

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:

**Leon Tomažin**

# **Hiša s kombinirano AB in leseno konstrukcijo - primer projektiranja**

**Diplomska naloga št.: 2844**

**Mentor:**  
prof. dr. Roko Žarnić

**Somentor:**  
asist. dr. Bruno Dujč

Ljubljana, 28. 10. 2005

## **IZJAVA O AVTORSTVU**

Podpisani **LEON TOMAŽIN** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: »**HIŠA S KOMBINIRANO AB IN LESENO KONSTRUKCIJO – PRIMER PROJEKTIRANJA**«.

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

Ljubljana, 17.10.05

## **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:** 624.016 (043.2)
- Avtor:** Leon Tomažin
- Mentor:** izr. prof. dr. Roko Žarnić
- Somentor:** asist. dr. Bruno Dujič
- Naslov:** Hiša s kombinirano AB in leseno konstrukcijo –  
primer projektiranja
- Obseg in oprema:** 98 str., 21 pregl., 54 sl., 87 en.
- Ključne besede:** lesene konstrukcije, eksperimentalne preiskave, eksperimentalno  
podprto modeliranje, potresna obtežba, primer projektiranja

### **Povzetek**

Stanovanjsko hišo z zahtevno arhitekturno zasnovo smo projektirali s pomočjo programa SAP 2000 verzija 8 nonlinear na potresno obtežbo v skladu z zahtevami EC8. Nosilna konstrukcija je izdelana iz kombiniranega sistema armiranobetonskih sten in lesenih navzkrižno lepljenih masivnih KLH plošč, ki so uporabljene v nosilni konstrukciji kot stenski elementi ter za medetažno in strešno konstrukcijo. Nosilni sistem je specifičen glede na trenutno gradbeno prakso, zato smo v izračunu upoštevali mehanske karakteristike lesenega nosilnega sistema za prevzem vodoravnih sil, kot smo jih eksperimentalno določili z laboratorijskimi preiskavami KLH lesenih stenskih elementov pri ciklični vodoravni obtežbi.

## **BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 624.016 (043.2)

**Author:** Leon Tomažin

**Supervisor:** Prof. Dr. Roko Žarnić

**Co-supervisor:** Assist. Dr. Bruno Dujič

**Title:** Combined RC and Timber Structure House – Design Case

**Notes:** 98 p., 21 tab., 54 fig., 87 eq.

**Key words:** timber structures, experimental research, experimentally supported modeling, seismic analysis, design case

### **Abstract**

A tenement house with a complex architectural plan was designed, supported by the program SAP 2000 version 8, to a seismic load according to EC8. Its supporting structure is made of a combined system of reinforced concrete walls and timber crosswise glued KLH slabs, used in stories and roofs like wall panels. The bearing system is specific considering the present construction practice, which is why we used experimentally obtained mechanical properties of KLH cyclically stressed timber structure systems capable of bearing the horizontal load.

## ZAHVALA

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

Zahvalil bi se tudi svojim bližnjim, še posebej očetu Goranu, noni Lilijani in Barbari, ter podjetju Isan12 d.o.o za spodbudo in pomoč pri študiju.

Diplomo posvečam pokojnima mami Zdenki in nonotu Dragu, ki ju ni več ob meni, da bi se skupaj veselili tega uspeha.

» Tja, do koder je vredno iti, ne pelje nobena bližnjica. «

Beverly Sills

## KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	LESENE NAVZKRIŽNO LEPLJENE »KLH« PLOŠČE	3
3	OPIS LABORATORIJSKIH PREISKAV	8
3.1	Strižne preiskave stenskih segmentov izdelanih v KLH sistemu	9
3.1.1	Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov	9
3.1.2	Sestava stenskih preizkušancev	11
3.1.3	Vsiljevana vodoravna obtežba	12
3.1.4	Navpična obtežba	12
3.1.4	Robni pogoji	13
3.2	Preiskava stenskega elementa W6c_C_V1_2	16
4	RAČUNSKI MODEL STENE	19
5	TEORETIČNE OSNOVE PROJEKTIRANJA PO EC8	24
5.1	Kaj je EC8?	24
5.2	Mejna stanja	25
5.2.1	Mejno stanje nosilnosti (MSN)	26
5.2.2	Mejno stanje uporabnosti (MSU)	28
5.3	Določitev potresnega vpliva na konstrukcijo	31
5.3.1	Kategorije pomembnosti za stavbe	32
5.3.2	Potresna nevarnost v Republiki Sloveniji	33
5.3.3	Elastični spekter odziva	34
5.3.4	Projektni spekter odziva in faktor obnašanja	37
6	MODELIRANJE STANOVANJSKE LESENE HIŠE	41
6.1	Obtežne kombinacije za dimenzioniranje po MSN	43
6.2	Obtežbe na konstrukciji	43
6.3	Računski model zgornjega dela objekta	46
7	REZULTATI	51
7.1	Notranje statične količine in dimenzioniranje elementov	51
7.1.1	Stebri	51
7.1.2	Prečke (za stabilizacijo stebrov okoli šibke osi)	61
7.1.3	Napetosti v stenskih elementih in ploščah	65



7.1.4	Sile v sidrnih elementih	72
7.2	Določitev pomikov	74
7.2.1	Pomiki pri nezgodni obtežni kombinaciji s potresom	75
7.2.2	Pomiki pri navidezno stalni obtežbi	80
7.3	Tehnično poročilo o obravnavanem delu konstrukcije	83
7.3.1	Sestava lesene konstrukcije	83
7.3.2	Mehanske karakteristike nosilnih elementov	84
7.3.3	Upoštevana obtežba konstrukcije	84
8	ZAKLJUČKI	86
9	VIRI	87

## KAZALO PREGLEDNIC

- Preglednica 3.1: Prikaz vseh preizkusov, pri katerih sem sodeloval.
- Preglednica 3.2: Ovrednotenje cikličnega odziva preizkušanca W6c\_C\_V1\_2.
- Preglednica 5.1: Parcialni varnostni faktorji za obtežbo (osnovna obtežbena kombinacija).
- Preglednica 5.2: Kombinacijski faktorji  $\Psi$  za stavbe (SIST EN 1991-1-1, pregl. 9.3).
- Preglednica 5.3 : Kategorije uporabe(SIST EN 1991-1-1, preglednica 6.1).
- Preglednica 5.4: Vrednosti koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (SIST EN 1991-1-1, tabela 6.2).
- Preglednica 5.5: Vrednosti  $\phi$  za račun  $\Psi_{E,i}$  (SIST EN 1998-1, preglednica 4.2).
- Preglednica 5.6: Kategorije pomembnosti in faktor pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1, preglednica 4.3).
- Preglednica 5.7 : Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva tipa 1, (SIST EN 1998 - 1, preglednica 3.2).
- Preglednica 5.8: Način projektiranja, tipi lesenih konstrukcij in zgornje vrednosti faktorjev obnašanja za tri stopnje duktilnosti (SIST EN 1998-1, preglednica 8.1).
- Preglednica 5.9: Podatki za izračun reduciranega projektne spektra tipa 1.
- Preglednica 6.1: Določitev stalne in koristne obtežbe nadstropja.
- Preglednica 6.2: Določitev stalne obtežbe in obtežbe s snegom za poševno streho.
- Preglednica 6.3: Določitev stalne in koristne obtežbe ter obtežbe s snegom za ravno streho.
- Preglednica 6.4: Določitev koristne obtežbe za stopnišče.
- Preglednica 7.1: Notranje statične količine v stebrih za različne obtežbene kombinacije.
- Preglednica 7.2: Notranje statične količine v najbolj obremenjeni prečki za različne obtežne kombinacije.
- Preglednica 7.3: Reakcije v podporah.
- Preglednica 7.4: Maksimalna reakcija v vzmeti.
- Preglednica 7.5: Faktor  $k_{def}$  za masivni in lepljeni lamelirani les.
- Preglednica 7.6: Kontrola pomikov  $U_{inst}$  in  $U_{fin}$ .

## KAZALO SLIK

- Slika 2.1: Prikaz gradnje montažne hiše po KLH sistemu.
- Slika 2.2: Detajl petslojne KLH plošče z vijačnim preklopom.
- Slika 2.3: Detajl stikovanja v medetaži.
- Slika 2.4: Detajl stikovanja s temeljno ploščo.
- Slika 3.1: Prikaz prenosa potresnih sil v leseni konstrukciji (vir: Ceccotti).
- Slika 3.2: Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov.
- Slika 3.3: Preizkus obnašanja enovite strižne stene.
- Slika 3.4: Preizkus obnašanja medetažnega sklopa z vmesno medetažno ploščo.
- Slika 3.5: Preizkus W9s\_C\_V1\_2, porušitev medetažnega stika z žebli dolžine 4 cm.
- Slika 3.6: Preizkus W9s\_C\_V1\_1, porušitev metetažnega stika z žebli dolžine 6 cm.
- Slika 3.7: Preizkus W6c\_C\_V1\_2 - prikaz modela, obtežbe in robnih pogojev.
- Slika 3.8: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, prikaz merskih mest.
- Slika 3.9: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, porušitev nekaterih vijakov v preklopnem stiku.
- Slika 3.10: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, pozicije vijakov 1, 2 in 3 po preiskavi.
- Slika 3.11: Diagram za interpretacijo rezultatov strižnih preiskav stenskih elementov.
- Slika 4.1: Stenski element z odprtinami v računskem modelu upoštevan ali kot nadomestno paličje ali le s polnimi segmenti stene.
- Slika 4.2: KLH panel z BMF 105 kotnikom pred dvižno preiskavo.
- Slika 4.3: Porušitev kotnika po dvižni preiskavi.
- Slika 4.4: Rezultati dvižne preiskave sidra in uporaba le-teh v programu SAP2000.
- Slika 4.5: KLH panel z BMF 105 kotnikom pred strižno preiskavo.
- Slika 4.6: Porušitev kotnika BMF 105 po strižni preiskavi.
- Slika 4.7: Rezultati strižne preiskave sidra in uporaba le-teh v programu SAP2000.
- Slika 4.8: Primerjava dejanskega odziva stene pri kombinaciji vodoravne in navpične obtežbe ter odziva izračunanega s programom SAP 2000.
- Slika 4.9: Računski model v programu SAP 2000 s prikazom postavitve nelinearnih vzmeti.
- Slika 5.1: Prikaz projektних pospeškov tal ob potresu s povratno dobo 475 let; vir: [http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektni_pospesek_tal.html)

- Slika 5.2: Priporočen elastični spekter odziva tipa 1 za vrste tal od A do E, 5% dušenje, (SIST EN 1998-1, slika 3.2).
- Slika 5.3: Reduciran projektni spekter tipa 1 za različne faktorje obnašanja  $q$ .
- Slika 6.1: Idejna skica obravnavane konstrukcije (avtor: arhitekt Domen Bergoč, 2005).
- Slika 6.2: Maketa obravnavane konstrukcije (avtorja: arhitekta Domen Bergoč in Marko Smrekar, 2005).
- Slika 6.3: ACAD, tloris pritličja.
- Slika 6.4: ACAD, tloris nadstropja.
- Slika 6.5: Računski model – pogled 1, različni elementi.
- Slika 6.6: Računski model – pogled 2, različni materiali.
- Slika 6.7: Računski model – pogled 3, končni elementi.
- Slika 6.8: Računski model – pogled 4, končni elementi.
- Slika 6.9: Računski model – podpore  $P_i$ .
- Slika 6.10: Prikaz računskega modela po sklopih od a do k.
- Slika 7.1: Diagram osnih sil v stebrih in prečkah pri obtežni kombinaciji, kjer prevladuje sneg (številka 5).
- Slika 7.2: Napetosti v steni 1 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.3: Napetosti v stenah 4 in 5 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.4: Napetosti v stenah 7 in 8 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.5: Napetosti v steni 10 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.6: Napetosti v steni 12 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.7: Napetosti v steni 2 zaradi obtežne kombinacije 3.
- Slika 7.8: Napetosti v steni 3 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.9: Napetosti v stenah 10 in 11 zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.10: Napetosti v plošči 1 zaradi obtežne kombinacije 3.
- Slika 7.11: Napetosti v plošči 2 zaradi obtežne kombinacije 3.
- Slika 7.12: Napetosti v strehi zaradi obtežne kombinacije 5 (prevladujoča obtežba snega).
- Slika 7.13: Maksimalne deformacije zaradi potresne obtežbe.
- Slika 7.14: Deformacije zaradi potresne obtežbe v smeri U2 - Y smer.
- Slika 7.15: Maksimalne deformacije v plošči 1.
- Slika 7.16: Maksimalne deformacije v plošči 2.
- Slika 7.17: Maksimalne deformacije na strehi.



## 1 UVOD

V diplomski nalogi smo obravnavali potresno analizo lesenih objektov, ki jih sestavljajo leseni paneli različnih dimenzij. Cilj naloge je bil zagotoviti potresno varno konstrukcijo, saj v marsikaterem primeru predstavlja potres kritično obtežbo. Hkrati smo obravnavali tudi mehanske lastnosti panelov, veznih sredstev in vpliv spojev pri spreminjajoči se obtežbi.

