

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Matej Bandelj

Potresna odpornost hiše zgrajene iz lesenih okvirnih sten z balami slame

Diplomska naloga št.: 2901

Mentor:
prof. dr. Roko Žarnić

Somentor:
asist. dr. Bruno Dujič

Ljubljana, 4. 7. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MATEJ BANDELJ** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »**Potresna odpornost hiše, zgrajene iz lesenih okvirnih sten z balami slame**«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 05.06.2006

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji konstrukcijske smeri:

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN POVZETEK

UDK:

Avtor: Matej Bandelj

Mentor:izr. prof. dr. Roko Žarnić

Somentor: asist. dr. Bruno Dujič

Naslov: Potresna odpornost hiše zgrajene iz lesenih okvirnih sten z balami slame

Obseg in oprema: str 98

Ključne besede: bale slame, lesene okvirne stene, eksperimentalne preiskave, eko-gradnja, bio-gradnja, potresnoodporno projektiranje

Izvleček

Stanovanjska hiša, ki bo zgrajena iz lesenih okvirnih sten polnjenih z balami slame, je bila projektirana na potresno obtežbo na podlagi eksperimentalnih preiskav strižne nosilnosti stenskega elementa dolžine 230 cm. Stenski segment z in brez okenske odprtine smo obtežili s stalno navpično obtežbo ter ga nato v vodoravni smeri obremenjevali s kvazi-statično ciklično obtežbo, s katero največkrat na enostaven način uprizorimo vpliv potresne obtežbe na nosilno konstrukcijo objekta. Izmerjeni odziv stenskega elementa smo uporabili za določitev osnovnih materialnih karakteristik računskega modela, ki smo ga izdelali za obravnavano nosilno konstrukcijo. Računska analiza je bila izvedena s programom SAP 2000 verzija 8 nonlinear. Pri izračunu so bila upoštevana navodila standardov EC8 in EC5.

Obravnavana naloga poleg izračuna nevsakdanje nosilne konstrukcije na potresno obtežbo vsebuje tudi pregled različnih načinov gradnje, zgodovino tovrstne gradnje ter opis gradbeno-fizikalnih lastnosti različnih sistemov pri uporabi bal slame.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:

Author: Matej Bandelj

Supervisor: Prof. Dr. Roko Žarnić

Co-supervisor: Assist. Dr. Bruno Dujč

Title: Seismic resistance of a house built from wood-frame walls with straw bales

Notes:

Key words: straw bales, wood frame walls, experimental research, Eko-building, Bio-building, seismic analysis

Abstract

A tenement house, which will be built from wood-frame walls filled with straw bales, was designed to be seismic resistant on basis of experimental research results of shear strength of a test panel 230 cm long. Test panel with a window opening and a test panel without an opening were vertically stressed and horizontal quasistatic load protocol was applied. This load protocol *omogoča*... The measured response of the panel was used to determine basic material characteristics which were applied to the calculation model that was made to... The analysis was made with the help of computer program SAP 2000, version 8 nonlinear. During the calculating process instructions of standards EC8 and EC5 were considered.

The assignment ...In my work I also reviewed different methods of building with straw bales, history of building with straw bales and I described (*gradbeno-fizikalne*) features of wall panels with straw bales.

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem somentorju asist.dr. Brunu Dujiču, mentorju izr.prof.dr. Roku Žarniću in dipl.inž.gradb. Franciju Čeponu.

Zahvaljujem se tudi Mateji Leskovšek, ker mi je s predstavitvijo svojega dela dala misliti o gradbeništvu na nov način, z vidika sobivanja z naravo in naravnimi materiali, ter vpliva na naše okolje, ki je le eno.

... nenazadnje hvala osebi, ki me je v mladih letih navdušila k ustvarjanju konkretnih stvari in je danes ni več med nami. Mislim nate.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	EKO IN BIO GRADNJA	2
3.	ZGODOVINA GRADNJE Z BALAMI SLAME	6
4	METODE GRADNJE Z BALAMI SLAME	9
	4.1. Nebraska	9
	4.2. Stene iz zidanih bal	13
	4.3. Bale slame kot polnilo v okvirni konstrukciji	13
	4.4. Hibridi opisanih metod	14
5.	LASTNOSTI BAL SLAME	15
	5.1. Gradbeno-fizikalne lastnosti	15
	5.1.1. Toplotna prevodnost	15
	5.1.2. Požarna odpornost	17
	5.1.3. Nosilnost in stabilnost	19
	5.1.4. Zvočna izolativnost	20
	5.1.5. Trajnost in odpornost na vlago	20
	5.2. Glodalci in drugi nepridipravi	22
	5.3. Kvaliteta bivanja	23
	5.4. Cena gradnje z balami slame	24
	5.5. Ocenjevanje ustreznosti in standardizacija	25
6.	PREIZKUS STRIŽNE NOSILNOSTI STENSKEGA PANELA	27
	6.1. Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti	27
	6.2. Sestava stenskega preizkušanca	29
	6.3. Uporabljeni materiali in vezna sredstva	31
	6.4. Merilni inštrumenti in merska mesta	32
	6.5. Opis strižne preiskave stenskega panela	35
	6.6. Interpretacija rezultatov strižne preiskave polnega panela	39
	6.7. Interpretacija rezultatov strižne preiskave panela z oknom	46
	6.8. Primerjava rezultatov preiskav panela z in brez okenske odprtine	50
7.	KONTROLA POTRESNE ODPORNOSTI HIŠE	53
	7.1. Račun po EC 8	53

7.1.1. Mejna stanja	53
7.1.2. Določitev potresnega vpliva na konstrukcijo	56
7.1.3. Spekter odziva	59
7.1.4. Tip temeljnih tal	60
7.1.5. Projektni spekter odziva in faktor obnašanja	61
7.2. Uporaba rezultatov preiskave v računskem modelu	63
7.3. Modeliranje stanovanjske hiše v programu SAP 2000	66
7.3.1. Upoštevanje obtežbe in mase	68
7.3.2. Upoštevanje potresne obtežbe	69
8. REZULTATI POTRESNE ANALIZE	72
8.1. Omejitve pomikov	72
8.2. Pomiki v smeri X - vzdolžna smer objekta	72
8.3. Pomiki v smeri Y - prečna smer objekta	74
8.4. Kombinirani etažni pomiki	75
8.5. Komentar rezultatov	78
9. ZAKLJUČEK	80
10. VIRI	82

KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 2.1: Letna proizvodnja CO v Kaliforniji 1991 [California Agricultural Magazine, št. 45, Jul - Aug 1991]
- Preglednica 6.1: Oznake merilnih inštrumentov.
- Preglednica 6.2: Rezultati ovrednotenja cikličnega odziva preizkušanca brez okna.
- Preglednica 6.3: Rezultati ovrednotenja cikličnega odziva preizkušanca z odprtino za okno.
- Preglednica 6.4: Primerjava strižne trdnosti in pripadajočih pomikov obeh preizkusov.
- Preglednica 7.1: Upoštevani kombinacijski faktorji Ψ za stavbe (po SIST EN 1991-1-1, tabela 9.3).
- Preglednica 7.2: Vrednosti koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (SIST EN 1991-1-1, preglednica 6.2).
- Preglednica 7.3: Upoštevane vrednosti ϕ za račun $\Psi_{E,i}$ (po SIST EN 1998-1, preglednica 4.2).
- Preglednica 7.4 : Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva tipa 1, (SIST EN 1998 - 1, preglednica 3.2).
- Preglednica 7.5: Upoštevana vrednost faktorja obnašanja (po SIST EN 1998-1, preglednica 8.1).
- Preglednica 7.6: Upoštevane obtežbe.
- Preglednica 7.7: Upoštevani osnovni nihajni časi in vrednost S_d .
- Preglednica 7.8: Izračun potresne obtežbe v smeri X.
- Preglednica 7.9: Izračun potresne obtežbe v smeri Y.
- Preglednica 8.1: Največji dovoljeni etažni pomiki d_r .
- Preglednica 8.2: Izračun etažnih pomikov U_x v smeri X [cm].
- Preglednica 8.3: Izračun etažnih pomikov U_y v smeri Y [cm].
- Preglednica 8.4: Odstopanja izračunanih pomikov od največjih dovoljenih.

KAZALO SLIK IN VIRI SLIK

- Slika 2.1: Proizvodnja bal slame [Schwade, A., 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House. Wien, Technische Universität Wien: 32 str.].
- Slika 2.2: Stroj za izdelavo majhnih bal slame dimenzije 35x50x100 cm [Wimmer, R., 2001. Haus der Zukunft. Wien, Gruppe Angepasste Technologie (GrAT)., Österreichisches Strohballen Netzwerk (asbn): 115 str.].
- Slika 2.3: Nosilnost hiše na J Tirolskem zagotavlja lesena konstrukcija, polnilo bale slame [<http://www.baubiologie.at/europe/europe/eugalerien.html>, 20.1.2006].
- Slika 2.4: Končni izdelek Passivhaus Dalsant - Kurtatsch Südtirol, 2002 [<http://www.baubiologie.at/europe/europe/eugalerien.html>, 20.1.2006].
- Slika 3.1: Fawn Lake Ranch, zgrajen od 1900-1914 [www.strawhomes.com/sban/tour/tour.html, 20.1.2006].
- Slika 3.2: Hiša družine Scott, zgrajena od 1935-1938 [http://solstice.crest.org/efficiency/straw_insulation/eip/Bainbridge.html, 20.1.2006].
- Slika 3.3: Dvorec Burritt [<http://huntsville.about.com/library/weekly/aa082902a.htm>, 20.1.2006].
- Slika 3.4: Hiša Carabelli, Tesuque, New Mexico [<http://www.eere.energy.gov/buildings/info/components/envelope/framing/strawbale.html>, 20.1.2006].
- Slika 3.5: Montargis, Francija, od 1921 [<http://www.lamaisonenspaille.com>, 20.1.2006].
- Slika 3.6: Prikaz dveh faz gradnje pasivne hiše, ki stoji v Nemčiji [<http://www.baubiologie.at/europe/eugalerien.html>, 20.1.2006].
- Slika 4.1: Prerez samonosilne stene iz bal slame [Schwade, A., 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House. Wien, Technische Universität Wien: 32 str.].
- Slika 4.2: Tog okenski okvir [www.strawbalehomes.com, 22.1.2006]
- Slika 4.3: Sestavljanje objekta na gradbišču velikosti 150 m², [Schwarz Müller, E., 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House. Wien, Technische Universität Wien: 32 str.].
- Slika 4.4: Izometrični pogled detajla stika strešne plošče in stebra [Breese, J., 2001 Information guide to straw bale building. Todmorden, Amazon nails: 78 str.].

-
- Slika 5.1: Pasivna hiša v Wienerherbergu v občini Ebergassing, 2005
[<http://www.baubiologie.at/europe/europe/eugalerien.html>, 20.1.2006].
- Slika 5.2: Gradnja modelne stene v Avstrijskem raziskovalnem inštitutu [Wimmer, R., 2001. Haus der Zukunft. Wien, Gruppe Angepasste Technologie (GrAT), Österreichisches Strohballen Netzwerk (asbn): 115 str.].
- Slika 5.3: Z ilovico ometana notranja stran modelne stene med požarno preiskavo [Vir kot Slika 5.2]
- Slika 5.4: Mobilni testni laboratorij in preverjanje vlažnosti vgrajenih bal slame na gradbišču [Wimmer, R., 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House. Wien, Technische Universität Wien: 32 str.].
- Slika 6.1: Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov z vstavljenim panelom dolžine 229 cm iz bal slame.
- Slika 6.2: Prikaz konzolne deformacije panelnega elementa.
- Slika 6.3: Skica preizkušenelega panela.
- Slika 6.4: Preizkušanelec v napravi za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov.
- Slika 6.5: Uporabljen bala slame pri izdelavi preizkušanca.
- Slika 6.6: Postavitev merilnih instrumentov na preizkušanjem panelu.
- Slika 6.7: Merilna inštrumenta LVTD (levo) in deformeter (desno).
- Slika 6.8: Stik roba panela s temeljem.
- Slika 6.9: EN protokol nanosa obtežbe.
- Slika 6.10: Protokol cikličnega nanosa obtežbe.
- Slika 6.11: Histerezni odziv z ovojnica polnega panela.
- Slika 6.12: Ovojnice in njuno povprečje.
- Slika 6.13: Diagram za interpretacijo rezultatov strižnih preiskav stenskih elementov po avtorjih Yasumura in Kawai.
- Slika 6.14: Interpretacija rezultatov strižne preiskave.
- Slika 6.15: Spremembe razdalje diagonalnih merilnikov.
- Slika 6.16: Dvig in vtis koncev panela.
- Slika 6.17: Dvig in vtis koncev panela.
- Slika 6.18: Zdrs v stiku temelja z preizkušancem.
- Slika 6.19: Preizkušanelec z okensko odprtino.
- Slika 6.20: Histerezni odziv z ovojnica panela z odprtino.

- Slika 6.21: Analiza odziva po CEN proceduri.
- Slika 6.22: Deformacije diagonal v odvisnosti od horizontalne obtežbe.
- Slika 6.23: Osne deformacije zunanjih stebrov v odvisnosti od horizontalne obtežbe.
- Slika 6.24: Grafična primerjava odzivov.
- Slika 6.25: Grafična primerjava meritev inštrumenta G1.
- Slika 7.1: Prikaz projektnih pospeškov tal ob potresu s povratno dobo 475 let [vir:http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html].
- Slika 7.2: Upoštevan projektni spekter odziva za vrsto tal C, upoštevano 5% dušenje, $q = 3$.
- Slika 7.3: Hiša v vasi Podgozd. [Adam, 2005]
- Slika 7.4: Grafična primerjava F_k za zunanje stene v pritličju in $F_{test,k}$.
- Slika 7.5: Shema za transformacijo izračunane sile F_k in odziv pomika, ki bosta uporabljena v računskem modelu za dinamično analizo.
- Slika 7.6: Definiranje odziva vzmeti v SAP 2000 8 Nonlinear.
- Slika 7.7: Rač. model J stene z okvirjem in nosilnima stenama v kleti.
- Slika 7.8: Rač. model s prikazom prerezov elementov.
- Slika 7.9: Prikaz upoštevanja lastne teže sten v računskem modelu.
- Slika 7.10: Upoštevanje mase v računskem modelu.
- Slika 8.1: Shematski prikaz pomikov v vzdolžni smeri v programu SAP 2000.
- Slika 8.2: Shematski prikaz pomikov v prečni smeri v programu SAP 2000

1 UVOD

Z uporabo nepreiskanih materialov v gradbeništvo se hitro naleti na veliko ovir. Prve so psihološke narave s strani uporabnikov. Pojavijo se vprašanja, ki so lahko predvidena, pričakovana, pa je kljub temu na njih težko odgovoriti. Ljudje si ob velikem projektu, kot je gradnja hiše, želimo določeno mero gotovosti v boljši jutri, zanesljivost gradnje, garantirano varnost. Zaradi teh in drugih razlogov na različnih nivojih, mednarodnih in nacionalnih, nastajajo standardi, ki predpisujejo različne zahteve. Zahteve obstajajo glede na nosilnost, uporabnost in tudi glede lastnosti vgrajenega materiala. Tu nastopi problem. Pri uporabi novih materialov, ki niso standardizirani, je potrebno raziskati sposobnost nosilnosti konstrukcije in različne lastnosti vgrajenega materiala.

Prvo težavo bomo reševali skozi to diplomsko delo. Ker je način izvedbe sten v hiši, ki bo grajena v vasi Podgozd unikaten in nepreizkušen bomo preiskali potresno odpornost vzorca stene, tako da bomo analizirali odziv konstrukcije panela na ciklično horizontalno obtežbo. Pri preizkusu nam bo pomagala naprava za preiskovanje strižne nosilnosti. Ko dobimo osnovne karakteristike strižne nosilnosti, bomo le-te uporabili pri pripravi računskega modela v programu SAP 2000. Na ta način bomo preverili ustreznost stenskih panelov na potresno obtežbo pri dani arhitekturni zasnovi. Vertikalno nosilnost bo v statičnem izračunu zagotavljala le okvirna lesena konstrukcija.

Lastnosti bal slame, ki so uporabljene kot gradbeni material so bile v veliki meri že raziskane v širšem mednarodnem prostoru. Pregled lastnosti in rezultatov raziskav je podan v petem poglavju diplomskega dela. Ugotovitve so presenetljive. Pri balah slame se v gradbeništvo pojavi še problem ustreznosti vgrajenega materiala. Mednarodni standardi (tudi EC) in direktive zahtevajo kontrolo ustreznosti skozi naključno testiranje vzorcev odvzetih iz kontrolirane proizvodne linije. Proizvodna linija bal slame je pa bližna njiva. Nekatere države ta problem rešujejo skozi nacionalne standarde (Avstrija), ZDA pa imajo drugačno strukturo oz. zasnovo gradbenih standardov in nimajo takšnih težav. Kljub temu, je pri gradnji z balami slame potrebna visoka profesionalnost graditeljev in pozornost širokemu naboru detajlov s strani vseh izvajalcev gradnje ob stalnem spremljanju kvalitete vgrajenih bal slame.

2 EKO IN BIO GRADNJA

Vsako leto na poljih po vsem svetu po žetvi proizvajajo bale slame (Slika 2.1) oziroma slamo zažigajo. V državi Kaliforniji v ZDA so pred prepovedjo požiganja polj s tem procesom proizvedli več kot dvakrat toliko ogljikovega monoksida kot z elektrarnami (Tabela 2.1). Počasno razgrajanje slame kmetovalce po svetu sili v onesnaževanje, ki v obdobju požigov povzroča zdravstvene težave bližnjim prebivalcam. Samo v Angliji letno ustvarijo preko štiri milijone ton presežka slame, kar bi zadoščalo za skoraj pol milijona okoli 150 m² po površini velikih hiš iz bal slame.

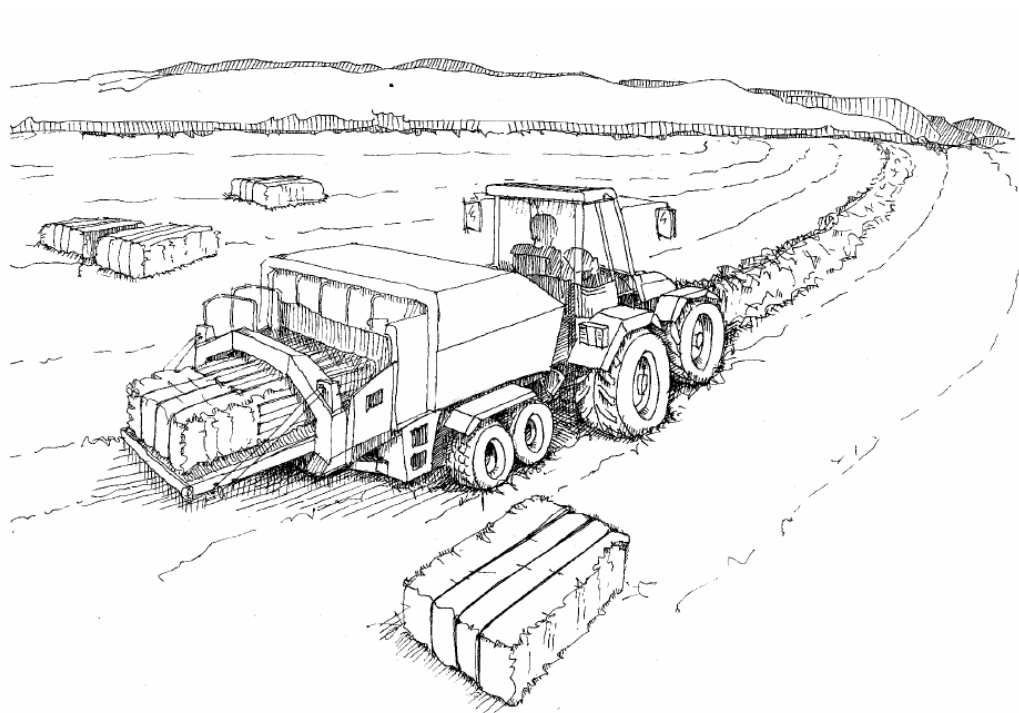
Obenem je nerazumljivo obsežna potratnost razvitega sveta, ki izkorišča neobnovljive surovine, kot da jim nikoli ne bo konca. To dokazujejo tudi vedno bolj polna odlagališča odpadkov. Avstrijski ekologi so ob podatku dvajset odstotne rasti količine odpadkov letno izračunali, da bo v dvajsetih letih dražje hišo porušiti in odpeljati na odpad, kot jo zgraditi. Dodaten argument za takšno gradnjo je ogromno porabljene energije za industrijsko proizvodnjo konvencionalnih gradbenih materialov in njihov dovoz iz industrijskega obrata do gradbišča ter strojno vgradnjo ob vedno višjih cenah nafte.

[Viri: Swentzell Steen, A. 1994.; Jones, B. 2001; Wimmer, R. 2002.]

Preglednica 2.1: Letna proizvodnja CO v Kaliforniji 1991 (California Agricultural Magazine, št. 45, Jul-Aug 1991)

	Zažganih	CO v t
Riževa slama	1 milijon t	56 000
Pšenična slama	97 000 t	5 000
Elektrarne		25 000

Gradnja z balami slame je izredno prijazna okolju. Ekologi ugotavljajo, da gradnja enako velike hiše iz bal slame tudi do desetkrat manj obremenjuje okolje kot gradnja na danes konvencionalen način (zidana ali AB gradnja). Material je obnovljiv, dostopen je po minimalni ceni, je nestrupen in brez nenaravnih dodatkov ter biološko razgradljiv po koncu uporabe.



Slika 2.1: Proizvodnja bal slame.



Slika 2.2: Stroj za izdelavo majhnih bal slame dimenzije 35x50x100 cm.

Slame je na pretek praktično povsod in jo smatramo kot odpadni material. V uporabi so stroji za izdelavo majhnih kvadrov bal slame priročnih dimenzij 35x50x100 cm (Slika 2.2). Vendar ne govorimo o gradnji z nekoristnimi odpadki. Bale se kot visoko izolativni material ponujajo za uporabo tistim graditeljem, ki želijo hišo z nizkimi delovnimi stroški, torej nizkoenergetsko ali celo pasivno hišo. Leta 2003 je Evropsko nagrado za pasivne hiše Klimahaus 2003 v kategoriji "A +" dobila hiša iz spodnje Tirolske v Avstriji, kjer so kot polnilo v leseni nosilni konstrukciji (Slika 2.3) uporabili bale slame. Bale slame so kot izolacijo uporabili tako v stenah kakor tudi v tleh in strehi. Kategorija "A" v tem primeru pomeni, da je poraba energije v objektu pod 30 kWh/m² na leto, "+" pa pomeni biogradnjo oziroma gradnjo z naravnimi materiali. Ta nagrada je le še potrdila trditve lastnikov takšnih hiš o bivalnem udobju in ekonomičnosti uporabe, ki jo omogočajo vgrajeni naravni materiali, obenem pa skeptikom takšne gradnje sporoča, da je ta način lahko izvedljiv tudi z atraktivno arhitekturo in v zahtevnih klimatskih pogojih.



Slika 2.3: Nosilnost hiše na J Tirolskem zagotavlja lesena konstrukcija, polnilo pa so bale slame.



Slika 2.4: Končni izdelek Passivhaus Dalsant – Kurtatsch Südtirol, 2002.

3. ZGODOVINA GRADNJE Z BALAMI SLAME

Slama se je uporabljala kot gradbeni material skozi zgodovino in sicer kot sestavni del različnih malt. Začetek gradnje z balami slame pa sega v konec osemnajstega stoletja, istočasno kot nastanek stroja za predelavo odpadne slame v bale. Tako so v Severni Ameriki na območju Nebraske, ki je bila posejana s polji, primanjkovalo pa ji je lesa, poljedelci potrebovali le malo domišljije, da so kvadre zbite slame prepoznali kot malo večje zidake in jih začeli uporabljati za gradnjo. Takšna prebivališča so najprej smatrali za začasna, nato pa so spoznali, da so vzdržljiva in prijetna za bivanje tako pozimi kot poleti. Zaščitili so jih z ometom in začeli uporabljati kot stalna prebivališča.

Najstarejši dokumentiran objekt, zgrajen iz bal slame, je šola v bližini mesta Bayard v Nebraski, ki je bila zgrajena leta 1886. Od takrat je dokumentiranih več objektov v državah Nebraska in Arizona v ZDA. Tako so še vedno v uporabi nekateri objekti, ki so nastali v začetku dvajsetega stoletja (Slika 3.1). Zgovoren primer uspešnosti gradnje s slamo je 85 m² velika hiša družine Scott (Slika 3.2), ki je bila zgrajena med letoma 1935 in 1938 iz bal pšenične slame, ki jih je proizvedel stroj na konjski pogon. Hiša je še vedno v uporabi in lastniki pravijo, da imajo 40 % manjše stroške porabe energije za ogrevanje in hlajenje, kot jih imajo njihovi sosedi.



Slika 3.1: Fawn Lake Ranch, 1900-1914.



Slika 3.2: Hiša družine Scott, 1935-1938.

Iz osnovnega načina gradnje, kjer so stene narejene izključno iz bal slame, prenašale obtežbo strehe, so se razvijale nove tehnike. Z uporabo malte za vezivo so bale uporabili kot klasične zidake. Pričeli so jih uporabljati tudi kot polnilo sicer okvirni konstrukciji, kjer je statično

nosilnost predstavljal lesen ali betonski okvir. Takšen razvoj uporabe bal slame za gradnjo naj bi omogočil veliko povečanje vzdržljivosti objektov. V ZDA je slamo kot polnilo začel uporabljati Dr. Burritt, ki je leta 1938 zgradil dvorec (Slika 3.3), za katerega so uporabili 2200 bal pšenične slame, nosilnost pa zagotavlja betonski okvir. Dvorec je še vedno v dobrem stanju in je danes muzej.



