predvidenim upogibnim ($f_{n,u}$) oziroma strižnim obnašanjem ($f_{n,s}$). Iz preglednice 4.2 je razvidno, da smo za dogodka, ko bi bile hiše JUBHome grajene popolnoma brez armature oziroma z doma narejenim suhim betonom, ki bo vgrajen brez vibriranja, predpostavili verjetnost 0. Za ostale scenarije slabše izvedbe gradnje smo predpostavili, da so enako verjetni. Tako smo dobili $f_{n0,s} = 1.7$ oziroma $f_{n,s} = 1.35$. Pri upogibnih stenah smo preizkusili samo eno možnost slabše izvedbe gradnje, ki smo jo preverili z eksperimentom. Po enakem postopku smo torej določili $f_{n0,u} = 1.3$ oziroma $f_{n,u} = 1.15$.

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov iz preglednice 4.2 smo določili tudi relativne etažne zamike (zasuke), ki v stenah povzročijo mejno stanje blizu porušitve θ_{NC} oziroma porušitev θ_C . Določili smo povprečni zasuk θ_{NC} pri osnovnih različicah sten in pri različicah, kjer smo simulirali manj kvalitetno gradnjo. Izkazalo se je, da je bila povprečna vrednost zasukov sten s prevladujočim upogibnim oziroma strižnim obnašanjem v obeh primerih praktično enaka, zelo podoben pa je bil tudi razpon zasukov sten, saj so se v obeh primerih gibal med 0.8 % in 2.0 %. Zato smo se odločili, da za zasuk stene, ki privede do mejnega stanja blizu porušitve, privzamemo kar povprečno vrednost $\theta_{NC} = 1.4$ %, v kateri je hkrati zajet tudi vpliv negotovosti pri gradnji. To vrednost smo uporabili tudi v modelih vzorčnih konstrukcij (poglavje 4.4).

Podobno smo postopali pri določanju mejnega zasuka sten, pri katerem se pojavi porušitev. Povprečni zasuk stene pri pojavu porušitve θ_C s prevladujočim upogibnim obnašanjem znaša 2.42 %. Najmanjša in največja vrednost θ_C iz eksperimentov sta bili enaki 2.1 % in 2.6 %. Po drugi strani je bil povprečni zasuk sten s prevladujočim strižnim obnašanjem enak 1.80 %, mejne vrednosti θ_C pa so se gibale v širšem razponu, to je med 1.3 % in 2.7 %. Slednje je posledica dejstva, da smo pri stenah z upogibnim obnašanjem preverili samo en način slabše gradnje, v kateri ni bilo stremenske armature in robnih elementov, pri stenah s strižnim obnašanjem pa smo zajeli širši spekter možnih primerov nepravilne gradnje. Odločili smo se, da za zasuk stene θ_C pri pojavu porušitve privzamemo kar konzervativno vrednost $\theta_C = 1.8$ %, ki smo jo dobili pri preizkušancih s strižnim obnašanjem. V tej vrednosti je upoštevan tudi vpliv negotovosti pri gradnji sten JUBHome WALL. Naj še opozorimo, da zelo natančna določitev zasukov θ_{NC} in θ_C ni smiselna, saj za stavbe z zelo kratkimi nihajnimi časi velja, da je nosilnost konstrukcije tisti parameter konstrukcije, ki ima bistveni vpliv na verjetnost porušitve objekta.

Preglednica 4.2: Nosilnost preizkušancev F_{max} , zasuka sten pri mejnih stanjih blizu porušitve θ_{NC} in porušitve θ_C , projektna upogibna in strižna nosilnost elementov izraženi s prečno silo V_{Rd} ter razmerje med dejansko in projektno nosilnostjo F_{max}/V_{Rd} in razmerje med povprečno nosilnostjo osnovnih različic in nosilnostjo izbranega preizkušanca $\bar{F}_{max,osnovni} / F_{max,i}$. Za oba sklopa preizkušancev so s sivo označene minimalne, maksimalne in povprečne vrednosti vseh količin. Osnovne različice sten U (U1 in U2) ter S (S1 in S3) so označene odebeljeno.

Stena	Opis posebnosti preizkušanca	Eksperiment			Faktor dodatne nosilnosti r_s		Negotovost pri gradnji f_n	
		F_{max} (kN)	θ_{NC} (%)	θ_C (%)	Projektna nosilnost V_{Rd} (kN)	F_{max} / V_{Rd}	$\bar{F}_{max,osnovni} / F_{max,i}$	Utež p
U1	Armatura U, VBB	195	1.83	2.07	126	1.55	1.02	/
U2	Armatura U, VBB	201	1.60	2.60	126	1.60	0.99	/
U3	VBB, brez robnih elementov in stremenske armature	152	0.78	2.60	90	1.69	1.30	1
Minimum - stene U		152	0.78	2.07	Izbrani $r_{s,u}$	1.5	Izbrani $f_{n,u}$	1.15
Maksimum - stene U		201	1.83	2.60				
Povprečje - stene U		183	1.40	2.42				
S1	Armatura S, VBB	441	1.55	2.71	218	2.02	0.98	/
S2	Armatura S, VBB, povečana osna sila $N=200$ kN	451	2.02	2.02	218	2.07	0.96	/
S3	Armatura S, VBB, neodstranjen EPS spreadaj	423	1.55	1.99	218	1.94	1.02	/
S4	Armatura S, VBB, delno odstranjen EPS spreadaj, $N=200$ kN	337	1.51	1.51	218	1.55	1.28	/
S5	Armatura S, nevibriran »domač« beton - zemeljsko vlažen	63	1.41	2.20	218	0.29	6.86	0
S6	Armatura S, nevibriran »domač« beton - tekoč	251	0.77	1.30	218	1.15	1.72	0.25
S7	VBB, redkejša stremena v robnem elementu $\phi 8/37.5$ cm	287	0.92	1.71	218	1.32	1.51	0.25
S8	VBB, brez robnih elementov in stremenske armature	217	1.54	1.55	218	1.00	1.99	0.25
S9	VBB, brez robnih elementov, stremen in hor. armature	255	0.97	1.53	76	3.36	1.69	0.25
S10	VBB, popolnoma brez armature	61	/	1.49	76	0.80	7.08	0
Minimum stene S		61	0.77	1.30	Izbrani $r_{s,s}$	2.0	Izbrani $f_{n,s}$	1.35
Maksimum stene S		451	2.02	2.71				
Povprečje stene S		279	1.36	1.80				

Legenda oznak: armatura U in armatura S osnovni različici armature sten U in S, ki sta razvidni iz prilog A1 ter A2. Vsebuje strižno armaturo $\pm \phi 10/37.5$ cm, vzdolžno armaturo v stojini stene $\pm \phi 10/37.5$ cm, ter robne elemente z vzdolžno armaturo $\pm \phi 12/7.5$ cm in stremensko armaturo $\phi 8/10$ cm iz armaturnega jekla B500
VBB beton C30/37, pripravljen v betonarni, ki je bil v preizkušaneu pravilno vgrajen z vibriranjem

4.4 Definicija matematičnega modela za izračun odziva konstrukcij in karakteristik plastičnega členka

Pri definiciji modela konstrukcije smo predpostavili, da k potresnemu odzivu prispevajo samo stene, ki so nosilne v smeri delovanja obtežbe. Vpliv prirobnic sten, prečk med stenami in vpliv sten prečno na smer delovanja obtežbe smo zanemarili. Prav tako smo predpostavili, da potresno obremenitev prenašajo samo stene, ki so širše od 0.70 m in po višini konstrukcije ne spreminjajo prečnega prereza. Vpeljane predpostavke nekoliko podcenjujejo kapaciteto konstrukcije v smislu maksimalne prečne sile, ki jo konstrukcija prenese. Po drugi strani pa povečujejo deformacijsko kapaciteto konstrukcije. Ocenjujemo, da smo z vpeljanimi predpostavkami v smislu kapacitete konstrukcije izražene z maksimalnim pospeškom tal na varni strani, saj zaradi velike togosti konstrukcij deformacijska kapaciteta malo vpliva k maksimalnemu pospešku tal.

Zaradi upoštevanja prej omenjenih predpostavk smo konstrukcije modelirali kot sisteme nepovezanih konzolnih sten, ki so na nivoju plošč med seboj povezane preko toge diafragme. Vsako steno smo modelirali z linearno elastičnim elementom in nelinearnim upogibnim členkom pri vpetju konstrukcije v temelj. Upoštevali smo, da je stena polno vpeta v temelj. Za plastičen členek smo uporabili bilinearno ovojnico s padajočo vejo. Upogibno nosilnost plastičnega členka smo določili iz projektne upogibne nosilnosti, katero smo povečali s faktorjem dodatne upogibne nosilnosti na nivoju elementa ($r_{s,u}=1.5$ – glej poglavje 4.3) in zmanjšali s faktorjem zaradi negotovosti pri gradnji ($f_{n,u}=1.15$ – glej poglavje 4.3). Projektno upogibno nosilnosti smo izračunali ob upoštevanju armature, ki izhaja iz minimalnih zahtev SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1998-1 za velike, šibko armirane stene in projektne vrednosti materialnih karakteristik ($f_{cd}=2.0$ kN/cm² za beton C30/37 in $f_{sy}=43.5$ kN/cm² za armaturo B500). Upoštevali smo, da je robni element sestavljen iz štirih palic $\phi 12$. Razdalja med palicami v smeri dolžine stene znaša 7.2 cm, prvi palici sta od roba stene oddaljeni 4.4 cm. Stojino smo armirali s palicami premera $\phi 10$ ob upoštevanju pogojev glede minimalnega deleža vzdolžne armature v celotni steni (0.3 %) oziroma maksimalne dovoljene razdalje med vzdolžnimi palicami (37.5 cm). Primer armature v steni je prikazan na sliki 4.1.

Prečno smo stene armirali ob upoštevanju minimalnih zahtev SIST EN 1992-1-1 (2005) in SIST EN 1998-1 (2005). Izkaže se, da je minimalnim kriterijem zadoščeno, če uporabimo po eno horizontalno palico $\phi 10$ na vsaki stranici stene na razdalji 37.5 cm. Projektno strižno nosilnost sten smo določili po SIST EN 1992-1-1 (2005) in ob upoštevanju projektne vrednosti materialnih karakteristik ($f_{cd}=2.0$ kN/cm² za beton C30/37 in $f_{sy}=43.5$ kN/cm² za armaturo B500). Dejansko strižno nosilnost elementa smo določili tako, da smo projektno strižno nosilnost povečali z faktorjem dodatne strižne nosilnosti na nivoju elementa ($r_{s,s}=2.0$ – glej poglavje 4.3) in nato še zmanjšali s faktorjem zaradi negotovosti pri gradnji ($f_{n,s}=1.35$ – glej poglavje 4.3).

Nelinearni odziv sten smo modelirali samo z upogibnim členkom, zato smo strižno nosilnost izrazili z momentom, ki bi se razvil v steni ob doseženi strižni nosilnosti, in jo primerjali z

upogibno nosilnostjo. V plastičnem členu smo nato uporabili minimalno izmed upogibne oziroma strižne nosilnosti, izražene z momentom. Za obravnavane modele se izkaže, da je za vse stene dvoetažnih konstrukcij merodajna upogibna nosilnost. Podobno velja za enoetažne konstrukcije, razen za konstrukcije s štirimi stenami in 2.5 % deležem sten v eni smeri, kjer je nosilnost za eno oziroma dve steni določena na osnovi strižne nosilnosti. Izjema so tudi konstrukcije s petimi in šestimi stenami in 2.5 % deležem sten v eni smeri ter konstrukcije s štirimi in petimi stenami in 2 % deležem sten v eni smeri, kjer je največ 1 stena definirana iz strižne nosilnosti.

Rotacijo plastičnega členu sten na meji tečenja smo določili na način, da smo približno upoštevali vpliv razpokanosti in strižne podajnosti sten. Rotacije pri maksimalnem momentu in porušitvi smo določili iz rezultatov eksperimentov (Dolšek in soavtorji, 2016) in so enake za vse stene. Za rotacijo sten pri porušitvi smo upoštevali rotacijo 0.018, rotacijo pri maksimalnem momentu pa smo določili iz rotacije pri porušitvi in rotacije pri stanju blizu porušitve (0.014). Rotacija pri stanju blizu porušitve ustreza 20 % padcu nosilnosti v postkritičnem območju. Uporabili smo histerezni model usmerjen k predhodnemu maksimumu, pri čemer efekta zožitve histereznih zank (t.i. »pinching efekt«), ki je bil zaznan na testnih preizkušancih (Dolšek in soavtorji, 2016), nismo upoštevali, saj so vzporedne študije pokazale, da omenjen efekt za obravnavane konstrukcije praktično nima vpliva na pospešek pri porušitvi. To je posledica majhnega nihajnega časa analiziranih objektov.