Na tržišču je veliko ponudnikov različnih vrst panelov, ki se lahko razlikujejo po načinu spajanja lamel, njihovi medsebojni usmerjenosti in vrsti lesa. Poleg samih panelov ima tukaj zelo pomembno vlogo način stikovanja med paneli in pritrjevanje le-teh na druge nosilne dele konstrukcije. Običajno se za stikovanje uporablja vijačene ali žebljane stike ter kotnike. Pomembna je njihova geometrija, razporeditev in s tem mehanske lastnosti celotnega sklopa kot nosilnega konstrukcijskega sistema. Ker v praksi nimamo preverjenih računskih modelov, lahko obnašanje tovrstnih sklopov pri ciklični obtežbi le grobo ocenimo. V primeru natančne študije pa je smiselno izvesti osnovne eksperimentalne preiskave, ki nam uprizorijo njihov natančen odziv.

Zahtevno arhitekturno zasnovano konstrukcijo, ki smo jo obravnavali v diplomski nalogi, nadkletno armirano-betonsko (AB) etažo sestavljajo AB stenski elementi in lesena konstrukcija, ki je sestavljena iz navzkrižno lepljenih plošč. Tako so tudi eksperimentalne raziskave bile izvedene na konstrukcijskih sklopih lesenih navzkrižno lepljenih panelov avstrijskega podjetja KLH Massivholz GmbH, ki bodo uporabljeni pri gradnji obravnavanega objekta. Mehanske karakteristike lesenih masivnih sten smo določili s preiskavami v posebej izdelani v napravi za preskušanje strižne nosilnosti stenskih elementov. Tako smo dobili natančen odziv stenskega elementa v njegovi ravnini pri kombinaciji navpične in ciklično spremenljive vodoravne obtežbe. Dobljene karakteristike smo upoštevali pri izdelavi računskega modela, ki smo ga s pomočjo izvedenih eksperimentalnih preiskav ustrezno preverili, saj smo posebno pozornost posvetili ujemanju izmerjenih in izračunanih deformacij in pomikov določenih delov panela pri različnih obtežbah. Poleg stene smo v okviru eksperimentalnih preiskav KLH sistema raziskali še ciklični odziv elementov, ki se uporabljajo pri stikanju KLH panelov (vijaki, žebliji in kotniki).

Z rezultati preiskav in s programom za računanje konstrukcij po metodi končnih elementov SAP 2000 verzija 8.3.3 smo najprej izdelali računski model sklopa konstrukcije, ki smo jo eksperimentalno raziskali v laboratoriju. V računskem modelu osnovnega stenskega elementa smo upoštevali dejanske robne pogoje, delujočo obtežbo in dejanske mehanske karakteristike sidrnih elementov. Z nelinearnimi vzmetmi smo uprizorili obnašanje veznih sredstev, ki imajo zelo pomemben vpliv na odziv stenskega elementa. Le na osnovi upoštevanja eksperimentalno določenih togostnih karakteristik sider smo lahko natančno ujeli odziv stenskega preizkušanca.

V zadnjem delu diplomske naloge smo uporabili verificirani računski model stene za izdelavo računskega modela celotne stanovanjske hiše. Z računskim modelom kombinirane AB in lesene konstrukcije v programu SAP 2000 smo dobili odziv objekta glede na statično in potresno obtežbo, ki je podana s projektnim spektrom. Na osnovi izračunanih notranjih statičnih količin in pomikov posameznih konstrukcijskih sklopov smo po EC8 (pravilnik za projektiranje potresno-odpornih konstrukcij) in EC5 (pravilnik za projektiranje lesenih konstrukcij) dimenzionirali lesene elemente obravnavane nosilne konstrukcije.

## 2 LESENE NAVZKRIŽNO LEPLJENE »KLH« PLOŠČE

Les je kot naraven in zelo kvaliteten gradbeni material primeren predvsem za konstrukcije, pri katerih želimo, da lesene površine ostanejo vidne. S tem želimo izpostaviti in poudariti njegovo naravno lepoto. Hkrati pa ima les kot naraven material sposobnost uravnavanja vlažnosti v prostorih z izmenjujočo se vlago, kar je največkrat primer v bivalnih stanovanjskih objektih. Poleg kamna je bil to prvi uporabljen gradbeni material, ki se zaradi mehanskih in fizikalnih lastnosti z njim zelo dopolnjuje. V bližnji preteklosti je les nekoliko izpodrinil cenejši beton, vendar trend uporabe lesa kot gradbenega materiala spet počasi narašča zaradi številnih prednosti v primerjavi z betonom in jeklom, saj imajo lesene konstrukcije ugodnejši biološki ter psihološki vpliv na počutje ljudi.

Les je naraven kompozitni, anizotropni material, ki je sestavljen iz olesenelih vzdolžnih vlaken, por in vode. Lahko se ga obdeluje in sestavlja zaradi preprostih veznih sredstev, ima majhno lastno težo v primerjavi z nosilnostjo in je relativno dobro požarno odporen, kar pa je precej v nasprotju z laičnim mišljenjem. Za zaščito pred bakterijami in paraziti ga lahko impregniramo z impregnacijskimi sredstvi ali ga posušimo na približno 12% vlažnost. Ker je danes ekološka osveščenost ljudi na veliko višjem nivoju kot pred nekaj desetletji, je pri zaščiti lesa ponovno v ospredju njegova naravna zaščita, ki jo dosežemo z določenimi izvedbenimi detajli. Ti so vezani predvsem na pravilno obdelavo in uporabo les, ki jo že od nekdaj obvladajo dobro izučeni tesarji. Les lahko zadostno zaščitimo že s pravilno uporabo, saj je zanj najbolj pomembno, da je prezračevan in na svetlobi, hkrati pa moramo preprečiti pretirano izpostavljenost izmeničnim vplivom vlage in zraka.

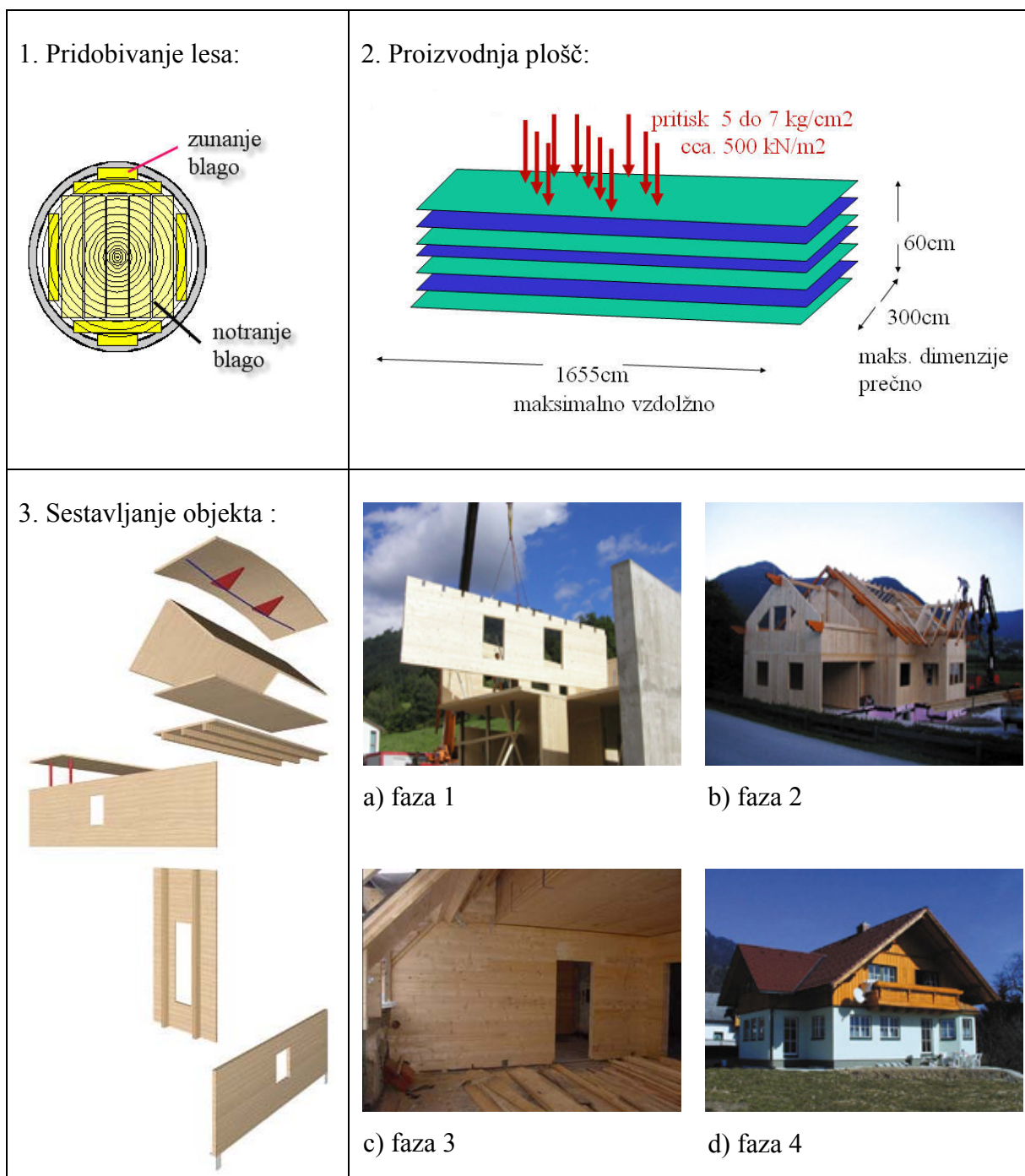
Montažne hiše se zaradi načina in hitrosti gradnje čedalje bolj uveljavljajo. Avstrijsko podjetje KLH Massivholz GmbH je v tem videlo svojo priložnost in trgu ponudilo izdelek v obliki navzkrižno lepljene lesene masivne plošče, ki je uporabna prav za vse konstrukcijske elemente v nosilni konstrukciji objekta (Slika 2.1). Tako sedaj podjetje KLH preko svojih projektantskih podjetij kupcem ponudi širok izbor hiš in drugih objektov, ki so deloma ali v celoti izdelani iz navzkrižno lepljenih »KLH« plošč. Plošče se v tovarni po projektu za izvedbo konstrukcije (PZI) natančno razrežejo in se na terenu sestavijo v celoto. Značilnost



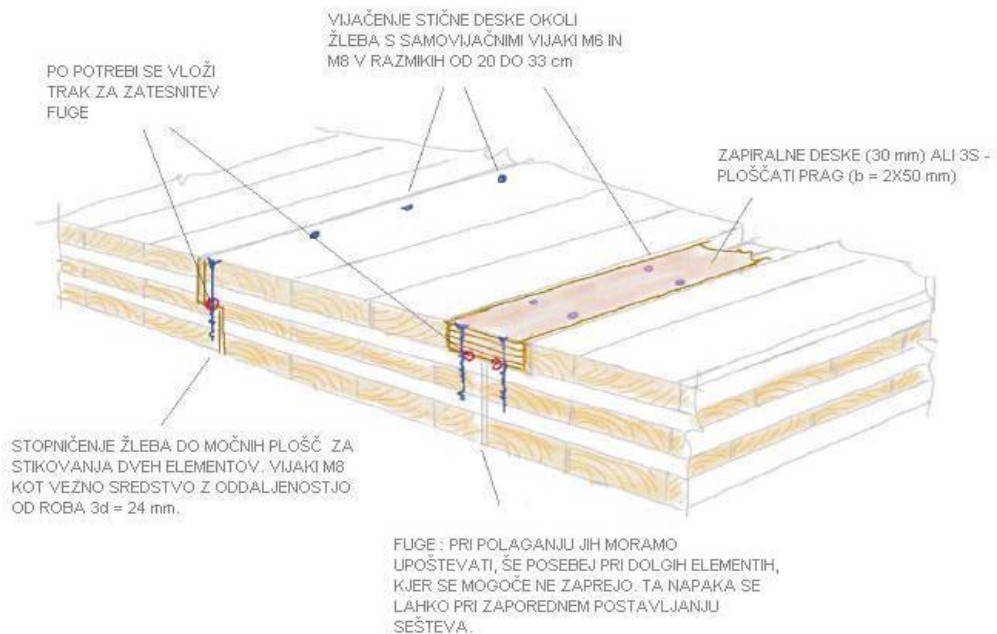
njihovih objektov je uporaba naravnih materialov, ki stanovalcem dajejo prijeten občutek bivanja, hkrati pa so objekti tudi zelo energetske varčni. Njihova odlika je tudi hitra in cenejša gradnja v primerjavi s klasičnimi zidanimi objekti, zato se v prihodnosti pričakuje še nadaljnji trend v povpraševanju in gradnji tovrstnih konstrukcij.