Slika 3.3 Dvorec Burritt zgrajen leta 1938.

Uporaba bal slame se je v Severni Ameriki počasi a vztrajno širila. Leta 1978 je bila zgrajena manjša hiša v državi Washington, kjer na leto pade 190 cm dežja. Hiša je še vedno v uporabi. V koncu dvajsetega stoletja so se ustanovljala različna združenja podpornikov takšnega načina gradnje v ZDA. Objavljati so začeli strokovne članke, izhajati so začele revije, posvečene izključno tej temi, in knjige, ki so promovirale takšen način gradnje in bivanja. To je pripeljalo do prvega gradbenega dovoljenja za družinsko hišo iz slame, ki je bila uporabljena kot polnilo v državi Texas, leta 1991 (Slika 3.4). Dve leti kasneje so v Arizoni že začeli

izdajati dovoljenja za hiše iz slame, kjer so bale zagotavljale nosilnost. Danes v ZDA vladne internetne strani promovirajo prednosti gradnje z balami slame.



Slika 3.4: Hiša Carabelli, Tesuque, New Mexico.



Slika 3.5: Montargis, Francija, hiša zgrajena leta 1921.

Počasi se je ta način gradnje začel uporabljati tudi v drugih državah. Prvi objekt v Evropi je bil zgrajen že leta 1921 v kraju Montargis v Franciji (Slika 3.5) in je še vedno v uporabi. Na začetku osemdesetih se je takšna gradnja pojavila v Kanadi. V začetku devetdesetih se je ideja gradnje z balami slame preselila v Mehiko in Anglijo. Od takrat se je ta način gradnje razširil po večjem delu zahodne Evrope. Tako je zgrajenih več hiš iz bal slame v Belgiji, Nemčiji, Švici, Italiji, Norveški in na Nizozemskem, prav tako pa tudi v Belorusiji in Rusiji. Ocenjuje se, da se letno na svetu zgradi že več kot tisoč takšnih zgradb. Navdušenje in uporaba takšnega načina gradnje se širi že po vsem svetu.



Slika 3.6: Prikaz dveh faz gradnje pasivne hiše, ki stoji v Nemčiji.

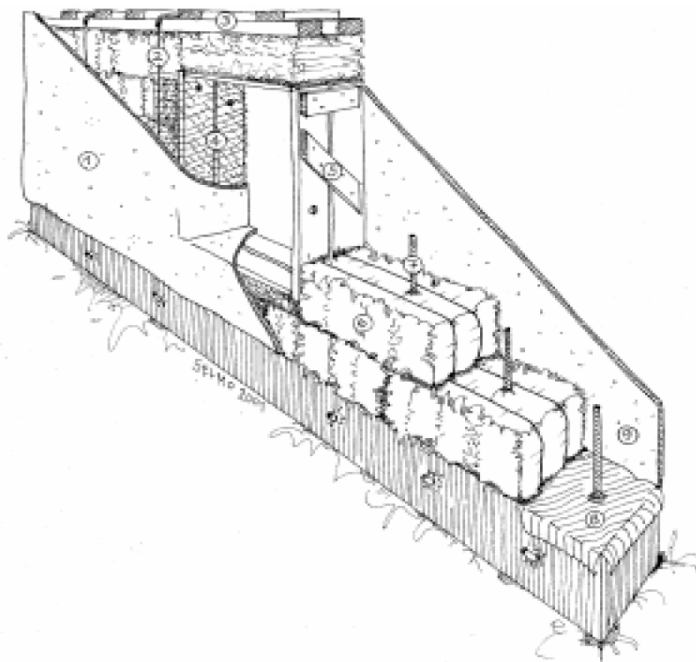
4 METODE GRADNJE Z BALAMI SLAME

4.1. Nebraska

To je tehnika, ki so jo razvili v državi Nebraska v Združenih državah Amerike in predstavlja začetek gradnje z balami slame. V tem primeru bale slame predstavljajo toplotno izolativni in edini nosilni material. Prvi stroji za pripravo bal (pogosto so delovali na konjski pogon) so proizvedli manj kompaktne bale, a so nekatere hiše, ki so bile zgrajene s takšnimi balami, še vedno v dobrem stanju. Da bi zagotovili čim večjo obstojnost takšnih objektov, se je skozi čas razvilo veliko različnih načinov odpravljanja problemov, kot so posedanje in enakomerna distribucija obtežbe ter izvedbe različnih pomembnih detajlov.

Takšen način gradnje z balami je praviloma primeren za manjše in enoetažne objekte in je gotovo najcenejši. Večje hiše z več odprtini pomenijo tudi več težav v postopku gradnje. Primernost metode »Nebraska« gradnje v območjih z veliko spremenljivo obtežbo (npr. sneg, močan veter) je vprašljiva. Takšna gradnja zahteva za naše dožemanje klasičnega gradbeništva veliko dodatnih razmislekov oziroma večje pozornosti pri nekaterih detajlih. V nadaljevanju predstavljam metode gradnje, ki v ZDA ob dobri izvedbi praviloma omogočajo pridobitev uporabnega dovoljenja.

(Slika 4.1) Na temelj, ki je zaščiten s hidroizolacijo, da preprečimo kapilarno širjenje vlage (8), kot velike zidake polagamo bale slame (6). Da dosežemo potrebno stabilnost, bale prebodemo z armaturo (7), ki je na spodnji strani vpeta v temelj. Ta lahko služi tudi za prednapenjanje - takrat ima na vrhu navoj in preko matice in podložke prenaša obtežbo prednapetja na strešno ploščo (3), ki skrbi za enakomeren raznos sile prednapetja in kamor pritrdimo strešno konstrukcijo. Prednapetje lahko zagotovimo tudi z jeklenimi žicami ali poliesterskimi trakovi za prednapenjanje (2), ki potekajo ob balah. Za vrata in okna so potrebni leseni oporniki (5). Steno zaključimo z notranjim in zunanjim ometom (1,9), predvsem na lesenih delih s pomočjo mreže za ometavanje (4).



Slika 4.1: Prerez samonosilne stene iz bal slame.

Zaradi narave bal slame, ki so podajne, je potrebno takšne stenske sisteme pred postavitvijo strehe predhodno obremeniti. V nasprotnem primeru bi kasneje prišlo do neenakomernih posedkov, kar bi negativno vplivalo na stabilnost in izgled objekta. To prednapetje dosežemo z jeklenimi palicami, ki jih vpenemo v temelj. V tem primeru morajo imeti palice na zgornjem koncu navoj za vijachenje z matico, lahko pa se uporabijo tudi žice ali trakovi za prednapenjanje. Obtežba prednapetja se na vrhu stene prenaša preko strešne plošče, ki je lahko lesena traverza, lesena lestev ali kakšna druga oblika ojačane plošče, ki mora biti čimbolj vertikalno in horizontalno toga, da enakomerno prenaša obtežbo na površino bal. Med seboj pravokotne stene moramo v robovih bale povezati s tesarskimi skobami. Prednapete stene moramo pustiti stati štiri do osem tednov, da se posedejo. V tem času moramo nujno zagotoviti, da se stene, ki še niso pokrite s streho, ne zmočijo (poglavje 5.1.5.). Na strešno ploščo po končanem posedanju pritrdimo strešno konstrukcijo. Spodnji del sten proti zunanji strani (cokl) moramo zaščititi s hidroizolacijo, da se izognemo namakanju bal zaradi pluskanja dežja. Hidroizolacija ne sme biti položena višje od tretjine višine stene, da dopuščamo naravno izmenjavo vlage med steno in okolico.

Pojavijo se težave v predelu stene, kjer je odprtina za vrata ali okna, saj zaradi različnega števila bal v vertikalnem prerezu pride do razlike posedkov. Razlike posedkov so večje ob večjem številu in širini odprtin v posamezni steni. Prvi graditelji so ta problem reševali tako, da so vgrajevali zelo ozka okna in vrata, nad katerimi je stabilnost zagotavljal nosilec v obliki lesene lestve. Takšne ozke odprtine so predstavljale minimalne motnje porazdelitve napetosti v steni iz bal. V moderni gradnji, ki se ni sprijaznila z ozkimi odprtinami, ta problem rešujemo na različne načine:

1. Z uporabo jeklenih ali lesenih nosilcev v obliki lestve. V tem primeru predvidimo razlike v posedkih zaradi prednapetja v območju, kjer ni odprtin, v primerjavi z območjem nad odprtino in območjem ob odprtinah, ki prenaša v temelje tudi vso obtežbo, ki pripada območju nad odprtino. Razlike v posedkih rešujemo z različnim dimenzioniranjem bal slame. Še vedno pa zaradi razlik v obtežbi omenjenih prevezov v obdobju uporabe objekta ne moremo zagotoviti identičnosti posedkov, kar lahko pripelje do poškodb stene. Zato je takšen način premostitve obtežbe primeren za manjše razpone odprtin, nosilna lestev pa naj sega na vsako stran odprtine vsaj za polovico širine odprtine, da omejimo nevarnost porušitve in prevelikega posedanja dodatno obremenjenih bal ob odprtinah. Ob vstavljanju oken ali vrat je treba predvideti dodatne premike v času uporabe, da ob natančnem naleganju kasneje ne bi prišlo do prenosa obtežbe na okna ali vrata.
2. Lahko vstavimo lesene okvirje v steno po izvedenem posedanju zaradi prednapetja. Tako velikost okvirja prilagodimo posedenim balam, vendar moramo steno razstavljati in bale rezati, da dobimo želeno obliko odprtine.
3. Najbolj uporabljen način je uporaba nosilnih lebdečih okvirjev, ki v osnovi nadomeščajo bale, ki bi bile nameščene v območju odprtine. Ti okvirji morajo biti dimenzionirani glede na višino posedenih bal, ki jih nadomeščajo in morajo biti dovolj togi, da prenašajo vso obtežbo na spodnje bale, ne da bi se deformirali (Slika 4.2). Okvirji so pritrjeni na bale z zabitimi lesenimi klini. Pri tej izvedbi je posebno pozornost potrebna posvetiti preprečevanju toplotnih mostov pri stikih. Nad nosilnim okvirjem vrat je pred prednapenjanjem potrebno predvideti prosto območje, ki je

enako posedku bal do višine vrha vratnega okvirja, saj bi se v nasprotnem primeru stena okoli okvirja posedla, okvir pa ne.

4. Uporabimo lahko zelo togo strešno konstrukcijo, ki ne bi dovoljevala različnih posedkov stene.



Slika 4.2: Tog okenski okvir

Prebadanje bal slame dodatno ojači steno in poveča stabilnost med gradnjo. Prebadanje vpliva tudi na večjo odpornost sten iz bal pri horizontalni obtežbi. Ta metoda se redno uporablja na potresno ogroženih območjih. Izvaja se lahko z jekleno armaturo, lesenimi koli ali pa z bambusovimi palicami.

Moderne hiše, ki so bile zgrajene na »Nebraska« način, so danes stare okoli petnajst let, zato še ne vemo, kako se bodo obnašale v daljšem časovnem obdobju. V testnem okolju so se izkazale za uspešne. Danes tudi že na potresno ogroženem območju kot je Kalifornija v ZDA že obstajajo standardi, ki predpisujejo način gradnje takšnih objektov, ki naj bi zagotavljal nosilnost tudi v primeru potresa.

[Viri: Swentzell Steen, A. 1994. The straw bale house.; Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House.]

4.2. Stene iz zidanih bal

Pri tem načinu, ki je bil razvit v Kanadi, bale slame uporabljajo kot velike betonske zidake, ki so med seboj vezani s cementno malto. Bale slame polagajo skupaj z manjšim razmakom (najmanj 2,5cm), kamor kasneje vlijejo malto. Vertikalno jih postavijo eno nad drugo tako, da med njimi dobijo stebre iz malte, bale pa se z vseh strani obzidajo z malto. Stena je nato na debelo ometana s cementom na notranji in zunanji strani. Takšen način gradnje pripelje do visoko nosilnih stenskih sistemov, saj večino nosilnosti zagotavlja matrika cementne malte. Takšne sisteme sten so v Kanadi prikazali kot uspešne s preiskavami, ki so potrebne za izdajo gradbenega dovoljenja za tovrstne objekte. Je pa gradnja na takšen način zahtevna, hkrati pa se porabi velika količina cementa. Naknadne raziskave vlažnosti so pokazale, da obstaja nevarnost prevelike količine vlage v balah po vlivanju malte. Velik problem predstavlja tudi prisotnost toplotnih mostov, kar pripelje do večje vrednosti toplotne prehodnosti stene, zato gradnja z zidanjem bal slame ni tako razširjena. [Viri: Swentzell Steen, A. 1994. The straw bale house.; Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.]

4.3. Bale slame kot polnilo v okvirni konstrukciji

Pri tej metodi uporabe predstavlja slama polnilo in toplotno izolativni material, vso statično nosilnost pa zagotavlja v večini lesen, lahko pa tudi betonski ali jeklen okvir. Ta metoda zagotavljanja nosilnosti je že standardizirana in ne zahteva dodatnih preiskav nosilnosti pred gradnjo zaradi uporabe slame. Zato je velikokrat preferirana s strani graditeljev.

Statik v tem primeru brez upoštevanja pozitivnih lastnosti bal slame dimenzionira okvirno konstrukcijo z upoštevanjem dimenzij bal pri izbranem rastru. Ta način je ob razumevanju nosilnosti bal nekoliko potraten (ekološko in ekonomsko), saj zahteva večjo količino nosilnega materiala, kot bi ga bilo dejansko potrebno. Je pa najenostavnejši način za pridobitev gradbenega dovoljenja. Hkrati zmanjša tveganje pri uporabi inovativnih metod gradnje. Pri tem načinu tudi nimamo problemov pri vgradnji velikih oken, nimamo težav s posedanjem bal, lahko pa gradimo tudi večnadstropne objekte. Za vezi med stenami ter med

stenami in temelji se uporabljajo že preizkušene tesarske vezi. Ponuja se nam tudi možnost izdelave industrijsko prefabriciranih stenskih elementov, ki ji sestavimo neposredno na gradbišču (Slika 4.3). Praviloma se za zagotavljanje nosilnosti uporablja les zaradi podobnih gradbeno-fizikalnih lastnosti. V kombinaciji z jeklenimi nosilci pa lahko bale pri gradnji hal z večjimi razponi zagotovijo stabilno temperaturo tudi v industrijskem objektu.



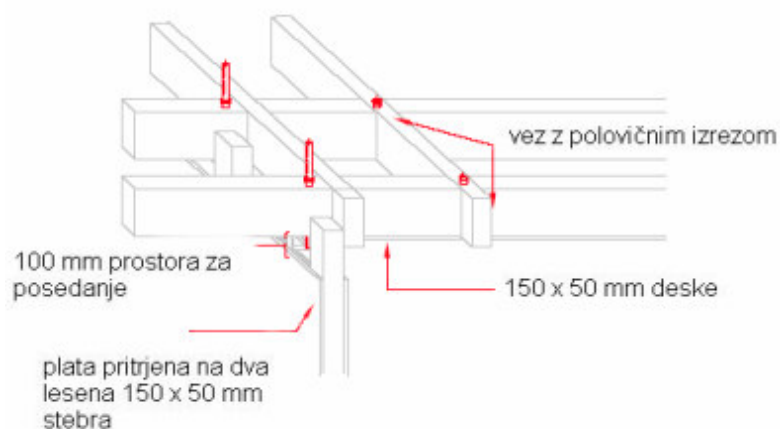
Slika 4.3: Sestavljanje objekta velikosti 150 m², na gradbišču, Perchtoldsdorf, AU, 2001.

4.4. Hibridi opisanih metod

Obstaja veliko stavb iz bal slame, ki so bile zgrajene upoštevajoč kombinacije idej, ki prihajajo iz različnih, zgoraj opisanih tehnik. Takšen bo v nadaljevanju opisan in preizkušen tudi naš testni panel. V Nemčiji graditelji nosilno leseno okvirno konstrukcijo obložijo z balami slame, ki nosijo le lastno težo in obtežbo oken, ne pa tudi druge obtežbe (Slika 3.6). V tem primeru je še vedno potrebno prednapenjanje bal pred nanašanjem ometa direktno na njih, da se izognemo morebitnim premikom v obdobju uporabe. Kot primer hibridne tehnike gradnje z balami pa v nadaljevanju predstavljam način gradnje, ki so ga razvili v Angliji.

Z upoštevanjem nosilnosti bal slame dobimo karakteristike nosilnosti, ki ustrezajo zahtevanim tudi ob manjši uporabi lesa. V Angliji je podjetje Amazon Nails razvilo način gradnje, ki izkorišča prednosti nosilne »Nebraska« gradnje v kombinaciji z lahkim lesenim okvirjem, ki z

dodatnimi navpičnimi podporami med gradnjo omogoča postavitev strehe pred postavitvijo sten. Na ta način zagotovi suhe delovne pogoje pri zlaganju bal slame. V tem primeru slama zagotavlja večji del vertikalne nosilnosti in deluje skupaj z lesenim okvirjem pri prenašanju teže strehe in nadstropja. Leseni stebri so postavljeni v kotih in na vsaki strani odprtin. Detajli vezi stebrov s stropom med pritličjem in streho so izvedeni tako, da omogočajo 100 mm vertikalnega premika in na ta način kompresijo bal slame (Slika 4.4). Tako prihranimo veliko lesa v primerjavi z leseno okvirno konstrukcijo, vendar je gradnja bolj komplicirana.



Slika 4.4: Izometrični pogled detajla stika strešne plošče in stebra (Amazon Nails, 2001).

5. LASTNOSTI BAL SLAME

5.1. Gradbeno-fizikalne lastnosti

5.1.1. Toplotna prevodnost

Toplotna prevodnost (k) testiranih bal slame ima vrednosti, ki se gibljejo v področju vrednosti toplotne prevodnosti drugih industrijsko proizvedenih toplotno izolativnih materialov, kot je npr. steklena volna. Inštitut FIW iz Münchna, ki je zadolžen za raziskave toplotne prevodnosti in certificiranje materialov po DIN 52612 standardu, je z raziskavami s suhimi balami slame pri srednji temperaturi $T=10^0$ C ugotovil faktor 0,0379 W/mK [Vir: Poročilo raziskave].

Institut za testiranje in raziskovanje mesta Dunaj je z raziskavami prišel do vrednosti faktorja k od 0,0337 W/mK do 0,0380 W/mK. [Vir: Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House.]. Ti rezultati pripeljejo do končnega faktorja toplotne prevodnosti z upoštevanjem 20 % pribitka zaradi posledic vlage v organskih materialih v vrednostih:

$$\text{od } k = 0,0404 \text{ W/mK do } k = 0,0456 \text{ W/mK !}$$

Z zaključnimi sloji pri uporabi slame kot polnila, kjer praviloma bale obložimo z 2,5 cm debelimi deskami in kjer preko trstike naneseemo naravni - ilovnati omet, dosežejo takšne stene zavidljive vrednosti celotne toplotne prehodnosti (U-faktor), ki ustrezajo tudi standardom nizko-energetske in pasivne gradnje. Te izredne toplotno izolativne lastnosti "odpadnega" materiala graditelji s pridom uporabljajo v vedno večji meri širom Evrope in drugod. Tako je v drugem poglavju omenjena nagrajena pasivna hiša iz Tirolske dosegla s 50cm širokimi balami vrednost U-faktorja zunanje stene 0,09 W/m²K, toplotna prehodnost tal pa je bila še nižja in je znašala 0,07 W/m²K [Dr. Arch. Margareth Schwarz, Technischer bericht Passivhaus Dalsant - Kurtatsch - Südtirol, 2002]. V Wienerherbergu v Avstriji so v letu 2005 v treh in pol mesecih z uporabo bal slame za izolacijo zgradili enodružinsko pasivno hišo z neto površino 111 m² (Slika 5.1). Hiša potrebuje za ogrevanje 12 kWh/m² na leto; meja za doseganje pogojev pasivne hiše po SIST EN 832 pa je 15 kWh/m² na leto. Takšne lastnosti so bile dosežene s porabljenimi sredstvi v višini 180.000 EUR za celotno gradnjo, kar je ob upoštevanju višjega standarda in cen v Avstriji resnično malo. [Vir: **ASBN**]



Slika 5.1: Pasivna hiša v Wienerherbergu v občini Ebergassing, 2005.

5.1.2. Požarna odpornost

Ni dvoma, da bale slame ne bi ustrezale veljavnim pogojem požarne odpornosti. Tako so testi pokazali: "...da je stena, kjer je slama uporabljena kot polnilo, veliko bolj požarno odporna kot lesena stena z uporabo enakih zaključnih slojev" [Amazon Nails, Information guide to straw bale building, 2001, cit. po Manuel A. Fernandez, direktor urada Permitting and plan approval, New Mexico, USA].

V Nemčiji so testirali gorljivost bal slame kot gradbenega materiala in požarno varnost celotnega gradbenega izdelka. V inštitutu FIW iz Münchna so preverili gorljivost gradbenega materiala po standardu DIN 4102, kjer gradbene materiale delijo od razreda A (negorljiv) do razreda B3 (lahko gorljiv). Za uporabo gradbenih materialov brez zakonskih omejitev je potreben certifikat gorljivosti razreda B2. Neobdelane pšenične bale slame gostote od 90 do 125 kg/m³ so se uvrstile v razred B2 (normalno gorljiv), torej v enak razred, kot se uvršča les iglavcev. Tretja možna ocena gorljivosti od štirih je obrazložena z visoko kompresijo slame v balah, ki ne vsebuje veliko prostora za kisik, ki je potreben za vžig [Viri: Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House.; test; Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft.].

Enako ugotavljajo druge raziskave: "Bale slame vsebujejo dovolj zraka, da ponujajo dobre izolacijske vrednosti, ampak ker so trdno komprimirane, ne zadržujejo dovolj zraka, da bi dovoljevale vžig" [Amazon Nails, Information guide to straw bale building, 2001, cit. po Bob Platts, Report to the Canada Mortgage and Housing Corporation, 1997].

Za drugi nemški poizkus je bila izdelana stena, kjer so bile pšenične bale slame širine 46 cm uporabljene kot toplotna izolacija v leseni okvirni konstrukciji, kjer so nosilnost zagotavljali leseni stebri iglavcev II. kategorije, ki so bili dimenzije 12 x 12 cm, na zunanjih straneh pa so bile bale obojestransko ometane s 3 cm debelim ilovnatim ometom. Inštitut IBMB Tehnične Univerze v Braunschweigu je leta 2003 opravil teste po standardu EN 1365-1: 1999-10 v povezavi z EN 1363-1: 1999-10. Testirana stena se je uvrstila v razred "REI 90". Ta razred zagotavlja nosilnost (R), celovitost (E) in izolativnost (I) minimalno v obdobju 90 minut v primeru požara po evropskem predstandardu [test; Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft].



Slika 5.2: Gradnja modelne stene v Avstrijskem raziskovalnem inštitutu.

Slika 5.2 prikazuje gradnjo modelne stene v Avstrijskem raziskovalnem inštitutu pred požarnim testov. Najprej so leseno nosilno konstrukcijo napolnili z balami slame, nato pritrdili oporni opaž iz desk (na zunanji strani diagonalno, na notranji horizontalno), nato so

pritrtdili parno oviro in zlepili stik z zrakotesnim lepilnim trakom. Nato so pritrtdili trstiko in nanjo nanесли zunaj apnen omet in znotraj ilovnat omet.

Vsi omenjeni rezultati predstavljajo dobro požarno odpornost preizkušenih izdelkov, pogosto nad pričakovanji in to brez dodatnih kemičnih obdelav s sredstvi proti gorljivosti. Treba pa je vedeti, da drugačna izvedba stene iz bal pomeni tudi drugačno požarno odpornost in zahteva dodatne preizkuse. Inštitut IBMB je tako preveril steno, kjer je omet direktno nanešen na bale, kar onemogoča dostop velike količine kisika, ki je potreben za vžig. Enak razred požarne odpornosti je stena dosegla tudi, če je bila z ene strani prezračevana, nato pa je bila obdana z različnimi zaključnimi sloji (Slika 5.2 in Slika 5.3). Raziskave je izvedel akreditirani inštitut za testiranje in raziskovanje mesta Dunaj [Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft, ASBN].



Slika 5.3: Z ilovico ometana notranja stran modelne stene med požarno preiskavo.

5.1.3. Nosilnost in stabilnost

Raziskave kažejo, da so bale slame sposobne prenašati visoke obremenitve, ki presegajo stalno obtežbo strehe in spremenljivih obtežb. Ob pravilni izvedbi, ki je najbolj pomembna in s katero se izognemo diferenčnim posedkom, lahko bale slame uporabljamo tako kot toplotno

izolativni kakor tudi nosilni material, ki brez težav zagotavlja potrebno nosilnost in stabilnost. Te lastnosti izkoriščajo graditelji predvsem v ZDA in Kanadi, ki uporabljajo »Nebraska« način gradnje. Ker gradnja z upoštevanjem nosilnosti slame v evropskem prostoru praviloma ni razširjena in ker za slovenske izvajalce to pomeni še veliko težji dostop do gradbenih dovoljenj, to področje raziskav materiala v diplomskem delu ni obširneje predstavljeno.

Pri uporabi bal slame kot polnila, nosilnost zagotavlja okvirna konstrukcija. V tem primeru se izvede izračun nosilnosti po vzpostavljenih kriterijih statike okvirnih konstrukcij, s tem da nosilnost bal v izračunu ni upoštevana.

5.1.4. Zvočna izolativnost

Trenutno še ne obstajajo ugotovitve uradnih raziskav, ki bi ovrednotile nivo zvočne izolativnosti bal slame. Kljub temu pa obstaja veliko eksperimentalnih dokazov, ki pričajo, da bale slame nudijo boljšo zvočno izolativnost kot moderne tehnike gradnje sten. V ZDA obstajata vsaj dva studia za snemanje glasbe, ki sta zgrajena iz slame zaradi njenih dobrih akustičnih lastnosti, in več centrov za meditacijo. Stene iz bal slame so v vedno večji meri uporabljene na letališčih (New York, ZDA) in pri avtocestah kot zvočne ovire, ki zmanjšujejo nivo prometnega hrupa. [Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.].