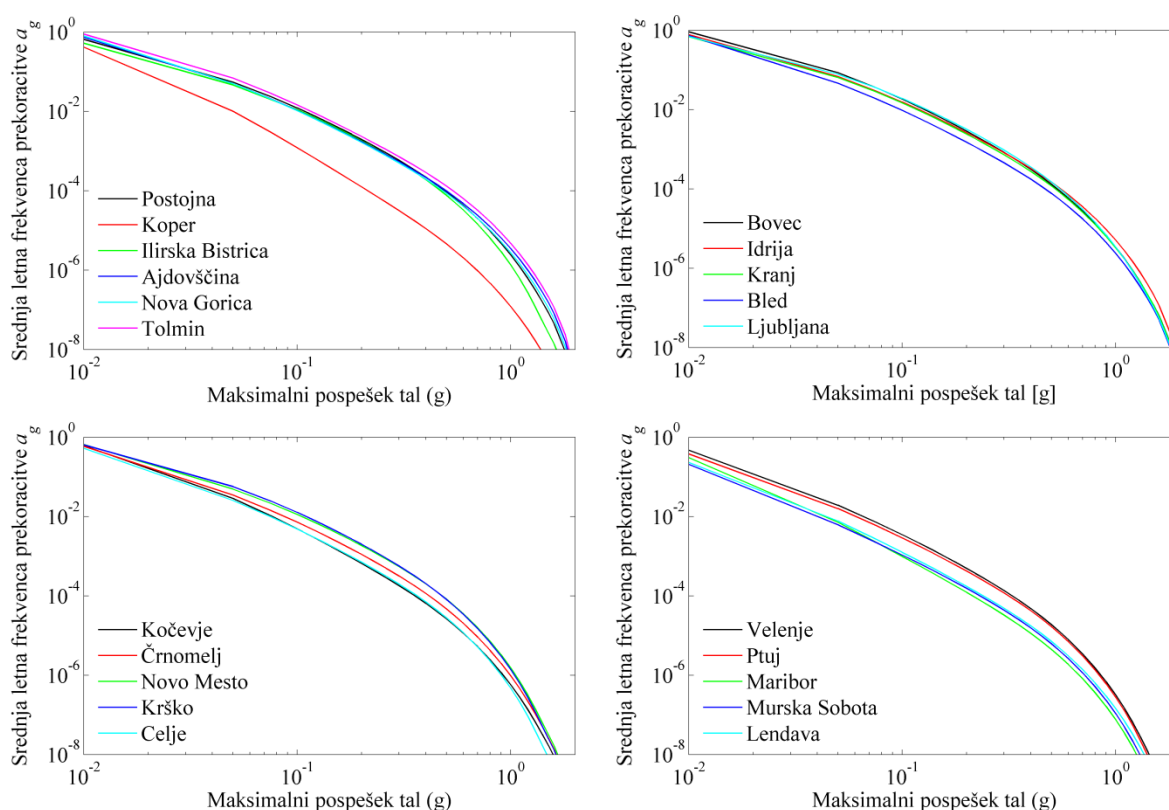
Na podlagi rezultatov testov sten (Dolšek in soavtorji, 2016) smo predpostavili, da se konstrukcija poruši pri maksimalnem zasuku etaže 1.5 %. Omeniti velja, da ima maksimalni zasuk etaže pri porušitvi konstrukcije zelo majhen vpliv na velikost pospeškov pri porušitvi konstrukcije.

Naj na tem mestu opomnimo, da bi bilo potrebno za oceno poškodovanosti dejanskih objektov uporabiti bolj točen model konstrukcije, s katerim bi pravilno simulirali geometrijo stavbe in odziv posameznih sten (npr. različne mehanizme poškodovanosti ter vpliv spreminjanja osne sile zaradi dinamičnih učinkov).

4.5 Funkcija potresne nevarnosti, ciljni spektri in izbira akceleroگرامov

Pri določitvi funkcij potresne nevarnosti smo za mero za intenziteto potresa izbrali maksimalni pospešek tal. Uporabili smo lastno proceduro, ki temelji na programu OHAZ (Zabukovec, 2000) in enake vhodne podatke, kot Lapajne in soavtorja (2001 in 2003) za izračun karte potresne nevarnosti. Funkcije potresne nevarnosti smo določili z uporabo petih modelov pretekle prostorske porazdelitve potresne dejavnosti, seizmotektonskega modela, ki so ga predlagali Poljak in soavtorji (2000) ter atenuacijskega pravila Sabetta in Pugliese (1996). V verjetnostni analizi potresnega odziva smo upoštevali 21 lokacij v Sloveniji, za katere so funkcije potresne nevarnosti prikazane na sliki 4.2. Vpliv slučajnosti potresne obtežbe smo simulirali z naborom štirih skupin po 30 akceleroگرامov, ki so ustrezali ciljnemu spektru in tipom tal A, B, C in D. Za določitev ciljnega spektra smo uporabili koncept pogojnega spektra

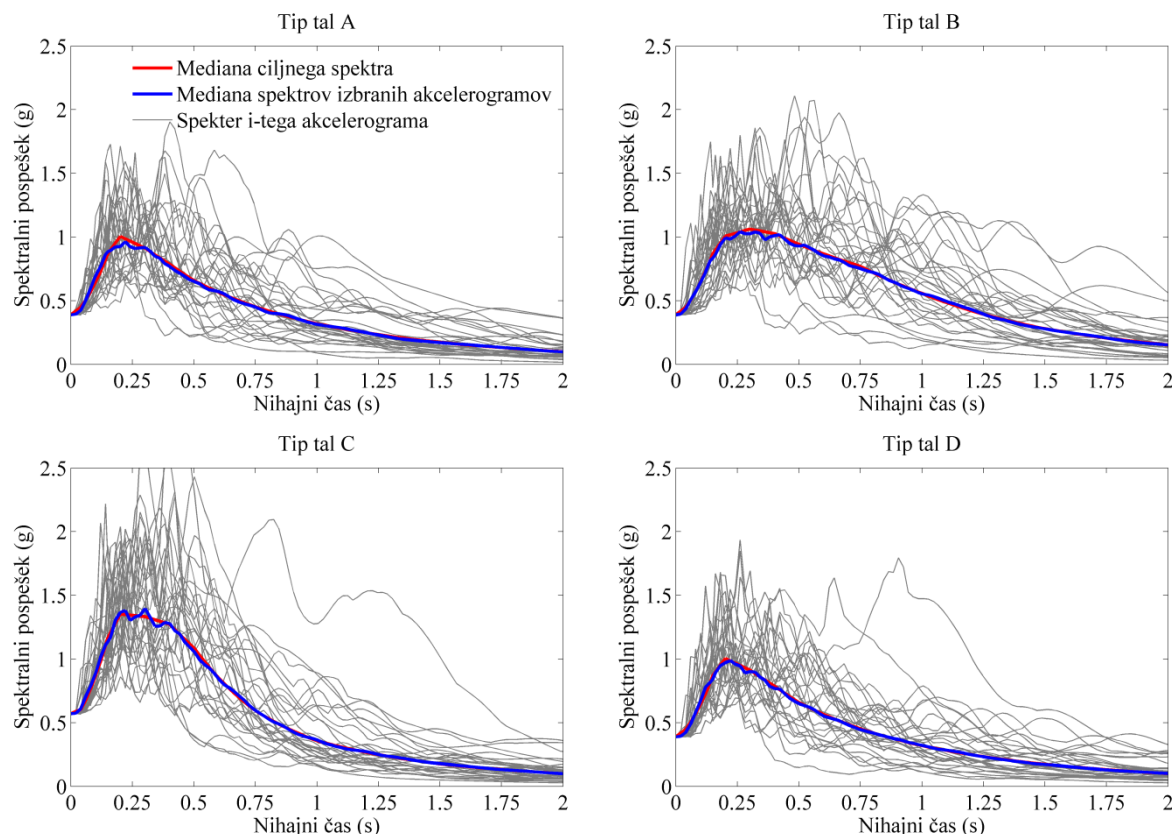
pospeškov (Baker, 2011), ki smo ga izračunali za povratno dobo 2475 let. Pogojni spekter smo določili na osnovi rezultatov razčlenitve potresne nevarnosti za Ljubljano, ki smo jo izvedli z lastno proceduro uporabljeno tudi za izračun funkcij potresne nevarnosti. Za mero za intenziteto smo izbrali maksimalni pospešek tal, ki za povratno dobo 2475 let in za tipe tal A, B in D znaša $a_g = 0.39$ g, za tip tal C pa $a_g = 0.57$ g. Enaka vrednost pospeška tal za različne tipe tal je posledica izbranega atenuacijskega pravila. Na osnovi tako določenih maksimalnih pospeškov tal smo izračunali srednji potresni scenarij, ki je potreben za izračun pogojnega spektra pospeškov, in je določen s srednjo magnitudo $M = 6.14$ in srednjo oddaljenostjo izvora potresa $R = 5.64$ km.



Slika 4.2: Funkcije potresne nevarnosti za maksimalni pospešek tal na skali za različne lokacije po Sloveniji.

Analiza konstrukcij na osnovi pogojnega spektra pospeškov, daje manj konservativne rezultate v primerjavi z rezultati analiz pri katerih so akceleroگرامi izbrani na osnovi spektra enotne potresne nevarnosti. Izkaže se, da je pogojni spekter pospeškov, v območju kratkih period, po obliki precej podoben elastičnemu spektru pospeškov po SIST EN 1998-1.

Akceleroگرامe smo izbrali za tipe tal A, B, C in D (slika 4.3) na osnovi baz akceleroagramov, ki ustrezajo dejanskim potresom na določenem tipu tal. Za tip tal E akceleroagramov nismo izbirali, saj je v bazah na voljo omejeno število akceleroagramov. Tako smo za tip tal E uporabili kar akceleroagrame za tip tal A, vendar smo upoštevali korekcijo zaradi faktorja tal.



Slika 4.3: Ciljni pogojni spekter pospeškov, pripadajoč spekter pospeškov izbranih akceleroگرامov in spektri pospeškov posameznih akceleroagramov za tipe tal A, B, C in D.

4.6 Odziv konstrukcij

Na modelih konstrukcij smo izvedli inkrementalno dinamično analizo (IDA) (Vamvatsikos in Cornell, 2002). Analizo smo izvedli samo v močni smeri sten. Primer odnosa med maksimalnim zasukom etaže objekta in maksimalnim pospeškom tal (t.i. IDA krivulje) za dvoetažne konstrukcije z deležem sten 1.5 %, 2 % in 2.5 % in petimi stenami na tleh tipa A je prikazan na sliki 4.4. Na slikah lahko opazimo, da so IDA krivulje precej ukrivljene, kar pomeni, da je prirastek pomika velik že pri majhnem prirastku pospeška, če je objekt že poškodovan preko meje nosilnosti. Zaradi tega mejni zamik (razpoložljiva duktilnost konstrukcije) relativno malo prispeva k pospešku tal pri porušitvi konstrukcije. Mediane pospeškov pri porušitvi konstrukcije na lokaciji objekta $\tilde{a}_{gC}$ in pripadajoče standardne deviacije njihovih logaritemskih vrednosti zaradi negotovosti potresne obtežbe β_R so podane v preglednicah 4.3 in 4.4.

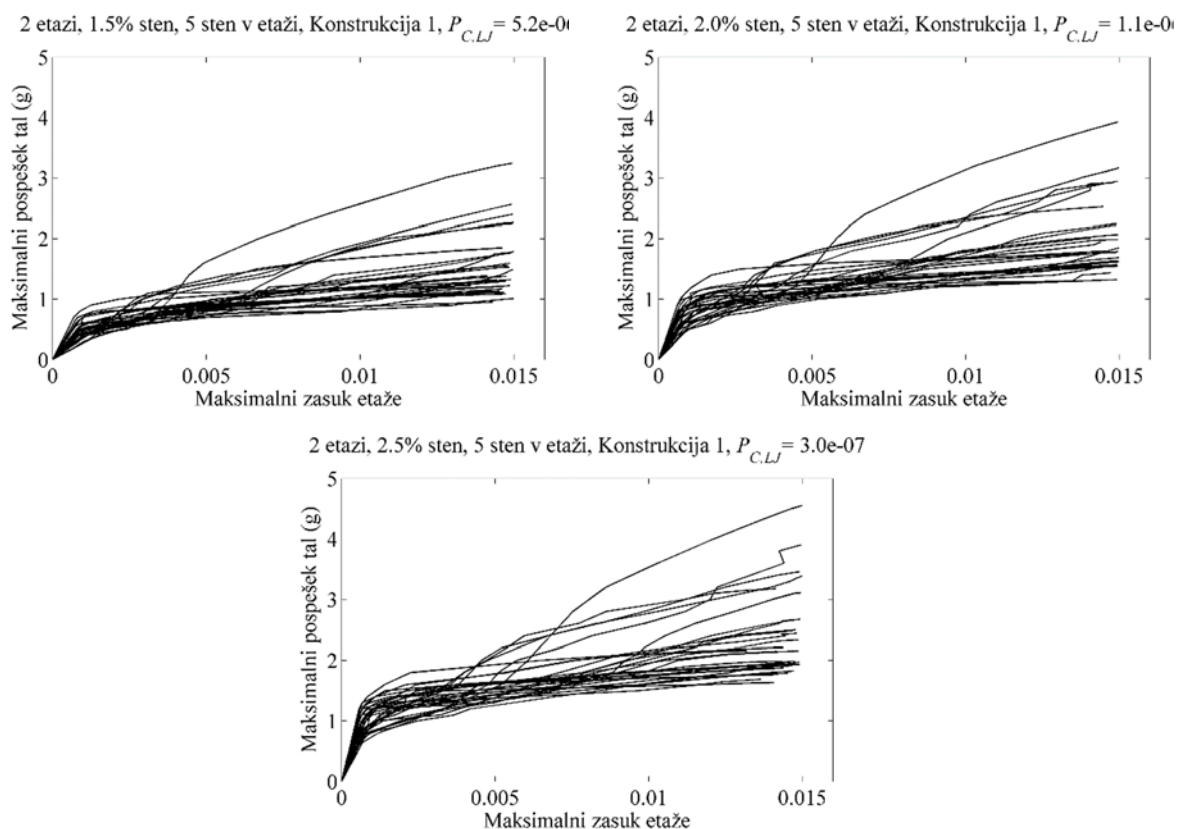
Preglednica 4.3: Mediane $\tilde{a}_{gC}$ in pripadajoče standardne deviacije β_R logaritamskih vrednosti pospeškov pri porušitvi za konstrukcije na tleh tipa A in B