Ker montažne hiše predstavljajo novost tudi za gradbenike, se je v zadnjem času pojavilo veliko metod, po katerih se jih dimenzionira. To se predvsem nanaša na izbiro računskega modela. Dober računski model se mora približati obnašanju dejanske konstrukcije ali njenega dela. Tako smo v sklopu naloge želeli izdelati čimbolj natančen računski model, ki bi lahko uprizoril dejansko obnašanje konstrukcije pri različnih obtežnih kombinacijah. V ta namen smo izvedli laboratorijske preiskave različnih osnovnih sklopov konstrukcije in upoštevali njihov nelinearni histerezni odziv pri izdelavi računskega modela. Z uporabo preverjenega računskega modela lahko v bodoče načrtujemo optimalne in varne lesene konstrukcije, kar lahko doprinese k razvoju večjih in zahtevnejših tako lesenih kakor tudi kombiniranih konstrukcij, kar nakazuje primer v nalogi.

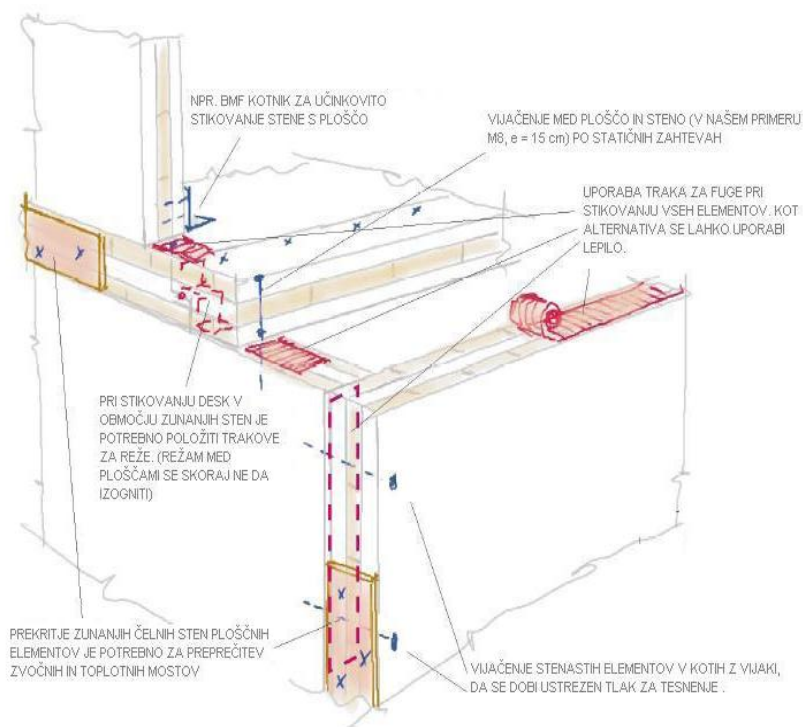
Kot osnovno surovino za izdelavo »KLH« plošč uporablja podjetje KLH Massivholz GmbH smrekov les, ki je posušen na vlažnost 12 % z odstopanjem od te vrednosti za največ 2 %. To omogoča naravno zaščito pred raznimi škodljivci kot so gobe, bakterije in insekti. Plošče oz. panele sestavljajo iz lamel tako, da jih lepijo v plasti, ki so si med seboj pravokotne. Število plasti je liho, skupno pa lahko tako zlepljena plošča doseže debelino tudi do 60 cm. Tak način sestavljanja ima mnogo prednosti, saj se vpliv nabrekanja zmanjša na zanemarljivo vrednost, hkrati pa se povečata tudi stabilnost in trdnost elementa oz. plošče. Po želji naročnika lahko »KLH« ploščo estetsko obdelajo tako, da ostane vidna tudi po vgradnji.



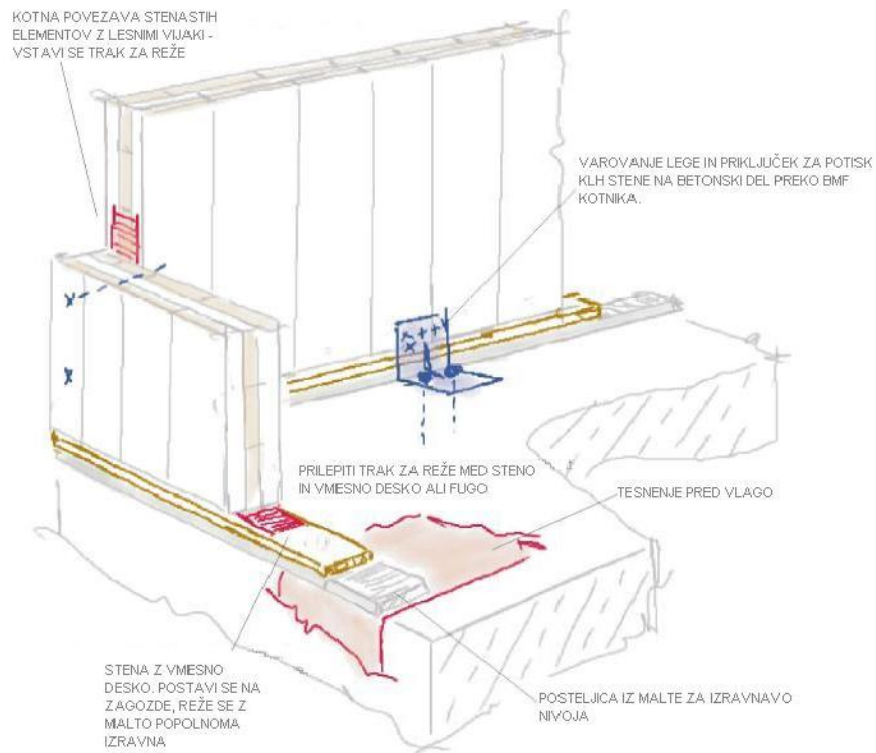
Slika 2.1: Prikaz gradnje montažne hiše po sistemu »KLH« (vir: KLH<sup>®</sup> Technische Dokumentation).



Slika 2.2: Detajl petslojne KLH plošče z vijačnim preklopom (vir: KLH® Technische Dokumentation).



Slika 2.3: Detajl stikovanja v medetaži (vir: KLH® Technische Dokumentation).



Slika 2.4: Detajl stikovanja s temeljno ploščo (vir: KLH® Technische Dokumentation).

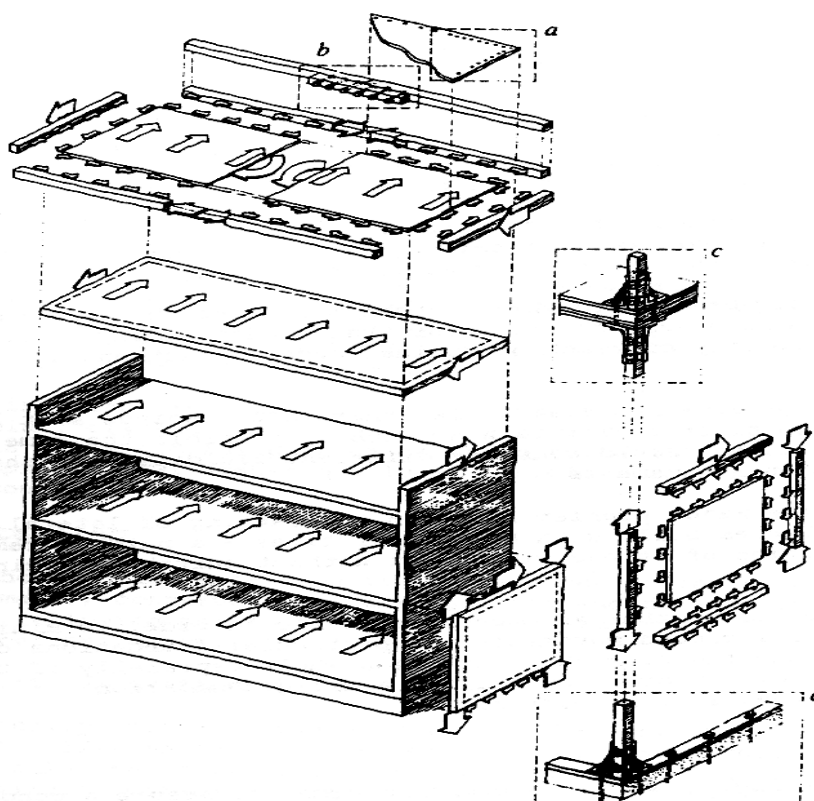
### 3 OPIS LABORATORIJSKIH PREISKAV

Del diplomskega dela so predstavljale laboratorijske preiskave določenih konstrukcijskih sklopov, ki so jih sestavljali KLH panelni elementi in mehanska vezna sredstva. Tako so v diplomsko nalogo vključene tudi preiskave stenskih panelov, ki smo jih preizkusili v napravi za preizkušanje strižne nosilnosti sten. V laboratoriju Katedre za preizkušanje materialov in konstrukcij Fakultete za gradbeništvo in geodezijo sem namreč sodeloval pri preiskavah, s katerimi smo eksperimentalno določili odziv lesenih navzkrižno lepljenih panelov avstrijskega podjetja KLH Massivholz GmbH pri različnih robnih pogojih in kombinaciji navpične ter vodoravne obtežbe. V sklopu strižnih preiskav smo pri ciklično spreminjajoči se obtežbi raziskali tudi odziv vseh mehanskih veznih sredstev, ki vplivajo na odziv stenskega segmenta.

Pri preiskavah smo varirali različne parametre, kot so robni pogoji vpetja stene, velikost navpične obtežbe, način vnosa vodoravne obtežbe (monotono naraščajoča ali ciklično se spreminjajoča), razporeditev kotnikov, dolžina žeblicev, s katerimi smo pritrdjevali jeklene kotnike na steno ter celovitost stenskega elementa oziroma sestavljenost in posameznih segmentov z vijačenjem preklopa med elementi. Tako smo le določene preiskave pri enakih robnih pogojih in pri enaki sestavi stenskega elementa izvedli z večkratno ponovitvijo zaradi določitve povprečnih in karakterističnih vrednosti. Zaradi narave raziskovalnega dela pa smo veliko preiskav z različnimi variacijami stenskega elementa in robnih pogojev izvedli le z enkratno ponovitvijo. Z variacijo obtežbe in robnih pogojev smo dobili dovolj podatkov za izdelavo zanesljivega računskega modela stene s programom SAP2000. Z izdelanim modelom smo izvedli tudi parametrične študije, ki niso predmet diplomske naloge, zaradi raziskovanja preostalih vplivov na odziv konstrukcije. Model stene smo nato uporabili za projektiranje in izračun odziva objekta, ki ima kombinirano nosilno konstrukcijo iz AB sten in KLH plošč in stenskih elementov.

V naravi so konstrukcije pri potresnem vzbujanju obremenjene v različnih smereh. Zato je dejansko dogajanje v konstrukciji pri kombinaciji potresnih vplivov v treh pravokotnih smereh težko natančno določiti. Za takšne simulacije obnašanja pri dejanski potresni obtežbi v

naravi obstajajo potresne mize, na katerih pa so preiskave izredno drage. Zato za potrebe računske analize obnašanje stenskih elementov pri obtežbi, ki nastopa v ravnini stene, največkrat raziščemo s kvazi-statično preiskavo v posebej za to izdelani napravi, ki omogoča vnos kombinirane navpične in vodoravne obtežbe. Tako lahko vpliv obnašanja konstrukcije preiskujemo v vsaki smeri posebej in se pri tem poskušamo čimbolj približati dejanskemu prenosu sil po konstrukciji v primeru potresnega vzbujanja (Slika 3.1).



Slika 3.1: Prikaz prenosa potresnih sil v leseni konstrukciji (vir: Ceccotti).

### 3.1 Strižne preiskave stenskih segmentov izdelanih v KLH sistemu

#### 3.1.1 Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov

Naprava je bila izdelana leta 1999 in je z leti uporabe ter izkušnjami doživela mnogo izboljšav. Izdelana je tako, da lahko preizkušane obremenimo s poljubno kombinacijo

konstantne navpične in spremenljive vodoravne obtežbe. Preizkuševalna naprava naj bi bila čimbolj toga glede na pričakovani odziv preizkušanca, ki ga preiskujemo v njej. Vendar so zaradi racionalne izvedbe naprave prisotne določene vodoravne deformacije, ki jih izločimo z ustrezno postavitvijo merskih instrumentov, ki merijo relativne deformacije preizkušanca glede na njegovo vpetostno mesto v napravi. S tem izločimo vpliv deformacij preizkuševalne naprave na odziv preizkušanca.

Preizkuševalna naprava je sestavljena iz devetih sklopov:

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



Slika 3.2: Naprava za preizkušanje strižne nosilnosti stenskih elementov.