V ZDA sta bila iz bal slame zgrajena 1850 m² velika Waldorfska osnovna šola in vrtec v kraju Roaring Fork, v zahodnem Koloradu. Odgovorni poročajo o izredno tihih učilnicah, v katerih ni zaznati hrupa iz prometne avtoceste v neposredni bližini, o pričakovanem zadovoljstvu zaradi nizkih stroškov ogrevanja ter o visoki bivalni kvaliteti [Guevara-Stone, L., 2003.].

5.1.5. Trajnost in odpornost na vlago

Trajnost objektov iz bal slame je odvisna predvsem od vzdrževanja nizkega nivoja vlažnosti v balah. Slama je dejansko celuloza, ki nima hranljivih lastnosti in je skoraj nerazgradljiva v suhem stanju. Zato ni pretirano pričakovati, da imajo ob skromnem vzdrževanju in

preprečevanju dostopa vode v bale, objekti iz bal slame uporabno dobo sto in več let. To trditev nam potrjujejo še stoječe hiše v ZDA iz devetnajstega stoletja.

Ob visoki prisotnosti vlage se v dveh do treh tednih lahko v slami razvije gnitje, ki poleg nevarnosti ogrožanja zdravja razvije encime, ki razbijajo strukturo celuloze. Nivo vlage, ki je potreben za takšen razvoj, je 25 % - 30 % vlažnosti suhe teže (ali relativne vlažnosti od 70 do 80 %), strokovnjaki pa predlagajo, da je vlažnost v balah pod 20 %. Te ugotovitve narekujejo veliko pozornost pri načrtovanju in dobro izvedbo del, da bi se izognili visoki vlažnosti v balah bodisi zaradi talne vode bodisi zaradi dežja ali kondenzacije vlage.

Vlažnost bal vpliva tudi na toplotno izolativne lastnosti. Optimalno območje za visoko toplotno izolativnost organskih materialov je med 8 in 14 % vlažnosti suhe teže materiala.

Zaradi zgoraj omenjenih dejstev je potrebno veliko pozornosti pri gradnji iz bal slame v vlažnih klimatskih pogojih nameniti prav ohranjanju nizke vlažnosti v balah slame. Pomembna je izvedba temeljev, ki so praviloma visoki in kjer zgornji rob sega nad nivo terena, tako da dobimo prezračevana tla. Velikokrat se uporabljajo tudi točkovni temelji, na katere se obtežba prenaša preko kratkih stebrov (Slika 5.1). Tako se izognemo nevarnostim talne vode in dežja, ki se od tal odbija v steno. Dodatno moramo prvo vrsto bal položiti na temelj preko hidroizolacije, gramoznega nasutja ali distančnikov in nikakor ne direktno nanj. Poskrbeti moramo za ločenost zunanjega sloja preko temelja in ometa fasade.

Zelo važna je vgradnja suhih bal in vzdrževanje nivoja vlažnosti med gradnjo. Ta težava je pospešila razvoj novih načinov gradnje, kjer pred izdelavo zunanjih sten postavimo streho (glej poglavje 4.3, Slika 3.6) in izdelavo montažnih panelov, ki jih na gradbišču v suhem obdobju le sestavimo v objekt (Slika 4.3). Pozornost je potrebna tudi ob cevovodih, da jih izvedemo tako, da se izognemo oddajanju kondenza v bale.

»Canadian mortgage and housing company« je naročila raziskavo o vsebnosti vlage v tleh in stenah iz slame. Raziskava je vsebovala razvoj opreme za preglede ter analizo vsebnosti vlage v starejših in novejših hišah iz bal slame. Pri raziskavi sten iz zidanih bal leta 1997 v državi Quebec, so se pokazali slabi rezultati. Od dvanajstih hiš sta le dve imeli mejne vrednosti vlage

v stenah, vse druge pa so te vrednosti presegle, zato je slama v njih že gnila. Ta ugotovitev je načeloma ustavila gradnjo sten iz zidanih bal.

Preizkuse so nadaljevali na hišah, zgrajenih po »Nebraska« načinu. Raziskava je potekala na devetih objektih, ki so bili zgrajeni na podnebnem območju z milimi in zmernimi količinami padavin. Šest objektov je dobilo pozitivne ocene. Dva sta kazala znake povišane vlažnosti na določenih predelih, vendar so to dejstvo razlagali z napakami v detajlih. Tretji vprašljiv objekt z zahodne obale Kanade je kazal presežene vrednosti vlage v severni steni. Raziskava je pokazala, da v takšnem podnebjju ni potrebna dodatna parozaporna plast, vendar le ob kvalitetno izvedenih detajlih, ki onemogočajo neposreden dostop vode do bal.

Avstrijski raziskovalci za vlažnejše klimatske pogoje, podobne kot jih imamo v Sloveniji, predlagajo lahko parno oviro ($S_d = 6-7m$) na notranji strani zidu. Omet iz ilovice s svojimi pozitivnimi lastnostmi (velika vpojnost) znižuje vrhove nivoja vlažnosti v balah in sušenje porazdeli enakomerneje na daljši čas. Ugotavljajo, da sistemi sten iz bal slame ob skrbnem načrtovanju in pravilni izvedbi nimajo težav zaradi difuzije vlage in kondenzacije. Imajo tudi visok potencial sušenja, tako da se odvečne vlage hitro znebijo (stena diha). Zaradi te lastnosti se tudi odsvetuje uporaba cementnega ometa, ki je relativno slabo vlagopropusten, razen na mestih odboja padavin – cokel.

[Viri: Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft.; Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.; **Ime** 2001. Straw bale moisture monitoring report.; www.strawbuilding.org; www.greenhouse.gov.au]

5.2. Glodalci in drugi nepridipravi

Material, iz katerega je sestavljena slama - celuloza - je prebavljiv samo za nekaj vrst termitov, pa še ti preferirajo les. Drugih hranilnih snovi, ki jih najdemo npr. v senu in bi le ti privlačile v steno iz bal ali majhne živali ali insekte, v slami ni. Tako so stene iz bal slame lahko glodalcem le zavetje, enako kot drugi montažni objekti ali betonske konstrukcije.

Nevarnosti ponujanja zavetja majhnim živalim pa se izognemo s skrbno izvedbo. Konstrukcijski sistemi morajo biti povsod zaprti oz. povsem brez odprtin. Med gradnjo je treba zračne žepke popolnoma zapolniti s slamo. Pri leseni montažni konstrukciji bi se ob vdoru miši le-te verjetno tam tudi naselile, v stenah iz bal pa imajo ob skrbni izvedbi zelo malo prostora za bivanje. Slama jih torej privlači le kot življenjski prostor in ne kot vir prehrane. Ometana stena pa je za miši enaka prepreka kot betonska ali kakšna drugačna stena [Viri: www.strawbuilding.org; Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft.; Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.].

5.3. Kvaliteta bivanja

Stene iz bal delujejo kot naravni regulator vlage. Hranjenje presežne vlage v notranjosti oz. transport vlage ali v notranjost ali pa navzven povzroča, da se klima v prostoru vedno vzdržuje v udobnem območju - razmerje med sobno vlažnostjo in površinsko temperaturo povzroča ugodno počutje.

Naslednji pomemben faktor za doseganje udobnosti bivanja je razlika med sobno in površinsko temperaturo. Razlika ne sme biti večja od treh stopinj. Hladne stene in okna znižujejo udobje bivanja. Temperatura sten iz bal slame se zaradi njihove visoke toplotne izolativnosti vedno nahaja v bližini temperature prostora, ki jo stena vzdržuje in s tem dviguje kvaliteto bivanja [Vir: Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House.].

Slama, posebej tista organsko pridelana, je naraven in nenevaren material. V kombinaciji z naravnimi zaključnimi sloji ne oddaja nevarnih strupenih snovi, kar pa oddaja veliko modernih gradbenih izdelkov. Ker je slama material, ki diha, je zrak v prostoru stalno svež [Vir: Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.].

5.4. Cena gradnje z balami slame

Obstaja veliko izračunov iz različnih držav in obdobj, ki dokazujejo ugodnost gradnje z balami slame. Vsi izračuni potrjujejo ugotovitve o cenovni ugodnosti uporabe "odpadnega" materiala za toplotno izolacijo, kar velja tako za stroške gradnje kakor tudi za stroške obratovanja zaradi nizkega U-faktorja konstrukcijskih sistemov. Potrebno je vedeti, da so primerjave stroškov gradenj z različnimi materiali različne v posameznih državah in odvisne od trenutnih cen na trgu različnih surovin, stanja gospodarstva ter zahtev za pridobitev gradbenega dovoljenja. Kot primer ocene gradnje navajamo dva izračuna iz različnih držav.

V Veliki Britaniji je skupina Amazon Nails, ki se ukvarja s svetovanjem in izvedbo hiš iz bal slame, leta 2001 primerjala cene izvedbe zunanjih sten konvencionalne britanske hiše iz betonskih blokov in opečnih zidakov ter sten iz bal slame. Za model so si izbrali trisobno enoetažno hišo s površino zunanjih sten 154 m². Za takšno površino sten je potrebnih 400 bal slame, ki imajo ceno z dostavo vred 600 £. Material za konkurenčno steno iz blokov, zidakov in malte pa stane 10,259 £. Prihranek samo za material zunanjih sten torej znaša 9,659 £. Hkrati je delo pri zidani gradnji zahtevnejše in zato tudi dražje, sploh če je pri gradnji s slamo prisotna tudi lastna iniciativa naročnikov. Gradnja sten iz bal slame je namreč zelo preprosta in zahteva le izkušenega vodjo. Ta izračun je upošteval samonosilno »Nebraska« gradnjo. Gradnja sten iz lesenih okvirjev je dražja. Zavedati se je tudi potrebno, da stroški sten predstavljajo le okoli 15 % končnega stroška gradnje. Ob želji kvalitetne gradnje pa ceno sten dvignejo naravni ometi iz ilovice in kvalitetna izvedba detajlov s strani izkušenih graditeljev. Tako naj bi dejanska cena gradnje hiše iz bal prihranila le malo denarja v primerjavi s konvencionalno gradnjo [Viri: Jones, B., 2001; Bibby, A., 2005].

Na spletnih straneh ameriškega ministrstva za energijo (U.S. Department of Energy) v dokumentu, ki promovira gradnjo objektov iz bal slame, prikazujejo izračun iz konference o gradnji iz bal (Plastered Straw Bale Conference, "Roots and Revival," Arthur Nebraska, September, 1993). Izračun primerja ameriško konvencionalno gradnjo z gradnjo iz bal slame s pomočjo pogodbenega izvajalca in samogradnjo iz bal slame. Konvencionalna gradnja primerljive hiše znaša \$82.500, gradnja iz bal s pomočjo izvajalca \$78.375, gradnja iz bal,

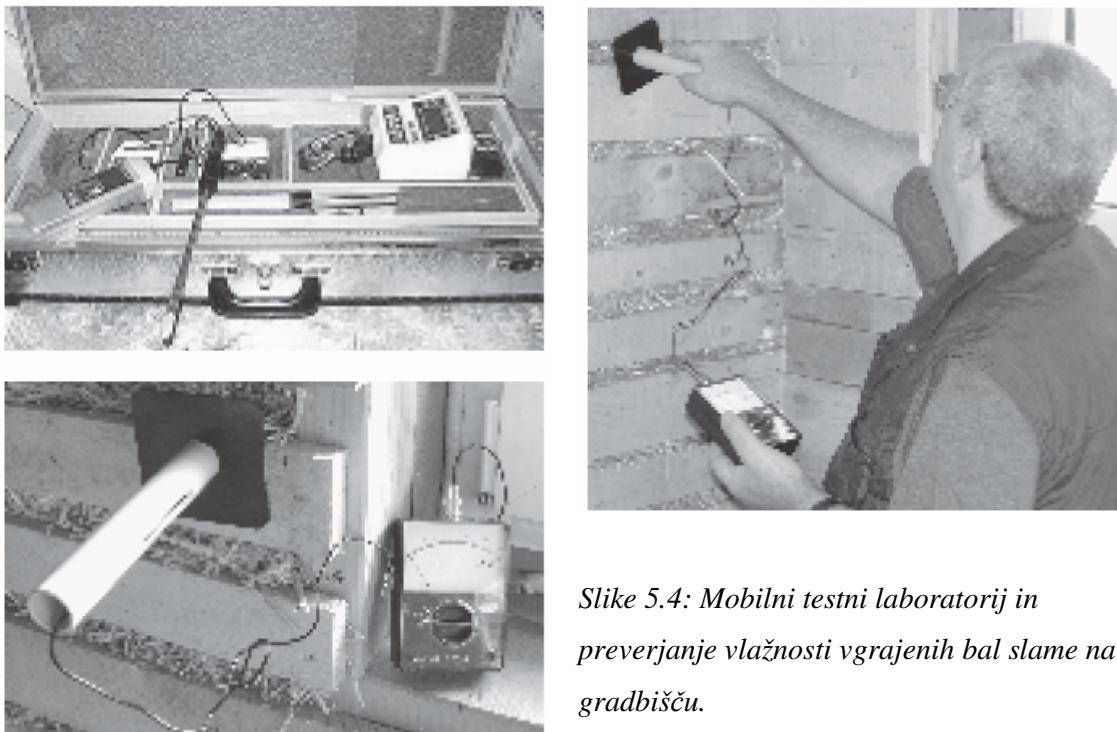
kjer lastniki zgradijo stene, zaključne sloje in streho, pa približno \$40.000. Tudi tu opazimo majhne razlike v ceni gradnje s pomočjo usposobljenih izvajalcev. Vendar je pri oceni stroškov skozi uporabno obdobje objekta treba upoštevati tudi pozitivne lastnosti visoke toplotne izolativnosti bal slame. Avtorji izračuna poudarjajo za polovico manjšo porabo energije za ogrevanje in hlajenje v hiši, ki je zgrajena iz bal slame. Tako v uporabni dobi 100 let, zgoraj omenjeni hiši iz bal slame v primerjavi s konvencionalno hišo prihranita \$60,000 pri stroških ogrevanja in hlajenja [Vir: <http://www.eere.energy.gov>, 2006].

Strokovne raziskave in izvajalci ugotavljajo, da z gradnjo z balami slame, na podlagi manjših stroškov za material in z enakim sredstvi dosežemo višji gradbeni standard in s tem zmanjšamo stroške obratovanja [Vir: Wimmer, R. 2002.].

5.5. Ocenjevanje ustreznosti in standardizacija

Medtem ko veliko gradbenikov in arhitektov razvija načine gradnje z balami slame in jih dokazuje z uspešnimi projekti, ostaja največji problem prepričevanje konzervativnih institucij, ki financirajo, odobravajo in zavarujejo zgradbe, da sprejmejo tak način gradnje. Problem predstavlja predvsem način preverjanja ustreznosti materiala po določenih zahtevah oz. standardih. Velja namreč mnenje, da za bale slame, kot gradbeni material, proizvodnja linija ne bo nikoli obstajala. Zato ta način inovativne gradnje, kljub temu, da ni nov, zahteva bolj fleksibilno določanje ustreznosti vgrajenih materialov in s tem tudi drugačen pristop odgovornih na tem področju.

V Avstriji so v ta namen razvili mobilni testni laboratorij (Slike 5.4), ki v priložnem kovčku vsebuje vse potrebne teste za kontrolo ustreznosti vgrajenih bal (oblika in velikost, teža, gostota, vlažnost, čistost oz. prisotnost zrn in drugih rastlin, homogenost, prisotnost plesni, usmerjenost stebel in drugo). Na ta način na gradbišču ugotovijo ustreznost vgrajenega materiala glede na določene zahteve [Viri: Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House.; Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building.; Swentzell Steen, A. 1994. The straw bale house.].



Slike 5.4: Mobilni testni laboratorij in preverjanje vlažnosti vgrajenih bal slame na gradbišču.

V ZDA imajo v nekaterih državah že sprejete standarde za gradnjo objektov iz bal slame na način »Nebraska« ali z uporabo okvirne nosilne konstrukcije. Standardi so sprejeti v državah Kolorado in Teksas, v Kaliforniji pa so sprejete smernice za takšno gradnjo (predstandard). Kalifornija je potresno ogroženo območje, na katerem že dovoljujejo tudi gradnjo samonosilnih sten iz bal riževe slame. Standardi vsebujejo zahteve glede lastnosti vgrajenega materiala, napotke za izvedbo detajlov, karakteristike bal slame za izračun nosilnosti, maksimalne dimenzije objektov, način izvedbe hidroinštalacij in elektroinštalacij. Zahteve izhajajo iz ugotovitev, ki so večinoma omenjene v diplomskem delu in opredeljujejo mejne vrednosti zahtev [Viri: Austin, Boulder, California straw bale Codes].

6. PREIZKUS STRIŽNE NOSILNOSTI STENSKEGA PANELA

V okviru diplomskega dela smo eksperimentalno raziskali strižno nosilnost prefabriciranega stenskega elementa, kjer vertikalno nosilnost zagotavlja lesena okvirna konstrukcija, horizontalno nosilnost pa bale slame in lesena konstrukcija. Bale slame so nameščene in uporabljene kot polnilo v leseni okvirni konstrukciji, a hkrati sodelujejo pri prevzemu vodoravne obtežbe. Zaradi upoštevanja pozitivnih lastnosti bal pri strižni nosilnosti stene, to konstrukcijo uvrščamo med hibridne načine gradnje z balami slame.

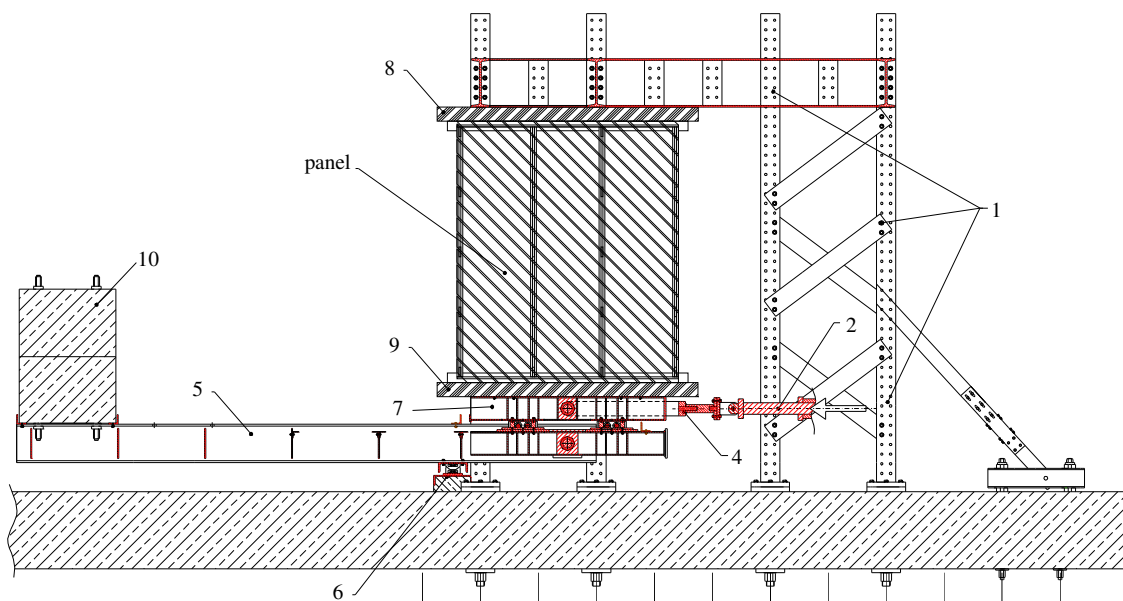
6.1. Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti

Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti zidov (Slika 6.1) je bila izdelana leta 1999 in je z leti uporabe ter izkušnjami doživela mnogo izboljšav. Izdelana je tako, da lahko preizkušanec obremenimo s poljubno kombinacijo konstantne navpične in spremenljive vodoravne obtežbe. Preizkuševalna naprava naj bi bila čim bolj toga glede na pričakovani odziv preiskovanega stenskega elementa. Vendar so zaradi racionalne izvedbe naprave prisotne določene vodoravne deformacije, ki jih izločimo z ustrežno postavitvijo merskih instrumentov. Ti inštrumenti merijo relativne deformacije preizkušanca glede na njegovo mesto vpetja v napravo. S tem izločimo vpliv deformacij preizkuševalne naprave na odziv preizkušanca.

Največja navpična obtežba, za katero je naprava projektirana, je 500 kN. Obtežbo v stenski element vnesemo preko jeklenih nosilcev vzvoda s pomočjo balasta v obliki betonskih kock. Vodoravna obtežba se vnaša preko bata in jeklenih vilic na voziček, na katerega je pritrjen spodnji rob stenskega elementa. Preizkušanec v napravi je narobe obrnjena konzola, ki je na zgornjem robu preko improviziranega temelja sidran v jekleno konstrukcijo, s spodnjim robom pa leži na vozičku, ki ima vgrajen sistem ležajev, kar preizkušancu omogoča prost zasuk.

Preizkuševalna naprava na Sliki 6.1 je sestavljena iz več sklopov:

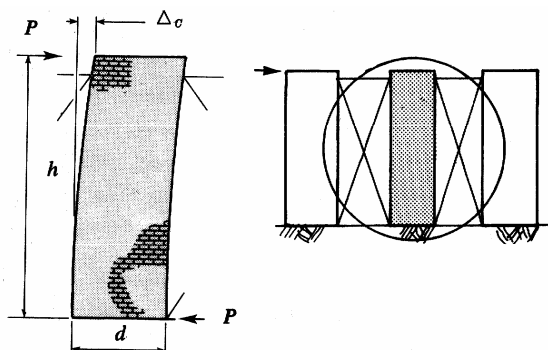
1. jeklena okvirna konstrukcija,
2. servo-hidravlični bat za vnos vodoravne sile,
3. krmilno-kontrolne enota,
4. sistem elementov za prenos vodoravne sile,
5. vzvod naprave,
6. členkasti mehanizem,
7. voziček naprave,
8. lesen nosilec (temelj stenskega elementa)
9. lesen nosilec (strešna plošča) in
10. balast.



*Slika 6.1: Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov
z vstavljenim panelom dolžine 229 cm iz bal slame.*

Izkušnje kažejo, da se manj togi in ožji stenski elementi pri prevzemu vodoravne obtežbe deformirajo konzolno. Navpična obtežba in togost stropne konstrukcije ne moreta v celoti preprečiti zasuka stenskega elementa na zgornjem robu. Tako je pri strižni preiskavi potrebno

zagotoviti, da se lahko navpično obtežen stenski element pri vsiljenem vodoravnem pomiku deformira oz. zasučje na zgornjem robu (Slika 6.2).



Slika 6.2: Prikaz konzolne deformacije stenskega elementa.

Dvosmerni servo-hidravlični bat Instron kapacitete 250kN krmili sistem ROELL/Amsler, ki omogoča vnos poljubne sile s poljubno hitrostjo, obtežba pa je lahko vodena ali preko sile ali preko deformacije oziroma pomika stene na določenem merskem mestu. Večinoma zaradi varnosti izvedbe preiskave vodimo pomike oziroma deformacije preizkušanca.

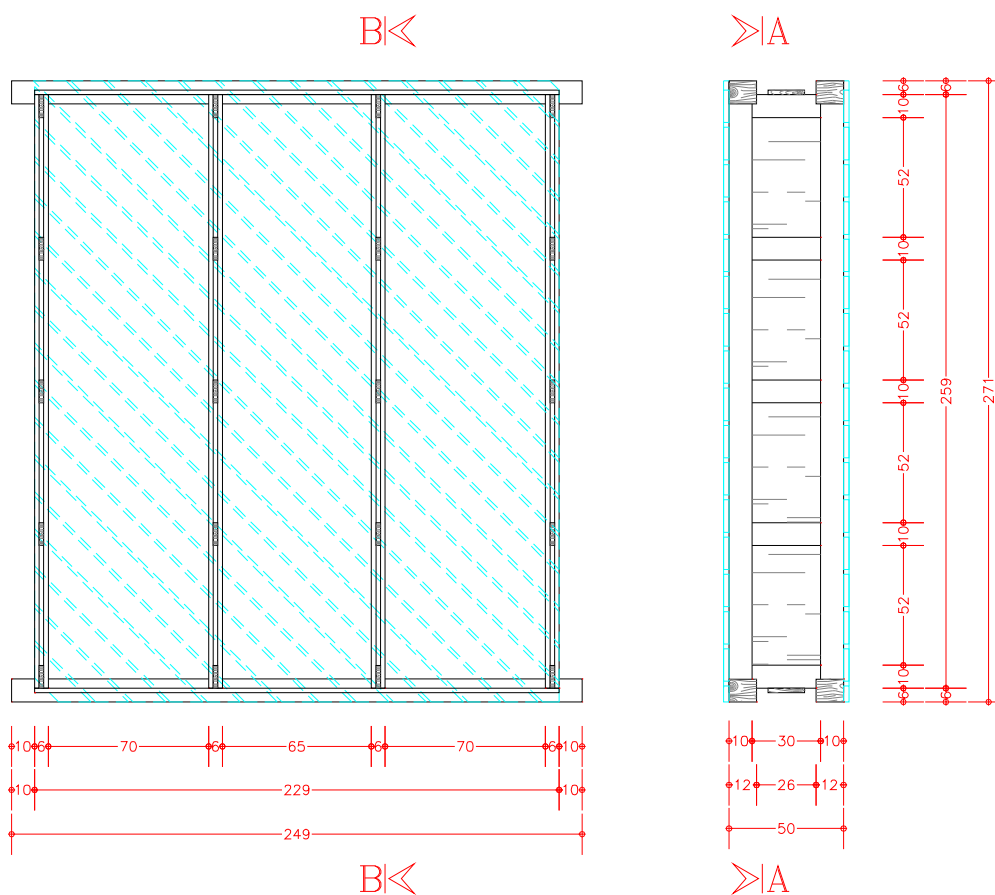
Pred izvedbo preiskave in vstavitvijo preizkušanca v napravo je bilo potrebno namestiti v napravo zelo široka nosilca zaradi velike širine samega stenskega elementa, ki improvizirata temelj in stropno ploščo.