	Delež sten	Št. sten	Tip tal A						Tip tal B					
			Konstrukcija 1		Konstrukcija 2		Konstrukcija 3		Konstrukcija 1		Konstrukcija 2		Konstrukcija 3	
			$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R
Dvoetažne stavbe (višina sten $h = 6.4$ m)	2.5%	4	2.70	0.23	2.44	0.25	2.28	0.26	2.17	0.17	1.94	0.18	1.80	0.18
		5	2.30	0.26	2.14	0.27	2.03	0.26	1.81	0.18	1.65	0.19	1.58	0.19
		6	2.11	0.27	1.98	0.27	1.87	0.27	1.63	0.19	1.53	0.20	1.44	0.21
		7	1.96	0.27	1.85	0.27	1.77	0.28	1.51	0.20	1.42	0.21	1.35	0.22
		8	1.83	0.27	1.75	0.28	1.70	0.28	1.40	0.22	1.34	0.23	1.30	0.23
	2%	4	2.13	0.26	1.97	0.27	1.88	0.27	1.66	0.19	1.52	0.20	1.45	0.21
		5	1.91	0.27	1.79	0.28	1.74	0.28	1.47	0.21	1.37	0.22	1.33	0.23
		6	1.77	0.28	1.69	0.28	1.64	0.28	1.35	0.23	1.29	0.23	1.25	0.24
		7	1.66	0.28	1.62	0.29	1.58	0.29	1.26	0.24	1.23	0.25	1.20	0.25
		8	1.58	0.29	1.55	0.29	1.53	0.29	1.19	0.25	1.17	0.25	1.16	0.26
	1.5%	4	1.63	0.28	1.61	0.29	1.59	0.29	1.24	0.24	1.22	0.24	1.20	0.25
		5	1.48	0.30	1.46	0.30	1.45	0.30	1.10	0.26	1.09	0.27	1.09	0.27
6		1.32	0.31	1.30	0.31	1.28	0.32	0.96	0.29	0.95	0.29	0.94	0.29	
1%	4	1.04	0.36	1.03	0.37	1.03	0.37	0.71	0.34	0.70	0.34	0.70	0.34	
Enoetažne stavbe (višina sten $h = 3.2$ m)	2.5%	4	4.57	0.09	4.60	0.09	4.46	0.09	4.18	0.13	4.23	0.13	4.09	0.13
		5	4.25	0.10	4.17	0.10	4.09	0.09	3.87	0.13	3.81	0.13	3.75	0.13
		6	4.09	0.09	3.88	0.09	3.73	0.10	3.75	0.13	3.53	0.13	3.37	0.13
		7	3.70	0.10	3.54	0.11	3.33	0.11	3.33	0.13	3.18	0.13	2.97	0.13
		8	3.28	0.11	3.14	0.11	3.02	0.12	2.93	0.12	2.78	0.12	2.68	0.12
	2%	4	3.78	0.11	3.74	0.11	3.65	0.11	3.39	0.13	3.36	0.13	3.29	0.13
		5	3.51	0.11	3.30	0.11	3.16	0.12	3.13	0.12	2.94	0.13	2.80	0.12
		6	3.12	0.12	2.90	0.13	2.82	0.13	2.76	0.12	2.55	0.13	2.48	0.13
		7	2.75	0.14	2.62	0.14	2.55	0.15	2.41	0.12	2.28	0.12	2.22	0.12
		8	2.48	0.15	2.41	0.16	2.34	0.16	2.15	0.12	2.08	0.13	2.02	0.13
	1.5%	4	2.94	0.13	2.69	0.14	2.59	0.15	2.58	0.13	2.34	0.13	2.24	0.12
		5	2.46	0.16	2.33	0.17	2.25	0.17	2.12	0.13	2.00	0.13	1.93	0.13
6		2.15	0.18	2.09	0.18	2.02	0.19	1.82	0.13	1.77	0.13	1.71	0.13	
1%	4	1.76	0.20	1.69	0.21	1.66	0.21	1.43	0.14	1.37	0.15	1.35	0.15	

Preglednica 4.4: Mediane $\tilde{a}_{gC}$ in pripadajoče standardne deviacije β_R logaritmskih vrednosti pospeškov pri porušitvi za konstrukcije na tleh tipa C in D

			Tip tal C						Tip tal D					
	Delež sten	Št. sten	Konstrukcija 1		Konstrukcija 2		Konstrukcija 3		Konstrukcija 1		Konstrukcija 2		Konstrukcija 3	
			$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R	$\tilde{a}_{gC}$ (g)	β_R
Dvoetažne stavbe (višina sten $h = 6.4$ m)	2.5%	4	2.67	0.15	2.42	0.16	2.28	0.17	2.72	0.25	2.50	0.27	2.34	0.28
		5	2.29	0.17	2.12	0.19	2.03	0.20	2.37	0.28	2.19	0.29	2.10	0.29
		6	2.10	0.20	1.99	0.21	1.88	0.22	2.17	0.29	2.05	0.29	1.94	0.30
		7	1.97	0.21	1.87	0.22	1.78	0.23	2.03	0.29	1.92	0.31	1.84	0.30
		8	1.84	0.22	1.76	0.23	1.74	0.24	1.90	0.30	1.84	0.31	1.79	0.31
	2%	4	2.13	0.20	1.99	0.21	1.90	0.22	2.20	0.29	2.04	0.29	1.95	0.30
		5	1.93	0.22	1.81	0.23	1.76	0.23	1.99	0.30	1.87	0.31	1.82	0.31
		6	1.80	0.23	1.74	0.25	1.70	0.26	1.87	0.31	1.78	0.32	1.74	0.32
		7	1.72	0.26	1.68	0.26	1.64	0.27	1.75	0.32	1.71	0.33	1.68	0.33
		8	1.64	0.27	1.62	0.27	1.61	0.28	1.69	0.33	1.66	0.34	1.64	0.34
	1.5%	4	1.70	0.27	1.67	0.27	1.65	0.27	1.73	0.33	1.70	0.33	1.69	0.33
		5	1.57	0.28	1.56	0.28	1.54	0.29	1.59	0.34	1.56	0.35	1.55	0.35
6		1.40	0.30	1.38	0.31	1.37	0.31	1.41	0.38	1.39	0.38	1.37	0.38	
1%	4	1.10	0.32	1.09	0.32	1.08	0.32	1.08	0.42	1.07	0.42	1.06	0.42	
Enoetažne stavbe (višina sten $h = 3.2$ m)	2.5%	4	4.73	0.09	4.78	0.09	4.62	0.09	4.72	0.14	4.77	0.14	4.62	0.14
		5	4.39	0.09	4.31	0.09	4.24	0.09	4.37	0.14	4.30	0.14	4.24	0.14
		6	4.24	0.09	3.99	0.09	3.82	0.09	4.23	0.14	3.97	0.14	3.80	0.15
		7	3.77	0.10	3.60	0.10	3.38	0.10	3.75	0.15	3.59	0.15	3.37	0.16
		8	3.33	0.10	3.17	0.10	3.05	0.09	3.31	0.16	3.16	0.16	3.04	0.16
	2%	4	3.86	0.10	3.81	0.10	3.72	0.10	3.85	0.15	3.80	0.15	3.71	0.15
		5	3.55	0.10	3.34	0.10	3.19	0.10	3.54	0.16	3.35	0.16	3.19	0.16
		6	3.15	0.10	2.92	0.10	2.83	0.10	3.14	0.16	2.91	0.17	2.82	0.17
		7	2.76	0.09	2.63	0.10	2.56	0.10	2.75	0.17	2.62	0.17	2.55	0.17
		8	2.49	0.10	2.42	0.10	2.34	0.10	2.49	0.18	2.42	0.18	2.34	0.18
	1.5%	4	2.95	0.10	2.70	0.10	2.59	0.10	2.95	0.17	2.69	0.17	2.59	0.17
		5	2.46	0.10	2.33	0.10	2.24	0.10	2.47	0.18	2.34	0.18	2.26	0.19
6		2.14	0.10	2.07	0.10	2.00	0.10	2.14	0.19	2.08	0.19	2.02	0.20	
1%	4	1.72	0.12	1.65	0.12	1.63	0.12	1.75	0.23	1.68	0.24	1.65	0.23	

Pričakovano so mediane pospeškov pri porušitvi $\tilde{a}_{gC}$ dvoetažnih konstrukcij manjše kot enoetažnih. Za skupine akceleroگرامov zabeleženih na tleh tipa A, C in D so mediane pospeškov precej podobne. V primeru dvoetažnih konstrukcij so $\tilde{a}_{gC}$ med 1.03 g in 2.72 g, v primeru enoetažnih konstrukcij med 1.65 g in 4.78 g, pri čemer nižje vrednosti pripadajo konstrukcijam z deležem sten 1 %, najvišje pa konstrukcijam z deležem sten 2.5 % celotne etažne površine. Za skupino akceleroagramov zabeleženih na tleh tipa B so pospeški $\tilde{a}_{gC}$ manjši in znašajo med 0.70 g in 2.17 g v primeru dvoetažnih oziroma med 1.35 g in 4.18 g v primeru enoetažnih konstrukcij. Logaritemske standardne deviacije zaradi slučajnosti potresne obtežbe β_R so majhne. Za dvoetažne konstrukcije ($\beta_R \in [0.15 \ 0.42]$) so večje kot pri enoetažne ($\beta_R \in [0.09 \ 0.23]$). Majhne vrednosti so najverjetneje posledica majhne disperzije spektrov izbranih akceleroagramov v področju kratkih nihajnih časov in enostavnosti konstrukcij. Najmanjše vrednosti β_R pripadajo rezultatom enoetažnim konstrukcijam z 2.5 % deležem sten celotne etažne površine, največje pa dvoetažnim konstrukcijam z 1 % deležem sten celotne etažne površine.

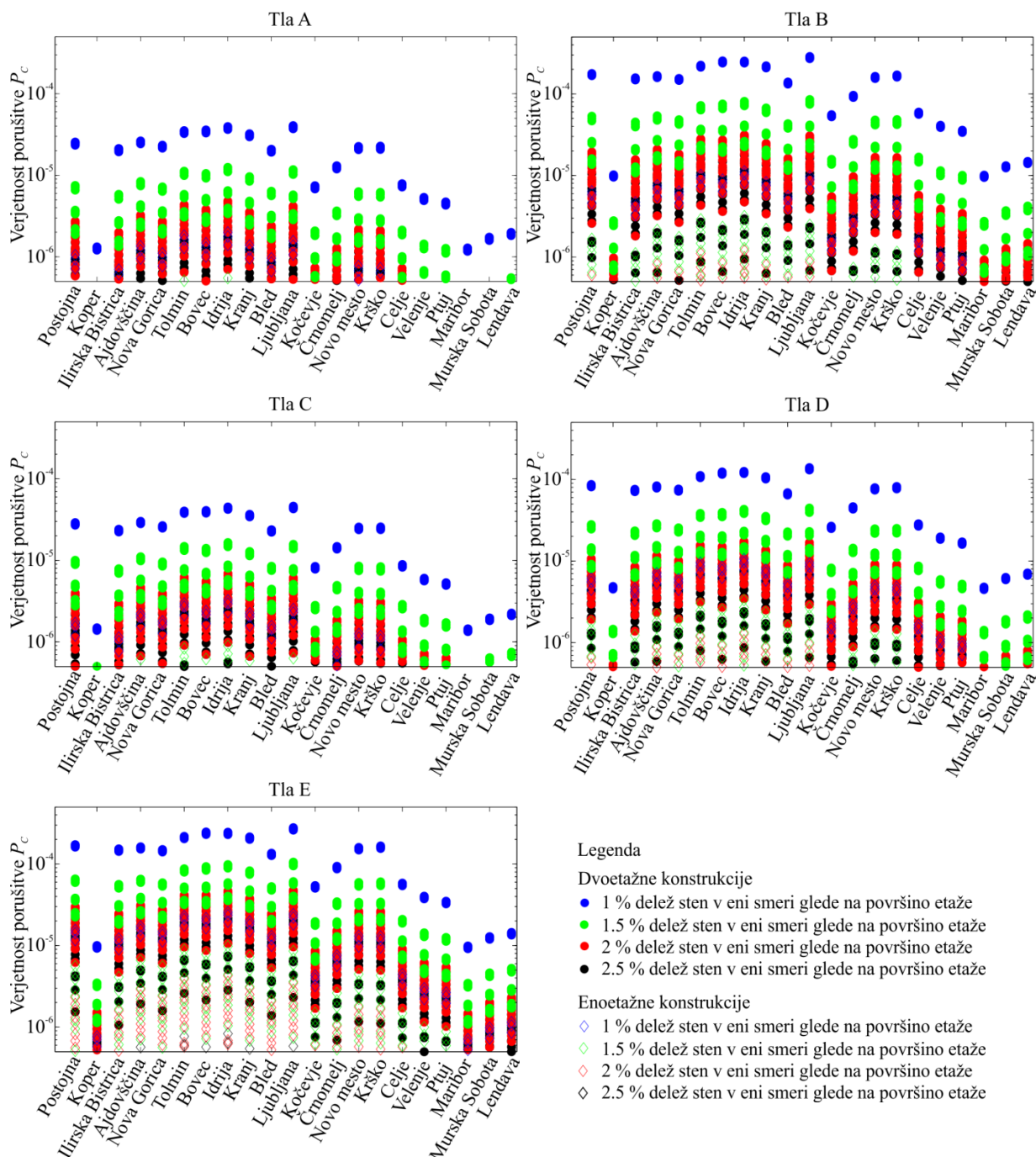


Slika 4.4: Odnos med maksimalnim zasukom etaže objekta in maksimalnim pospeškom tal na tipu tal A za vseh 30 akceleroagramov.