### 3.1.2 Sestava stenskih preizkušancev

Vsi preizkušanci dimenzij 272x244x9,4 cm so bili sestavljeni iz KLH trislojnih navzkrižno lepljenih lesenih panelov (oznaka 3s 94 mm). Med seboj so se razlikovali v robnih pogojih preizkušanja, delujoči navpični obtežbi, vsiljevani vodoravni obtežbi in sestavi preizkušanca glede mehanskih veznih sedstev. Tako smo obravnavali enovite stenske elemente, sestavljene stenske elemente z vijačenim preklpom ter medetažne sklope z vmesno medetažno ploščo. V okviru preiskav se je preizkušalo tudi stene z odprtini odprtini, pri katerih pa nisem sodeloval. V večini primerov se je strižni preizkus končal, ko je nosilnost stenskega elementa začela upadati. Vzrok temu je bila večinoma odpoved žeblijanih in vijačenih stikov ter deformacije kotnikov, zato smo lahko z zamenjavo le-teh uporabili isti panel v največ štirih preizkusih (pritrditev sidrnih elementov najprej z ene in nato z druge strani stene ter nato zaradi porušitve sidrišč z obrnitvijo panela možnost nadaljnih dveh preiskav).

Zaradi karakteristik preizkuševalne naprave so bili stenski elementi obrnjeni za 180 stopinj glede na dejansko stanje v naravi. Zgornji betonski nosilec (sklop 8) je predstavljal betonski temelj. Vodoravno in navpično obtežbo smo tako vnašali preko vozička (sklop 7) na katerega je vpet spodnji rob preizkušanca.



Slika 3.3: Preizkus obnašanja enovite strižne stene.



Slika 3.4: Preizkus obnašanja medetažnega sklopa z vmesno medetažno ploščo.



### 3.1.3 Vsiljevana vodoravna obtežba

Horizontalno silo vnašamo v preizkušanec s servo-hidravličnim batom (sklop 2) znamke Instron, ki ga vodimo prek krmilno-kontrolne enote (sklop 3) Spider 8. To je osemkanalni pretvornik z možnostjo modulne nadgraditve do 64 kanalov. Hitrost zajema za vsako mersko mesto je 9600 podatkov na sekundo. Servo-hidravlični bat omogoča vsiljevanje vodoravne obtežbe do  $\pm 250$  kN, vodimo pa lahko tako velikost sile kakor tudi velikost vsiljevanih pomikov. Pri preiskavah, kjer pričakujemo porušitev preizkušanca, zaradi varnosti vedno vodimo pomike. Servo-hidravlični bat deluje preko kardanskega zgloba in jeklenih vilic (sklop 4) deluje na voziček (sklop 7), na katerega je pritrjen preizkušanec. Voziček opremljen s sistemom ležajev se premika v smeri vsiljevane vodoravne sile po spodnjem nosilcu, ki pa se pri sprostitvi členkastega mehanizma (sklop 6) v primeru konzolne preiskave stenskega elementa lahko tudi zasuče.

V odvisnosti od vrste vodoravne obtežbe, s katero obremenjujemo preizkušanec, ločimo statične monotone in kvazi-statične ciklične preiskave. Preko kontrolno-krmilne enote Roell-Amsler vodimo tako hitrost povečevanja obtežbe kakor tudi spremembe velikosti obtežbe. Monotone preiskave izvedemo do porušitve s postopnim povečevanjem obtežbe, ki je lahko ali monotono naraščajoča ali z vmesnimi fazami razbremenitve (npr. po EN 594).

Izvedba dinamičnih preiskav zahteva zelo drago opremo, zato se je kot alternativa uveljavil tip preiskav, kjer obtežbi izmenično spreminjamo smer delovanja. Takim preiskavam pravimo kvazidinamične ali kvazistatične preiskave. Med nje sodi tudi preiskava po cikličnem protokolu prEN 12512.

### 3.1.4 Navpična obtežba

Z vertikalno obtežbo obtežimo preizkušanec zato, da bi nadomestili vpliv lastne in stalne obtežbe zgornjega dela objekta nad obravnavanim segmentom nosilne konstrukcije. Pri tem mora biti način vnosa obtežbe takšen, da ne ovira preizkušanca pri pomikih in rotaciji. Za izdelavo univerzalnega računskega modela, s katerim bi zajeli tudi trend vpliv velikosti navpične obtežbe, potrebujemo vsaj tri različne navpične obtežbe na modelu; dve za opis

linearnega trenda, tretjo pa za kontrolo linearnosti oz. za določitev nelinearnosti. Na daljšo ročico vzvoda (sklop 5) postavimo balast (sklop 9) v obliki betonskih kock, ki ga umerimo s pomočjo dinamometra tako, da se na preizkušane prenese obtežba  $V_i$ . V našem smo uporabili naslednje vrednosti obtežb:

$V_1 = 38 \text{ kN}$  ali  $15 \text{ kN/m}^2$  ali 2 etaži,

$V_2 = 51 \text{ kN}$  ali  $20 \text{ kN/m}^2$  ali 3 do 4 etaže,

$V_3 = 61 \text{ kN}$  ali  $25 \text{ kN/m}^2$  ali 5 do 6 etaž,

$V_4 = 98 \text{ kN}$  ali  $40 \text{ kN/m}^2$ , izjemoma v preizkusu W11s\_A\_V4\_1.

### 3.1.4 Robni pogoji

Leseno steno smo obremenjevali z različno obtežbo pri različnih robnih pogojih vpetja stene, z namenom pridobiti čim več podatkov za izdelavo zanesljivega računskega modela. Z robnimi pogoji smo poskušali ustvariti okolje, kakršne bi lahko imela panelna stena v realni konstrukciji. Variranje le-teh nam je pomagalo boljše razumeti rušilne mehanizme preizkušanca in tvorbo računskega modela, projektantom pa bo to v prihodnosti pomagalo pri lažji izbiri nosilnega sistema, odvisno od namena in tipa konstrukcije.

Pri preizkušanju imamo veliko število kombinacij s katerimi lahko izboljšamo nosilni sistem, vsak preizkus pa je treba vsaj dvakrat ponoviti pri istih pogojih zaradi kontrole rezultatov. Omejenost sredstev in časa nam je narekovalo izbiro le tistih ukrepov, za katere smo presodili, da največ prinesejo k nosilnosti sistema. V primerih, kjer je na primer prišlo do izvleka žebeljev, ne da bi se pri tem deformiral kotnik, smo ukrepali na različne načine: s povečanjem števila žebeljev v samem kotniku, z daljšimi žebli ali s prerazporeditvijo kotnikov. Več ukrepov hkrati ne bi bilo smiselno izvajati, saj potem ne bi znali oceniti vpliva posameznih izboljšav. Idealna porušitev je taka, da se kotniki in žebli plastificirajo, leseni panel pa ostane nepoškodovan, oziroma je ves čas preiskave v linearnem območju. V nekaj primerih smo se temu idealu tudi približali.



Slika 3.5: Preizkus W9s\_C\_V1\_2, porušitev metetažnega stika z žebli dolžine 4 cm.



Slika 3.6: Preizkus W9s\_C\_V1\_1, porušitev metetažnega stika z žebli dolžine 6 cm.

V primeru, ko smo uporabili žeblje dolžine 4 cm, so le ti med strižnim obteževanjem izpadli (Slika 3.5), kotniki pa so ostali ne poškodovan. Na Sliki 3.6 so vidne deformacije žebeljev in kotnikov po preiskavi.

Zaradi preglednosti in velikega števila preiskav je označevanje preizkušancev potekalo tako, da so nekatere značilnosti razvidne že iz imena preiskave. Za predstavitev preiskav in ponazoritev bistva preiskovanja v laboratoriju, se bom zato v nadaljevanju omejil le na podrobnejšo obravnavo enega izmed preizkusov in sicer na W6c\_C\_V1\_2.

Preglednica 3.1: Prikaz vseh preizkusov, pri katerih sem sodeloval.

Preizkušane	Preiskava	Skica preizkušance	Hor. obtežba	Vert. obtežba	Vpetost	Kotniki	Žebli
1	W6c_C_V1_1		C	V1	c	a2	n2
	<b>W6c_C_V1_2</b>		<b>C</b>	<b>V1</b>	<b>c</b>	<b>a1</b>	<b>n2</b>
	W6c_C_V2_3		C	V2	c	a2	n1
	W6s_C_V2_4		C	V2	s	a2	n1
2	W7c_C_V3_1		C	V3	c	a2	n1
	W7c_C_V3_2		C	V4	c	a2	n2
	W7c_C_V3_3		C	V5	c	a2	n2
	W7c_C_V3_4		C	V6	c	a2	n1
3	W8s_C_V1_1		C	V1	s	a2	n2
	W8s_C_V1_2		C	V1	s	a1	n2
4	W9s_C_V1_1		C	V1	s	a1	n2
	W9s_C_V1_2		C	V1	s	a1	n1
5	W10c_C_V1_1		C	V1	c	a1	n1
	W10s_C_V2_2		C	V2	s	a1	n2
6	W11s_A_V4_1		A	V4	s	T	/

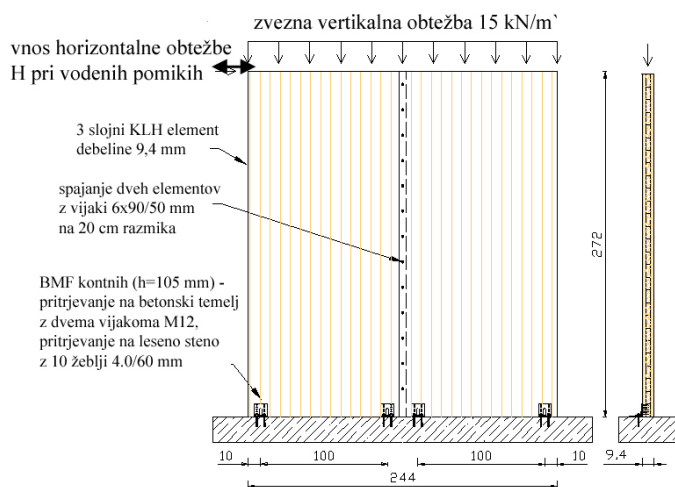
Legenda oznak:

- A monotona preiskava z vodenim potekom pomikov;
- C kvazistatična ciklična obtežba po protokolu prEN 12512;
- V1 vertikalna obtežba 15 kN/m';
- V2 vertikalna obtežba 20 kN/m';
- V3 vertikalna obtežba 25 kN/m';
- V4 vertikalna obtežba 40 kN/m';
- c vsiljena konzolna deformacija panela;
- s vsiljena strižna deformacija panela;
- a1 pritrjevanje s kotniki BMF 105 (2 vijaka M12) na 100 cm;
- a2 pritrjevanje s kotniki BMF 105 (2 vijaka M12) na 50 cm;
- n1 obročasti žebli Wurth, 10 kom, 4,0/40mm;
- n2 obročasti žebli Wurth, 10 kom, 4,0/60mm.

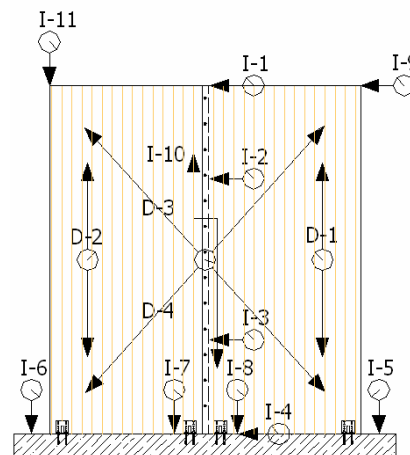
### 3.2 Preiskava stenskega elementa W6c\_C\_V1\_2

Na vse preizkušance smo namestili merilne instrumente, s katerimi smo merili relativne pomike in deformacije. Tem instrumentom pravimo tudi induktivni pretvorniki ali LVDTs, saj beležijo pomike s pomočjo indukcije pri spremembi položaja jedra, katerega podaljšek služi kot tipalo, ki je pritrjeno na preizkušanelec, in dveh sekundarnih magnetnih krogov. 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  $\pm 0,1\%$ .

Na spodnji sliki so prikazana vsa merilna mesta, ki so pomembna za razumevanje obnašanja preizkušance. Med njimi je najzanimivejši pomik, ki ga beleži induktivni pretvornik I-9, ker ponazarja etažni pomik zaradi vsiljene vodoravne obtežbe. Navpično silo smo merili z dinamometrom, ki deluje na principu spremembe električnega toka pri deformaciji piezoelektričnega kristala v notranjosti naprave.



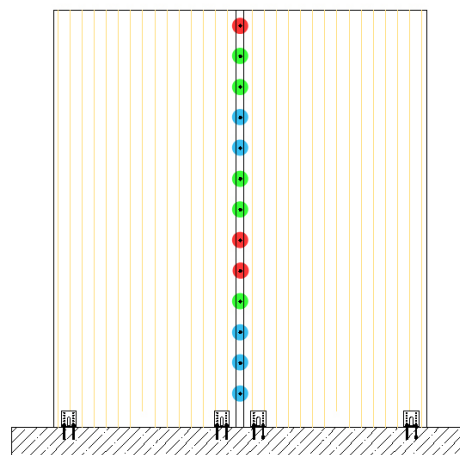
Slika 3.7: Preizkus W6c\_C\_V1\_2 - prikaz modela, obtežbe in robnih pogojev.



Slika 3.8: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, prikaz merskih mest.