6.2. Sestava stenskega preizkušanca

Eksperimentalno preiskani stenski element je visok 2,71 m in dolg 2,49 m. Razdeljen je na tri vertikalne prekate, eden je širine 65 cm in druga dva pa 70 cm. V teh prekatih so horizontalno naložene bale. Stabilnost elementa zagotavljajo štirje sestavljeni stebri (lesene lestve). Lestve so lepljene in zbite iz desk, dimenzij $b/h = 10/2$ cm. Vertikalni stebri, sestavljeni in lepljeni iz treh desk, so skupne dimenzije $b/d = 10/6$ cm in so med seboj povezani z deskami $b/h = 2/10$ cm na vsakih 62 cm višine. Na zgornjih in spodnjih vodoravnih robovih imam stena lesene

nosilce $b/h = 12/10$ cm. Na zunanji strani je stenski element obdan z diagonalno zabitimimi deskami povprečnih dimenzij $b/h = 2,4/10$ cm (deske se namreč v dimenzijah razlikujejo).

Izvedli smo dve preiskavi na istem preizkušancu. V prvem smo preizkusili stenski element brez odprtine – le ta je bila po predhodni izvedbi ustrezno zapolnjena s slamo in prebita z deskami. V drugem preizkusu pa je imel preizkušanec okensko odprtino v srednjem prekatu. Odprtina je bila višine 60 cm in širine 130 cm. Odprtina je bila postavljena tako, da je potekala preko dveh prekatov preizkusnega panela. Pred drugim preizkušanjem smo preizkušanec pregledali in prežebljali lesene diagonalne deske. Z opazovanjem razlik v preizkusih smo ocenili vpliv odprtine na strižno togost lesenega panela, ki je bil napolnjen s slamo.



Slika 6.3: Skica preizkušnega panela.

Zaradi specifičnosti preizkuševalne naprave so stenski elementi med preiskavo narobe obrnjeni glede na dejansko stanje v naravi. Preizkušanec je bil med preiskavo zgoraj pritrjen na leseni nosilec, ki je predstavljal temelj, spodaj pa je nalegal na voziček, ko mu je omogočal konzolno vpetost oziroma prosto rotacijo na spodnjem robu. Vodoravna in navpična obtežba se je v preizkušanec vnašala preko vozička.

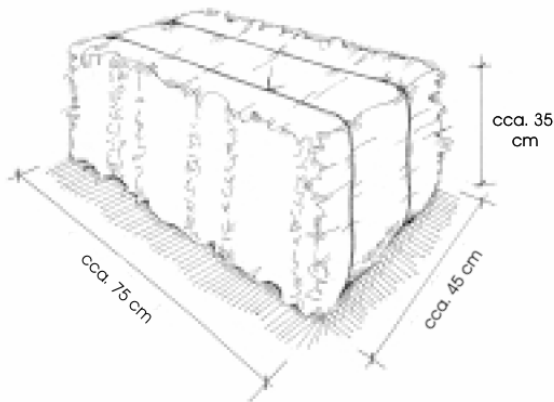


Slika 6.4: Preizkušanec v napravi za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov.

6.3. Uporabljeni materiali in vezna sredstva

Pri izdelavi preizkušanca je bil uporabljen les smreke II. klase. Bale slame so bile iz pšenične slame dimenzij 75x45x35 cm. Bale so bile med seboj nepovezane. Na mestih, kjer so bile

prevelike, so bile mehansko porezane. Vse nastale odprtine in luknje so bile naknadno zapolnjene s slamo.



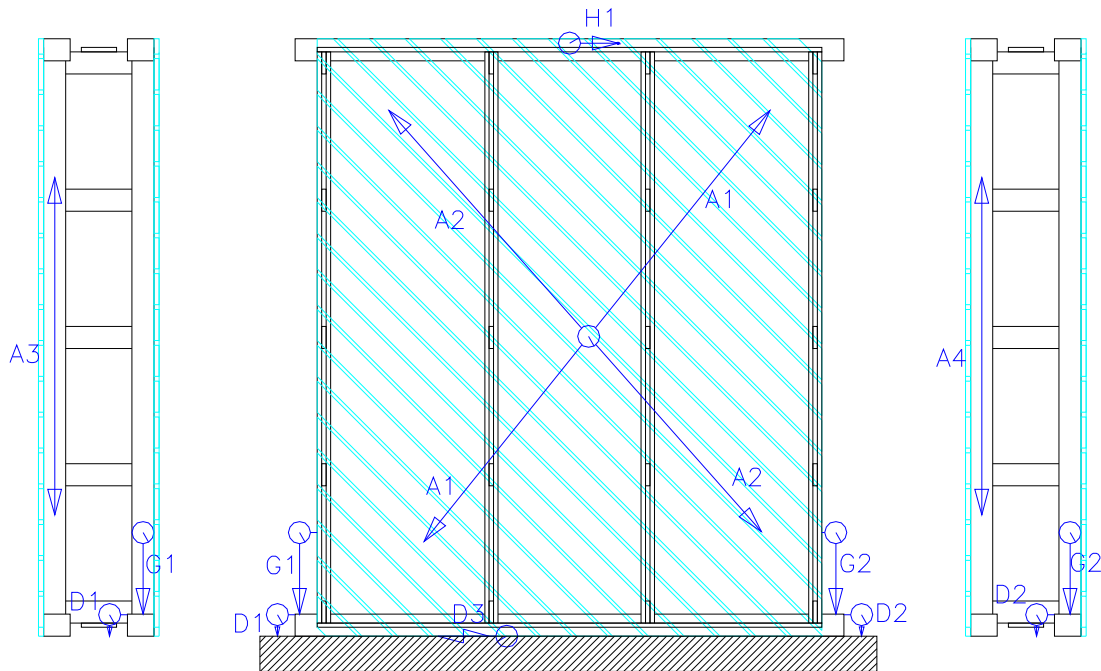
Slika 6.5: Uporabljena bala slame pri izdelavi preizkušanca.

Za povezavo lesenih elementov okvirja stene so bili uporabljeni vroče cinkani tesarski žebliji dimenzije $d/l = 2,8/60$ mm. Diagonalne deske so bile zabite s po dvema žebliema na vsak steber, ki ga deska prečka oz. na horizontalni nosilec spodaj ali vrhu stene. Sestavljeni stebri so bili enako povezani z žebliji dimenzije $d/l = 2,8/60$ mm. Stenski element je bil med preiskavo preko vodoravnih lesenih nosilcev na temelj pritrjen z vijaki M16, ki so nepomično povezovali robove stene s konstrukcijo naprave. Znotraj zunanjih stebrov pa je bil dovolj tog stik med temeljem in preizkušancem zagotovljen z lesnimi vijaki dimenzije $d/l = 8/300$, ki smo jih namestili na dveh mestih z vsake strani preizkušanca.

6.4. Merilni inštrumenti in merska mesta

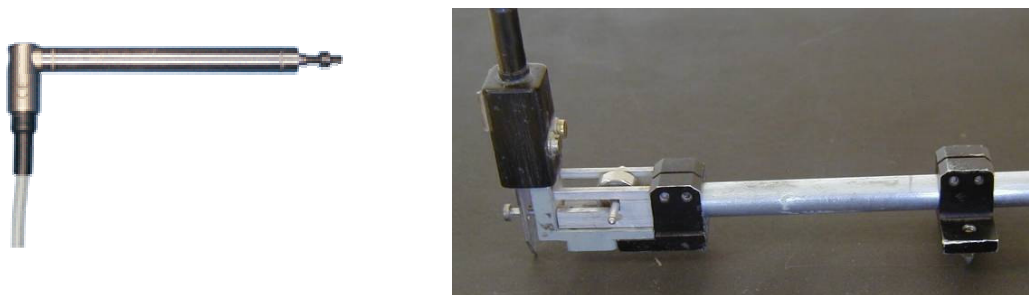
Merilni inštrumenti so postavljeni tako, da nam rezultati prikažejo celovito obnašanje panela med preiskavo. V ta namen smo uporabili 10 induktivnih merilnikov. Na preizkušancu so bili postavljeni kot kaže Slika 6.6. Pri merjenju deformacij diagonal, zdrsa na temelju, dvigovanja robov panela, premikov v spoju stebra ter dejanskega vodoravnega pomika panela smo uporabili linearne diferenčne pretvornike (LVDT). Ti merilni inštrumenti beležijo pomike s pomočjo merjenja spremembe reluktance dveh sekundarnih magnetnih krogov. Če je primarni

magnetni krog priključen na izmenični tok, se na koncih sekundarnih navitij ustvarita napetosti, ki sta enaki, kadar je jedro v centralnem položaju in različni, kadar se jedro premakne iz centralnega položaja. Obstajajo v različnih izvedbah, odvisno od območja in natančnosti meritev. Na primer z instrumentom WA 50 proizvajalca HBM, smo merili območje pomikov do 50 mm z natančnostjo $\pm 0,1 \%$.



Slika 6.6: Postavitev merilnih instrumentov na preizkušanjem panelu.

Za merjenje navpičnih deformacij zunanjih stebrov smo uporabili deformetra. Deformetri so tipala raztezkov. Raztezek ($\varepsilon = \Delta l/l_0$) merijo preko sprememb dolžine (Δl) na bazni merilni dožini (l_0). Deformeter ima pomično in nepomično nožico, ki sta pritrjeni na ohišje. Nepomično nožico lahko pred preiskavo poljubno premaknemo in jo nato pritrdimo z vijakom. Tako dolžino baze nastavimo kot nam najbolj ustreza pri preiskavi. Pomična nožica je vzmet, na katero sta prilepljena dva merilna trakova. Ko se razdalja med nožicama spremeni, se vzmet deformira. To deformacijo registriramo z merilno napravo.



Slika 6.7: Merilna inštrumenta LVTD (levo) in deformeter (desno).

Sistem za zajemanje podatkov nam omogoča, da analogni električni signal, ki nam ga dajejo razni merilni instrumenti, pretvorimo v digitalnega, tega pa obdelujemo z računalnikom. Spider 8 je osem-kanalni pretvornik, lahko pa ga modulno gradimo do največ 64 kanalov, ki imajo hitrost zajema do 9600 podatkov na sekundo za vsako mersko mesto.

S pomočjo merilca H1 smo vodili celotno preiskavo, saj ponazarja etažni pomik zaradi vsiljene vodoravne obtežbe. Bil je pritrjen na fiksno točko na ogrodju naprave. S pomočjo meritev tega inštrumenta, ki meri vodoravni pomik stene, lahko v nadaljevanju opazujemo odziv stene na horizontalno obtežbo in izračunamo strižno nosilnost preiskovanega stenskega elementa.

Preglednica 6.1: Oznake merilnih inštrumentov.

Merilni inštrument	Namen	Tip merilnega inštrumenta	na dolžini [cm]
A1	deformacije diagonale	LDTV	250,7
A2	deformacije diagonale	LDTV	255
A3	deformacije robnega stebra	deformeter	153
A4	deformacije robnega stebra	deformeter	153
H1	dejanski pomik vrha preizkušanca	LDTV	/
D3	kontrola zdrsov stika temelj - panel	LDTV	/
D1	dvig roba preizkušanca	LDTV	/
D2	dvig roba preizkušanca	LDTV	/
G1	pomik v stiku steber nosilec	LDTV	37
G2	pomik v stiku steber nosilec	LDTV	37

Navpično obremenitev stene smo pred preiskavo izmerili z dinamometrom, ki deluje na principu spremembe električnega toka pri deformaciji piezoelektričnega kristala v notranjosti naprave.

Inštrument D3 je meril morebitni zdrs med stenskim panelom in temeljem. Ker nas zanima le strižna nosilnost preiskovanca, smo poizkušali pritrditi panel čim bolj nepomično na temelj. Diagonali A1 in A2 sta merili skrčke in raztezke panela v diagonalnih smereh. Iz teh meritev lahko dobimo deformacijsko obliko panela (konzolna, strižna ali kombinirana). Vertikali A3 in A4 sta merili vzdolžne deformacije zunanjih stebrov. Inštrumenta G1 in G2 sta merila premike v stiku stebrov s horizontalnima nosilcema. Inštrumenta D1 in D2 pa sta merila dvig roba preizkušanca od temelja.

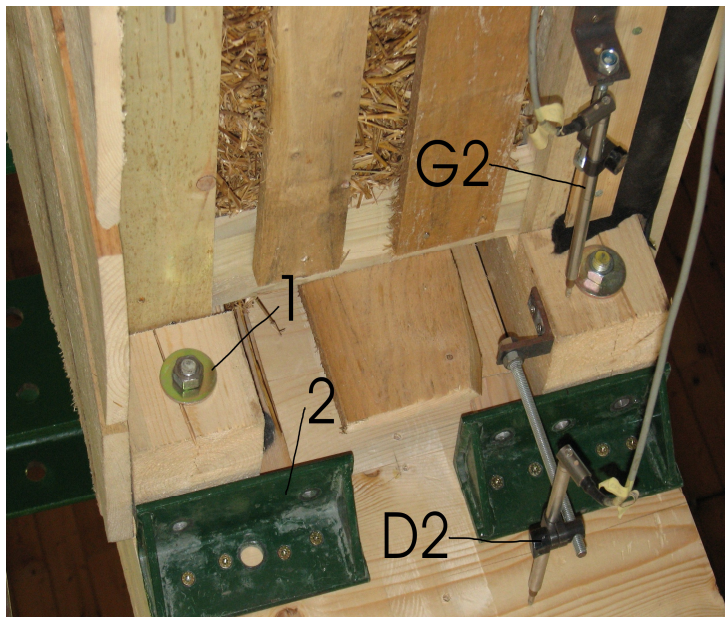
Pri drugem preizkusu na stenskem elementu z oknom smo uporabili iste merilne inštrumente na istih mestih.

6.5. Opis strižne preiskave stenskega panela

Preizkus je potekal v kontroliranem okolju konstrukcijsko-promentega laboratorija FGG v okviru Katedre za preskušanje materialov in konstrukcij. Uporabljena je bila naprava, ki je bila izdelana v okviru KPMK za preizkušanje strižne nosilnosti sten - opisana v točki 6.1.

Na robovih so bili vodoravni nosilci in lesen temelj prevrtani ter z matico in podložko močno povezani s prednapeto jekleno palico in pritrjeni na konstrukcijo naprave. (Slika 6.7, sklop 1). Zdrs panela so dodatno omejevali jekleni kotniki (sklop 2), ki so bili pritrjeni na temelj na obeh koncih panela.

V času preizkusa polnega panela je bila temperatura v prostoru 21°C , relativna vlažnost pa je bila 30%. Pri preizkusu panela z oknom pa je temperatura znašala $23,7^{\circ}\text{C}$, relativna vlažnost pa 21%.



Slika 6.8: Stik roba panela s temeljem.

Preizkuševalna naprava omogoča neodvisen nanos vertikalne in horizontalne obtežbe. Z vertikalno obtežbo obtežimo preizkušanec zato, da bi nadomestili vpliv stalne in spremenljive obtežbe zgornjega dela objekta nad obravnavanim panelom. Pri tem je zagotovljen takšen način vnosa obtežbe, da ne ovira preizkušanca pri pomikih in rotaciji. Na daljšo ročico vzvoda (sklop 5) postavimo balast (sklop 10). Pozicijo in količino balasta določimo s pomočjo dinamometra tako, da se na preizkušanec prenese zelena navpična obtežba V .

V našem primeru smo uporabili naslednjo vrednost obtežbe:

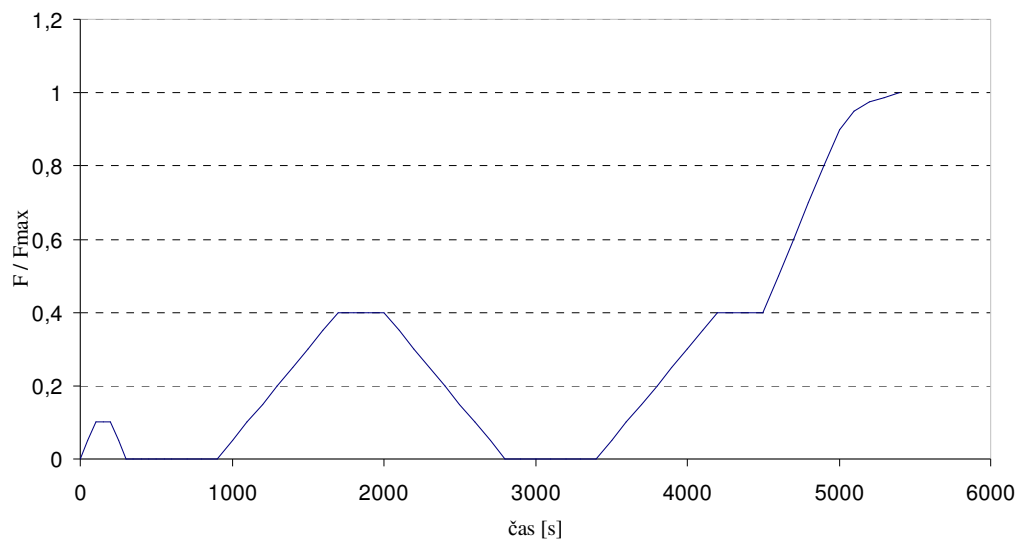
$$V = 34,4 \text{ kN ali } 15 \text{ kN/m}^2 \text{ ali } 2 \text{ etaži}$$

Horizontalno silo vnašamo v preizkušanec s servo-hidravličnim batom znamke Instron, ki je voden prek krmilno-kontrolne enote Spider 8. Hitrost zajema podatkov za vsako mersko mesto je 9600 odčitkov na sekundo. Servo-hidravlični bat omogoča vsiljevanje vodoravne obtežbe do $\pm 250 \text{ kN}$, vodimo pa lahko tako velikost sile kakor tudi velikost vsiljevanih pomikov. Pri preiskavah, kjer je možna porušitev preizkušanca, zaradi varnosti nivo sile vedno vodimo preko pomikov. Preko kontrolno-krmilne enote Roell-Amsler poleg velikosti obtežbe vodimo tudi hitrost povečevanja obtežbe. Servo-hidravlični bat deluje preko

kardanskega zgloba in jeklenih vilic na voziček, na katerega je pritrjen preizkušanelec. Voziček, opremljen s sistemom ležajev, se premika v smeri vsiljevane vodoravne sile po spodnjem nosilcu, ki pa se pri sprostitvi členkastega mehanizma v primeru konzolne preiskave stenskega elementa lahko tudi zasuče.

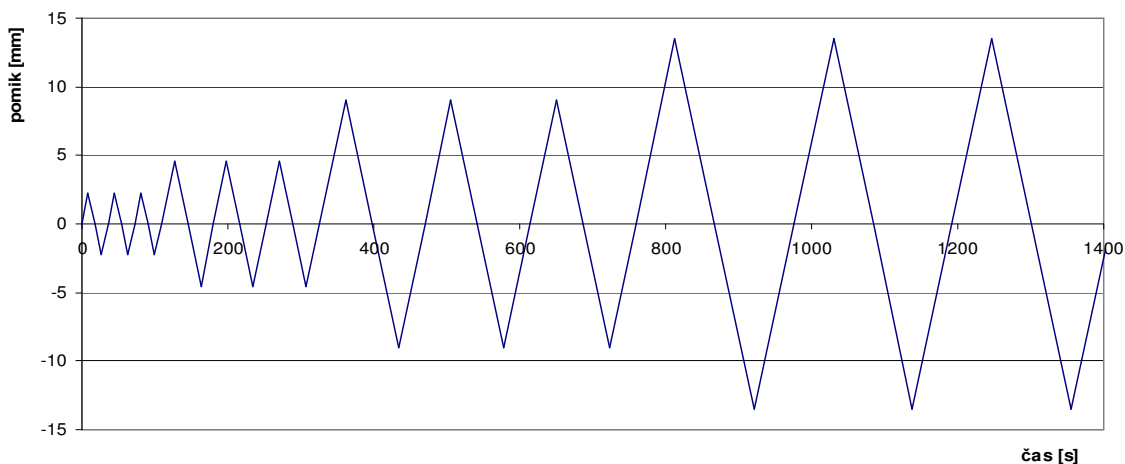
Glede na način nanašanja vodoravne obtežbe, s katero obremenjujemo preizkušanelec, ločimo statične, dinamične in kvazi-statične ciklične preiskave. Izvedba dinamičnih preiskav zahteva zelo drago opremo, zato se je kot alternativa uveljavil tip preiskav, kjer obtežbi izmenično spreminjamo smer delovanja. Takim preiskavam pravimo kvazi-dinamične ali kvazi-statične preiskave. Monotone preiskave izvedemo do porušitve s postopnim povečevanjem obtežbe, ki je lahko bodisi monotono naraščajoča ali z vmesnimi fazami razbremenitve (npr. po EN 594). V nadaljevanju predstavljam primer monotonega in cikličnega kvazi-statičnega nanosa obtežbe.

V evropskem standardu **SIST EN 594** je natančno predpisan protokol nanosa obtežbe. Horizontalno obremenjevanje je predpisano s tremi cikli. Prvi cikel je stabilizacijski, drugi je togostni in tretji trdnostni. Nanos obremenitve se vodi v prvih dveh ciklih po sili in v tretjem trdnostnem ciklu, v katerem nastopi tudi porušitev, po pomiku.



Slika 6.9: EN protokol nanosa obtežbe.

V prvem ciklu se prične obremenjevanje s hitrostjo 2 mm na minuto. Ko se doseže vrednost 10% maksimalne vodoravne sile, se ustavi obremenjevanje za 120 sekund. Sledi enakomerno razbremenjevanje. Pri vrednosti $F = 0$ nastopi 600 sekund dolga obnovitvena perioda. Namen je relaksacija in umiritev notranjih napetosti. Sledi togostni cikel. Hitrost nanosa obremenjevanja je enaka kot v prvem ciklu, do 40% največje vodoravne sile. Nivo se vzdržuje 300 sekund, nato sledi razbremenjevanje. Po 600 sekundah mirovanja sledi zadnji, trdnostni cikel. Obremenitev se nanaša do nivoja 40% maksimalne sile, nivo se vzdržuje 300 sekund, nato se preizkušanec obremeni s hitrostjo 2 mm/sek, vodijo se pomiki vse do maksimalne vodoravne sile.



Slika 6.10: Protokol cikličnega nanosa obtežbe.

Pri naši preiskavi stenskega elementa smo izvedli **ciklični nanos vodoravne obtežbe**. Ta protokol je največkrat uporabljen tudi na ostalih inštitutih po svetu, kjer zaradi območja visoke potresne ogroženosti, redno opravljajo preiskave strižne nosilnosti. Nanos horizontalne obtežbe je potrebno voditi v odvisnosti od pomika na vrhu preizkušenelega panela. Protokol cikličnega obremenjevanja praviloma določimo na podlagi pomika na meji elastičnosti, dobljenega z monotono preiskavo. V naši preiskavi smo amplitudne vrednosti določili kot delež višine preizkušanca ($h/1200$, $h/600$, $h/300$, $h/200$, ... do $h/30$). V območju ciklov, kjer so mejni pomiki manjši ali enaki $h/200 = 13,55$ mm, smo obtežbo nanašali s konstantno hitrostjo 0,25 mm/s (Slika 6.9). Kjer so amplitude večje, je bila hitrost obremenjevanja 0,5 mm/s. Preizkušanec smo pričeli obremenjevati v njegovi izhodiščni legi. Vsak cikel pri določeni

amplitudi pomika smo ponovili trikrat, nato nadaljevali z večjo amplitudo pomika prav tako s trikratno ponovitvijo. Preizkus se praviloma zaključi, ko pride do porušitve ali ko nosilnost preizkušanca začne upadati. V našem primeru smo preizkus zaključili zaradi maksimalnih pomikov, ki nam jih dovoljuje preizkuševalna naprava.

6.6. Interpretacija rezultatov strižne preiskave polnega panela

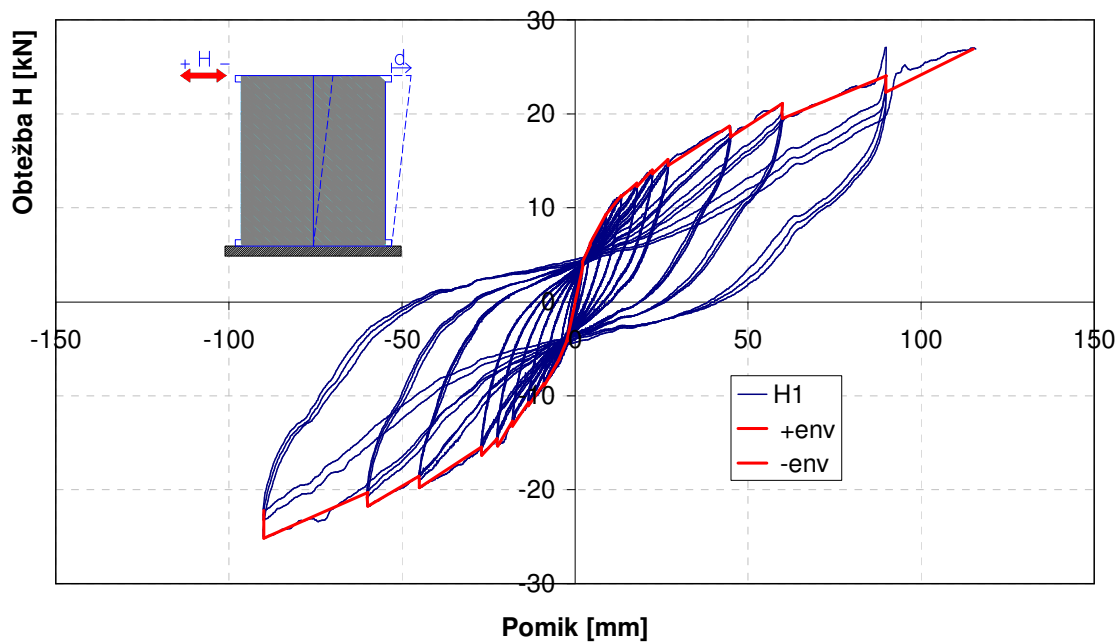
Iz meritev strižne preiskave polnega panela (brez okna), smo po izboljšanem CEN postopku, kot sta ga predlagala avtorja Yasumura in Kawai, interpretirali rezultate preiskave, da smo prišli do potrebnih karakteristik, ki smo jih v nadaljevanju uporabili za kontrolo potresne odpornosti enodružinske hiše, ki bo zgrajena v vasi Podgozd. Izboljšana CEN procedura je namenjena interpretaciji rezultatov ciklične preiskave montažnih sten, kjer nosilnost zagotavlja lesena okvirna konstrukcija.