4.7 Izračun potresnega tveganja za izbrane lokacije po Sloveniji

Verjetnost porušitve objektov smo izračunali ob upoštevanju enačb (4.1) in (4.2). Mediane pospeškov pri porušitvi na tipih tal B, C, D in E smo ob uporabi faktorjev tal (1.2 za tip tal B,

1.15 za tip tal C, 1.35 za tip tal D in 1.7 za tip tal E) pretvorili na mediane pospeškov pri porušitvi na tleh tipa A. Upoštevali smo standardno deviacijo logaritemskih vrednosti pospeškov pri porušitvi zaradi vpliva slučajnosti potresne obtežbe (glej preglednici 4.3 in 4.4) in standardno deviacijo zaradi epistemičnih negotovosti. Slednjih v računu odziva nismo eksplicitno zajeli, zato smo predpostavili, da je standardna deviacija logaritemskih vrednosti pospeškov pri porušitvi zaradi vpliva epistemičnih negotovosti enaka 0.30 za vse konstrukcije. Verjetnost porušitve smo izračunali za 21 različnih lokacij po Sloveniji. Na sliki 4.5 prikazujemo samo primere, kjer je bila srednja letna verjetnost porušitve večja od $5 \cdot 10^{-7}$.



Slika 4.5: Srednja letna verjetnost porušitve za konstrukcije za 21 lokacij v Sloveniji. Prikazane so samo vzorčne konstrukcije, pri katerih je verjetnost porušitve večja od $5 \cdot 10^{-7}$.

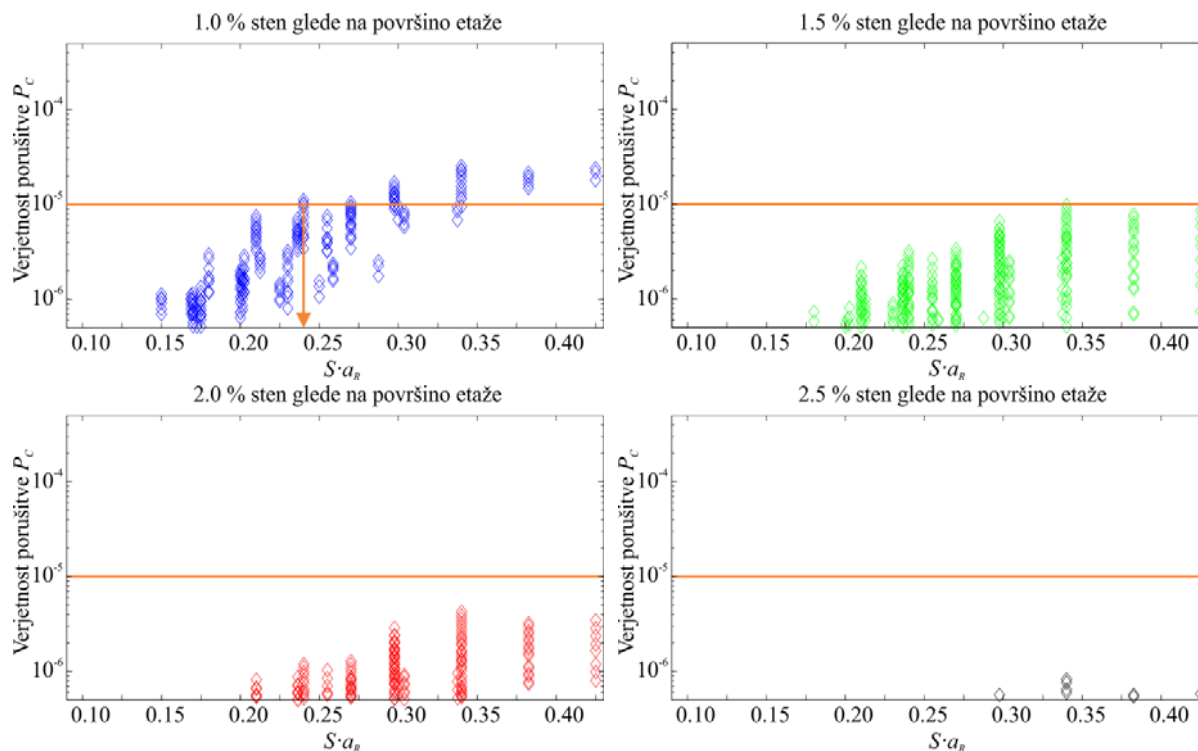
Rezultati analize kažejo, da so verjetnosti porušitve enoetažnih konstrukcij precej manjše kot pri dvoetažnih konstrukcijah. Pričakovano imajo največje verjetnosti porušitve konstrukcije z 1 % sten na površino etaže, sledijo konstrukcije z deležem sten 1.5 %, 2 % in 2.5 %. Pričakovan je tudi razpored verjetnosti porušitve glede na tip tal, saj so konstrukcije (armatura) enake za vse tipe tal. Največjo verjetnost porušitve imajo konstrukcije na tleh tipa E, sledijo konstrukcije na tleh tipa B, najmanjšo verjetnost porušitve pa imajo konstrukcije na tipu tal A. Največja verjetnost porušitve enoetažnih konstrukcij znaša $3 \cdot 10^{-5}$ (1 % sten na površino etaže, Ljubljana, tla tipa E), dvoetažnih pa $3 \cdot 10^{-4}$ (1 % sten na površino etaže, Ljubljana, tla tipa E). Za lokacije z nizkim seizmičnostjo (Koper, Maribor, Murska Sobota, Lendava) so verjetnosti porušitve zelo majhne in za veliko konstrukcij ne dosegajo verjetnosti porušitve $5 \cdot 10^{-7}$, ki predstavlja spodnjo mejo za prikazovanje rezultatov na sliki 4.5. Rezultati s tako majhnimi verjetnostmi porušitve so namreč precej negotovi, predvsem zaradi negotovosti, ki so povezane z analizo potresne nevarnosti.

4.8 Predlog za minimalni delež nosilnih sten izražen glede na bruto tlorisno površino

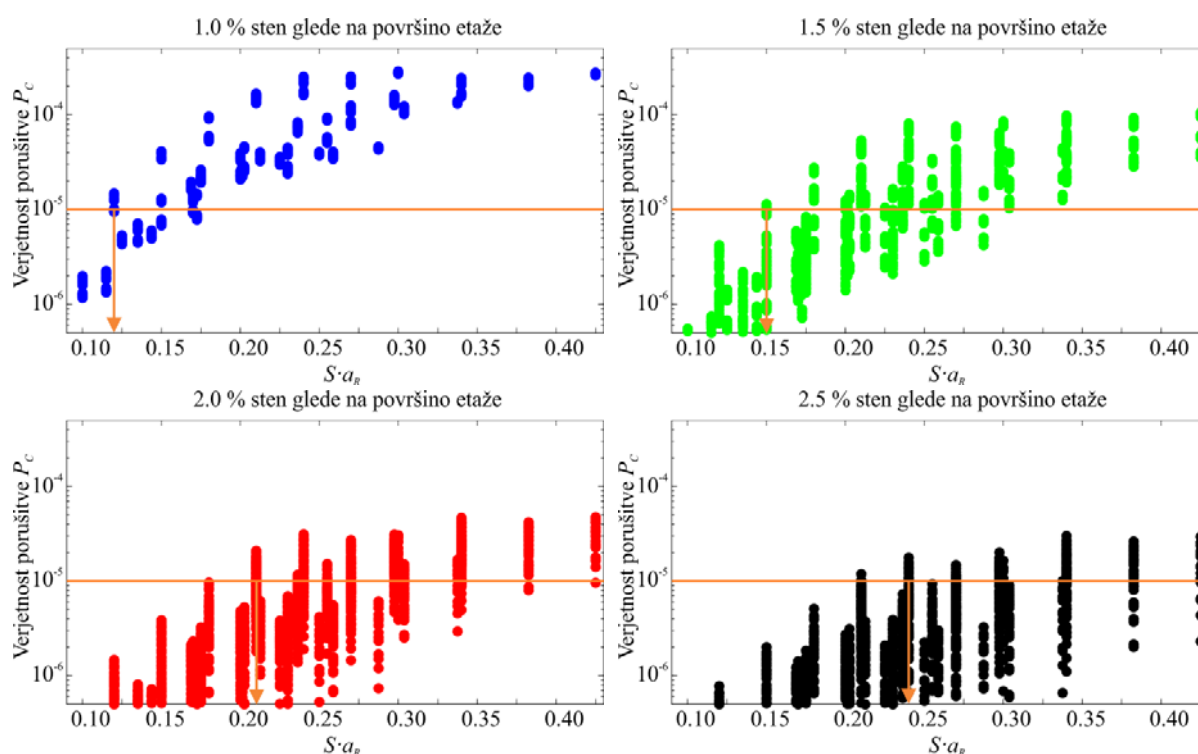
Rezultati računa odziva 84-ih konstrukcij (slika 4.5) so pokazali, da je verjetnost porušitve enoetažnih (P+M) konstrukcij, ki imajo več kot 1 % sten v vsaki smeri glede na celotno površino etaže, manjša od ciljne verjetnosti porušitve ($1 \cdot 10^{-5}$) na vseh upoštevanih lokacijah, kjer je produkt pospeška tal, ki ustreza povratni dobi 475 let a_{gR} in faktorja tal S manjši od 0.25 g. Za konstrukcije z deležem sten 1.5 % ali več pa velja, da so verjetnosti porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve na vseh lokacijah (slika 4.6).

Verjetnost porušitve dvoetažnih konstrukcij je večja. Na sliki 4.7 smo prikazali rezultate verjetnostne analize v odvisnosti od pospeška tal $a_{gR} \cdot S$ za posamezne deleže sten v eni smeri. Vidimo lahko, da je verjetnost porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve za konstrukcije z 1 % deleža sten v eni smeri samo na lokacijah, kjer je $a_{gR} \cdot S$ manjši od 0.125 g. V primeru, da je delež sten v eni smeri konstrukcije 1.5 %, je verjetnost porušitve manjša od ciljne verjetnosti porušitve na lokacijah, kjer je $a_{gR} \cdot S < 0.175$ g, v primeru deleža sten 2 % je pogoj izpolnjen na lokacijah, kjer je $a_{gR} \cdot S < 0.20$ g, v primeru deleža sten 2.5 % je pogoj izpolnjen na lokacijah, kjer je $a_{gR} \cdot S < 0.225$ g.

Za lokacije, kjer je $a_{gR} \cdot S \geq 0.225$ g, pogoj ciljne verjetnosti porušitve za vse konstrukcije ni izpolnjen. Kljub temu pa ocenjujemo, da strožjega kriterija glede minimalnega deleža sten v eni smeri objekta ni smiselno vpeljati, saj je delež konstrukcij, ki ne zadovoljujejo pogoja ciljne verjetnosti relativno majhen. Poleg tega je verjetnost porušitev za vse obravnavane konstrukcije z deležem sten 2.5 % manjša od $5 \cdot 10^{-5}$. Ta vrednost ciljne verjetnosti porušitve je bila uporabljena tudi za določanje mejnih zdrsov temeljne plošče (Dolšek in sodelavci, 2015).



Slika 4.6: Verjetnosti porušitve enoetažnih konstrukcij za vse tipe tal v odvisnosti od deležev nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri stavbe. S horizontalno črto je označena ciljna verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$, z vertikalno črto pa ločnica med konstrukcijami, za katere je oziroma ni v polnosti izpolnjen pogoj ciljne verjetnosti porušitve.



Slika 4.7: Verjetnosti porušitve dvoetažnih konstrukcij za vse tipe tal v odvisnosti od deležev nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri stavbe. S horizontalno črto je označena ciljna verjetnost porušitve $1 \cdot 10^{-5}$, z vertikalno črto pa ločnica med konstrukcijami, za katere je oziroma ni v polnosti izpolnjen pogoj ciljne verjetnosti porušitve.

Za tlorisno in višinsko pravilne konstrukcije grajene po sistemu JUBHome WALL so zgoraj opisani zaključki povzeti v preglednici 4.5. Prikazani so minimalni zahtevani deleži nosilnih sten glede na število etaž in lokacijo objekta. Za zagotovitev primerne zanesljivosti objekta je potrebno te kriterije izpolniti pri zasnovi objektov za vsako glavno smer stavbe in za vsako etažo stavbe. Delež nosilnih sten se izračuna kot razmerje med površino presekov vseh nosilnih sten (merjeno v eni glavni smeri objekta) in bruto tlorisno površino etaže. Za nosilne stene upoštevamo vse stene, katerih dolžina je večja od 0.70 m in potekajo od temeljne plošče do nivoja obravnavane etaže. Upoštevati moramo tudi, da sta v vsaki glavni smeri vsaj dve steni, za kateri velja, da imata dolžino, ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4.0 m ali 2/3 višine stavbe (merjeno od temeljne plošče do nivoja plošče najvišje etaže).

Preglednica 4.5: Najmanjši delež nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri, ki zagotavlja zadovoljitev pogoja o ciljni verjetnosti porušitve.