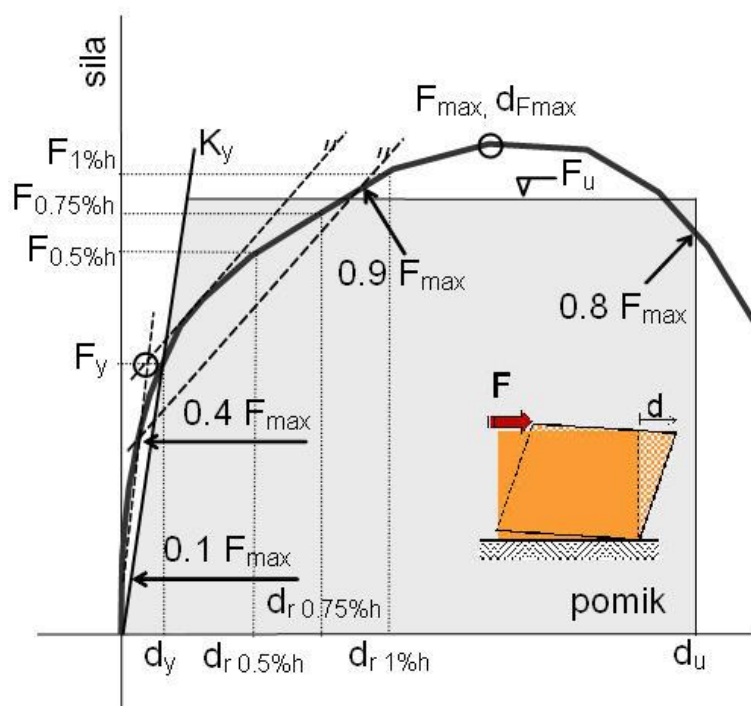


Slika 3.9: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, porušitev nekaterih vijakov v preklopnem stiku.



Slika 3.10: Preizkus W6c\_C\_V1\_2, pozicije vijakov 1, 2 in 3 po preiskavi.

Strižna porušitev veznih sredstev ni preveč zaželjena, saj omogoča majhno disipacijo energije. Kljub temu je stena, ki je spojena z vijaki, kot je prikazano na zgornji sliki, bolj ugodna s stališča duktilnosti, kot bi bila monolitna stena.



Slika 3.11: Diagram za interpretacijo rezultatov strižnih preiskav stenskih elementov.

Ploščina sivega območja omejena z elasto-plastičnim linearnim odzivom mora biti enaka površini histerezne ovojnice dejanskega odziva preizkušanca pri preiskavi. Pri globalnem odzivu preizkušanca, ki ga opišemo le z ovojnico histerznih zank ne moremo veliko sklepati o možnosti disipacije energije glede na širino histereznih zank, lahko pa določimo sposobnost njegovega duktilnega obnašanja. Večja kot je, več energije se je porabilo za disipacijo. Tangens kota premice  $K_y$  je enak začetnemu elastičnemu modulu lesene stene.

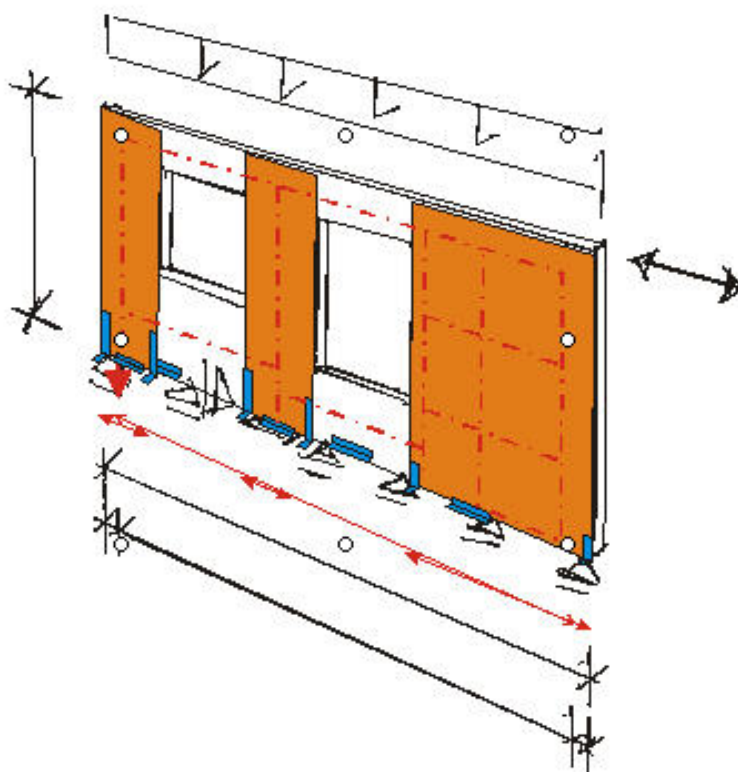
Preglednica 3.2: Ovrednotenje cikličnega odziva preizkušanca W6c\_C\_V1\_2.

Preizkušavec	$F_v$ [kN]	$d_v$ [mm]	$K_v$ [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]
W6c_C_V1_2	25,7	6,3	4,08	48,1	33,4	49,8	59,1	35,9	42,5	45,7

Zgoraj so podane osnovne mehanske lastnosti stene, ki jih dobimo s strižno preiskavo na osnovi ovrednotenja odziva po Sliki 3.11. Rezultati cikličnih preiskav so določeni na ovojnici histereznih zank.

## 4 RAČUNSKI MODEL STENE

Do uvedbe eksperimentalno podkrepjenih računskih modelov, se je stenske nosilce računalo po principu nadomestnega paličja. Z novim pristopom si obetamo realnejše obnašanje računskih modelov. Posebej velja omeniti vpliv odprtin, kjer je dosedanja praksa svetovala izločitev preostalega nosilnega dela stene v območju, kjer se nahaja odprtina. V sklopu raziskovalnega dela za podjetje KLH Massivholz GmbH smo na Katedri za preizkušanje materialov in konstrukcij Fakultete za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani izvedli tudi tovrstne preiskave, v prihodnje pa bodo z računskim modelom izvedli tudi parametrično študija vpliva različnih odprtin na nosilnost in togost stenskih elementov.



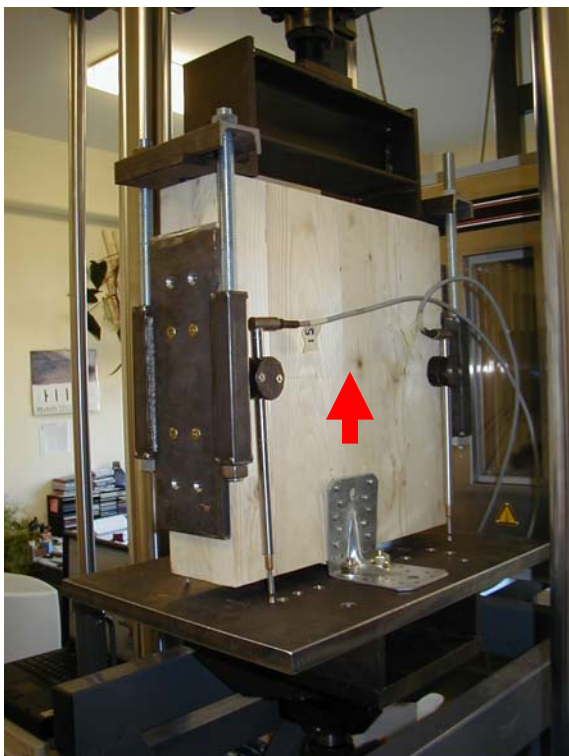
Slika 4.1: Stenski element z odprtinami v računskem modelu upoštevan ali kot nadomestno paličje ali le s polnimi segmenti stene.

Da bi lahko v računskem modelu natančno obravnavali odziv veznih sredstev v različnih smereh, smo izvedli ciklično preiskavo kotnika, ki povezuje KLH steno s podlago. Kotnik



smo obteževali v dveh različnih smereh; dvižno in vzdolžno oziroma prečno glede na smer sidranja stene v podlago.

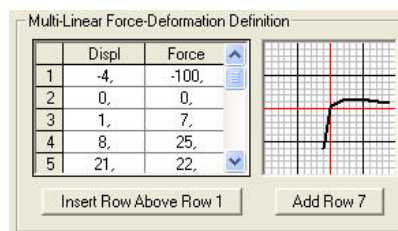
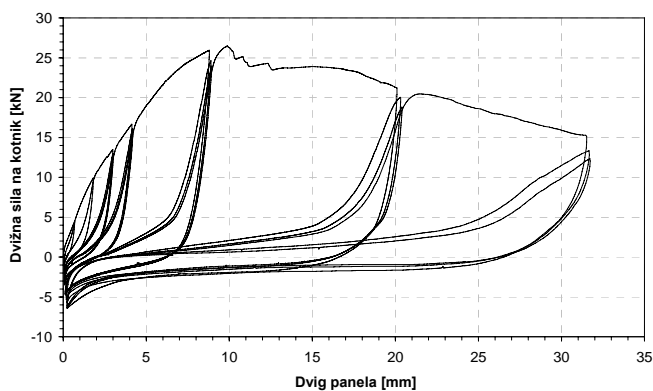
- **dvižna preiskava kotnika**



Slika 4.2: KLH panel z BMF 105 kotnikom pred dvižno preiskavo.



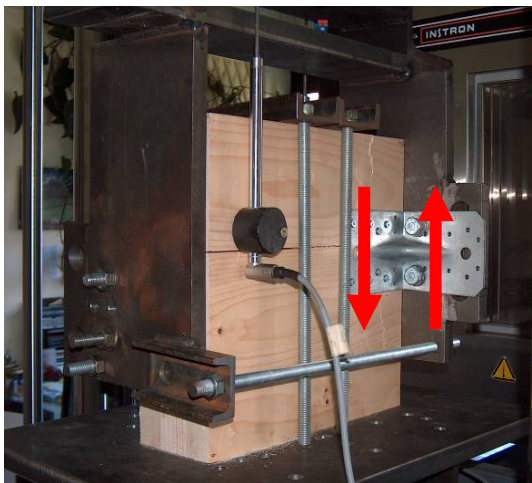
Slika 4.3: Porušitev kotnika po dvižni preiskavi.



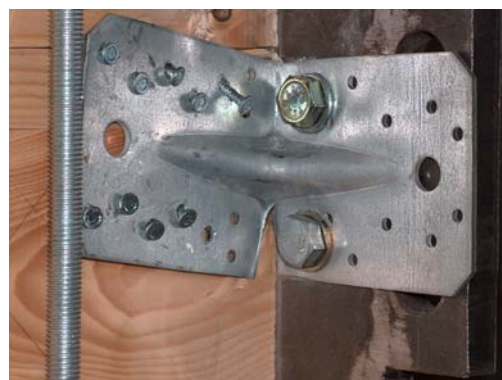
Slika 4.4: Rezultati dvižne preiskave sidra in uporaba le-teh v programu SAP2000.

Rezultate preiskav uporabimo v programu SAP2000 za modeliranje vezi, ki uprizarja dvig sidra. Ker se kotnik plastificira, moramo tudi v SAP-u uporabiti nelinearen model za vez "link", ki simulira obnašanje kotnika pri dvigu.

- **strižna preiskava kotnika**



Slika 4.5: KLH panel z BMF 105 kotnikom pred strižno preiskavo.



Slika 4.6: Porušitev kotnika BMF 105 po strižni preiskavi.

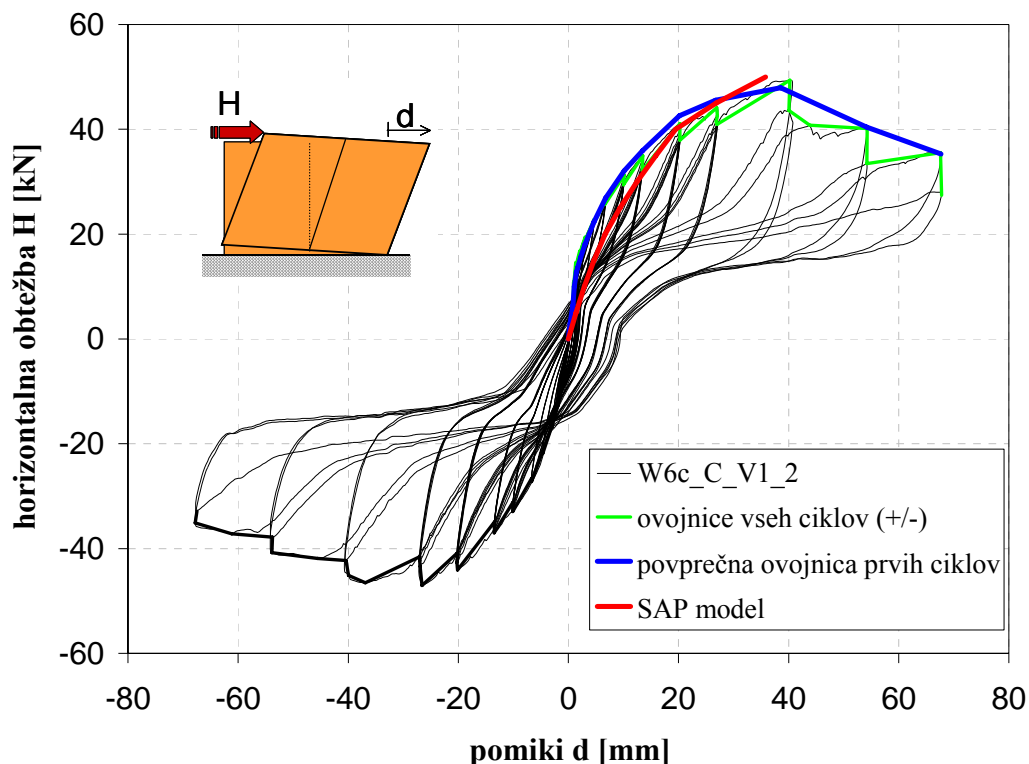


	Displ	Force
1	-27,	-15,
2	-20,	-20,
3	-10,	-15,
4	0,	0,
5	10,	17,

Insert Row Above Row 1      Add Row 8

Slika 4.7: Rezultati strižne preiskave sidra in uporaba le-teh v programu SAP2000.