Iz rezultatov pomikov na mestu H1 v odvisnosti od horizontalne obtežbe, lahko razberemo karakteristike strižne nosilnosti. Histerezne zanke obdamo z ovojnico, ki prikazuje odnos med horizontalno silo in pomikom.

Iz odziva (Slika 6.10) preizkušanca med raziskavo opazimo nenavaden vrh oz. velik prirastek sile pri majhnem prirastku pomikov. Nerealno obnašanje preizkušanca je posledica največjega pomika vozička, ki ga naprava dovoljuje. Preizkušanec je namreč zaradi velike podajnosti dosegel pomik, pri katerem se je voziček (Sklop 7) naslonil na del konstrukcije naprave, ki predstavlja blokado vzvoda. Zato smo morali končati s strižno preiskavo, čeprav preizkušancu še ni začela upadati nosilnost.

Da na meritev največje sile in pripadajočega pomika pri tej preiskavi ne bi vplival tudi neželeni fizični kontakt vozička naprave, smo kot največjo doseženo vrednosti sile pri preiskavi odčitali vrednost iz odziva pred tem nenavadnim prirastkom:

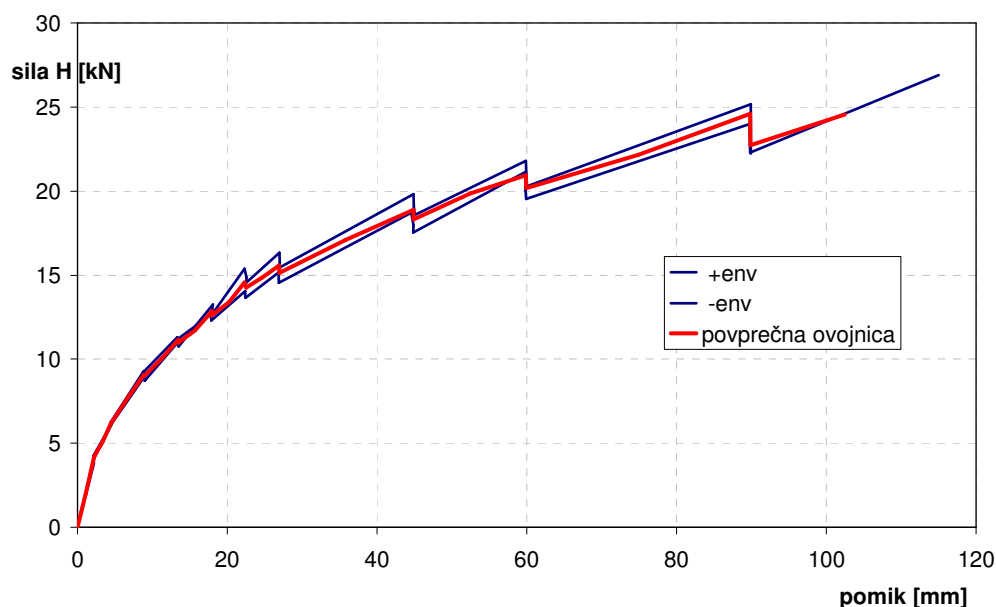
$$F_{\max} = 22,145 \text{ kN in } d_{F_{\max}} = 74,908 \text{ mm}$$



Slika 6.11: Histerezni odziv z ovojnica polnega panela.

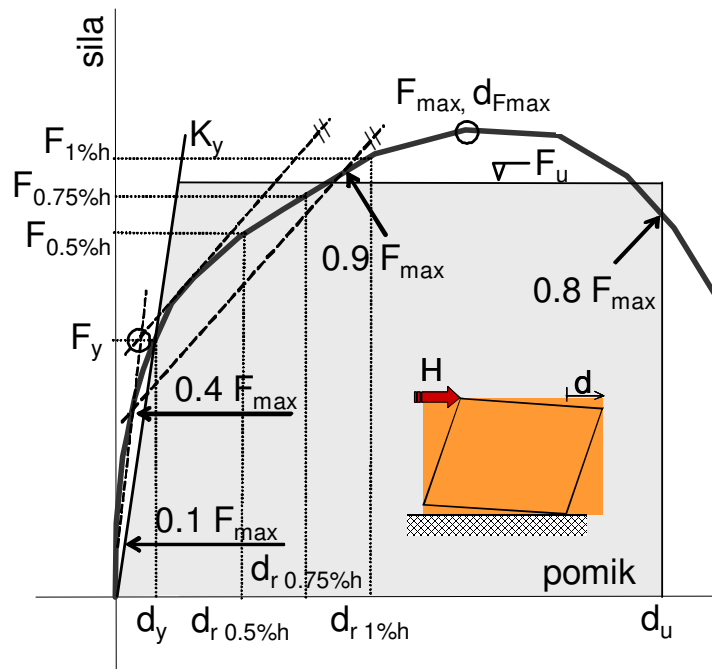
Iz histereznih zank odziva je razvidna pozitivna lastnost panela, ki se kaže v odprtosti oziroma širini histereznih zank. Z večkratno ponovitvijo obtežbe in večanjem deformacij stene, nosilnost in togost ne padata hitro. To pomeni, da se ob premikih panela disipira veliko energije (velika površina histereznih zank), kar je dobro v primeru potresa. Stena bi lahko v primeru potresa dispirala veliko energije.

Ovojnici pozitivnega in negativnega dela odziva iz slike 6.10 smo prekrili in opazil majhna odstopanja med njima (Slika 6.11). Razlog za to je simetričnost panela. Na osnovi tega smo določili povprečno ovojnico in jo zgladili. Iz te povprečne ovojnice smo s pomočjo navodil izboljšane CEN postopka ovrednotil trdnostne karakteristike in mejne vrednosti polne lesene okvirne stene z balami slame.

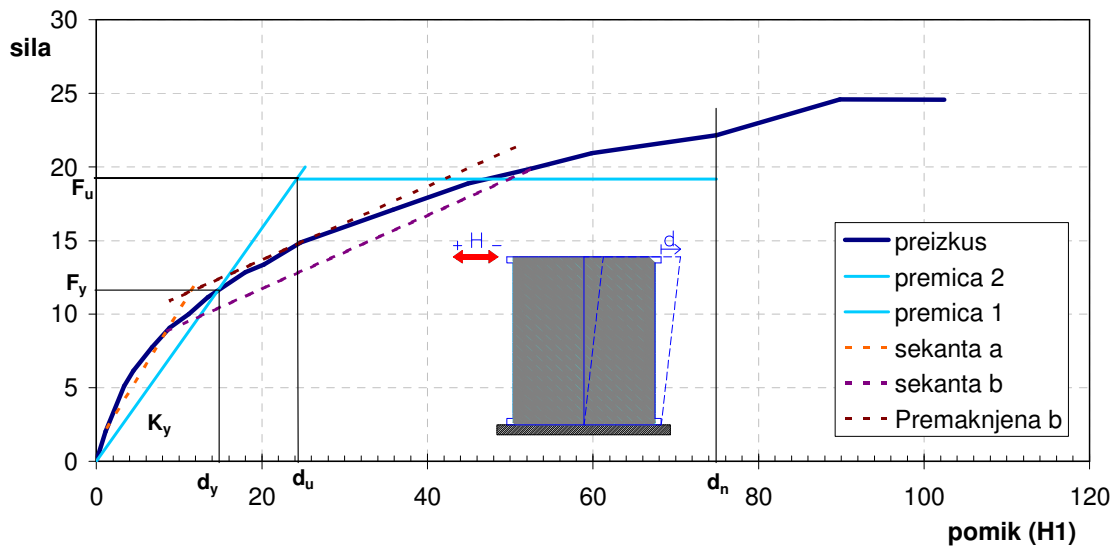


Slika 6.12: Ovojnice in njuno povprečje.

Teorija CEN postopka sledi ekvivalentnosti vložnega dela. Ploščina sivega območja, omejena z elasto-plastičnim linearnim odzivom, mora biti enaka površini histerezne ovojnice dejanskega odziva preizkušanca pri preiskavi. Ploščina predstavlja opravljeno delo, ki mora biti v obeh primerih enako. Tangens kota premice K_y je enak začetnemu elastičnemu modulu stene. Do premic, ki definirata sivo območje, pridemo s pomočjo točk na ovojnici pri vrednosti $0,1F_{\max}$, $0,4F_{\max}$ in $0,9F_{\max}$, ter pripadajočimi pomiki. Sekanto a dobimo tako, da potegnemo premico skozi točki na ovojnici pri $0,1F_{\max}$ in $0,4F_{\max}$, sekanto b pa s premico skozi vrednosti na ovojnici pri $0,4F_{\max}$ in $0,9F_{\max}$. Sekanto b translatorno premaknemo tako, da tangira na ovojnico iz raziskave. Sila, ki pripada presečišču sekante a in premaknjeni b predstavlja mejo elastičnosti (F_y), pomik, ki pripada tej vrednosti na ovojnici, pa predstavlja pomik na meji elastičnosti (d_y). Premico 1, ki določa model grafa odzivov dobimo s povezovanjem dobljene točke na ovojnici in izhodišča grafa. Eno od dveh premic definirano in z izračunom ploščine pod histerezno ovojnico s preprosto kvadratno enačbo, ki upošteva enakost ploščin, pridemo do druge premice in vrednosti F_u .



Slika 6.13: Diagram za interpretacijo rezultatov strižnih preiskav stenskih elementov po avtorjih Yasumura in Kawai.



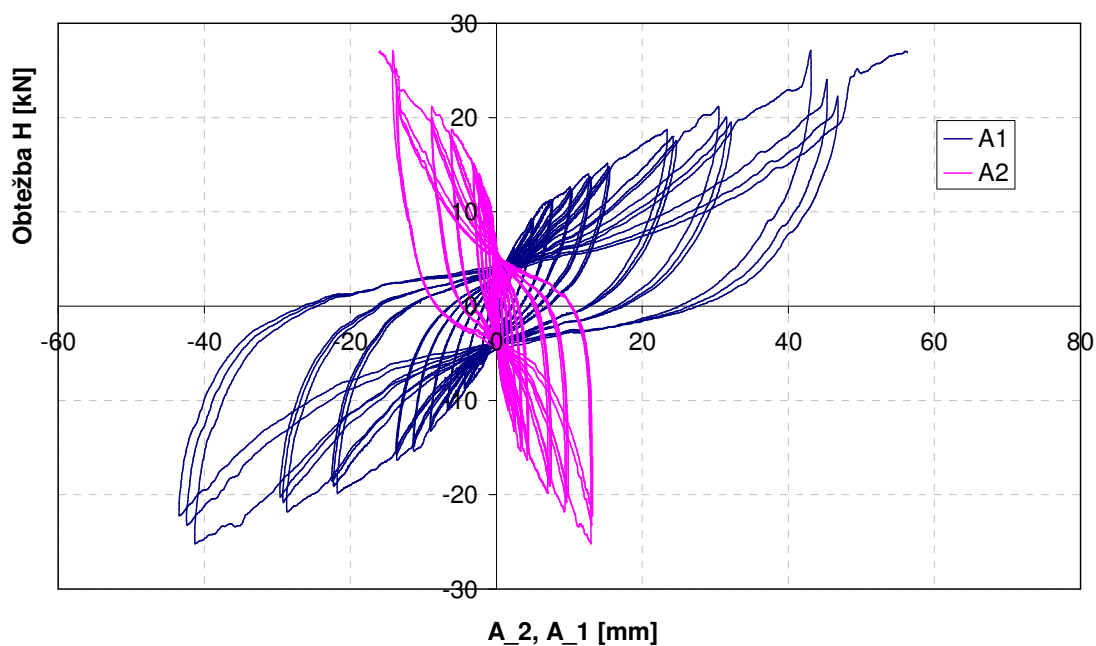
Slika 6.14: Interpretacija rezultatov strižne preiskave.

V skladu s pravili, ki so predstavljena na Sliki 6.12 in pod njo, smo interpretirali rezultate raziskav opravljenih na vzorcu panela brez okna (Slika 6.13). Tako smo prišli do osnovnih mehanskih lastnosti, ugotovljenih s strižno preiskavo.

Preglednica 6.2: Rezultati ovrednotenja cikličnega odziva preizkušanca brez okna.

Preizkušavec	F_y [kN]	d_y [mm]	K_y [kN/mm]	F_{max} [kN]	d_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	d_u [mm]	$F_{0.005h}$ [kN]	$F_{0.0075h}$ [kN]	$F_{0.010h}$ [kN]
brez okna	11,55	14,57	0,79	22,15	74,9	19,17	24,17	11,17	13,41	15,34

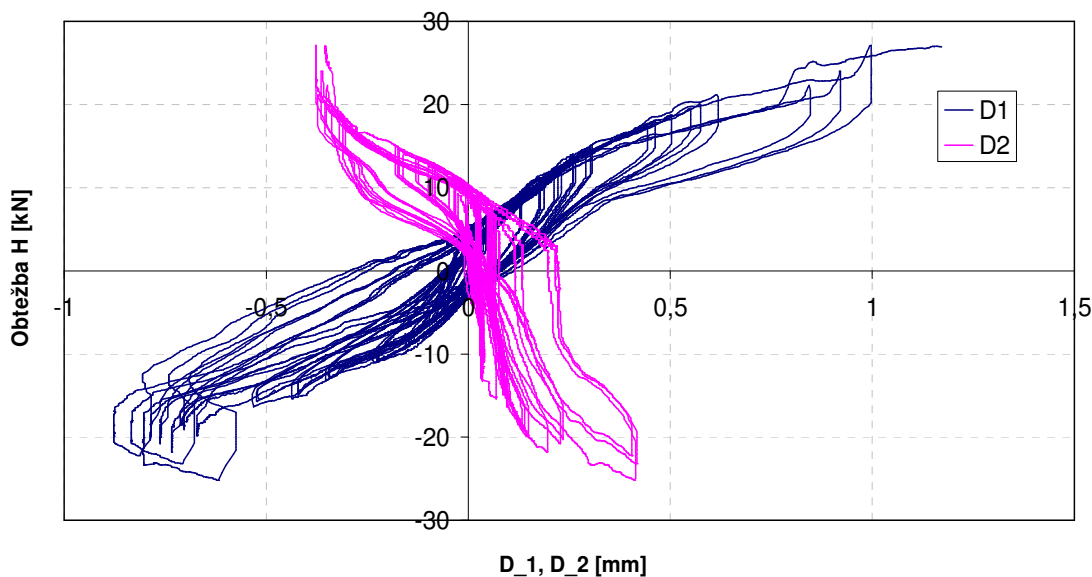
Pregled ostalih meritev med preiskavo panela je potreben za boljše razumevanje obnašanja stene med horizontalno obremenitvijo. V nadaljevanju so predstavljeni tudi rezultati meritev deformacij in pomikov preizkušanca na ostalih merskih mestih.



Slika 6.15: Spremembe razdalje diagonalnih merilnikov.

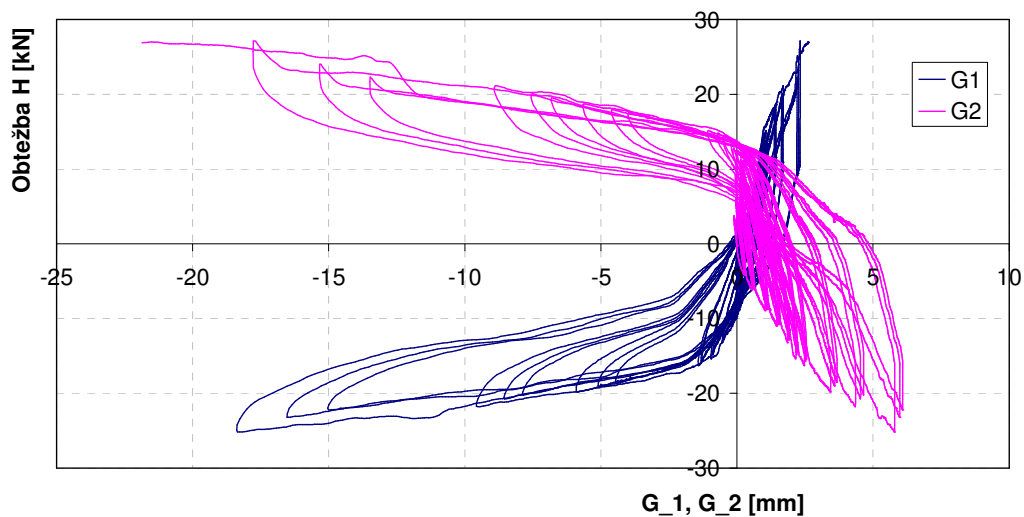
Zanimivi so rezultati merjenja deformacij v diagonalnih smereh, ki sta jih beležila indukcijska merilnika A1 in A2 (Slika 6.15). Prišlo je do nesimetričnosti, saj je bil inštrument A1 skoraj pravokoten na diagonalno zabite deske, medtem ko je bil A2 z njimi skoraj vzporeden. Na

drugi strani panela so bile deske zabite v drugo smer. Panel se je na strani merjenja v smeri A1 lažje deformiral na račun razmakov med diagonalnimi deskami, ki bili so v povprečju veliki 1 cm. V smeri A2 pa se je na tej strani zaradi vzporedno potekajočih desk panel težje deformiral, saj je meril vzdolžno deformacijo v osi desk. Zaradi ciklične obtežbe pri večjih amplitudah pomikov pa so deske že rahlo načele stik in ali delno izvlekle žablje ali pa so se glave žabljev pogreznile v deske. Ta nesimetričnost se je odražala v različnem deformiranju obeh strani panela. Zaradi drugače usmerjenih diagonalnih desk na obeh straneh, je med obremenjevanjem prišlo do torzijskih zasukov širokih lestvičastih stebrov stenskega elementa.



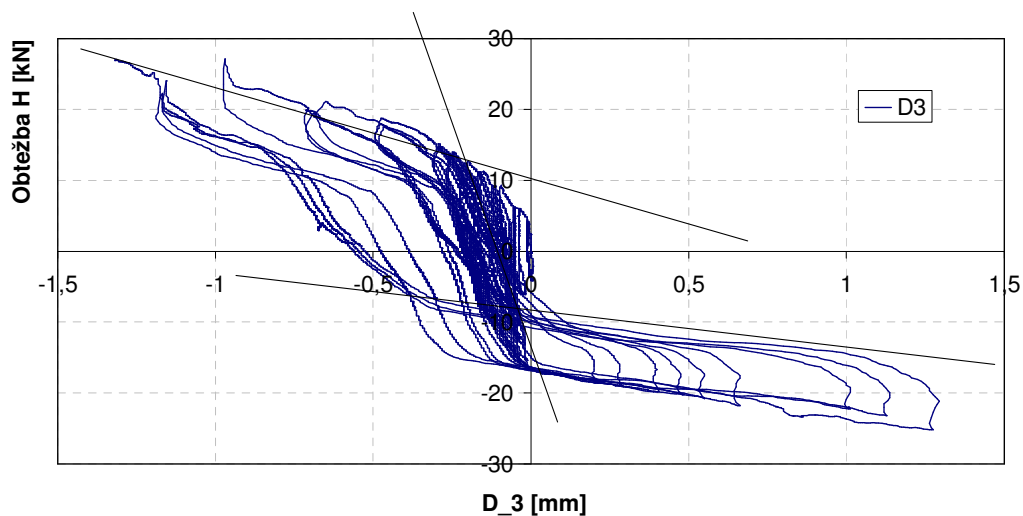
Slika 6.16: Dvig in vtis koncev panela.

Pri opazovanju dviga in vtisa koncev panela, se enako kaže nesimetričnost meritev. Razlog za manjšo nesimetričnost je verjetno različna trdnost in natančnost izdelave stika krajnih dveh stebrov s horizontalnimi nosilci. Vtisi so reda velikosti do 0,8 mm, dvig pa do 1 mm. Ti premiki so majhnega velikostnega reda in nimajo velikega vpliva na rezultate izračuna strižnih karakteristik.



Slika 6.17: Dvig in vtis koncev panela.

Meritve merilnih instrumentov G1 in G2 potrjujeta prej omenjeno domnevanje. Steber, kjer je merilni inštrument G2, se skoraj trikrat bolj vtisne v horizontalni nosilec kot steber na drugi strani. To pomeni, da kasneje in v manjši meri prenaša vertikalno obtežbo v skrajni rob panela, kar se odraža v manjšem vtisu in dvigu tega roba panela, ki ga prikazuje merilec D2. Desni sestavljeni steber je v stiku s horizontalnim nosilcem manj tog in bolj podajen kot levi.



Slika 6.18: Zdrs v stiku temelja s preizkušancem.

Zdrs v stiku temelja s preizkušancem nam prikazuje graf odziva inštrumenta D3 (Slika 6.18). Zdrsi so majhni in zato lahko ugotovimo, da le zanemarljivo vplivajo na rezultate preiskave oziroma na odziv preizkušanca na vrhu (vrednosti manj kot 2% etažnega pomika). Histerezne zanke so skoraj simetrične z manjšim zamikom, približno dveh desetink milimetra. Do tega zamika je prišlo, ker smo zdrs merili na zunanji strani panela in ne v sredinski osi. Graf odziva D3 je torej nesimetričen zaradi torzijskega zasuka panela, kar se odraža tudi v smeri zdrsa, ki ni vzporedna osi panela v statičnem stanju.

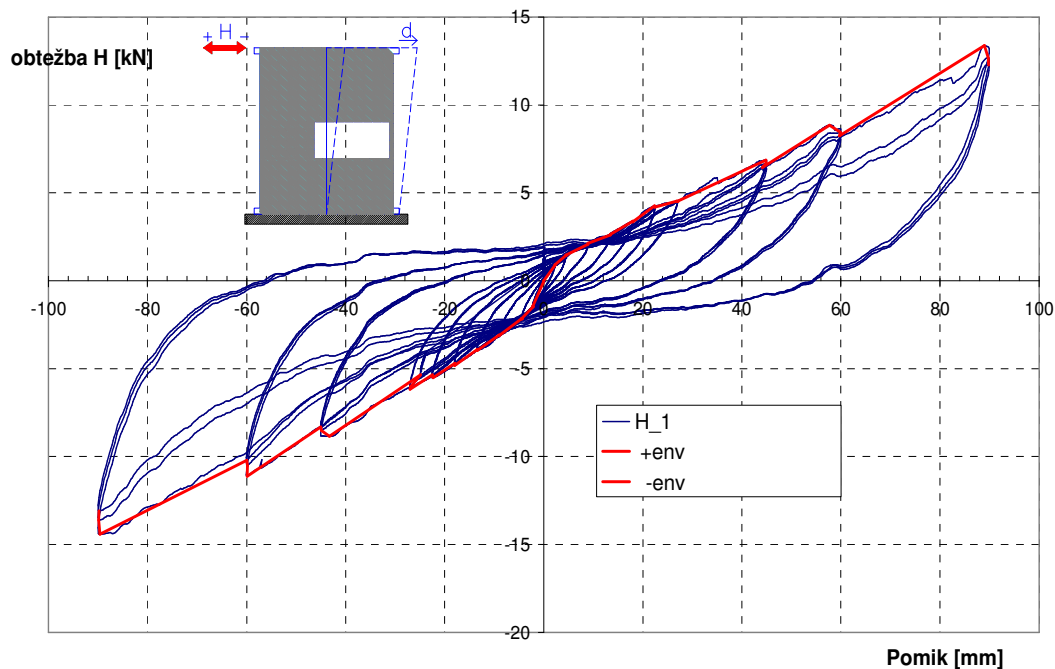
6.7. Interpretacija rezultatov strižne preiskave panela z oknom

Da bi ugotovili vpliv okenske odprtine na strižno trdnost lesene okvirne stene, polnjene z balami slame, smo panel po prvem preizkusu razbremenili, ponovno zabili diagonalne deske in ga še enkrat na enak način preizkusili z odprtino za okno. Odprtina za okno je bila višine 60 cm in dolžine 130 cm s parapetno višino 90 cm. Takšno okno je prekinilo dva od treh prekatov stenskega sistema in s tem prekinilo tudi veliko število diagonalnih desk.