	Pospešek na lokaciji $a_{gR} \cdot S$ (g)						
Število etaž	< 0.125	< 0.15	< 0.175	< 0.20	< 0.225	< 0.25	> 0.25
1	1 %	1 %	1 %	1 %	1 %	1 %	1.5 %
2	1 %	1.5 %	1.5 %	2 %	2.5 %	2.5 %	2.5 %

Naj na tem mestu omenimo, da se zahtevani minimalni deleži nosilnih sten glede na bruto tlorisno površino etaže (preglednica 4.5) praktično ne razlikujejo, če v študiji namesto stavb z bruto tlorisne površine 100 m², uporabimo stavbe z bruto tlorisno površino etaže (200 m²). Verjetnosti porušitev konstrukcij z bruto tlorisno površino etaže 200 m² so zelo podobne verjetnostim porušitve osnovnih vzorčnih konstrukcij (bruto tlorisna površina etaže 100 m²). Nekoliko večje odstopanje smo opazili le pri dvoetažnih konstrukcijah z 1 % deležem nosilnih sten v eni glavni smeri stavbe, kjer so verjetnosti porušitve za vzorčne konstrukcije z bruto tlorisno površino etaže 200 m² nekoliko manjše. Takšni rezultati so posledica dejstva, da v primeru konstrukcij z večjo bruto tlorisno površino etaže, lažje zadovoljimo pogoju o najmanj dveh stenah dolžine 4 m.

V vzporedni študiji smo preučili vpliv zmanjšanja togosti konstrukcij na verjetnost porušitve, saj so nihajni časi obravnavanih konstrukcij večinoma manjši od T_B . Zato vsako morebitno zmanjšanje togosti v modelu konstrukcije povzroči povečanje obremenitev na konstrukcijo. V do sedaj prikazanih študijah smo uporabljali togosti razpokanih prereзов, ki smo jih določili na osnovi 50% redukcije vztrajnostnih momentov in strižnih prereзов nerazpokanih elementov. V vzporedni študiji smo togosti prereзов še nekoliko zmanjšali, saj smo vztrajnostne momente in strižne prereze reducirali na 30% vrednosti, ki ustrezajo nerazpokanim elementom. Ugotovili smo, da zmanjšanje togosti konstrukcije povzroči zmanjšanje mediane $\tilde{a}_{gC}$ za 6 do 12 %, pri čemer se mediane $\tilde{a}_{gC}$ najmanj zmanjšajo pri enoetažnih konstrukcijah z 2.5 % sten v eni smeri, največ pa pri dvoetažnih konstrukcijah z 1 % deležem sten v eni smeri. Verjetnosti porušitev konstrukcij se zaradi tega vpliva povečajo za faktor med 1.6 in 2.2. Kljub temu ocenjujemo, da je vpliv negotovosti v zvezi z modeliranjem razpokanosti prereзов relativno majhen, zato povečanje minimalnih deležev sten za stavbe JUB Home ni smiselno.

Preučili smo tudi možnost uporabe betona kvalitete C25/30, namesto betona kvalitete C30/37. Ker rezultati eksperimentov za to kvaliteto betona niso na voljo, smo vpliv spremembe kvalitete betona vrednotili na podlagi primerjave upogibnih in strižnih nosilnosti sten, ki smo jih ocenili po modelih Evrokoda 8 (SIST EN 1998-1 in SIST EN 1998-3). Upogibno nosilnost smo izračunali na podlagi analize prereza moment-ukrivljenost brez upoštevanja višje tlačne trdnosti betona zaradi objekta vzdolžnih palic s stremeni v robnih elementih, strižno nosilnost pa ob uporabi enačbe A12 iz SIST EN 1998-3. Analize kažejo, da sprememba kvalitete betona iz C30/37 na C25/30 minimalno zmanjša upogibno in strižno nosilnost prerezov. Zato ocenjujemo, da zahteve glede minimalnega deleža nosilnih sten v eni glavni smeri objekta (preglednica 4.5), veljajo tudi ob uporabi kvalitete betona C25/30.

4.9 Faktor obnašanja q

Stene JUBHome WALL v smislu skupine standardov Evrokod obravnavamo kot velike, šibko armirane stene. Tehnologija njihove izdelave omogoča izpolnjevanje zahtev standardov, ki so povzete v poglavju 3, izjemi sta le določili glede minimalne dolžine in širine robnega elementa stene (SIST EN 1998-1, **5.4.3.4.2(6)** in **5.4.3.4.2(10)**). Standard SIST EN 1998-1 za šibko armirane stene, ki so projektirane v skladu z vsemi določili standarda predvideva uporabo faktorja obnašanja $q_0 = 3$. Ker tehnologija gradnje onemogoča izpolnitev dveh od prej omenjenih pomembnih zahtev in ker so izkušnje z odzivom stavb grajenih s sistemom JUBHome majhne, ocenjujemo, da bi bilo pri projektiranju objektov smiselno upoštevati manjši faktor obnašanja ($q_0 = 2$). Minimalna vrednost faktorja obnašanja q , ki se jo uporabi v primeru neizpolnjevanja zahtev glede minimalnega števila in dolžin sten v eni smeri, je 1.5.

Velja omeniti, da velikost faktorja obnašanja pravzaprav ne bo vplivala na dimenzije stavb JUBHome WALL, saj so merodajni minimalni kriteriji za armiranje in minimalni delež nosilnih sten. Velikost faktorja obnašanja bi vpliva na dimenzije objekta le, če je projektna potresna obtežba odločilni parameter za določitev dimenzij in armature konstrukcije. Pri nižjih stavbah, ki smo jih obravnavali v tej študiji, ni verjetno da bi projektna potresna obtežba bila odločilna pri določitvi dimenzij objekta.

4.10 Dimenzioniranje temeljev

Standard SIST EN 1998-1 (2005) določa, da se potresne obremenitve temeljev določi iz projektne nosilnosti sten (metoda načrtovanja nosilnosti). V primeru, da je projektna nosilnost sten večja od elastične potresne sile, se lahko v skladu s SIST EN 1998-1 za dimenzioniranje temelje plošče uporabi elastično potresno silo. Za stene, ki smo jih uporabili v naši analizi, je v veliki večini primerov merodajno drugo določilo. Posledično je precej verjetno, da se bodo temelji plastificirali pred stenami. Kljub temu ocenjujemo, da velika poškodovanost temeljev zelo malo verjetno povzroči globalno nestabilnost konstrukcije. Velja tudi omeniti, da poškodovanost temeljev dodatno poveča nihajni čas konstrukcije, kar se običajno odraža v manjših potresnih zahtevah. Vseeno pa, povsod kjer je to ekonomsko upravičeno, priporočamo uporabo metode načrtovanja nosilnosti.

5 NAVODILA ZA PROJEKTIRANJE STEN JUBHOME WALL

V tem poglavju navedemo osnovne zahteve pri potresnoodpornem projektiranju stavb JUBHome WALL. Navodila so navedena po sklopih: zasnova objekta, analiza konstrukcije, dimenzioniranje sten, konstruiranje armature sten in dimenzioniranje temeljev. V zadnjem podpoglavju so navedena določena spoznanja, ki se nanašajo na tehnologijo gradnje sten JUBHome WALL. Uporaba predlaganih določil je prikazana s primerom dimenzioniranja stene JUBHome WALL v prilogi.

5.1 Zasnova objekta

- Predpisana je uporaba betona kvalitete najmanj C25/30 in armaturnega jekla najmanj B500 kvalitete najmanj razreda B.
- Konstrukcija ne sme biti torzijsko podajna.
- Normirana osna sila v_d v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0.4 (SIST EN 1998-1, 5.4.3.4.1(2)).
- Debelina sten mora biti vsaj 15 cm.
- Konstrukcija mora imeti v vsaki glavni smeri stavbe vsaj dve steni, za kateri velja: (i) imata dolžino l_w , ki je vsaj enaka manjši od vrednosti 4.0 m ali $2h_w/3$, (ii) skupaj podpirata vsaj 20 % celotne gravitacijske obtežbe v potresnem projektnem stanju in (iii) je ob predpostavki togega vpetja sistema njegova osnovna nihajna doba T_l manjša ali enaka 0.5 s. V eni od obeh smeri zadošča samo ena stena, ki odgovarja gornjim pogojem, če je izpolnjeno: (a) v tej smeri je osnovna vrednost faktorja obnašanja q_0 deljena s faktorjem 1.5 in (b) v pravokotni smeri ima stavba vsaj dve steni, ki izpolnjujeta gornje pogoje (SIST EN 1998-1, 5.2.2.1(3)P). Skladno z SIST EN 1998-1 predstavlja h_w višino stene od temelja do nivoja najvišje etaže. Pri tem ni potrebno upoštevati faktorja obnašanja manjšega od 1.5.
- Konstrukcija na izbrani lokaciji mora v vsaki glavni smeri stavbe in v vsaki etaži imeti vsaj tolikšen delež sten, kot je določen v preglednici 5.1.

Preglednica 5.1: Najmanjši delež nosilnih sten v eni izmed glavnih smeri, ki zagotavlja zadovoljitev pogoja o ciljni verjetnosti porušitve. Referenčni maksimalni pospešek tal a_{gR} ustreza potresu s povratno dobo 475 let.

Število etaž	Pospešek na lokaciji $a_{gR} \cdot S$ (g)						
	< 0.125	< 0.15	< 0.175	< 0.20	< 0.225	< 0.25	> 0.25
1	1 %	1 %	1 %	1 %	1 %	1 %	1.5 %
2	1 %	1.5 %	1.5 %	2 %	2.5 %	2.5 %	2.5 %

Za nosilne stene upoštevamo vse stene, katerih dolžina je večja od 0.70 m in potekajo od temeljne plošče do nivoja obravnavane etaže. Privzeta minimalna dolžina sten je zelo podobna vrednosti dolžine $4b_w$, ki se običajno uporablja za ločnico med stebri in stenami.

5.2 Analiza

- V analizi je potrebno upoštevati vpliv razpokanih prereзов. Če se ne izvede natančnejša analiza razpokanih elementov, je mogoče za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzeti polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov (SIST EN 1998-1, **4.3.1(7)**).
- Za stene sistema JUBHome WALL se uporablja osnovni faktor obnašanja $q_0 = 2$. Čeprav je faktor obnašanja majhen, je za objekte do etažnosti P+1+M malo verjetno, da bila projektna potresna obtežba merodajen projektni dejavnik pri določitvi količine potrebne armature.
- Potresno analizo konstrukcije, se lahko izvede ob smiselnem upoštevanju členov Evrokoda 8-1. Uporabi se lahko vse tipe analize: metodo s horizontalnimi silami, modalno analizo oziroma nelinearne metode analize.
- Kontrola pomikov se izvede v skladu s obstoječim standardom (SIST EN 1998-1, **4.4.3**).

5.3 Dimenzioniranje armature

- Količina armature na osnovi projektnih obremenitev se določa v skladu z SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1998-1. Merodajna je večja vrednost izmed tako določene količine armature in količine armature, ki izhaja iz minimalnih zahtev (poglavje 5.4). Običajno bodo merodajne minimalne zahteve, saj se na ta način zagotavlja ustrezno dodatno nosilnost konstrukcije, ki je potrebna za izpolnitev pogoja glede ciljnega tveganja za porušitev objekta.
- Da bi se zagotovil nastop upogibne plastifikacije pred izčrpanjem mejnega stanja v strigu, je treba prečno silo V_{Ed}' iz analize povečati s faktorjem $(q+1)/2$ (SIST EN 1998-1, **5.4.2.5(2)**).
- Najprej se določi strižno nosilnost betona brez strižne armature $V_{Rd,c}$. Na območju stene, kjer je pogoj $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ izpolnjen, je potrebno steno armirati s minimalno zahtevano armaturo.
- Če pogoj $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ ni izpolnjen, se potrebna strižna armatura za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} lahko določi na podlagi enačb za določanje projektne strižne odpornosti elementa s strižno armaturo $V_{Rd,s}$, ki je določena po SIST EN 1992-1-1 **6.2.3(3)**.

- Potrebno je izvesti kontrolo striga med sloji betona, ki so betonirani v različnih časih, to je odpornost delovnega stika. Kontrolo se izvede skladno s SIST EN 1992-1-1, **6.2.5**. Sidrna dolžina armaturnih palic se izračuna po SIST EN 1992-1-1, **8.4.4(1)**. Tako določeno sidrno dolžino je treba povečati za 50 % (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.2(4)**). Če vezne armaturne palice niso polno izkoriščene (npr. delovni stik na sredini etaže), se mora dolžina preklopa veznih armaturnih palic povečati za 50 %, da se prepreči izvlek armature in zdrs na mestu delovnih stikov.

5.4 Konstruiranje armature

- Prerez celotne navpične armature mora biti večji od 0.3 % površine prečnega prereza stene (SIST EN 1992-1-1, 9.6.2).
- Prerez vodoravne armature v steni mora biti večji od 0.2 % površine prečnega prereza stene. Razdalja med sosednjima vodoravnima palicama ne sme biti večja od 400 mm (SIST EN 1992-1-1, 9.6.3).
- Navpično armaturo v robnih elementih morajo sestavljati vsaj 4 palice, katerih premer ne sme biti manjši od 12 mm.
- Najmanjši premer stremenske armature v robnem elementu znaša 6 mm, največja dovoljena razdalja med stremenji je 10 cm.
- Projektno dolžino prekrivanja armature določimo po SIST EN 1992-1-1, **8.7.3(1)**. Če je svetla razdalja med palicama, stikovanimi s prekrivanjem, večja od 4ϕ ali 50 mm, je treba dolžino prekrivanja povečati za velikost svetle medsebojne razdalje stikovanih palic (SIST EN 1992-1-1, **8.7.2(3)**).