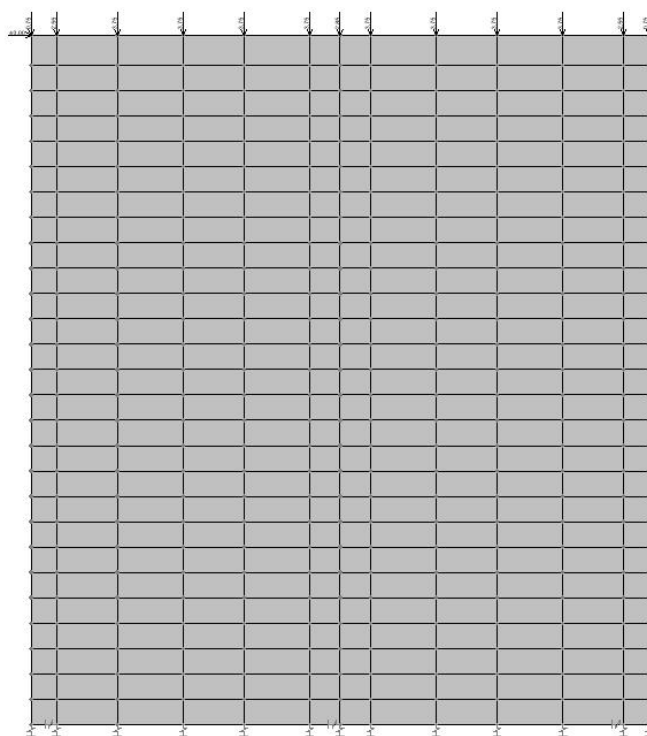
Podobno kot za obnašanje kotnika pri dvigu, opišemo tudi strižno obnašanje kotnika pri ciklični prečni obtežbi. Dobljeni odziv simuliramo v računskem modelu v programu SAP 2000 z uporabo nelinearne vezi "link". V računskem modelu smo uporabili tudi vezni element, ki nam preprečuje pomik stene v primeru pritiska panela na temelj (zelo toga smer vezi), v nasprotni smeri pa je zelo podajna, da ne spremeni karakteristik dejanskih sider.



Slika 4.8: Primerjava dejanskega odziva stene pri kombinaciji vodoravne in navpične obtežbe ter odziva izračunanega s programom SAP 2000.

Računski model se odziva zelo podobno kot se je preizkušanelec pri laboratorijski preiskavi. Malenkostno odstopanje je opaziti predvsem pri manjših obtežbah, kjer se model obnaša bolj podajno. To začetno odstopanje bi se dalo zmanjšati še z upoštevanjem trenja, ki je v začetnih fazah obremenjevanja največje. Kljub vsemu smo s takšnim modelom nekoliko na varnejši strani, saj nam da nekoliko večje pomike, kot so dejanski.

V prihodnosti bodo npr. takšen računski model stene in njemu podobni (z eksperimenti potrjeni oz. verificirani računski modeli) projektantom pomagali pri projektiranju varnejših in bolj ekonomičnih konstrukcij. Z malenkostnimi popravki robnih pogojev ali obtežbe lahko s prikazanim računskim modelom simuliramo večino naših preiskav, ki smo jih izvedli na KLH stenskih elementih v sklopu raziskovalnega projekta. Končni elementi so v povprečju veliki 50 x 25 cm, geometrijsko pa se model popolnoma ujema s preizkušancem iz laboratorija.



Slika 4.9: Računski model v programu SAP 2000 s prikazom postavitve nelinearnih vzmeti.

## 5 TEORETIČNE OSNOVE PROJEKTIRANJA PO EC8

### 5.1 Kaj je EC8?

EC8 je okrajšava za Eurocode 8 oz. EN 1998. To je evropski standard, ki se uporablja pri projektiranju in gradnji stavb v potresnih območjih in je le dopolnilo ostalim evrokodom. Na primer, za projektiranje lesenih stavb uporabljamo EC5, EC8 ga le dopolnjuje na mestih, kjer moramo upoštevati vpliv seizmičnosti. Njegov namen je zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne tudi po potresu. Zato morajo biti konstrukcije zgrajene tako, da sta poleg zahteve po trajnosti izpolnjeni še naslednji zahtevi:

- **Zahteva po neporušitvi:** konstrukcija mora biti projektirana in izvedena tako, da lahko prenese s primerno zanesljivostjo in ob sprejemljivih stroških projektni potresni vpliv, definiran s projektnim spektrom, ter ostale obremenitve med gradnjo in uporabo, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote.
- **Zahteva po omejitvi poškodb:** konstrukcija mora biti projektirana na tak način, da bo sposobna prenesti potresni vpliv in ostale obremenitve z večjo verjetnostjo kot je projektni vpliv, ne da bi pri tem nastale take poškodbe, ki bi onemogočale njeno funkcionalnost. Stroški sanacije pa ne smejo biti previsoki v primerjavi s ceno konstrukcije.

Vse zahteve lahko izpolnimo s pravilno računsko zasnovo pri projektiranju, kvalitetno zasnovo in izvedbo še posebej detajlov ter pravilno izbiro konstrukcijskih materialov glede na sposobnost duktilnega obnašanja.

EC8 je sestavljen iz več delov, od tega je prvi del najboljšežnejši. Na koncu najdemo še računski primer štirietazne konstrukcije, ki služi za primerjavo z ostalimi neevropskimi standardi.

Deli EC8 so:

- EN 1998 – 1** obsega 10 poglavij in je namenjen projektiranju stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih;
- EN 1998 – 2** vsebuje posebna določila za mostove;
- EN 1998 – 3** vsebuje določila za oceno potresne odpornosti in potresno utrjevanje obstoječih stavb;
- EN 1998 – 4** vsebuje posebna določila za rezervoarje, silose in cevovode;
- EN 1998 – 5** vsebuje posebna določila za temelje, oporne konstrukcije in geotehnične vidike;
- EN 1998 – 6** vsebuje posebna določila za jambore, stolpe in dimnike.

Glede na velike razlike v potresni ogroženosti držav članic EU je potresni vpliv definiran v splošni obliki. To omogoča uporabo raznih nacionalno določenih parametrov. Nacionalna izdaja evrokoda v Sloveniji se imenuje SIST EN 1998-1 in vsebuje poleg celotnega besedila evrokoda, kot ga je objavil CEN, tudi morebitno nacionalno naslovnico, nacionalni predgovor in nacionalni dodatek, ki vsebuje vse nacionalno določene parametre, ki se jih uporablja pri projektiranju v Sloveniji.

EN 1998 se na določenih mestih sklicuje tudi na druge normativne dokumente. Takšna sta na primer prEN 12512, ki navaja metode testiranja lesenih konstrukcij pri ciklični obremenitvi – predvsem stičišča, ki so povezana z mehanskimi veznimi sredstvi, ali na primer EN 594, ki določa potek preiskave, s katero dobimo trdnost in togost lesene stene.

## **5.2 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, ki je povezano s porušitvijo, izgubo ravnotežja ali odpovedjo konstrukcije, in bi s tem ogrožalo človeška življenja ter

- mejnemu stanju uporabnosti, ki se nanaša na poškodbe, pomike in vibracije konstrukcije na meji uporabnosti.

Pri projektiranju ločimo 2 pristopa - deterministični in probabilistični. V nasprotju z determinističnim pristopom, ki ga je privzel starejši JUS pravilnik, je EC prevzel sodobnejši verjetnostni pristop. Pri determinističnem pristopu so imele vse količine točno določene vrednosti, zato je bila z enačbo mejnega stanja postavljena ostra meja med varno in nevarno konstrukcijo. Pri verjetnostnem pristopu pa se vse količine obravnavajo kot slučajne spremenljivke in vedno obstaja neka majhna verjetnost porušitve ob sočasnem delovanju neugodnih vplivov. S tem pristopom zajamemo nezanesljivost pri napovedovanju obtežb, nenatančnost odziva konstrukcije (nenatančen računski model) in odstopanje nominalne projektne nosilnosti konstrukcije od dejanske nosilnosti. Za konstrukcije je sprejemljiva verjetnost porušitve reda  $10^{-5}$ .

### 5.2.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Za varno konstrukcijo mora veljati naslednji pogoj:

$$S_d \leq R_d \quad (5.1)$$

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.

Mejno stanje nosilnosti ali na kratko MSN pozna dve obtežni kombinaciji. To sta osnovna obtežna kombinacija in nezgodna obtežna kombinacija.

- osnovna obtežna kombinacija (trajne in prehodne situacije):

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (5.2)$$

- a) poenostavitev za visokogradnje z eno spremenljivo obtežbo:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} \right] \quad (5.2)$$

- b) poenostavitev za visokogradnje z več spremenljivimi obtežbami:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,35 \sum_{i > 1} Q_{k,i} \right] \quad (5.3)$$

- nezgodna obtežna kombinacija (nezgodna situacija):

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{PA} P_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (5.4)$$

kjer pomeni

~+~ 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  $j$ ;
- $\gamma_P$  delni faktor za vpliv prednapetja;
- $\gamma_{PA}$  delni faktor za vpliv prednapetja za nezgodno projektno stanje;
- $\gamma_{Q,i}$  delni faktor za spremenljivi vpliv  $i$ ;
- $\Psi$  kombinacijski koeficienti (Preglednica 5.2).

### 5.2.2 Mejno stanje uporabnosti (MSU)

- redka obtežna kombinacija:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right] \quad (5.5)$$

- pogosta obtežna kombinacija:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (5.6)$$

- kvazi-stalna obtežna kombinacija:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right] \quad (5.7)$$

Preglednica 5.1: Parcialni varnostni faktorji za obtežbo (osnovna obtežbena kombinacija).

Vpliv	Stalne obtežbe	Spremenljive obtežbe	
		Prevladujoča	Preostale
Ugoden vpliv $\gamma_{F,inf}$	1,00*	0	0
Neugoden vpliv $\gamma_{F,sup}$	1,35*	1,5	1,5

\* Za račun globalnega ravnotežja konstrukcij je lahko izjemoma  $\gamma_{F,inf} = 0,90$  in  $\gamma_{F,sup} = 1,20$ .

Razpoke in povese običajno preverjamo pri kvazistalni obtežbeni kombinaciji.

Preglednica 5.2: Kombinacijski faktorji  $\Psi$  za stavbe (SIST EN 1991-1-1, tabela 9.3).

Koeficienti $\Psi_0, \Psi_1$ in $\Psi_2$ za stavbe			
Vpliv	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
koristna obtežba v stavbah <sup>+</sup>			
kategorija A: stanovanjske stavbe	0,70	0,50	0,30
kategorija B: uradi	0,70	0,50	0,30
kategorija C: kinodvorane, gledališča	0,70	0,70	0,60
kategorija D: trgovine	0,70	0,70	0,60
kategorija E: skladišča	1,00	0,90	0,80
Prometna obtežba v stavbah			
kategorija F: vozilo teže < 30 kN	0,70	0,70	0,60
kategorija G: 30 kN < teža vozila < 60kN	0,70	0,50	0,30
kategorija H: strehe	0,00	0,00	0,00
obtežba snega na stavbah	0,60 <sup>2</sup>	0,20 <sup>2</sup>	0,00 <sup>2</sup>
obtežba vetra na stavbah	0,60 <sup>2</sup>	0,50 <sup>2</sup>	0,00 <sup>2</sup>
sprememba temperature (ne pri požaru) v stavbah <sup>3</sup>	0,60 <sup>2</sup>	0,50 <sup>2</sup>	0,00 <sup>2</sup>

<sup>1</sup> za kombinacijo koristne obtežbe v večnadstropnih stavbah glej EC1 del 2-1  
<sup>2</sup> možna prilagoditev za različna zemljepisna območja  
<sup>3</sup> glej EC1 del 2-5

Preglednica 5.3 : Kategorije uporabe(SIST EN 1991-1-1, preglednica 6.1).