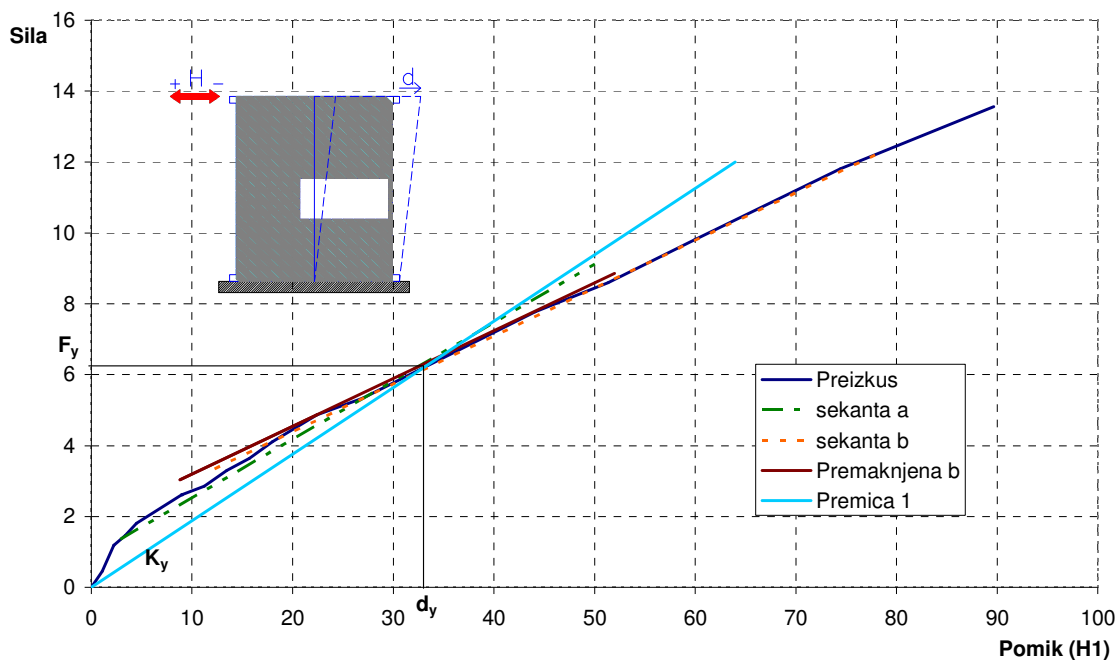
Slika 6.19: Preizkušavec z okensko odprtino.

Enako kot pri interpretaciji rezultatov polnega panela, interpretiramo tudi odziv panela z okensko odprtino s pomočjo meritev inštrumenta, ki je meril pomike na sredini na vrhu preizkušanca. Izmerjene pomike primerjamo z velikostjo vsiljene horizontalne obtežbe. Histerezne zanke smo obdali s pozitivno in negativno ovojnico in določili njuno absolutno povprečje.



Slika 6.20: Histerezni odziv z ovojnica panela z odprtino.

Spet so odstopanja pozitivne in negativne ovojnice majhna. Iz velikosti vsiljene obtežbe lahko opazimo veliko manjšo nosilnosti v primeru panela z odprtino. Za pravilno oceno strižne odpornosti smo tudi ta odziv ovrednotili po CEN proceduri z določitvijo togosti K_y .



Slika 6.21: Analiza odziva po CEN proceduri.

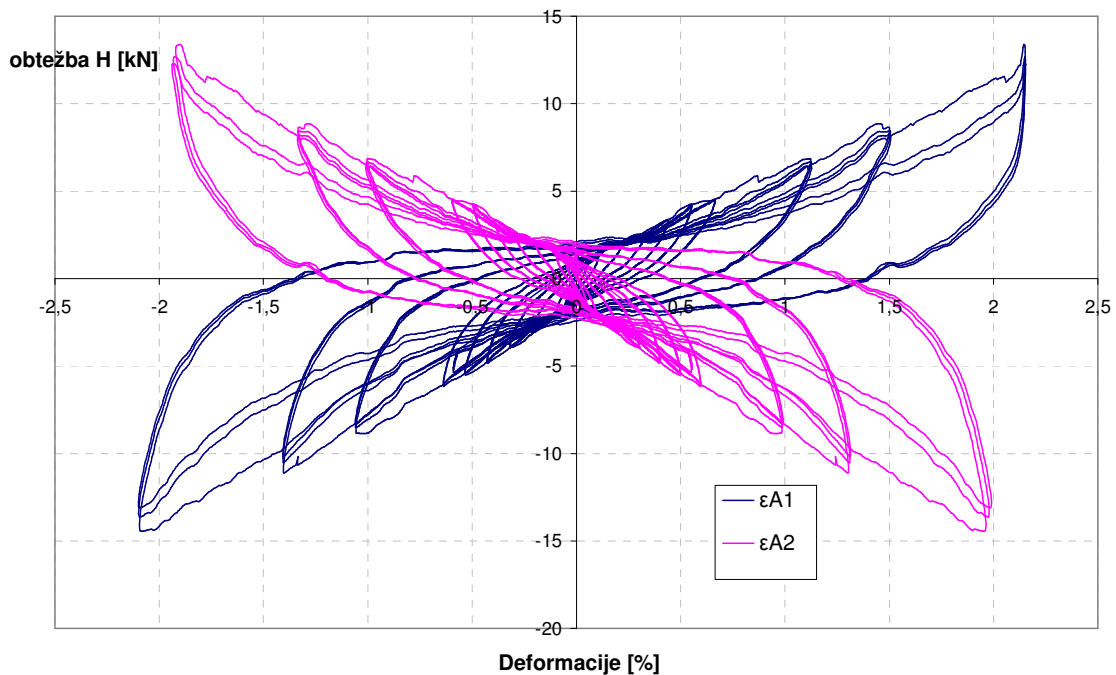
Zaključek preizkusa so nam narekovale meje naprave za preizkušanje strižne nosilnosti pri okoli 9 cm horizontalnega pomika v vsako smer. Skoraj elastični odziv panela z odprtino nam nudi že na prvi pogled veliko manjšo strižno odpornost, kot je bila ugotovljena v prvi preiskavi. V Preglednici 6.3 so prikazane karakteristike panela z odprtino. Primerjava rezultatov s panelom brez odprtine sledi v poglavju 6.8.

Preglednica 6.3: Rezultati ovrednotenja cikličnega odziva preizkušanca z odprtino za okno.

Preizkušavec	F_y [kN]	d_y [mm]	K_y [kN/mm]	F_{max} [kN]	d_{Fmax} [mm]	$F_{0,005h}$ [kN]	$F_{0,0075h}$ [kN]	$F_{0,010h}$ [kN]
z oknom	6,20	33,03	0,19	13,55	89,64	3,32	4,5	3,35

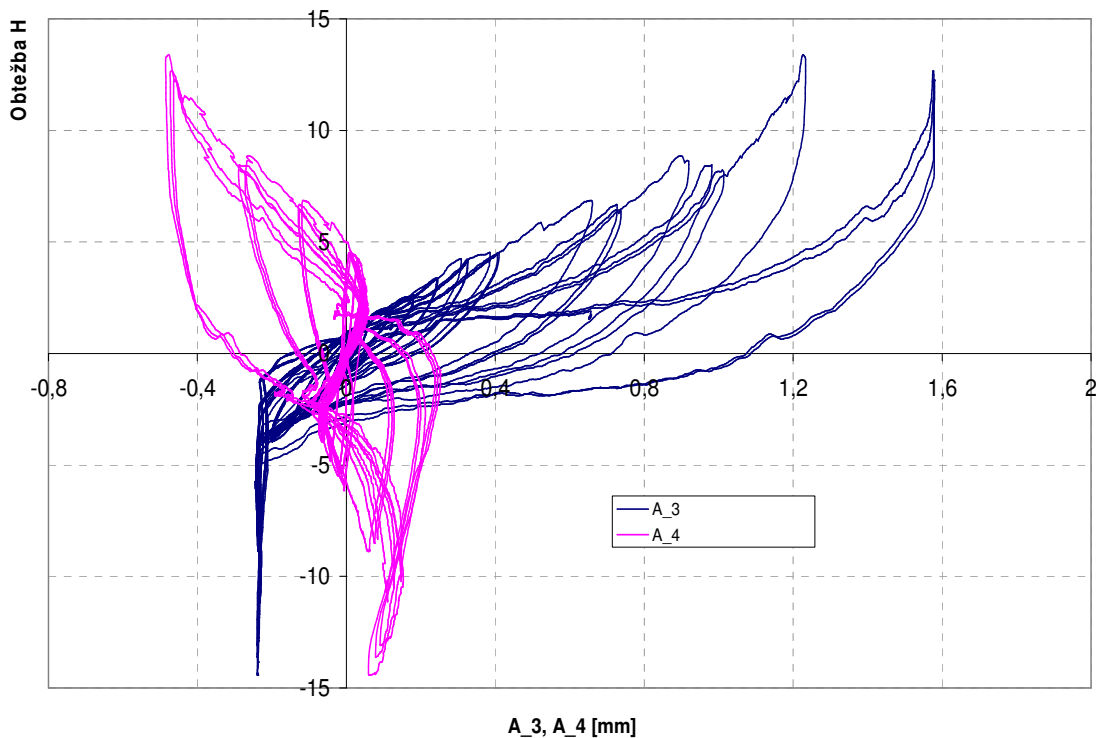
Pri tem preizkusu smo dobili veliko manjšo togost kot v prvem preizkusu brez odprtine. To se odraža tudi v meritvah zdrsa, kjer so zabeležene vrednosti veliko manjše. Največji zabeležen zdrs je znašal 0,13 mm, kar je okoli desetkrat manj kot v prvem preizkusu. Poleg manjše obtežbe je glavni razlog za manjši zdrs večja podajnost preizkušanca, ki na račun večjih premikov prenese na temelj manjšo obtežbo.

Prekinjenost večine diagonalnih desk, ki nudijo največji del strižne odpornosti, je razvidna tudi iz meritev diagonalnih deformacij panela. Iz odziva lahko opazimo, da so medsebojna odstopanja veliko manjša kot v preizkusu brez okna. Na Sliki 6.22 so prikazane deformacije diagonal v odvisnosti od horizontalne obtežbe.



Slika 6.22: Deformacije diagonal v odvisnosti od horizontalne obtežbe.

Zanimivi so tudi rezultati meritev relativnih pomikov robnih stebrov (Slika 6.23). Zaradi velike podajnosti panela z odprtino, zunanji stebri dejansko poplesavajo med cikličnim obremenjevanjem. Takšni premiki nastajajo zaradi kombinacije skrčkov in raztezkov desk v smeri glavne osi in zaradi torzijskega ukrivljanja predvsem lestvičastih stebrov in s tem celotnega preizkušanca. Ta kombinacija pripelje do na prvi pogled nelogičnih potekov histereznih zank, kjer je ponekod deformacija pri razbremenjevanju horizontalne obtežbe še dolgo v naraščanju.



Slika 6.23: Osne deformacije zunanjih stebrov v odvisnosti od horizontalne obtežbe.

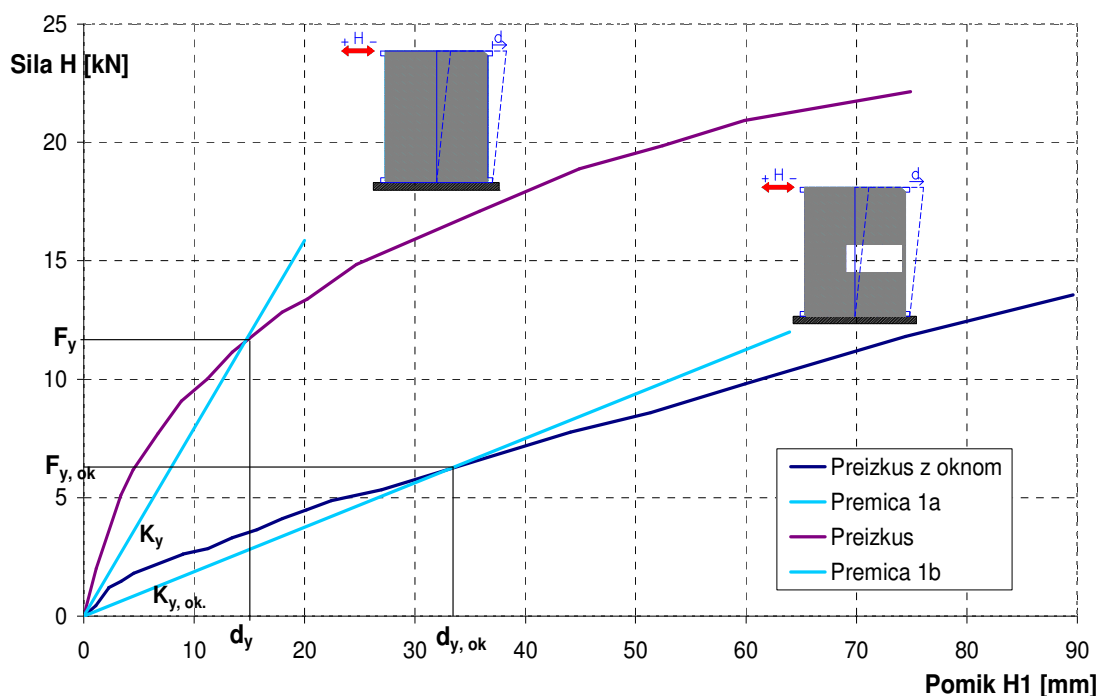
6.8. Primerjava rezultatov preiskav panela z in brez okenske odprtine

Pri primerjavi rezultatov strižnih preiskav je zelo opazna veliko manjša sposobnost prenašanja horizontalne obtežbe panela z odprtino in s tem veliko manjša togost. V preglednici 6.4 je prikazana primerjava karakterističnih vrednosti strižne trdnosti obeh panelov.

Preglednica 6.4: Primerjava strižne trdnosti in pripadajočih pomikov obeh preiskav.

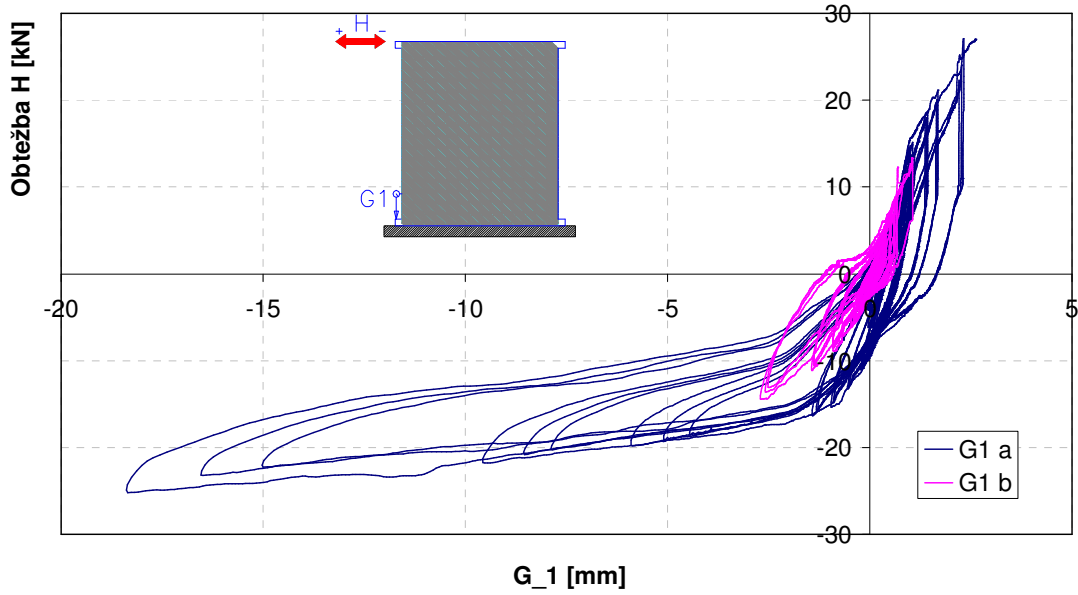
Preizkušaneec	F_y [kN]	d_y [mm]	K_y [kN/mm]	F_{max} [kN]	d_{Fmax} [mm]	F_u [kN]	d_u [mm]	$F_{0,005h}$ [kN]	$F_{0,0075h}$ [kN]	$F_{0,010h}$ [kN]
z oknom	6,20	33,03	0,19	13,55	89,64	/	/	3,32	4,5	3,35
brez okna	11,55	14,57	0,79	22,15	74,9	19,17	24,17	11,17	13,41	15,34

Nizko togost panela z odprtino nazorno prikazuje tudi primerjava odzivov obeh preiskav (Slika 6.24). Iz primerjave je razvidno, da je smotrno segmente sten hiše iz lesene okvirne konstrukcije in bal slame, kjer so okenske odprtine, pri izračunu potresne odpornosti zanemariti. Takšni rezultati so bili pričakovani, saj praktično vsa strižna odpornost, ki jo nudi panel, izvira iz nosilnosti diagonalno zabitih desk, ki pa so bile v primeru okenske odprtine v velikem številu prekinjene.



Slika 6.24: Grafična primerjava odzivov.

Pregled rezultatov meritev premikov v stiku in vtisov oz. dvigov robov preizkušanca z odprtino kaže podobne oblike zank kljub veliko manjšim pomikom. Razlog za manjše pomike je enak kot pri razlagi zdrsa panela z odprtino. Panel z odprtino je veliko bolj podajen, zaradi česar v manjši meri prenaša že tako manjše obremenitve pri preiskavi. Na Sliki 6.25 je prikazana primerjava meritev inštrumenta G1 pri obeh preiskavah, ki je meril premike v stiku zunanjšega stebra s horizontalnim nosilcem.



Slika 6.25: Grafična primerjava meritev inštrumenta G1.

7. KONTROLA POTRESNE ODPORNOSTI HIŠE

7.1. Račun po EC 8

EC8 je okrajšava za Evrokod 8. To je evropski standard, ki se uporablja pri projektiranju in gradnji stavb na potresnih območjih in je le dopolnilo ostalim evrokodom. Njegov namen je zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, ki so pomembne za civilno zaščito, uporabne tudi po potresu. Konstrukcije morajo biti zgrajene tako, da sta poleg zahteve po trajnosti izpolnjeni še zahtevi po neporušitvi in po omejitvi poškodb.

Glede na razlike v potresni ogroženosti držav članic EU je potresni vpliv definiran v splošni obliki, kar se v vsaki članici dopolnjuje z nacionalno določenimi parametri. Slovenska izdaja evrokoda se imenuje SIST EN 1998-1 in vsebuje poleg celotnega besedila evrokoda, kot ga je objavil CEN, tudi nacionalno naslovnico, nacionalni predgovor in nacionalni dodatek, ki vsebuje vse nacionalno določene parametre, ki jih uporabljamo pri projektiranju v Sloveniji.

7.1.1. Mejna stanja

Konstrukcija doseže mejno stanje, ko ne zadošča več projektnim kriterijem obnašanja. Za izpolnitev zahtev o neporušitvi in omejitvi poškodb, moramo zadostiti dvema kriterijema:

- **mejnemu stanju nosilnosti - MSN**, ki je povezano s poružitvijo, z izgubo ravnotežja ali z odpovedjo konstrukcije, kar bi ogrozilo človeška življenja ter
- **mejnemu stanju uporabnosti - MSU**, ki se nanaša na poškodbe, pomike in vibracije konstrukcije, ki so na meji uporabnosti.

Za varno konstrukcijo po mejnem stanju nosilnosti (MSN) mora veljati naslednji pogoj:

$$S_d \leq R_d \quad (7.1)$$

kjer sta:

S_d projektna vrednost učinkov vplivov, kot so notranje sile ali momenti;

R_d pripadajoča projektna odpornost, v kateri so vključene vse lastnosti konstrukcije s primerno projektno vrednostjo.

MSN pozna dve obtežni kombinaciji. To sta osnovna obtežna in nezgodna obtežna kombinacija:

- o osnovna obtežna kombinacija (trajne in prehodne situacije):

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.2)$$

- a) poenostavitev za visokogradnje z eno spremenljivo obtežbo:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} \right] \quad (7.3)$$

- b) poenostavitev za visokogradnje z več spremenljivimi obtežbami:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_{i > 1} Q_{k,i} \right] \quad (7.4)$$

- nezgodna obtežna kombinacija (nezgodna situacija):

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{PA} P_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.5)$$

kjer pomeni:

$\sim + \sim$ se kombinira z;

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva j ;

P_k karakteristična vrednost vpliva prednapetja;

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva;

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost drugih spremenljivih vplivov;

A_d projektna vrednost nezgodnega vpliva;

A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva;

$\gamma_{G,j}$ delni faktor za stalni vpliv j ;

$\gamma_{GA,j}$ delni faktor za stalni vpliv za nezgodno projektno stanje j ;

γ_P delni faktor za vpliv prednapetja;

γ_{PA} delni faktor za vpliv prednapetja za nezgodno projektno stanje;

$\gamma_{Q,i}$ delni faktor za spremenljivi vpliv i ;

Ψ kombinacijski koeficienti (Preglednica 5.2).

Pri mejnem stanju uporabnosti (MSU) poznamo:

- redko obtežno kombinacijo:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.6)$$

- pogosto obtežno kombinacijo:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.7)$$

- kvazi-stalno obtežno kombinacijo:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \ddot{z} + \ddot{z} P_k \ddot{z} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.8)$$

V našem primeru bomo uporabili obtežne faktorje za neugoden vpliv in kombinacijske faktorje kategorije A.

Preglednica 7.1: Upoštevani komb. fakt. Ψ za stavbe (po SIST EN 1991-1-1, tabela 9.3).

Koefficienti Ψ_0, Ψ_1 in Ψ_2 za stavbe			
Vpliv	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
kategorija A: stanovanjske stavbe	0,70	0,50	0,30

Upoštevana koristna obtežna našega objekta spada pod kategorijo A - bivalni prostori. Pripadajoča obtežba, ki je upoštevana v izračunu, je zapisana v Preglednici 7.4.

Preglednica 7.2: Vrednosti koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (SIST EN 1991-1-1, preglednica 6.2).

Kategorije površin	q_k	Q_k
Kategorija A	kN/m²	kN
tla na splošno	1,5 do 2,0	2,0 do 3,0
stopnice	2,0 do 4,0	2,0 do 4,0
balkoni	2,5 do 4,0	2,0 do 3,0

7.1.2. Določitev potresnega vpliva na konstrukcijo

Poseben primer nezgodne obtežne kombinacije je potresna obtežba:

$$S_d = S \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \ddot{z} + \ddot{z} P_k \ddot{z} + \sum_{i > 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \right] \quad (7.9)$$

$\Psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva i , ki se upošteva pri določanju učinkov projektnega potresnega vpliva.

Pri tem velja:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (7.10)$$

φ koeficient, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in etaže; priporočene vrednosti so zbrane v Preglednici 7.5,

$\Psi_{2,i}$ koeficient za kombinacijo kvazi-stalne vrednosti spremenljivega vpliva i ; vrednosti so podane v Preglednici 7.2.

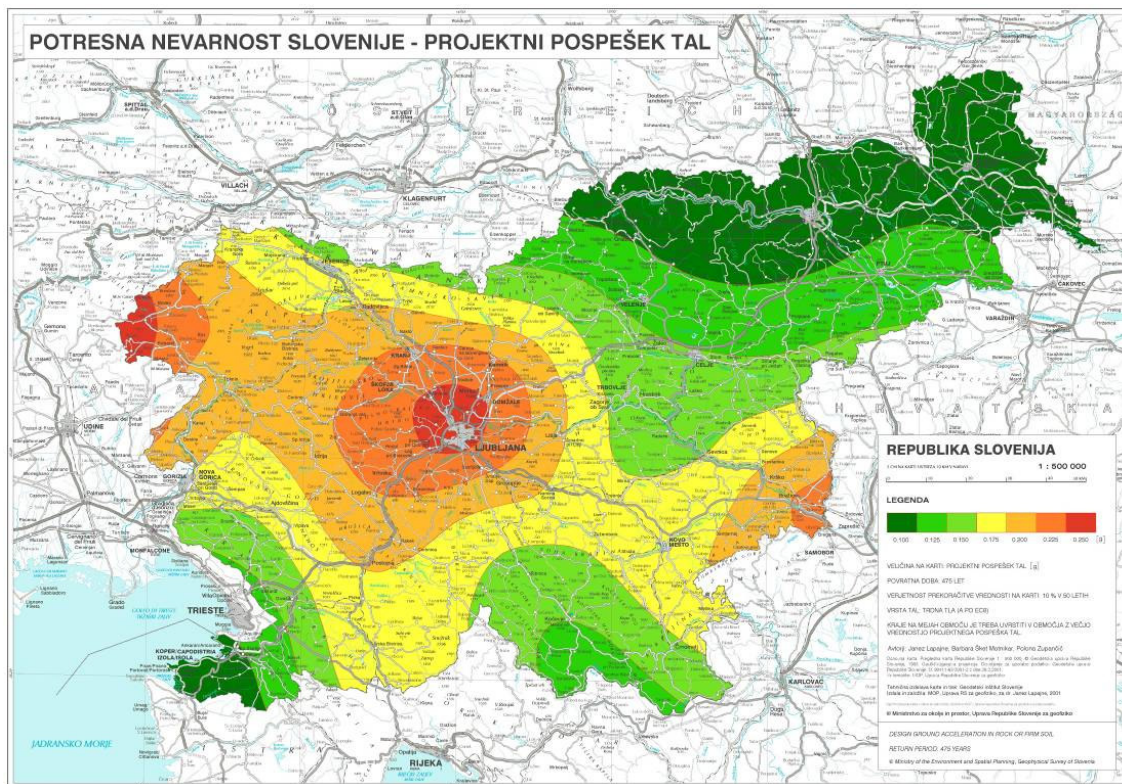
Preglednica 7.3: Upoštevane vrednosti φ za račun $\Psi_{E,i}$ (po SIST EN 1998-1, pregl.4.2).

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1,00
	etaže so neodvisno zasedene	0,50

Pri računu notranjih statičnih količin zaradi potresne obtežbe, SAP avtomatično določi in upošteva potresno obtežbo iz projektnega spektra z normiranim pospeškom tal a_g . Določimo mu le deleže obtežb, ki vplivajo na potresno obtežbo. Običajno upoštevamo 100% lastne teže in 30% koristne obtežbe. V našem primeru imamo koristno obtežbo le v nadstropju, kjer jo upoštevamo le 15% (Preglednica 7.5). Obtežbi vetra in snega ne upoštevamo pri izračunu vpliva potresne obtežbe.

Zaradi slučajne narave potresnih pojavov, omejenosti sredstev ter smotrnosti njihove porabe, so konstrukcije razvrščene v štiri kategorije pomembnosti glede na posledice porušitve zaradi potresa ter vpliva na življenje ljudi in ekonomsko-socialnih posledic. V našem primeru bomo gradili objekt, ki spada med običajne stavbe (kategorija II), katerim pripada faktor pomembnosti $\gamma_I = 1$.