5.5 Temelji

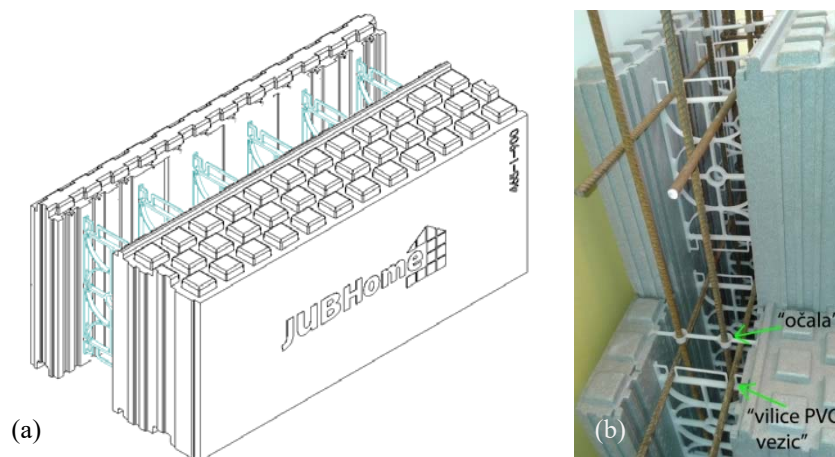
Pri dimenzioniranju temeljne plošče je potrebno upoštevati določila SIST EN 1992-1-1 in SIST EN 1998-1, ki smo jih podrobno povzeli v poglavju 3.6. Naj samo omenimo, da se projektno obremenitev temeljev določi ob upoštevanju metode načrtovanja nosilnost, pri čemer ni potrebno, da je projektna obremenitev večja kot obremenitev iz projektnega spektra pospeškov ob upoštevanju $q = 1$. Zagotoviti je potrebno tudi ustrezno sidranje kot to določa Evrokod 2 v poglavjih 8.4 in 8.5. Premer armaturnih palic v temeljih ne sme biti manjši od 8 mm (SIST EN 1992-1-1 **9.8.1 (3)**).

5.6 Tehnologija gradnje sistema JUBHome WALL

Gradnja sten sistema JUBHome WALL se vrši z zlaganjem stenskih modulov, ki so sestavljeni iz dveh vertikalnih slojev toplotne izolacije EPS (ekspandirani polistiren), med seboj povezanih s plastičnimi vezicami (slika 5.1a). Zatam, ko na armiranobetonsko temeljno ploščo, v kateri je

že vgrajena armatura za sidranje sten, zložimo stenske module, je potrebno v prostor med obema slojema toplotne izolacije namestiti horizontalno in vertikalno armaturo ter vgraditi beton. Zaradi velikih bočnih pritiskov sveže betonske mešanice, je potrebno omejiti višino betoniranja sten. Etaža običajne višine se zato gradi v dveh fazah. Najprej se zabetonira višino stene do višine štirih stenskih modulov, ob primerni doseženi trdnosti betona pa še preostanek višine etaže. Medsebojno se beton iz obeh faz poveže preko delovnega stika in s preklapljanjem armature.

Zunanje dimenzije stenskega modula so pri konstantni debelini notranjega sloja 75 mm odvisne od debeline zunanjskega sloja toplotne izolacije ter znašajo skupno z betonskim jedrom 300, 390, 465 in 525 mm. Na vogalih, križiščih in zaključkih sten ter ob večjih odprtinah se v jedru sten izvede tudi zaključni robni element (vertikalni armaturni koš s stremeni), vsaka stena pa se na koncih zaključí s čelno EPS zaporo debeline 6 cm, ki se vloži vertikalno v pripravljen dvojni žleb stenskega modula. Horizontalno armaturo se polaga v vilice plastičnih (PP) vezic (slika 5.1b) z zgornje strani obojestransko. Prvi par palic je od tal oddaljen cca 32 cm, nato pa se horizontalne palice polagajo modularno v višinskem razmiku 36.4 cm (37.5 pri testnih modulih). Vertikalne palice se montirajo na primerno razdaljo, ki ustreza izbranemu mnogokratniku razdalje 7.5 cm, tako da se v zareze v vogalniku z vrha vtaknejo PP »očala«, vanje pa se nato vstavijo armaturne palice (slika 5.1b). Običajna medsebojna razdalja vertikalnih parov palic je 37.5 cm.



Slika 5.1: a) TI stenski modul JUBHome ter b) horizontalna in vertikalna armatura v konstrukcijskem sklopu JUBHome WALL

Pri gradnji preizkušancev smo se srečali z določenimi izzivi, ki se bodo verjetno zgodili tudi pri gradnji hiš JUBHome, na katere želimo opozoriti:

- Zaradi majhnih dimenzij je otežena gradnja robnih elementov (armature) v stenah, še posebno na preklonih, ko se na relativno majhnem prostoru preklaplja veliko vzdolžnih palic (4+4), povezanih s stremeni (na 10 cm), obenem pa so TI stenski moduli do polovice etaže (1.5 m) že postavljeni. Predlagamo, da naročnik izdela čim bolj natančna navodila za vgradnjo armature.

- Pri tej gradnji se kombinira izjemno velika natančnost vseh dimenzij in kotov tovarniško izdelanih TI stenskih modulov z razmerami na gradbišču, kjer običajno elementi niso zgrajeni tako natančno. Lahko se pojavijo težave pri preklapljanju palic, ki pridejo iz temeljne plošče in palic ob vznožju TI stenskih modulov. Posebno pri daljših stenah se lahko zgodi, da palice iz temelja niso več v ravni liniji po celotni dolžini stene. To lahko pomeni, da na določenih delih stene krovnega sloja betona sploh ne bo, v najslabšem primeru pa celo, da TI stenskih modulov, ki se zlagajo kot »lego« kocke, ne bo mogoče postaviti na svoje mesto, saj se bo na lokaciji pojavila nepravilno postavljena armaturna palica. Zato predlagamo, da je pozicioniranje sider izvedeno v okviru tolerančnega odstopanja razreda 2 po SIST EN 13670 (2010) in SIST EN 13670/A101 (2010).
- Pri gradnji je potrebno zagotavljati vodoravnost temeljne plošče, saj lahko med skrajnimi vogali hiše, na razdalji več metrov, hitro pride do manjših višinskih razlik, kar otežuje vgradnjo TI stenskih modulov. Glede na to, da se sistem JUBHome WALL postavlja na toplotno izolirano temeljno ploščo JUBHome BASE, ta pa na podložni beton, je potrebno predpisati tako tolerance podložnega betona kot vrha temeljne plošče. Predlagamo, da naročnik tolerance pri gradnji temeljne plošče definira v tehničnem listu JUBHome BASE.
- Pri gradnji se je pokazalo, da se čelna zapora debeline 6 cm, ki se vloži vertikalno v pripravljen dvojni žleb stenskega modula, lahko poškoduje, če se beton vibrira v neposredni bližini, ko je bila višina stolpca sveže betonske mešanice 1.5 m. Iz tega razloga, je potrebno predvsem na koncih stene oziroma ob vogalih izvajati vibriranje betona z veliko previdnostjo oziroma preventivno dodatno bočno podpreti stene ob odprtinah.
- Vgradnja betona mora biti previdna tudi zaradi zagotavljanja preprečitve vertikalnega nagiba stene. Naročnik naj predvidi montažno opiranje sten z možnostjo korekcije vertikalnosti med betonažo.
- Potrebno je paziti, da se pri zlaganju TI stenskih modulov ne pozabi vstaviti kakšne armaturne palice, saj je popravljanje takšnih napak zelo zamudno. Ker je armatura v stenah sistema JUBHome WALL sestavljena iz posameznih vloženih palic, ne pa iz mrežne armature, je potrebno biti tudi pri nadzoru previden, da se dobro preveri pozicijo vseh palic.

6 SKLEP

V študiji smo na podlagi eksperimentalnih rezultatov, računskih analiz in standarda Evrokod razvili navodila za potresnoodporno projektiranje sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Osnova za gradnjo sten so bloki iz ekstrudiranega polistirena. Sestavljeni bloki EPSa služijo tudi kot opaž v katerega se položi armatura in vgradi beton ustrezne kvalitete. Izhodišče za projektiranje sten JUBHome WALL so šibko armirane stene, ki so predvidene za gradnjo v standardu SIST EN 1998-1 (2005). Razlika med omenjenimi vrstami sten je le v tem, da bo glede na predvideno tehnologijo gradnje pri stenah JUBHome WALL nemogoče zagotoviti predpisano minimalno dolžino robnega elementa, zaradi česar tega sistema ne moremo v celoti obravnavati kot sistem šibko armiranih sten. Zato je potrebno zanj, kot tudi za vsak nov konstrukcijski sistem, razviti posebna navodila za projektiranje.

Razvoj predstavljenih navodil za potresnoodporno projektiranje temelji na ciljnem potresnem tveganju, izraženem s srednjo letno verjetnostjo porušitve. Definirali smo vzorčne konstrukcije. Odziv teh konstrukcij smo ocenili z nelinearno dinamično analizo pri različnih intenzitetah slučajne potresne obtežbe, ki je bila izražena s skupino akceleroگرامov. Ko smo dodali še informacijo o potresni nevarnosti (krivulja potresne nevarnosti), smo ocenili verjetnost porušitve eno-etažnih oziroma dvo-etažnih vzročnih objektov. Navodila za projektiranje so tako razvita le za objekte do etažnosti P+1+M (pritličje, 1. nadstropje in mansarda).

Vhodni podatek za nelinearno dinamične analize sten sta njihova nosilnost in deformacijska kapaciteta. Dejansko nosilnost sten smo določili kot minimalno izmed projektne upogibne in projektne strižne nosilnosti, ki smo jo ustrezno povečali s faktorjem dodatne nosilnosti in nato zmanjšali s faktorjem za upoštevanje negotovosti pri gradnji. Oba faktorja kot tudi deformacijsko kapaciteto sten smo določili na podlagi eksperimentalnih rezultatov. Faktor dodatne nosilnosti je bil upoštevan na podlagi izračunanih projektnih nosilnosti elementa, pri čemer pri strižni nosilnosti ni bil upoštevan prispevek betona. Ob morebitni spremembi standarda Evrokod 8-1 v prihodnosti, je potrebno to smiselno upoštevati pri vseh določenih navodilih za projektiranje sten JUBHome WALL.

Tako smo za širok nabor konstrukcij, lociranih na 21 izbranih lokacijah v Sloveniji in ob upoštevanju petih tipov tal določili vrednost potresnega tveganja, izraženega z letno verjetnostjo porušitve konstrukcije. Na podlagi izbrane sprejemljive verjetnosti porušitve ($1 \cdot 10^{-5}$), smo določili minimalne deleže nosilnih sten v vsaki smeri glede na bruto tlorisno površino etaže v odvisnosti od produkta med referenčnim maksimalnim pospeškom tal (a_{gR}) in faktorjem tal. Ob upoštevanju teh deležev sten v vsaki smeri, natančnejša analiza za vpliv potresne obtežbe običajno ne bo potrebna. Potresno analizo z upoštevanjem faktorja obnašanja $q_0 = 2$ je vseeno potrebno narediti, saj je potrebno določiti primerno obremenitev temeljne plošče. Pri projektiranju sten je nujno potrebno, da se upoštevajo določila, ki se nanašajo na zasnovo objekta in konstruiranje armature.

Navodila za potresnoodporno projektiranje objektov JUBHome so osnovana na trenutno veljavni karti potresne nevarnosti. Če bi se v prihodnosti karta potresne nevarnosti spremenila, je potrebno preveriti predvsem navodila za projektiranje, ki se nanašajo na minimalni delež nosilnih sten. Prav tako bi bilo potrebno preveriti predlagana navodila za projektiranje, če bi se v prihodnosti pojavila zahteva po ciljni zanesljivosti objekta, ki je strožja od tiste, ki je bila upoštevana v tej študiji.

7 VIRI

- Baker, J.W. 2011. Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal Of Structural Engineering* 137, 3: 322–331.
- Douglas, J., Ulrich, T., Nugulescu, C. 2013. Risk-targeted seismic design maps for mainland France. *Natural Hazards* 65: 1999–2013.
- Dolšek, M., Gams, M., Snoj, J., Bohinc, U., Kramar, M. 2016. Eksperimentalne raziskave armiranobetonskih sten konstrukcijskega sistema JUBHome WALL. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 78 str.
- Dolšek, M., Snoj, J., Žižmond, J. 2015. Eksperimentalne raziskave temeljnega sklopa konstrukcijskega sistema JUBHome BASE in priporočila za potresnoodporno projektiranje. Ljubljana, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo: 50 str.
- Fajfar, P., Dolšek, M. 2012. A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 41, 3: 531–547.
- Fajfar, P., Polič, M., Klinc, R. 2014. Zaznavanje potresne ogroženosti pri strokovnih in nestrokovnjakih. *Gradbeni vestnik* 63: 111–118.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001. Nova karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal namesto intenzitete. *Gradbeni Vestnik* 50: 140–149.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2003. Probabilistic seismic hazard assessment methodology for distributed seismicity. *Bulletin Of The Seismological Society Of America* 93, 6: 2502–2515.
- Luco, N., Ellingwood, B.R., Hamburger, R.O., Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. 2007. Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. *Structural Engineers Association of California convention*, Squaw Creek, California.
- Poljak, M., Zupančič, P., Lapajne, J. K., Šket Motnikar, B. 2000. Seismotectonic input for spatially smoothed seismicity approach, in *Proc. of the Workshop Seismicity Modeling in Seismic Hazard Mapping*, Poljče, Slovenia, 22–24 May, 117–124.
- Sabetta, F., Pugliese, A. 1996. Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions, *Bulletin of Seismological Society of America* 86, 337–352.
- SIST EN 1992-1-1, 2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, maj 2005.
- SIST EN 1998-1, 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, marec 2005.
- SIST EN 1998-3, 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 3: Ocena in prenova stavb, oktober 2005.
- SIST EN 13670, 2010. Izvajanje betonskih konstrukcij, marec 2010.
- SIST EN 13670/A101, 2010. Izvajanje betonskih konstrukcij, nacionalni dodatek, marec 2010.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31, 3: 491–514.
- Zabukovec, B. 2000. OHAZ: A computer program for spatially smoothed seismicity approach, in *Proc. of the Workshop Seismicity Modeling in Seismic Hazard Mapping*, Poljče, Slovenia, 22–24 May, 135–140.
- Žižmond, J., Dolšek, M. 2015. Evaluation of factors influencing the earthquake-resistant design of reinforced concrete frames according to Eurocode 8. *Structure And Infrastructure Engineering*, December: 1–19.