Kategorija	Opis uporabe	Primeri
<b>A</b>	Bivalni prostori	Sobe v stanovanjih in hišah, spalnice in oddelki v bolnišnicah, spalnice v hotelih, kuhinje v gostilnah in sanitarije
<b>B</b>	Pisarne	
<b>C</b>	Površine, kjer se zbirajo ljudje (z izjemo površin v kategorijah A, B in D)	<b>C1:</b> Površine z mizami, npr. v šolah, kavarnah, restavracijah, jedilnicah, čitalnicah, sprejemnicah
		<b>C2:</b> Površine s pritrjenimi sedeži, npr. v cerkvah, gledališčih in kinih, konferenčnih dvoranah, čakalnicah, železniških čakalnicah
		<b>C3:</b> Površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj
		<b>C4:</b> površine za telesnokulturne dejavnosti, npr. plesne dvorane, telovadnice, odri
		<b>C5:</b> Površine, na katerih lahko pride do gneče, npr. prireditvene stavbe, koncertne dvorane, športne dvorane vključno s tribunami, terase, dostopne površine, železniške ploščadi
<b>D</b>	Trgovine	<b>D1:</b> Površine v trgovinah na drobno
		<b>D2:</b> Površine v veleblagovnicah

Preglednica 5.4: Vrednosti koristne obtežbe na tleh, balkonih in stopnicah stavb (SIST EN 1991-1-1, preglednica 6.2).

Kategorije površin	$q_k$	$Q_k$
	kN/m <sup>2</sup>	kN
<b>Kategorija A</b>		
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
<b>Kategorija B</b>	2,0 do 3,0	1,5 do 4,5
<b>Kategorija C</b>		
C1	2,0 do 3,0	3,0 do 4,0
C2	3,0 do 4,0	2,5 do 7,0 (4,0)
C3	3,0 do 5,0	4,0 do 7,0
C4	4,5 do 5,0	3,5 do 7,0
C5	5,0 do 7,5	3,5 do 4,5
<b>Kategorija D</b>		
D1	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0 (4,0)
D2	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0

### 5.3 Določitev potresnega vpliva na konstrukcijo

Poseben primer nezgodne obtežne kombinacije je potresna obtežba:

$$S_d = S \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (5.8)$$

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

Pri tem velja:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (5.9)$$

$\varphi$  koeficient, odvisen od vrste spremenljivega vpliva in etaže; priporočene vrednosti so zbrane v tabeli 5.5;

$\Psi_{2,i}$  koeficient za kombinacijo kvazistalne vrednosti spremenljivega vpliva  $i$  (vrednosti so podane v tabeli 5.2).

Preglednica 5.5: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\Psi_{E,i}$  (SIST EN 1998-1, preglednica 4.2).

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	$\varphi$
Kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1,00
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,80
	etaže so neodvisno zasedene	0,50
Kategorije D-F in arhivi		1,00

Pri računu notranjih statičnih količin lahko SAP avtomatično določi in upošteva potresno obtežbo iz projektne spektra z normiranim pospeškom tal  $a_g$ . Določiti mu je treba le deleže obtežb, ki vplivajo na potresno obtežbo; običajno določimo 100% za lastna teža in 30% za koristno obtežbo. Obtežb vetra in snega ne upoštevamo pri izračunu vpliva potresne obtežbe.

### 5.3.1 Kategorije pomembnosti za stavbe

Zaradi slučajne narave potresnih pojavov in omejenosti sredstev, so konstrukcije razvrščene v štiri kategorije po pomembnosti glede na posledice porušitve zaradi potresa za življenje ljudi in ekonomsko-socialnih posledic.

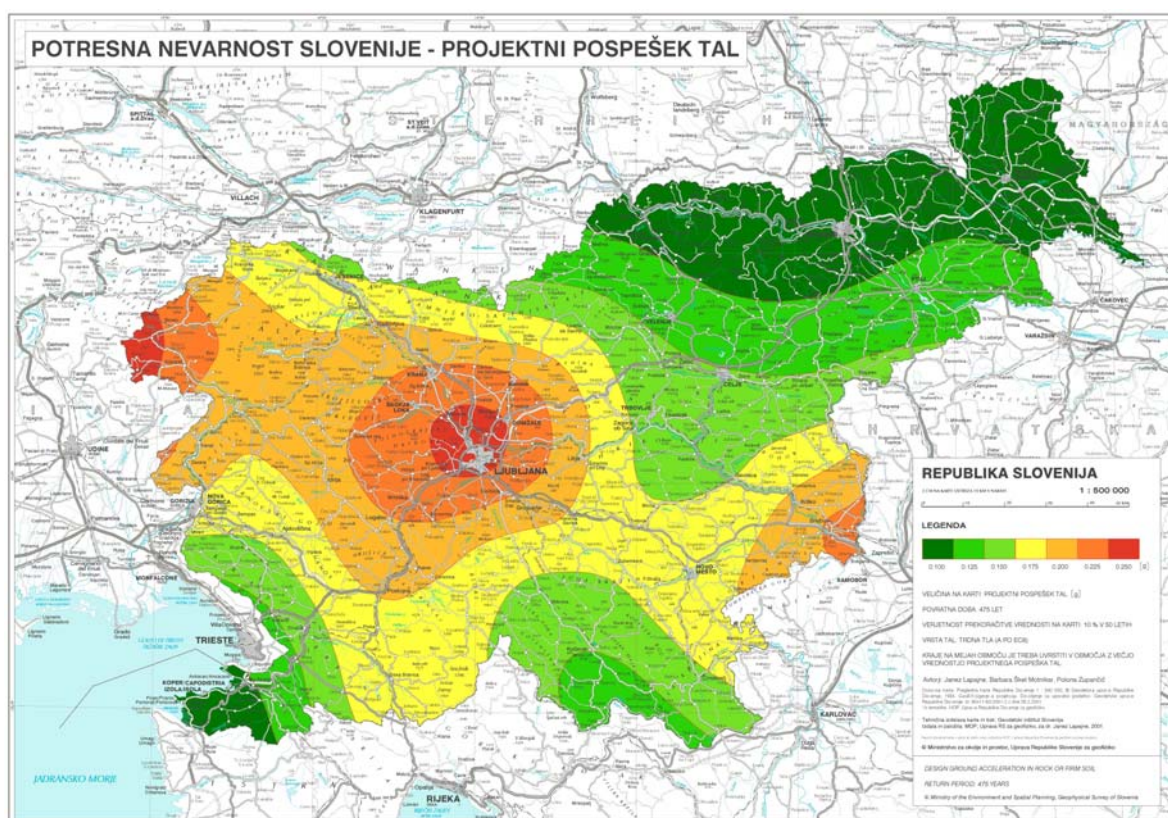
Preglednica 5.6: Kategorije pomembnosti in faktor pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1, preglednica 4.3).

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti $\gamma_I$
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno.	0,80
II	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam.	1,00
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.	1,20
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.	1,40

Pri tem moramo upoštevati, da je le vrednost za kategorijo pomembnosti II po definiciji enaka 1.00, ostale vrednosti pa se lahko spreminjajo v odvisnosti potresnih območij posameznih držav.

### 5.3.2 Potresna nevarnost v Republiki Sloveniji

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 Slovenije je za to zadolžena Uprava RS za geofiziko, podatki pa so dostopni tudi preko spletnih strani Ministrstva za okolje in prostor in v nacionalnem dodatku EC8.



Slika 5.1: Prikaz projektnih pospeškov tal ob potresu s povratno dobo 475 let  
(vir: [http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektني\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.html)).

Na zgornji sliki so prikazani projektni pospeški tal  $a_g$  s povratno dobo 475 let oz. pospeški, katerih vrednost ne bo prekoračena z 90% verjetnostjo v 50 letih. Ta povratna doba se jemlje kot referenčna vrednost za vse objekte kategorije pomembnosti II oziroma tam, kjer je faktor pomembnosti  $\gamma_I = 1.00$ . Projektni pospešek je v tem primeru enak maksimalnemu pospešku  $a_{gR}$  na tleh tipa A. V primeru različnega faktorja pomembnosti pa je

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.10)$$

V primeru nizke seizmičnosti ( $a_g < 0,08g$ ,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) lahko za določene kategorije konstrukcij uporabimo poenostavljene metode izračuna potresnega vpliva. V primeru, da je  $a_g < 0,04g$ , pa nam določil EC8 ni potrebno upoštevati. V nacionalnem dodatku je lahko določena meja nizke seizmičnosti tudi s produktom  $a_g \cdot S$ .

### 5.3.3 Elastični spekter odziva

Večina značilnosti nihanja tal je zajetih s spektri odziva. Po definiciji predstavljajo maksimalni odziv (pospeški, hitrost, pomiki, energija...) sistema z eno prostostno stopnjo pri določeni dinamični obtežbi, v odvisnosti od periode sistema in od dušenja. Vsakemu akceleroogramu potresa pripada en spekter. Gladkost spektrov odziva dobimo iz karakteristik večjega števila akceleroogramov, kjer se izgubi dimenzija časa in dobimo le maksimalen odziv.

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. Pri posebnih vrstah konstrukcij se lahko uporabi prostorski opis vpliva potresa z enim ali več oblikami spektra odziva. Natančnejša navodila dobimo tudi v nacionalnih dodatkih posameznih držav.

• **Vodoravni elastični spekter odziva**

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (5.13)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.14)$$

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;

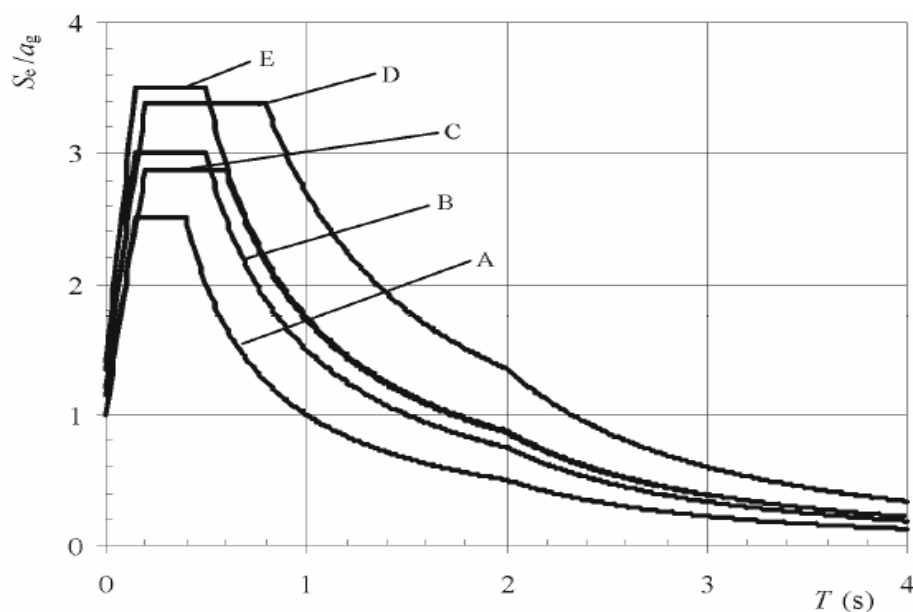
$T_C$  zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;

$T_D$  vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika;

$S$  koeficient tal;

$\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo  $\eta=1$  pri 5% viskoznega dušenja.





Slika 5.2: Priporočen elastični spekter odziva tipa 1 za vrste tal od A do E, upoštevano 5% dušenje, (SIST EN 1998-1, slika 3.2).

Značilnosti tal opredelimo glede na povprečne vrednosti hitrosti strižnega valovanja  $v_{s,30}$ . V primeru, da nimamo tega podatka, 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 v tla (SIST EN 1998-1, tabela 3.1).

Dodatno se lahko upošteva tudi vpliv globoke geologije na potresni vpliv. Postopek je lahko del nacionalnega dodatka, vsebovati pa mora vrednosti  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$ . Elastični spekter odziva tipa 2 pride v poštev tam, kjer pri verjetnostni analizi potresne nevarnosti najbolj prispevajo potresi z magnitudo  $M_s < 5,5$ , določeno iz površinskih valov.

Preglednica 5.7 : Vrednosti parametrov, ki definirajo elastični spekter odziva tipa 1, (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

Tlom tipa  $S_1$  in  $S_2$  moramo posvetiti posebno pozornost, saj obstaja nevarnost porušitev tal zaradi potresnega vpliva. Taka tla imajo zelo nizke vrednosti  $v_{s,30}$ , majhno notranje trenje in široko območje linearnega obnašanja, kar lahko privede do ojačanja potresnega učinka na stavbo.

### 5.3.4 Projektni spekter odziva in faktor obnašanja

EC8 dopušča obnašanje konstrukcije v nelinearnem območju. Ker bi bila za splošno prakso nelinearna analiza prekomplificirana in zamudna, lahko za konstrukcije, ki so sposobne sipanja energije z duktilnim obnašanjem njenih elementov, uporabimo reducirani spekter odziva. Tako reducirane spektre s faktorjem obnašanja  $q$  imenujemo projektni spektri.