Potresna nevarnost je v večini primerov pri uporabi EC8 določena z maksimalnim pospeškom a_{gR} na tleh tipa A, ki ga določijo pristojni organi v posameznih državah. V Sloveniji je za to zadolžena Uprava RS za geofiziko. Na sliki 7.1 so prikazani projektni pospeški tal a_g s povratno dobo 475 let oz. pospeški, katerih vrednost z 90% verjetnostjo ne bo prekoračena v 50 letih. Ta povratna doba je referenčna vrednost za vse objekte, kategorije pomembnosti II. Projektni pospešek je v tem primeru enak maksimalnemu pospešku a_{gR} na tleh tipa A. Pri drugih kategorijah pomembnosti je potrebno projektni pospešek tal pomnožiti s pripadajočim faktorjem pomembnosti.



Slika 7.1: Prikaz projektnih pospeškov tal ob potresu s povratno dobo 475 let.

7.1.3. Spekter odziva

Večina značilnosti nihanja tal je zajetih s spektri odziva. Po definiciji predstavljajo maksimalni odziv (pospešek, hitrost, pomik, energijo itd.) sistema z eno prostostno stopnjo pri določeni dinamični obtežbi v odvisnosti od periode sistema in od dušenja.

EC8 običajno uporablja spekter pospeškov tal, ki nam podaja zvezo med nihajnim časom konstrukcije $T(s)$ in pripadajočim pospeškom $S_e a_g (m/s^2)$. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni neodvisni komponenti, predstavljeni z istim spektrom.

Vodoravni elastični spekter odziva

Vodoravni elastični spekter odziva $S_e(T)$ je definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (7.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (7.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (7.13)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (7.14)$$

kjer je:

$S_e(T)$ elastični spekter odziva;

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo;

a_g projektni pospešek tal tipa A;

- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;
- T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika;
- S koeficient tal;
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta=1$ pri 5 % viskoznega dušenja.

Primeren tip tal opredelimo glede na povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja $V_{s,30}$. V drugem primeru, lahko uporabimo nekoliko manj zanesljivo metodo s standardnim penetracijskim preizkusom. Kvaliteta tal se v tem primeru določi s številom udarcev N_{SPT} , ki so potrebni za prodor konice 30 cm globoko v tla (SIST EN 1998-1, tabela 3.1).

Preglednica 7.4 : Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva tipa I, (SIST EN 1998 - 1, preglednica 3.2).

Tip tal	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

7.1.4. Tip temeljnih tal

Iz geološko - geotehničnega poročila je na parceli, kjer bo objekt zgrajen, v temeljnih tleh prevladujoč dolomit, ki je v zgornjem delu močno preperel, z globino pa stopnja preperelosti upada. V zgornjem delu je opazen tudi povečan delež glinene komponente. Globlje je opažena večja deformacijska odpornost zemljine. Nosilnost tal, določena po postopku Brinch -

Hansen, je največ $p_d = 435$ kPa. Lokacija je tako ocenjena kot primerna za gradnjo. Poročilo pa opozarja na potrebo po kvalitetni izvedbi odvodnjavanja meteorne vode.

Na podlagi geotehničnega poročila smo zemljino, ki bo predstavljala podlago temeljem na projektiranem objektu v Podgozdu, v skladu z navodili standarda EC8 uvrstil v razred tipa C.

7.1.5. Projektni spekter odziva in faktor obnašanja

EC8 dopušča obnašanje konstrukcije v nelinearnem območju. Ker bi bila za splošno prakso nelinearna analiza prekomplicirana in zamudna, lahko pri konstrukcijah, ki so sposobne sipanja energije z duktilnim obnašanjem njenih elementov, reduciramo spekter odziva. Tako reducirani spektri s faktorjem obnašanja q so imenovani projektni spektri.

Projektni spekter odziva je definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (7.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (7.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (7.18)$$

kjer je

$S_d(T)$ projektni spekter odziva;

q faktor obnašanja;

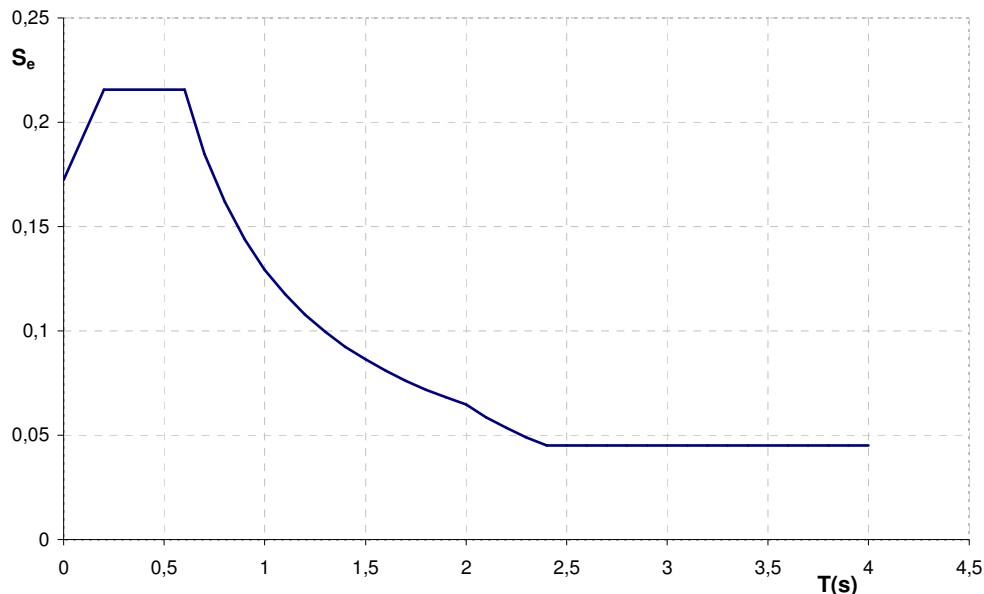
β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru.

Faktor obnašanja q predstavlja razmerje med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo v elastičnem območju s 5 % viskoznim dušenjem in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju, ne da bi pri tem bistveno spremenili obnašanje konstrukcije. Pomeni razmerje med nosilnostjo in sposobnostjo konstrukcije za sipanje energije. EC8 obravnava tudi primere, ko je viskozno dušenje različno od 5 %.

Preglednica 7.5: Upoštevana vrednost faktorja obnašanja q (po SIST EN 1998-1, Pregl. 8.1).

Način projektiranja in stopnja duktilnosti	q	Primeri konstrukcij
Visoka sposobnost sipanja energije DCH	3	žebljani stenski paneli z lepljenimi diafragmami,
		povezani z žebli ali vijaki z maticami (sorniki); paličja z žebljanimi vozlišči

V našem računskem primeru moramo ovrednotiti žebljane lesene stenske okvirje, ki so preko diagonal zaključeni z naravnim ilovnatim ometom. Glede na konstrukcijsko sestavo stenskih panelov, smo izbrali visoko sposobnost disipiranja energije (DCH) z vrednostjo $q=3$. S takšnim izborom lahko pričakujemo omejene poškodbe slabo deformabilnega zunanega in notranjega ometa. To dejstvo sprejemamo z zavedanjem pozitivnih lastnosti ilovnatega ometa, ki ga je v primeru poškodb mogoče preprosto ponovno zgladiti z dodano vodo, kar pa ne vpliva na končni videz in želeno zaščito pred vplivi, ki jo nudi omet.



Slika 7.2: Upoštevan projektni spekter odziva za vrsto tal C, upoštevano 5% dušenje, $q = 3$.

7.2. Uporaba rezultatov preiskave v računskem modelu

Za hišo, ki bo zgrajena v vasi Podgozd na Kureščku, bomo na podlagi rezultatov preiskav preverili njeno potresno odpornost. Za to je potreben primeren računski model, ki bo lahko rezultate preiskave s sprejemljivo natančnostjo upošteval pri izračunu odziva konstrukcije hiše na potresno obtežbo.

Zunanje stene hiše smo razdelili na segmente, katerim je potrebno prilagoditi togostne karakteristike. V standardu EC5 (Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij), je podan postopek za določitev togosti podobnega lesenega panela vendar z drugačnimi dimenzijami, kot je bil preizkušen:

$$F_k = k_b k_h F_{\text{test},k} \quad (7.19)$$

$$k_b = (b/b_{\text{test}})^2 \quad \text{za } b < b_{\text{test}}$$

$$k_b = b/b_{\text{test}} \quad \text{za } b > b_{\text{test}}$$

$$k_h = (h_{\text{test}}/h)^2 \quad \text{za } h > h_{\text{test}}$$

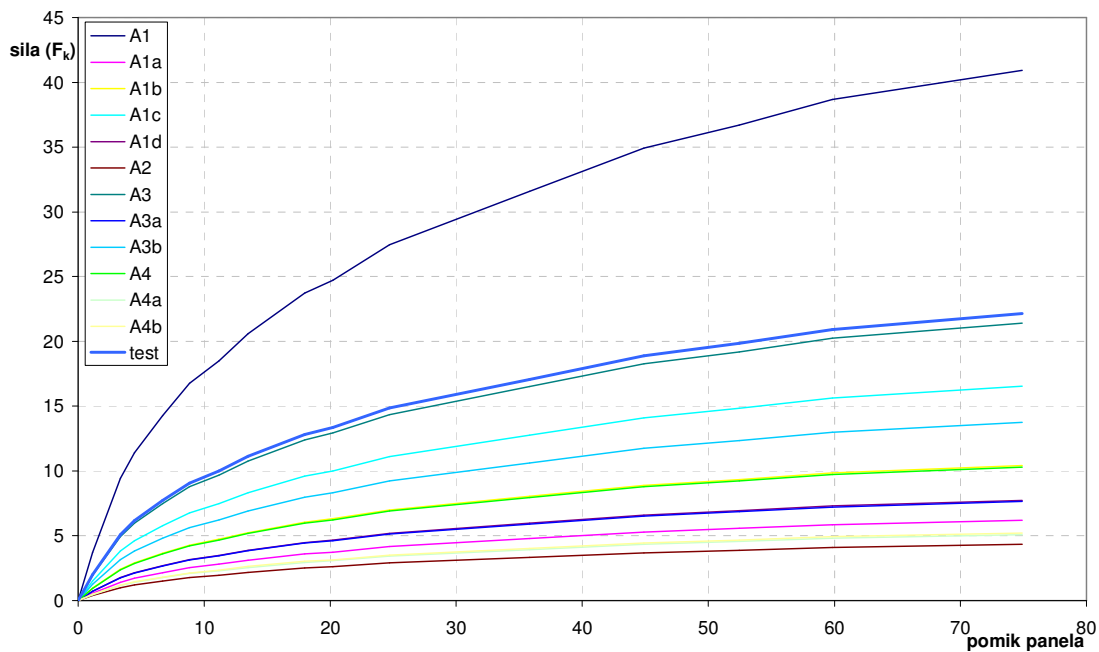
$$k_h = 1 \quad \text{za } h < h_{\text{test}}$$



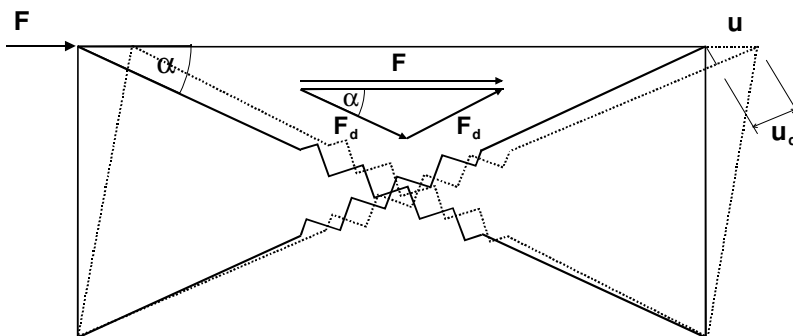
Slika 7.3: Hiša v vasi Podgozd.

Na zgoraj opisan način (7.19) smo dobili odziv različnih segmentov sten glede na njihove dimenzije (višina in dolžina). Na razdelitev velikosti segmentov sten je vplivalo tudi prekrivanje sten v pritličju in nadstropju. Upoštevani višini sten h sta 2,81 m v pritličju in 2,64 m v nadstropju.

Vse zunanje stene smo razdelili na 16 odsekov v pritličju in 8 odsekov v nadstropju in vsakemu računsko določili odziv (Slika 7.4). Nato smo vsak stenski panel modelirali kot paličje okvirja, ki je v vozliščih povezano s podporama le z diagonalnima vzmetema. Vsaka vzmet ima drugačno večlinearno krivuljo odziva. Spremenjeno krivuljo dobimo z upoštevanjem geometrije pri prilagojenih odzivih, ki ustrezajo dejanskim dimenzijam sten. Model smo vnesli v program SAP2000 8 Nonlinear, s katerim smo izračunali potresno odpornost načrtovane hiše. Stene v modelu oz. njihove segmente smo modelirali s pomočjo Link elementov, ki so definirani z multilinearim odnosom raztezkov v odvisnosti od sile. Ta način modeliranja dinamičnega odziva lesenih okvirnih konstrukcij, upoštevajoč rezultate testov, je bil razvit v okviru Katedre za preizkušanje materialov in konstrukcij.



Slika 7.4: Grafična primerjava F_k za zunanje stene v pritličju in $F_{test,k}$

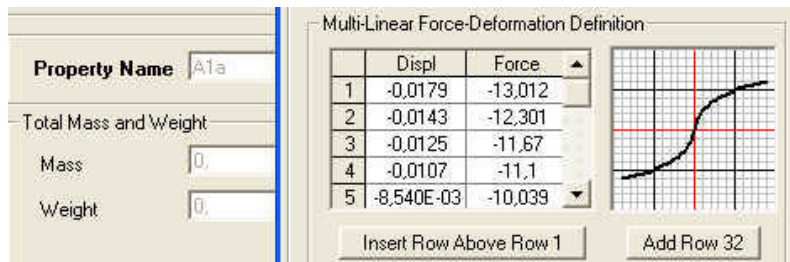


Slika 7.5: Shema za transformacijo odziva - izračunane sile F_k pri pomiku, ki je uporabljena v računskem modelu za potresno analizo hiše.

Karakteristike vzmeti so bile izračunane po enačbah (7.20):

$$u_{d_{1,2}} = u \cdot \cos \alpha; \quad F_{d_{1,2}} = \frac{F}{2 \cdot \cos \alpha}; \quad K_{d_{1,2}} = \frac{F_{d_{1,2}}}{u_{d_{1,2}}} = \frac{K}{2 \cdot \cos^2 \alpha} \quad (7.20)$$

Dobili smo multilinearen (večlinearen) oziroma v splošnem nelinearen odziv za vsako vzmet izmed 24-tih parov vzmeti, ki bodo kot sestavni deli modelov sten zagotavljali strižno odpornost nosilne konstrukcije objekta.

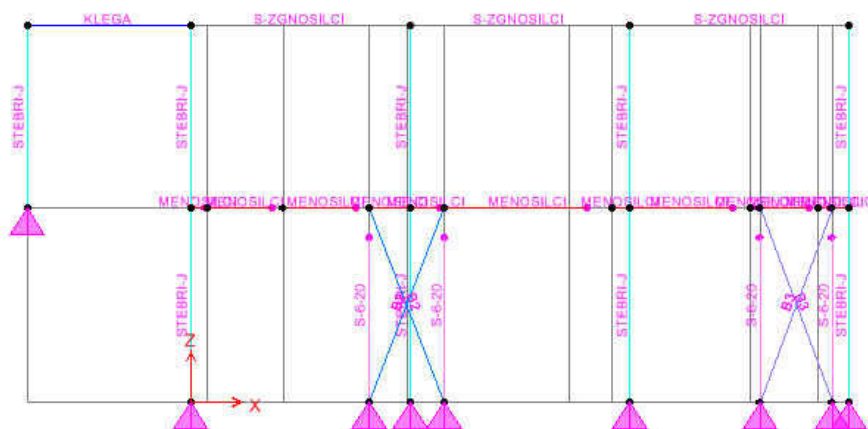


Slika 7.6: Definiranje odziva vzmeti v SAP 2000 8 Nonlinear.

Na enak način smo upoštevali tudi strižno odpornost strešne konstrukcije v njeni ravnini, ki je na enak način kot stene sestavljena iz lesenih okvirnih sten z diagonalno prabitimi deskami, okvir pa je zapolnjen z balami slame.

7.3. Modeliranje stanovanjske hiše v programu SAP 2000

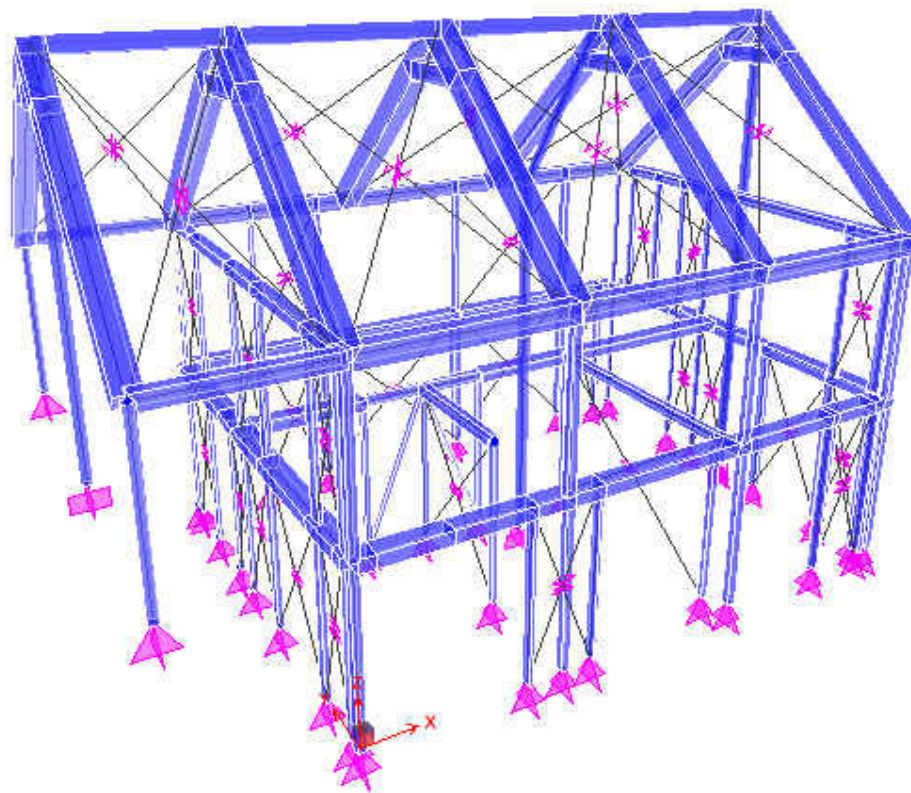
Računski model je sestavljen iz t.i. makroelementov, ki so pravilno razvrščeni in orientirani v tlorisu. Večina makroelementov v modelu, ki zagotavljajo strižno togost, so lesene okvirne stene, polnjene z balami slame, kjer strižno togost medeliramo z diagonalnimi vzmetmi. V J steni nosi pripadajočo vertikalno obtežbo strehe in deloma potresno obtežbo tudi lesen okvir.



Slika 7.7: Računski model J stene z okvirjem in nosilnima stenama v kleti.

Na zgornji višini so nosilni stenski elementi medsebojno povezani preko podajne medetažne plošče, ki jo sestavljajo stropniki, ki so med seboj povezani preko leseni plohov, ki so nameščeni med stropnike v zrezane kanale v stropnike. Zgornji del stropnikov je nato zasut z nasutjem, ker še dodatno stabilizira razmik med njimi. Tako smo v modelu predpostavili, da je medetažna konstrukcija napram stenskim elementom neskončno toga v svoji ravnini, in da nima togosti pravokotno na svojo ravnino. To zagotovimo s t.i. diafragma vezjo, ki ne dopušča spremembe razdalj med točkami v nivoju medetaže.

Prerezi elementov, ki so upoštevani v računskem modelu, ustrezajo prerezom v dejanskem objektu. V območju stenskih panelov, kjer smo strižno odpornost definirali z vzmetmi, so prerezi stebrov ekvivalentni seštevku prerezov dejanskih stebrov v vplivnem območju modeliranega stebra.

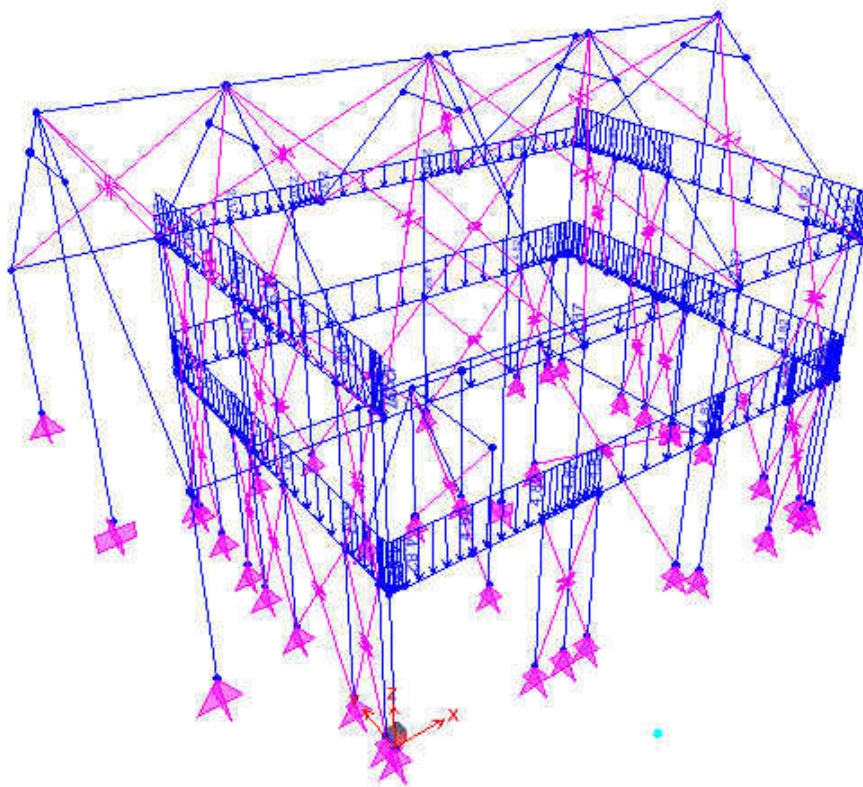


Slika 7.8: Računski model s prikazom prerezov elementov.

7.3.1. Upoštevanje obtežbe in mase

Obtežba je definirana kot linijska obtežba na vrhu sten oz. nosilcev. Tako smo v izračunu upoštevali lastno težo strehe, tlaka in sten in koristno obtežbo v nadstropju. Lastno težo sten smo razdelili tako, da se v nivo kapne lege prenaša obtežba sten zgornje polovice nadstropja, v nivo medetaže konstrukcije pa spodnja polovica sten v nadstropju in zgornja polovica sten pritličju (Slika 7.9).

Lastna teža medetažne plošče se na nosilno konstrukcijo prenaša preko nosilnih sten v vzdolžni smeri na katere nalegajo stropniki. Nosilno konstrukcijo medetaže namreč predstavljajo stropniki, ki potekajo v prečni smeri in so podprti preko zunanji sten in notranje nosilne stene oz. nosilca.



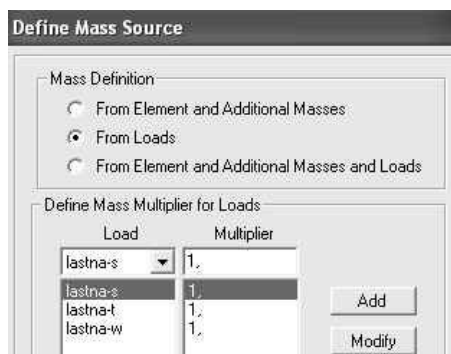
Slika 7.9: Prikaz upoštevanja lastne teže sten v računskem modelu.

Lastna teža strehe se kot akcija prenaša na slemensko lego in na kapni legi. Slemenska lega mora nositi toliko lastne teže strehe kot obe kapni legi skupaj. Vrednosti lastnih tež so izračunane na podlagi dejanske sestave konstrukcijskih sklopov in so prikazane v preglednici:

Preglednica 7.6: Upoštevane obtežbe.

Tip obtežbe [kN/m ²]	Velikost obtežbe
Lastna teža stropa	1,58
Lastna teža strehe	2,01
Lastna teža sten	1,74
Koristna obtežba	2,0

S pomočjo programa SAP 2000, lahko maso (težo) definiramo direktno iz linijske obtežbe (Slika 7.10). Na ta način smo v modelu izpostavil vse lastne obtežbe in program je z upoštevanjem vrednosti gravitacijskega pospeška (g) linijsko obtežbo uporabil za definiranje linijsko porazdeljene mase, ki jo potrebujemo za določitev nihajnega časa in nihajnih oblik. Masa je tako upoštevana na vrhovih sten in po dolžini slemenske lege.



Slika 7.10: Upoštevanje mase v računskem modelu.

7.3.2. Upoštevanje potresne obtežbe

Namen računske analize je dobiti čimbolj natančno simulacijo obnašanja objekta v primeru potresne obtežbe. Zato v modelu upoštevamo nelinearne odzive, ki smo jih določili na osnovi strižne preiskave referenčnega stenskega panela z upoštevanjem različnosti geometrije panelov glede na preizkušenege. Nato smo vse segmente sten modelirali z diagonalnimi

vezmi, ki imajo multilinearni odziv. Nelinearna definicija togosti pa zahteva dodaten razmislek pri upoštevanju potresne obremenitve. Če je naloga programa SAP izračun potresne obtežbe na konstrukciji pri definiranemu projektnem spektru pospeškov in pomikov konstrukcije po elastičnem spektru, potem program v izračunu upošteva le začetno togost konstrukcije in ne njen razvoj v odvisnosti od pomika posameznega elementa. Da bi upoštevali nelinearen razvoj strižne togosti, smo horizontalni vpliv potresa določili z nelinearno statično "pushover" analizo po osnovni enačbi:

$$F_b = S_d(\tau_o) W \quad (7.21)$$

kjer je:

$S_d(\tau_o)$ projektni spekter odziva;

W celotna teža objekta;

F_b strižna sila na nivoju vpetja.