PRILOGA A: PRIMER DIMENZIONIRANJA STENE JUBHOME WALL

V tem poglavju prikažemo dimenzioniranje stene JUBHome WALL z upoštevanjem določil v navodilih za projektiranje v poglavju 5. Dolžina stene dvoetažne stavbe je 4.0 m, višina etaž je 3.0 m, debelina stene pa je 0.15 m. Izbrana sta beton C25/30 in armatura B500 razreda B.

Obremenitve obravnavane stene sledijo iz modalne analize tipske hiše JUBHome, ki je bila modelirana v programu ETABS. V obremenitvah sta že upoštevani kombinacija obtežbe po smereh in po obtežnih primerih:

$$M_{Ed}' = 1000 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed}' = 250 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}' = 200 \text{ kN}$$

Na podlagi zgornjih obremenitev, je bila določena projektna obremenitev stene ob vpetju, kjer je potrebno upoštevati povečanje strižnih sil s faktorjem 1.5:

$$M_{Ed} = 1000 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 375 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 200 \text{ kN}$$

A.1 Konstrukcijske zahteve

A.1.1 Dimenzije sten

Izbrana debelina stene $b_{wo} = 0.15 \text{ m}$ je enaka minimalni debelini stene:

$$\begin{aligned} b_{wo} &\geq \max(0.15 \text{ m}, h_s / 20) \\ b_{wo} = 0.15 \text{ m} &\geq \max(0.15 \text{ m}, 3.0 / 20) = 0.15 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

kjer je h_s etažna višina v metrih (SIST EN 1998-1, 5.4.1.2.3. (1)).

A.1.2 Omejitev normirane osne sile

N_{Ed} predstavlja osno silo iz potresne kombinacije, pri čemer se upošteva kombinacija vplivov za potresna projektna stanja (EC1990, 6.4.3.4): $G + \psi_2 \cdot Q + A_{Ed}$, kjer je ψ_2 kombinacijski faktor za spremenljivo obtežbo.

Največja dovoljena normirana osna sila v primarnih potresnih stenah ne sme preseči 0.4 (SIST EN 1998-1, 5.4.3.4.1. (2)), kar v prikazanem primeru drži.

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{l_w \cdot b_w \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq 0.4$$

$$\nu_d = \frac{200 \text{ kN}}{4.0 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot \frac{25000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.02 \leq 0.4 \quad (\text{A.2})$$

A.1.3 Minimalna zahtevana armatura

Navpično armaturo v stojini je potrebno postaviti tako, da razdalja med palicami ni večja od 400 mm, obenem pa mora biti izpolnjen pogoj, da je delež površine armature v primerjavi s površino celotnega prereza večji od 0.3 %. Minimalni prerez palic vzdolžne armature v šibko armiranih stenah je 10 mm.

$$A_{sv} = \frac{A_{sv,robni} + A_{sv0}}{A_w} \geq A_{sv,min}$$

$$\frac{2 \cdot 4 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 + A_{sv0}}{400 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} \geq 0.003 \quad (\text{A.3})$$

$$A_{sv0} \geq 9.0 \text{ cm}^2$$

Izberem 2 · 9 palic $\phi 10$ / 37.5 cm ($A_{s,dej} = 14.1 \text{ cm}^2$).

Zaradi tehnologije gradnje je predvidena razdalja med horizontalnimi palicami 37.5 cm. Potrebno je zagotoviti, da je delež horizontalne armature v steni večji od 0.2 % površine celotnega prereza stene, kar pomeni, da moramo uporabiti vsaj palice $\phi 10$.

V navodilih je predpisana minimalna zahtevana vzdolžna armatura v robnih elementih štiri palice $\phi 12$, ki so povezane s stremeni premera vsaj $\phi 6$ na medsebojni razdalji manjši ali enaki 10 cm. Palice v robnih elementih ne smejo biti razmaknjene več kot 200 mm, kar v stenah JUBHome WALL drži, obenem pa mora biti delež armature v robnih elementih večji od minimalnega:

$$\rho_{v,robni} = \frac{4 \cdot 1.13 \text{ cm}^2}{12.5 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} = 0.024 \geq \rho_{v,robni,min} = 0.005 \quad (\text{A.4})$$

V prvi iteraciji preverimo upogibno nosilnost stene z minimalno predpisano armaturo, ki je opisana v zgornjih odstavkih.

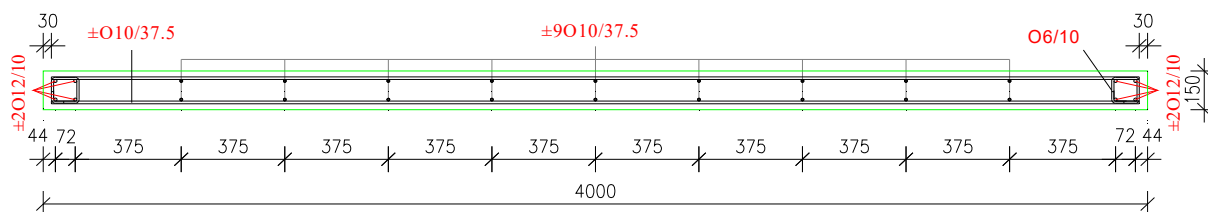
A.2 Upogibna nosilnost

Upogibno nosilnost se določi v skladu s SIST EN 1992-1-1, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje in projektne vrednosti materialnih karakteristik

betona in armature. Pri računu upogibne nosilnosti prereзов sten je treba upoštevati navpično armaturo v stojini in robnih elementih.

Glede na minimalne zahteve preverimo upogibno armaturo (slika A.1):

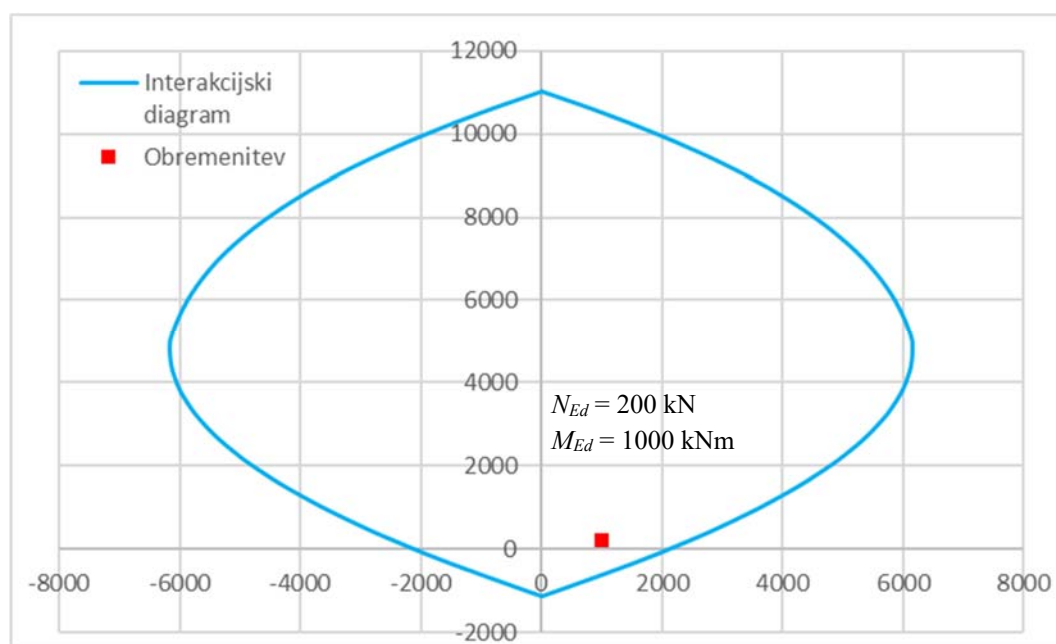
- 2 krat 9 palic $\phi 10$ na medsebojni razdalji 37.5 cm po celotni dolžini stene
- 2 krat 4 palice $\phi 12$ v vsakem robnem elementu



Slika A.1: Armatura v prečnem prerezu obravnavane stene z dolžino 400 cm.

Z interakcijskim diagramom (slika A.2) preverimo upogibno nosilnost stene, ki je ustrezna:

$$M_{Rd,u} = 2462 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1000 \text{ kNm} \quad (5.1)$$



Slika A.2: Interakcijski diagram obravnavane stene z označeno obremenitvijo

A.3 Strižna nosilnost

Projektno vrednost strižne odpornosti $V_{Rd,c}$ stene, v kateri armatura računsko ni potrebna, določimo po SIST EN 1992-1-1:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d \geq (\nu_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \\
 V_{Rd,c} &= \left(0.12 \cdot 1.24 \cdot (100 \cdot 0.00084 \cdot 25)^{1/3} + 0.15 \cdot 0.33 \right) \cdot 150 \cdot 3600 = 130 \text{ kN} \\
 V_{Rd,c,\min} &= (\nu_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.24 + 0.15 \cdot 0.33) \cdot 150 \cdot 3600 = 156 \text{ kN} \\
 d &= 0.9 \cdot l_w = 0.9 \cdot 4.0 \text{ m} = 3.6 \text{ m} \\
 \nu_{\min} &= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.24^{1.5} \cdot 25^{0.5} = 0.24 \text{ MPa} \\
 k &= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{3600}} = 1.24 \leq 2.0 \\
 \sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{200 \text{ kN}}{0.15 \text{ m} \cdot 4.0 \text{ m}} = 0.33 \text{ MPa} \leq 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{1.5} = 3.3 \text{ MPa} \\
 \rho_l &= \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{4 \cdot 1.13 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm} \cdot 360 \text{ cm}} = 0.00084 \leq 0.02 \\
 C_{Rd,c} &= \frac{0.18}{\gamma_C} = 0.12; k_1 = 0.15 \\
 V_{Rd,c} &= 130 \text{ kN} < V_{Rd,c,\min} = 156 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = 156 \text{ kN} \\
 V_{Rd,c} &= 156 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 250 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{A.5}$$

Prečne sile v steni torej ne morem prevzeti samo z betonom, zato jo v celoti prevzamem s strižno armaturo. Potrebna strižna armatura za prevzem projektne prečne sile V_{Ed} se lahko določi na podlagi enačbe (3.14) za določanje projektne strižne odpornosti elementa $V_{Rd,s}$:

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{375 \text{ kN}}{3.2 \cdot 43.5 \cdot 1} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \theta &= 45^\circ \\
 z &= 0.8 \cdot l_w = 0.8 \cdot 4.0 = 3.2 \text{ m} \\
 f_{ywd} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50 \text{ kN}}{1.15 \text{ cm}^2} = 43.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned} \tag{A.6}$$

Preverim, ali zadošča minimalna horizontalna armatura, to sta dve palici $\phi 10/37.5 \text{ cm}$.

$$\frac{A_{sw,dej}}{s} = \frac{2 \cdot 0.79 \text{ cm}^2}{0.375 \text{ m}} = 4.2 \text{ cm}^2/\text{m} \geq \frac{A_{sw,potrebno}}{s} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{A.7}$$

A.4 Kontrola zdrsa na delovnem stiku

Preveriti je potrebno možnost zdrsa med sloji betona, betoniranimi v različnih časih. Najprej določimo predvideno obremenitev v delovnem stiku, izraženo s strižno napetostjo v_{Edi} :

$$\begin{aligned} v_{Edi} &= \frac{\beta V_{Ed}}{z \cdot b_i} = \frac{1 \cdot 375 \text{ kN}}{3.2 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m}} = 0.78 \text{ MPa} \\ \beta &= 1 \\ V_{Ed} &= 375 \text{ kN} \\ z &= 0.8 \cdot l_w = 0.8 \cdot 4.0 \text{ m} = 3.2 \text{ m} \\ b_i &= 0.15 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{A.8})$$

Sledi določitev nosilnosti stika, izražena z maksimalno dovoljeno strižno napetostjo v_{Rdi} :

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{vd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cm} = 0.5 \cdot 0.54 \cdot 25 = 6.8 \text{ MPa} \\ v_{Rdi} &= 0.175 \cdot 1.2 + 0.6 \cdot 0.33 + 0.0039 \cdot 435 \cdot (0.6 \sin 90 + \cos 90) = 1.42 \text{ MPa} \\ c &= \frac{0.35}{2} = 0.175; \mu = 0.6 \text{ gladka površina, brez nadaljnje obravnave po vibriranju} \\ f_{ctd} &= 1.8 \text{ MPa} / 1.5 = 1.2 \text{ MPa} \\ \sigma_n &= \frac{N_{Ed}}{A_w} = \frac{200}{0.15 \cdot 4.0} = 333 \text{ kPa} = 0.33 \text{ MPa (osna napetost v stični ploskvi)} \\ f_{vd} &= 500 \text{ MPa} / 1.15 = 435 \text{ MPa} \\ \rho &= \frac{A_s}{A_i} = \frac{8 \cdot 1.13 + 18 \cdot 0.79}{15 \cdot 400} = 0.0039 \\ v &= 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0.54 \end{aligned} \quad (\text{A.9})$$

Izkaže se, da je za obravnavano steno projektna strižna obremenitev na stiku slojev betona, betoniranih v različnih časih, manjša od projektne strižne nosilnosti stika ($v_{Edi} = 0.78 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 1.42 \text{ MPa}$).