Za naš primer je vrednost S_d določena iz projektnega spektra, ki je prikazan na Sliki 7.2. Za osnovni nihajni čas T_0 smo upoštevali nihajni čas prve nihajne oblike v posamezni smeri, ki je bil določen z modalno analizo (Preglednica 7.7). S to rešitvijo delamo manjšo napako. Ker duktilnost ne vpliva na velikost pomikov, ampak le na redukcijo notranjih statičnih količin, moramo vrednost iz projektnega spektra pomnožiti s faktorjem q . V SAP-u je možna tudi uporaba reduciranega in nereduciranega projektnega spektra, ki ju uporabimo ločeno za račun notranjih statičnih količin ali pomikov.

Preglednica 7.7: Upoštevani osnovni nihajni časi in vrednost S_d .

	T_0	$S_d(T_0)$
smer Y	1,72336	0,2252
smer X	1,9811	0,1959

Strižna sila je po nivojih razdeljena v skladu z enačbo:

$$F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (7.22)$$

Izračun horizontalne obtežbe pri »pushover« analizi zaradi potresne obremenitve je prikazan v preglednicah 7.8. in 7.9. Opravili smo dve neodvisni analizi v obeh pravokotnih smereh, pri čemer je vodoravna obtežba vsakič delovala le v eni smeri. Celotna teža našega objekta je v računski analizi znašala 711 kN.

Preglednica 7.8: Izračun potresne obtežbe v smeri X.

Nivo	višina od tal do nivoja z_i [m]	Teža v nivojih W_i [kN]	F_i , strižna sila v nivojih [kN] $F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$	Delujoča strižna sila na posameznih nivojih [kN] $F_v = \sum_i F_i$
Sleme	8,7	86,3	34,40	34,40
2.	5,45	202,6	50,59	84,98
1.	2,81	422,5	54,39	139,37
Fb=		139,373		

Preglednica 7.9: Izračun potresne obtežbe v smeri Y.

Nivo	višina od tal do nivoja z_i [m]	Teža v nivojih W_i [kN]	F_i , strižna sila v nivojih [kN] $F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$	Delujoča strižna sila na posameznih nivojih [kN] $F_v = \sum_i F_i$
Sleme	8,7	86,3	39,54	39,54
2.	5,45	202,6	58,15	97,69
1.	2,81	422,5	62,53	160,22
Fb=		160,217		

Dobljeno obtežbo smo v prvem in drugem nivoju razdelili na dva enaka dela in z njo na vrhovih sten obremenili računski model. Tako vertikalna obtežba poteka skozi masno središče, ki je definirano na vrhovih sten. Enako smo obremenili tudi slemensko lego v smeri X, medtem ko smo obtežbo, ki odpade na sleme v smeri Y, definirali kot linijsko po celotni dolžini slemena.

Obtežno kombinacijo smo definirali v skladu za navodili EC8, ki so zapisana v poglavju 7.1.2.

8. REZULTATI POTRESNE ANALIZE

8.1. Omejitve pomikov

Mejni pomiki etaž, kot posledica potresnega vpliva, so omejeni glede na zahteve EC8. Pri stavbi z duktilnimi nekonstrukcijski elementi, omejitev določimo v skladu z enačbo:

$$d_r v \leq 0,0075 h \quad (8.1)$$

kjer pomeni:

- d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže;
- h etažna višina;
- v redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. V Slovenskem nacionalnem dodatku za kategorijo pomembnosti II je vrednost $v = 0,5$;

Izhajajoč iz enačbe 8.1 največji dovoljeni pomik d_r znaša 1,5 % etažne višine.

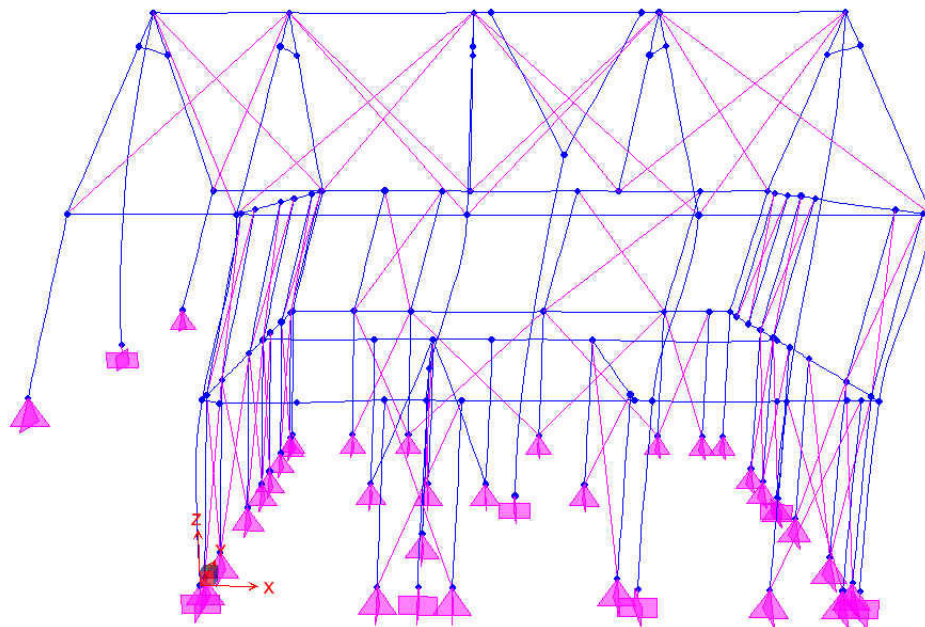
Preglednica 8.1: Največji dovoljeni etažni pomiki d_r .

	etažna višina h [m]	max. horizontalni pomik d_r [m]
pritličje	2,81	0,04215
nadstropje	2,64	0,0396

V nadaljevanju smo ločeno obravnavali rezultate analize v posameznih smereh. Obravnavani objekt mora bi zgrajen tako, da projektni etažni pomiki ne bodo večji, kot prikazano v preglednici 8.1.

8.2. Pomiki v smeri X - vzdolžna smer objekta

Na podlagi nelinearne »pushover« potresne analize smo dobili predvidene etažne pomike v glavni - vzdolžni smeri.



Slika 8.1: Shematski prikaz pomikov v vzdolžni smeri v programu SAP 2000.

Projektni etažni pomiki so določeni kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže. Povprečni vodoravni pomik je izračunan kot povprečje pomikov obeh zunanjih sten. Izračun povprečnih etažnih pomikov za X smer je prikazan v preglednici 8.2.

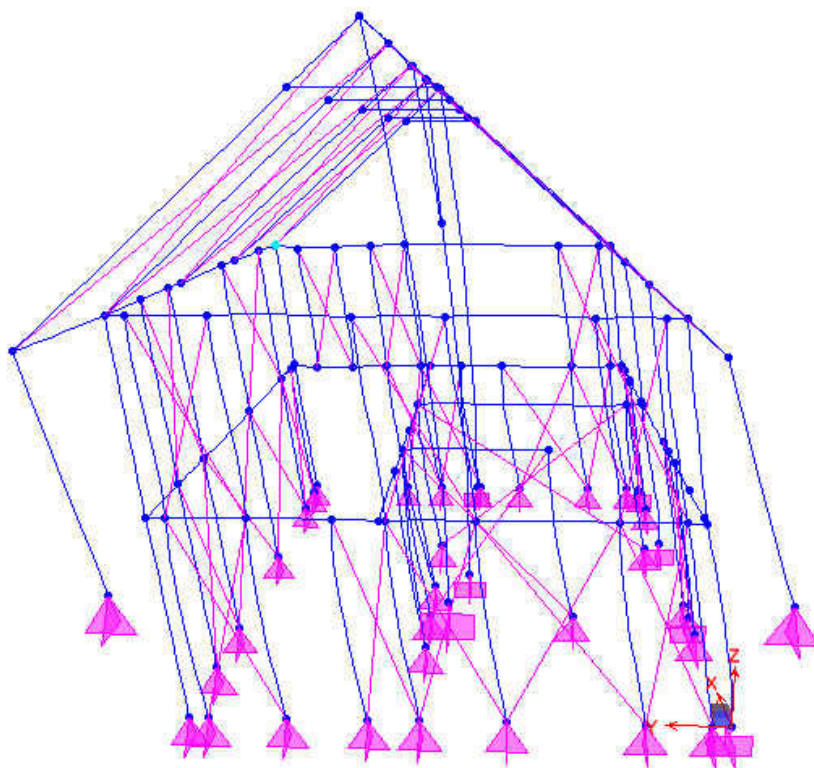
Preglednica 8.2: Izračun etažnih pomikov U_x v smeri X [cm].

smer X	pritličje	nadstropje (rel)
U_{Ax}	1,664	7,072
U_{Bx}	0,91	8,746
povprečje U_x	1,287	7,909

Že na podlagi primerjave rezultatov pomikov v smeri X z največjimi dovoljenimi etažnimi pomiki (Preglednica 8.1), ugotovimo, da potresna obtežba povzroča nedovoljeno velike pomike v nadstropju.

8.3. Pomiki v smeri Y - prečna smer objekta

Na podlagi nelinearne »pushover« potresne analize v smeri Y smo dobili predvidene etažne pomike v prečni smeri.



Slika 8.2: Shematski prikaz pomikov v prečni smeri v programu SAP 2000.

Projektni etažni pomiki so določeni kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže. Izračun pomikov za smer Y je prikazan v preglednici 8.3.

Preglednica 8.3: Izračun etažnih pomikov U_y v smeri Y [cm].

smer Y	pritličje	nadstropje (rel.)
U_{Cy}	4,248	3,693
U_{Dy}	4,3	3,256
povprečje U_y	4,274	3,4745

8.4. Kombinirani etažni pomiki

Ker smo računali odziv konstrukcije v X in Y smeri posebej, in sicer obe z enakim nereduciranim projektnim spektrom, je potrebno njun maksimalni vpliv določiti po enem od spodaj navedenih postopkov. Enaka pravila veljajo tudi za kombinacijo ostalih statičnih veličin.

Število nihajnih oblik, ki jih je treba upoštevati, je odvisno od želene natančnosti rezultatov, tipa konstrukcije, predvsem pa od obtežbe. Pri obtežbi je pomemben njen frekvenčni sestav, saj je od tega odvisno, kakšen način nihanja konstrukcije bo vzbujen. Večinoma so pomembne predvsem osnovne nihajne oblike. Pri zelo kratkotrajnih obtežbah in vitkejših konstrukcijah pa so pomembne tudi višje nihajne oblike.

- **Upoštevamo samo prvo nihajno obliko**

Vpliv prve nihajne oblike predstavlja spodnjo mejo vpliva potresne obtežbe na konstrukcijo in pride v poštev, ko lahko zanemarimo vpliv višjih nihajnih oblik. Kombinacija v tem primeru ni potrebna, saj predstavlja maksimalna vrednost prve nihajne oblike že rezultat tega postopka.

$$\{S\}_{\max} = \{S_1\}_{\max} \quad (8.2)$$

- **Aritmetična vsota absolutnih vrednosti (zgornja meja)**

Aritmetična vsota predstavlja zgornjo mejo vpliva potresne obtežbe na konstrukcijo. Ta način računa daje običajno prevelike rezultate, zato se uporablja samo v izjemnih primerih.

$$\{S\}_{\max} \leq \sum_{i=1}^m |\{S_i\}_{\max}| \quad (8.3)$$

- **Geometrijska vsota - SRSS**

Ta metoda se v praksi najbolj uporablja. Za njeno uporabo pa morajo veljati naslednje predpostavke:

- trajanje obtežbe je dolgo v primerjavi z nihajnimi časi konstrukcije;
- v obtežbi je enakomerno zastopan širok spekter frekvenc;
- posamezni nihajni časi konstrukcije se morajo med seboj razlikovati.

$$\{S\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{S_i\}_{\max}^2} \quad (8.4)$$

V primeru, da so si nihajni časi konstrukcije zelo podobni, smo s to metodo nekoliko na nevarni strani.

- **Popolna kvadratna kombinacija - CQC**

Geometrijska vsota je poseben primer popolne kvadratne kombinacije. Posebnost te metode je, da daje bolj realne rezultate za nihajne čase, ki so si dovolj blizu. Po EC8 se morajo posamezni nihajni časi razlikovati za vsaj 10%, da lahko uporabimo metodo SRSS. V nasprotnem primeru uporabimo popolno kvadratno kombinacijo.

$$U_{MAX} = U_{T1} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \quad (8.5)$$

V našem primeru sem upošteval le prvi nihajni obliki v posamezni smeri. Dejanski pomik je kljub temu nekoliko večji, ker pri računu nisem upošteval slučajne ekscentričnosti. Po EC8 bi to moral upoštevati v samem izračunu. Za grobo oceno pa zadošča povečanje pomikov za faktor δ , s katerim na približen način zajamemo vpliv slučajne torzije za robne elemente.

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \approx 1,3 \quad (8.6)$$

kjer je:

- x oddaljenost elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva;
- L_e razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjeno pravokotno na smer potresnega vpliva.

Maksimalna pomika v posamezni etaži dobimo s pomočjo kvadratnega pravila in z upoštevanjem faktorja δ :

Maksimalni etažni pomik v pritličju:

$$U_1 = \sqrt{U_{xP}^2 + U_{yP}^2} = \sqrt{(1,287)^2 + (4,274)^2} = 4,464 \text{ cm} \quad (8.7)$$

$$U_1^{\delta} = U_1 \cdot \delta = 4,464 \cdot 1,3 = 5,8 \text{ cm} \quad (8.8)$$

Kontrola mejnega stanja uporabnosti je omejena na kontrolo etažnih pomikov. V skladu z enačbo 8.1 so pomiki pritličja omejeni:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075h \Rightarrow 2,9 \text{ cm} \leq 2,107 \text{ cm} \quad \times \quad (8.9)$$

kjer je:

$d_r = U_1^{\delta} = 5,8 \text{ cm}$	etažni pomik v pritličju;
$\nu = 0,5$	redukcijski faktor za objekte I. in II. kategorije pomembnosti;
$h = 281 \text{ cm}$	višina pritličja.

Maksimalni etažni pomik v nadstropju:

Za določitev relativnih etažnih pomikov v višjih etažah potrebujemo pomike spodnjih etaž.

Razlika teh pomikov nam da medsebojni pomik etaž oziroma relativni etažni pomik.

$$U_2^{rel} = \sqrt{(U_{N,x}^{rel})^2 + (U_{N,y}^{rel})^2} = \sqrt{(7,909)^2 + (3,475)^2} = 8,639 \text{ cm} \quad (8.10)$$

$$U_2^{\delta} = U_2^{rel} \cdot \delta = 8,639 \cdot 1,3 = 11,23 \text{ cm} \quad (8.11)$$

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075h \Rightarrow 5,562 \leq 1,98 \quad \times \quad (8.12)$$

kjer je:

$$d_r = U_2 = 11,23 \text{ cm}$$

etažni pomik v nadstropju;

$$\nu = 0,5$$

redukcijski faktor za objekte I in II kategorije pomembnosti;

$$h = 264 \text{ cm}$$

višina nadstropja.

8.5. Komentar rezultatov

Na podlagi izračunanih pomikov lahko ugotovimo, da objekt potrebuje dodatne ojačitve, ki bodo omejevale pomike zaradi potresne obtežbe. Problem predstavlja predvsem druga etaža, kjer je pomik več kot dvakrat prevelik. Kritična je predvsem smer X, malo manj pa smer Y.

V pritličju je kritična smer Y. V smeri X tog okvir na eni in skoraj po celi dolžini polna stena na drugi strani zagotavljata zadostno togost. Vendar premajhna togost sten v smeri Y pripelje do pomikov, ki so preveliki za 38 %.

Preglednica 8.4: Odstopanja izračunanih pomikov od največjih dovoljenih.

	pomiki [cm]	max. Etažni pomik d_r [cm]	Prevelik za [%]
U1	4,4636		
U1'	5,8026	4,215	38
U2	8,6385		
U2'	11,2301	3,96	184

Kljub dokaj velikemu presežku pomikov moramo poudariti, da so bili v analizi upoštevani najneugodnejši pogoji, kar daje rezultate na varni strani. Hkrati je bilo z raziskavami dinamičnega odziva lahkih stavb po svetu že dokazano, da zaključni fasadni sloji tudi za več kot 100% zmanjšajo podajnost objekta. V našem primeru bo nosilna konstrukcija z obeh strani zamazana z ilovnatim ometom, ki bo precej doprinesel k togosti objekta, vendar te dodatne nosilnosti v izračunu nismo upoštevali.

Obravnavano diplomsko delo in s tem analiza potresne odpornosti se je izvajala pred dokončno izvedbo statike za PGD v okviru načrta gradbenih konstrukcij. Zato dodatne

ojačitve objekta, ki bodo potrebne, še niso natančno definirane. Način ojačitev v tovrstnih konstrukcijah je namreč potrebno natančno proučiti z izvajalcem lesene nosilne konstrukcije. Možnosti povečanja strižne togosti objekta je več, v nadaljevanju pa navajamo le nekaj izmed njih.

Najpreprostejša možnost je dodajanje diagonal predvsem v nadstropju, v manjši meri pa tudi v pritličju. Te diagonale so lahko lesene, jeklene vrvi ali poliestrski trakovi, ki bi ojačali stenske panele, polnjene z balami slame. Te rešitve predstavljajo dodatne konstrukcijske elemente v našem objektu, katerih vpliv na strižno nosilnost je mogoče določiti v skladu z veljavnimi EC standardi.

Kot je bilo omenjeno že v prvem delu naloge, obstaja tudi veliko možnosti za povečanje strižne nosilnosti samih stenskih panelov. Različni načini so že v uporabi pri gradnji z balami slame v naši bližnji in daljni okolici. Smiselno bi bilo prebadati bale slame, kar je možno izvesti z različnimi materiali (jeklo, les, bambus), kar ob pravilni izvedbi zmanjšuje zdrse med posameznimi balami in tako povečuje strižno nosilnost. Sisteme z balami bi lahko prednapenjali in s tem dobili boljšo povezanost med balami zaradi večje medsebojne kompresije, kar pa poveča strižno nosilnost stene. Oba omenjena pristopa sta v Kaliforniji zahtevana s predpisi, ki določajo način gradnje z balami slame na območju, ki je znan po potresni ogroženosti. Vendar bi take dopolnitve oziroma ojačitve spremenile naravo stenskih panelov in bi jih zato bilo smiselno eksperimentalno preveriti. S tem bi bilo potrebno na novo opraviti raziskave strižne nosilnosti, saj njihovega vpliva ni mogoče napovedati oziroma izračunati.

Hišo, grajeno z balami slame, je mogoče zgraditi tudi tako, kot to izvajajo večinoma v Nemčiji (Slika 3.6). Tam leseno nosilno konstrukcijo, ki je dimenzionirana na podlagi veljavnih predpisov (upoštevana vetrna in potresna obtežba za tisto področje), le obložijo naokoli z balami slame, ki nosijo le okenske okvire in svojo lastno težo. Vso drugo zahtevano nosilnost pa zagotavlja lesen okvir, ki je povezan z balami, ki so postavljene okoli nosilnega okvirja.

9. ZAKLJUČEK

V Svetu je gradnja z balami slame v vzponu. Že v obdobju priprave te diplomske naloge sem preko spleta občudoval vedno nove objekte, ki rastejo v Evropi in drugod. Tako je težko reči, da je ta način gradnje nepreizkušen, saj so v Nebraski gradili z balami pšenične slame že pred dvesto leti. Bolj kot nepreizkušen je nekonvencionalen, saj temelji na uporabi materiala, ki bi v normalnem primeru končal na kompostu ali kot mehko ležišče v hlevu. Tako ni kot večina ostalih gradbenih materialov industrijsko izdelan ali predelan. Manjša uporabnost materiala je predvsem v tem, da zaradi ne-industrijske proizvodnje ni mogoče upoštevati zahtev modernih standardov, ki za kontrolo kvalitete zahtevajo industrijsko linijo.

Vprašajmo pa se, ali je res škoda v gradbeništvu uporabljati obnovljiv material, ki je preprosto razgradljiv in za pridelavo katerega niso potrebne ogromne količine energije, saj zraste kar na sosedovi njivi? Avstrijski ekologi so izračunali, da ima gradnja hiše iz bal slame dvajsetkrat manjši vpliv na okolje, kot gradnja enake hiše z konvencionalnimi materiali. Dodatno pa ob tem dobimo energijsko varčen življenjski prostor z visoko kvalitetno bivalno klimo.

Verjetno potrebujemo le čas, da bo družba sprejela tudi takšen način gradnje. Predstavljam si široko skepso populacije v prvih letih po prihodu cementa. Kdo bi si takrat mislil, da bo danes večji del gradbeništva v Sloveniji slonel ravno na betonu. V Ameriki in nekaterih Evropskih državah so že presegli stopnjo skepse, ki pa naš še čaka. Zaradi majhne porabe energije za ogrevanje takšnih objektov v veliko državah ministrstva finančno podpirajo projekte, ki analizirajo in promovirajo gradnjo z balami slame.

V diplomskem delu sem se posvetil analizi stenskega panela, ki bo uporabljen pri gradnji objekta v Sloveniji. Žal projekt in izračun horizontalne nosilnosti objekta ni pripeljal do zaključka, ki bi ustrezal zahtevam standarda EC8. Objekt potrebuje še dodatne ojačitve, kar pa je predvsem posledica arhitekturne zasnove objekta, ki predvideva velike odprte prostore. Pogosto še gradnja iz klasičnih materialov ne more slediti sodobnim smernicam arhitektov, ki stremijo za čim večjimi odprtini in želijo imeti čim bolj odprte in razgibane tlorise. Zadnje čase se kaže možnost, da bo uvedba novih smernic pri projektiranju konstrukcijskega stekla,

ki ga bo mogoče računsko upoštevati pri zagotavljanju potresne odpornosti, dala nove razsežnosti tovrstnim objektom, oz. arhitekturnim idejam.

V našem obravnavanem projektu je potrebno najprej predlagati konkretne ojačitve nosilne konstrukcije in ponovno računsko kontrolirati MSU objekta pri potresni obtežbi. S stališča MSN pa bi za obravnavano konstrukcijo lahko dejali, da je sposobna prevzeti pričakovano potresno obtežbo.

Takšen zaključek bralca diplomskega dela ne bi smel odvrniti od nadaljnega razmisleka o gradnji z balami slame, saj so popravki na podlagi prve statične analize sestavni del kontrole nosilnosti vsakega objekta, ne glede na tip uporabljenih materialov.

Sem pa prepričan, da Hiša v Podgozdu ne bo zadnja hiša grajena iz bal slame pri nas in da ta diploma, čeprav je prva o gradnji z balami slame, ne bo zadnja na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo na to temo.

10. VIRI

Jones, B. 2001. Information guide to straw bale building for self-builders and the construction industry. Todmorden, Anglija, Amazon Nails: 60 str.

Wimmer, R. 2001. Haus der Zukunft. Študija po navodilu ministrstva za promet, inovacije in tehnologijo. Wien, Gruppe Angepasste Technologie (GrAT), Österreichisches Strohballen Netzwerk (asbn): 114 str.

Wimmer, R. 2002. Planen und bauen für die Zukunft Das S-House. Wien, Gruppe Angepasste Technologie an der Technische Universität Wien: 32 str.

Swentzell Steen, A. 1994. The straw bale house. USA, White River Junction, Chelsea GreenPublishing Company: 297 str.

Ceccotti, A., Torratti, T., Dujič, B. 2002. Design of timber structures in seismic zones according to Eurocode 8 - 2002 version. Meeting. International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Commission W 18, Timber Structures. ISSN 0945-6996 str. 1-12.

Dujič, B., 2001. Eksperimentalno podprto modeliranje odziva lesenih okvirnih panelov na vodoravno ciklično obtežbo. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 239 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

Kreslin, M. 2005. Modeliranje konstrukcij stavb za potresne ananlize po EC 8 - primer stavbe na Jamovi 2. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 107 str.

Tomažin, L. 2005. Hiša s kombinirano AB in leseno konstrukcijo - primer projektiranja. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 87 str.

Tomažević, M. 1991. Uvod v eksperimentalno analizo gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 224 str.

Ime 2001. Straw bale moisture monitoring report, Canadian mortgage and housing company: **xx** str

Članki:

Klostermeier, C. 2003. Ausgestopft, Strohhallen-Bauweise: Niedrigenergiehaus in Maria Laach. Bau Handwerk nr. 11, 2003: 6 str.

Bibby A., Forget that big, bad wolf. The Observer, 2005

Guevara-Stone, L. **Naslov** Mothering, jan.-feb. 2003

Standardi:

SIST EN 1998-1, 2004. Evrocod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe.

SIST EN 1995-1, 1998. Evrocod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij. Del 1: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1991-1, 1998. Evrocod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije.

še Ameriški standardi

Internetni viri:

http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html (9.12.2005)

<http://www.eere.energy.gov>, (20.1.2006)

www.strawhomes.com/sban, (20.1.2006)

<http://www.baubiologie.at>, (20.1.2006)

http://solstice.crest.org/efficiency/straw_insulation, (20.1.2006)

<http://huntsville.about.com/library>, (20.1.2006)

<http://www.lamaisonempaille.com>, (20.1.2006)

www.strawbalehomes.com, (22.1.2006)

www.fasba.de, (20.1.2006)

www.greenhouse.gov.au, (9.2.2006)

www.strawbuilding.org, (9.2.2006)