A.5 Določitev dolžine preklopa in sidranja vzdolžne armature

Osnovno sidrno dolžino $l_{b,rqd}^*$ polno izkoriščenih armaturnih palic določimo z izrazom:

$$l_{b,rqd}^* = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (\text{A.10})$$

kjer je projektna napetost armature na mestu sidranja σ_{sd} ob vpetju kar enaka projektni vrednosti natezne trdnosti armature f_{yd} , mejna sprijemna napetost f_{bd} pa je izražena kot:

$$\begin{aligned} f_{bd} &= 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.8 \text{ MPa} / 1.5 = 2.7 \text{ MPa} \\ \eta_1 &= 1.0 \text{ dobri pogoji sidranja} \\ \eta_2 &= 1.0 \text{ palice } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ f_{ctk,0.05} &(C25 / 30) = 1.8 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (\text{A.11})$$

Osnovna sidrna dolžina $l_{b,rqd}^*$ polno izkoriščenih palic $\phi 10$ in $\phi 12$ v betonu C25/30 je torej:

$$\begin{aligned} l_{b,rqd}^*(\phi 10 | C25 / 30) &= \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} l = \frac{1.0 \text{ cm}}{4} \frac{435 \text{ MPa}}{2.7 \text{ MPa}} = 40 \text{ cm} \\ l_{b,rqd}^*(\phi 12 | C25 / 30) &= \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} l = \frac{1.2 \text{ cm}}{4} \frac{435 \text{ MPa}}{2.7 \text{ MPa}} = 48 \text{ cm} \\ \sigma_{sd} &= \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 435 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (\text{A.12})$$

Projektna sidrna dolžina l_{bd} se določi po enačbi (3.4). Ker so palice obremenjene izmenično v tlaku in nategu, upoštevamo maksimalne vrednosti koeficientov α_i :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1 - \text{v tlaku (oblika palic)} \\ \alpha_2 &= 1 - \text{v tlaku (krovni sloj betona)} \\ \alpha_3 &= 1 - \text{v tlaku (objetje s prečno armaturo neprivarjeno)} \\ \alpha_4 &= 1 - \text{v tlaku in nategu (privarjene palice vzdolž sidranja)} \\ \alpha_5 &= 1 - \text{v tlaku in nategu (objetje s prečnimi tlaki } p) \end{aligned} \quad (\text{A.13})$$

Ob vpetju v temeljni plošči, kjer pričakujemo polno izkoriščenost vzdolžne armature, določimo projektno sidrno dolžino, ki jo zaradi poteka preko delovnega stika povečamo še s faktorjem 1.5 (SIST EN 1998-1, **5.4.3.5.2(4)**):

$$\begin{aligned} l_{bd}(\phi 12 | C25 / 30) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 48 \text{ cm} = 48 \text{ cm} \\ l_{b,\min,tlak}(\phi 12 | C25 / 30) &= \max(0.6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = 28.8 \text{ cm} \\ l_{bd,vpetje} &= 1.5 \cdot 48 \text{ cm} = 72 \text{ cm} \geq l_{b,\min} \rightarrow \text{Izberem } l_{bd,vpetje}(\phi 12 | C25 / 30) = 75 \text{ cm} \end{aligned} \quad (\text{A.14})$$

$$\begin{aligned} l_{bd}(\phi 10 | C25 / 30) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ l_{b,\min,tlak}(\phi 10 | C25 / 30) &= \max(0.6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) = 24 \text{ cm} \\ l_{bd,vpetje} &= 1.5 \cdot 40 \text{ cm} = 60 \text{ cm} \geq l_{b,\min} \rightarrow \text{Izberem } l_{bd,vpetje}(\phi 10 | C25 / 30) = 60 \text{ cm} \end{aligned} \quad (\text{A.15})$$

V izogib napakam na gradbišču izberem sidrno dolžino palic ob vpetju stene v temeljno ploščo 75 cm za vse armaturne palice ob vpetju stene v temeljno ploščo.

Določimo še potrebno dolžino preklapljanja armature ob vpetju stene ter na področju delovnih stikov, ki potekajo po višini stene. Projektno dolžino preklopa armature določimo po enačbi (3.5). Ker so palice obremenjene izmenično v tlaku in nategu, upoštevamo maksimalne vrednosti koeficientov α_i :

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= 1 - \text{v tlaku (oblika palic)} \\
 \alpha_2 &= 1 - \text{v tlaku (krovni sloj betona)} \\
 \alpha_3 &= 1 - \text{v tlaku (objetje s prečno armaturo neprivarjeno)} \\
 \alpha_5 &= 1 - \text{v tlaku in nategu (objetje s prečnimi tlaki } p) \\
 \alpha_6 &= 1.5 - >50\% \text{ (delež s prekrivanjem stikovanih palic)}
 \end{aligned} \tag{A.16}$$

Upoštevamo še člen 8.7.2 (3) v EC2-1-1, ki določa pravila za stikovanje armaturnih palic, ki pravi, da je potrebno, če je svetla medsebojna razdalja večja od 4ϕ ali 50 mm, dolžino prekrivanja povečati za velikost svetle medsebojne razdalje stikovanih palic. V primeru preizkušancev JUBHome, je bila razdalja med stikovanimi palicami 7.5 cm, kar pomeni, da je svetla razdalja med palicami $\phi 10$ enaka $sr = 75 \text{ mm} - 2 \cdot \phi 10 / 2 = 65 \text{ mm}$, zaradi česar je potrebno dolžino preklopa dodatno povečati še za to razdaljo. Sistem dopušča tudi vgradnjo tesno stikovanih palic na preklopu. V tem primeru povečanje preklopa ni potrebno.

Ob vpetju, kjer pričakujemo polno izkoriščenost vzdolžne armature, določimo preklapno dolžino:

$$\begin{aligned}
 l_{b,rqd}(\phi 12 | C25 / 30) &= l_{b,rqd}^* = 48 \text{ cm} \\
 l_{0,min}(\phi 12 | C25 / 30) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 48 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \\
 l_{0,vpetje}(\phi 12 | C25 / 30) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 48 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm} \\
 l_{0,vpetje} &= 78.5 \text{ cm} \geq l_{0,min} \rightarrow \text{Izberem } l_{0,vpetje}(\phi 12 | C25 / 30) = 80 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{A.17}$$

Na podoben način določim tudi potrebno preklapno dolžino palic s premerom $\phi 10$, ki znaša:

$$\begin{aligned}
 l_{b,rqd}(\phi 10 | C25 / 30) &= l_{b,rqd}^* = 40 \text{ cm} \\
 l_{0,min}(\phi 10 | C25 / 30) &= \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 40 \text{ cm}; 15 \cdot 1.0 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \\
 l_{0,vpetje}(\phi 10 | C25 / 30) &= \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 40 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm} \\
 l_{0,vpetje} &= 66.5 \text{ cm} \geq l_{0,min} \rightarrow \text{Izberem } l_{0,vpetje}(\phi 10 | C25 / 30) = 70 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{A.18}$$

Zaradi majhne razlike v potrebni preklapni dolžini in v izogib napakam na gradbišču, se odločim in izberem enotno dolžino preklapljanja armature ob vznožju stene 80 cm.

Na sredini prve etaže oziroma na mestu delovnega stika 1 upoštevamo, da so napetosti manjše kot ob vpetju, zato se upošteva zmanjšana vrednost pričakovane napetosti v armaturi. Konzolno steno, ki poteka preko dveh etaž, lahko dovolj dobro opišemo s konzolo, zato na sredini višine prve etaže upoštevamo za 25 % manjše napetosti, kar zmanjša tudi preklapno dolžino. Vseeno moramo upoštevati tudi določilo iz poglavja 5.3, ki pravi, da je potrebno dolžino preklopa armature na delovnih stikih, kjer napetost v armaturi ni polno izkoriščena, povečati za 50 %, da

ne pride do izvleka armature. Hkrati ni potrebno, da je dolžina preklopa na delovnem stiku večja od dolžine preklopa armature ob vpetju stene. Prikazujemo samo izračun za palice $\phi 12$.

$$l_{b,rqd} = l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 48 \text{ cm} \cdot \frac{3}{4} = 36 \text{ cm}$$

$$l_{0,\min} = \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 36 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad (\text{A.19})$$

$$l_{0,\text{delovni stik1}} = 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr) = 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 36 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm})$$

$$l_{0,\text{vpetje}} = 80 \text{ cm} \geq l_{0,\text{delovni stik1}} = 91 \text{ cm} \geq l_{0,\min} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberem } l_{0,\text{delovni stik1}} = 80 \text{ cm}$$

Na stiku med prvo in drugo etažo oziroma na mestu delovnega stika 2 ponovno upoštevamo, da so napetosti manjše kot ob vpetju, zato se upošteva zmanjšana vrednost pričakovane napetosti v armaturi. Prikazujemo samo izračun za palice $\phi 12$.

$$l_{b,rqd} = l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 48 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$l_{0,\min} = \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 24 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad (\text{A.20})$$

$$l_{0,\text{delovni stik2}} = 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr) = 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 24 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm})$$

$$l_{0,\text{vpetje}} = 80 \text{ cm} \geq l_{0,\text{delovni stik2}} = 64 \text{ cm} \geq l_{0,\min} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberem } l_{0,\text{delovni stik2}} = 65 \text{ cm}$$

Podobno določimo dolžino preklopa armature na delovnem stiku 3, ki se nahaja sredi druge etaže. Ponovno prikazujemo izračun samo za palice $\phi 12$.

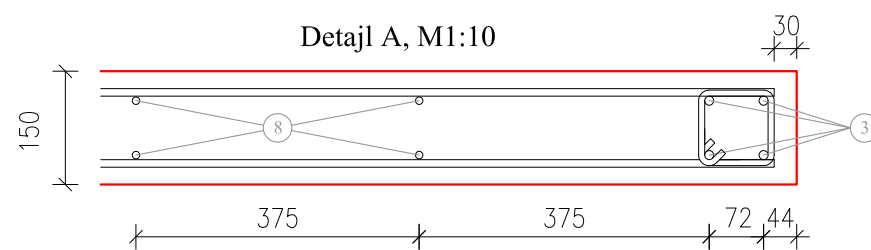
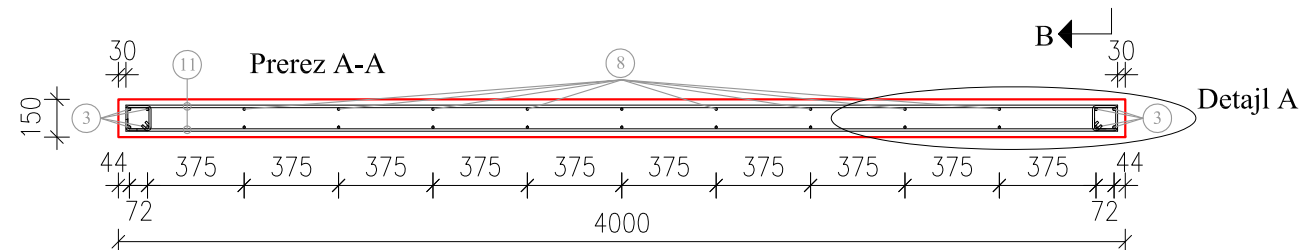
$$l_{b,rqd} = l_{b,rqd}^* \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} = 48 \text{ cm} \cdot \frac{1}{4} = 12 \text{ cm}$$

$$l_{0,\min} = \max(0.3 \cdot 1.5 \cdot 12 \text{ cm}; 15 \cdot 1.2 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad (\text{A.21})$$

$$l_{0,\text{delovni stik3}} = 1.5 \cdot (\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} + sr) = 1.5 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 12 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm})$$

$$l_{0,\text{vpetje}} = 80 \text{ cm} \geq l_{0,\text{delovni stik3}} = 37 \text{ cm} \geq l_{0,\min} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Izberem } l_{0,\text{delovni stik3}} = 40 \text{ cm}$$

Izberemo torej preklapno dolžino $l_{0,\text{vpetje}} = 80 \text{ cm}$ ob vpetju, $l_{0,\text{delovni stik1}} = 80 \text{ cm}$ na lokaciji delovnega stika 1 na sredini prve etaže, $l_{0,\text{delovni stik2}} = 65 \text{ cm}$ na lokaciji delovnega stika 2 med prvo in drugo etažo ter $l_{0,\text{delovni stik3}} = 40 \text{ cm}$ na lokaciji delovnega stika 3 v drugi etaži. Shematični načrt armature v steni je prikazan v priloženem armaturnem načrtu.



Palice so sidrane v temeljno ploščo s sidrno dolžino 72 cm. Preklopne dolžine na nivoju delovnih stikov ob temeljni plošči, na sredini prve etaže, na vrhu prve etaže in na sredini druge etaže so: 80 cm, 80 cm, 65 cm in 40 cm.

matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si jure.snoj@fgg.uni-lj.si	IKPIR – FGG SI-1000 LJUBLJANA, JAMOVA 2 TEL. +386 (1) 476 68 12
INVESTITOR JUB d.o.o.	
ODGOVORNI PROJEKTANT prof. dr. Matjaž Dolšek	PODPIS
PROJEKTANT dr. JURE SNOJ	PODPIS
RISBA Armaturni načrt obravnavane stene	DATUM 5. maj 16
	GLAVNO MERILO 1:30
	ŠTEVILKA RISBE 1