Projektni spekter odziva je definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.15)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.18)$$

kjer je

$S_d(T)$  projektni spekter odziva;

$q$  faktor obnašanja;

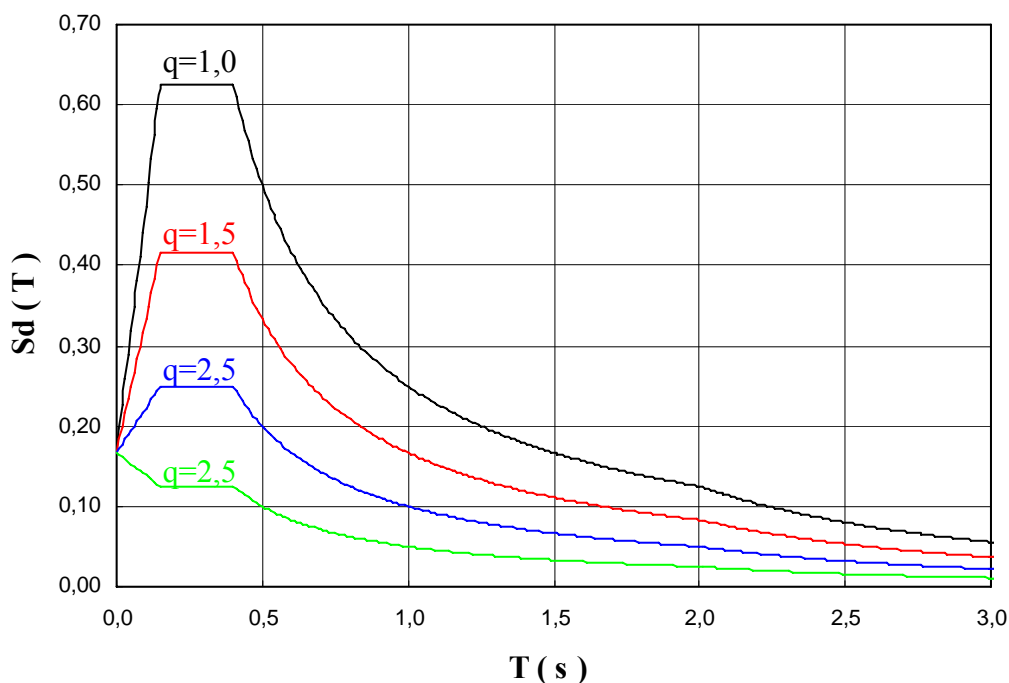
$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru.

Faktor obnašanja  $q$  predstavlja razmerje med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo v elastičnem območju s 5% viskozno dušenjem in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju, ne da bi pri tem bistveno spremenili obnašanje konstrukcije. Na kratko ga lahko definiramo tudi kot razmerje med nosilnostjo in sposobnostjo konstrukcije za sipanje energije. V nadaljevanju EC8 obravnava tudi primere, ko je viskozno dušenje različno od 5%. Vrednost faktorja  $q$  je lahko v različnih vodoravnih smereh konstrukcije različna pri pogoju, da je v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti.

Preglednica 5.8: Način projektiranja, tipi lesenih konstrukcij in zgornje vrednosti faktorjev obnašanja za tri stopnje duktilnosti (SIST EN 1998-1, preglednica 8.1).

Način projektiranja in stopnja duktilnosti	$q$	Primeri konstrukcij
nizka sposobnost sipanja energije - DCL	1,5	konzole, grede, dvo- in tro-členski loki; paličja povezana s spojniki
srednja sposobnost sipanja energije - DCM	2	lepljeni stenski paneli z lepljeni diafragmami, povezani z žebli ali vijaki z maticami (sorniki); paličja z mozničenimi ali vijačenimi spoji (spoji s sorniki); mešane konstrukcije iz lesenega okvira (ki prenaša vodoravne sile) in nenosilnega polnila
	2,5	statično nedoločeni portalni okviri z mozničenimi ali vijačenimi spoji – spoji s sorniki
visoka sposobnost sipanja energije - DCH	3	žebljani stenski paneli z lepljenimi diafragmami, povezani z žebli ali vijaki z maticami (sorniki); paličja z žebljanimi vozlišči
	4	statično nedoločeni portalni okviri z mozničenimi ali vijačenimi spoji - spoji s sorniki
	5	žebljani stenski paneli z žebljanimi diafragmami, povezani z žebli in vijaki z maticami (sorniki)

Za stavbe, ki niso pravilne po višini, se vrednost  $q$  zmanjša za 20%.



Slika 5.3: Reduciran projektni spekter tipa 1 za različne faktorje obnašanja  $q$ .

Zgornji projektni spekter sem dobil z upoštevanjem naslednjih podatkov:

Preglednica 5.9: Podatki za izračun reduciranega projektnega spektra tipa 1.

Kategorija tal		A	
Koeficient tal $S$		1,00	
Faktor obnašanja konstrukcije $q$		1,0/1,5/2,5/5,0	
Normirani projektni pospešek tal $a_g$		0,25	g
Nihajni časi	$T_B$	0,15	s
	$T_C$	0,40	s
	$T_D$	2,00	s

Podatki ustrezajo našemu objektu, ki bo stal v Vikrčah blizu Šmarne gore. Pričakovana intenziteta potresa je 9 z magnitudo večjo od 5,5. Kasneje podam vrednosti diagrama za  $q = 1$

v program za analizo konstrukcij s končnimi elementi SAP2000. Na odločitev za uporabo tako nizkega faktorja obnašanja so vplivali kombinirani sistem nosilne konstrukcije, večinoma leseni lepljeni elementi, ki so povezani z AB konstrukcijo, večinoma lepljeni spoji med lesenimi elementi (konzole, grede, paličje) za katere je sposobnost sipanja energije nizka s hipno oziroma krhko porušitvijo.

S prikazom projektnih spektrov z različnim faktorjem obnašanja  $q$  je razviden vpliv duktilnosti oz. sipanja energije. Na duktilno konstrukcijo deluje manjši delež pospeška tal  $a_g$ . S tem je vpliv potresnih sil na konstrukcijo manjši, saj je sila enaka produktu mase konstrukcije in pospeška, ki deluje nanjo. Ob poznavanju dejstva, da se s povečevanjem togosti konstrukcije zmanjša njen nihajni čas, lahko tudi s tem ukrepom zagotovimo manjši vpliv potresnih sil. Taka konstrukcija je sposobna prenesti potresne sile v linearnem območju, vendar je tak način gradnje dražji in se uporablja le za objekte izjemne pomembnosti za družbo (bolnice, elektrarne...).

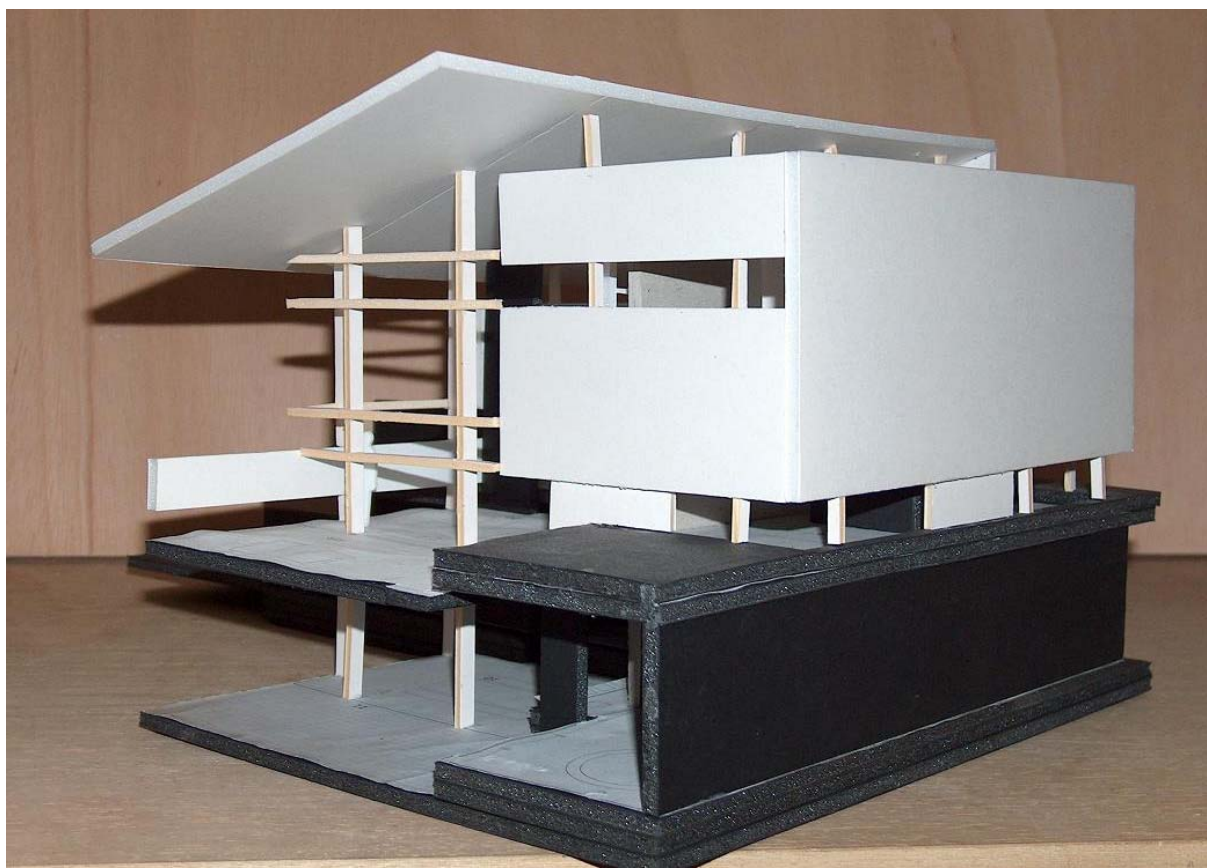
Da bi preprečili krhki lom ali nenadzorovano tvorbo nestabilnih mehanizmov, načrtujemo tako imenovana območja šibka ali kritična območja, v katerih se energija najprej siplje. Iz tega razloga je pri projektiranju potrebno posvetiti posebno pozornost konstruiranju stikov med posameznimi elementi nosilne konstrukcije na tistih območjih, kjer predvidevamo nelinearno obnašanje. V primeru montažnih lesenih konstrukcij so to vijачeni ali žebljani spoji ter kotniki oziroma jeklena vezna sredstva. Ker so lastnosti teh spojev določene s predhodnimi laboratorijskimi raziskavami, lažje predvidimo način njihovega deformiranja in s tem sipanje energije. Za lesene panele predpostavimo linearno obnašanje vse do porušitve, ki je krhka in zato nezaželjena. Opisano metodo, kjer predpišemo delu konstrukcije manjšo nosilnost z namenom, da bi preprečili njeno hipno ali nenadzorovano porušitev, imenujemo tudi metoda varovalke.

## 6 MODELIRANJE STANOVANJSKE LESENE HIŠE

V okviru diplomske naloge smo z izdelanim računskim modelom analizirali konkretno konstrukcijo, ki so jo načrtovali študenti Fakultete za arhitekturo. Zahtevno arhitekturno zasnovana konstrukcija bo imela armiranobetonsko kletno etažo, na kateri bo temeljena dvonadstropna lesena konstrukcija. V okviru sodelovanja smo natančno analizirali le zgornji del konstrukcije nad kletno etažo.

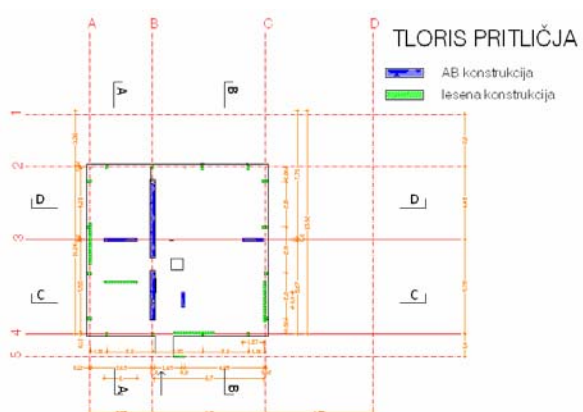


Slika 6.1: Idejna skica obravnavane konstrukcije (avtor: arhitekt Domen Bergoč, 2005).

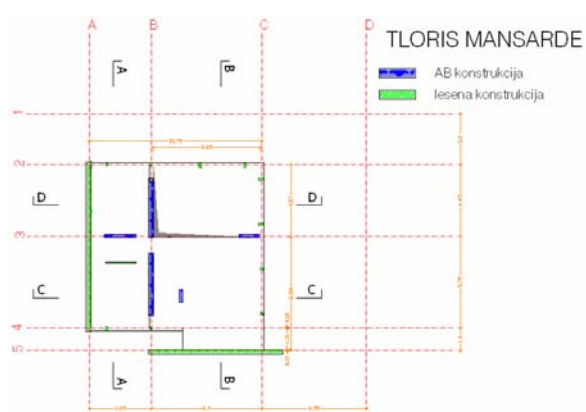


Slika 6.2: Maketa obravnavane konstrukcije (avtorja: arhitekta Domen Bergoč in Marko Smrekar, 2005).

Tako smo računski model stene aplicirali na dejanski objekt. Model stene smo nekoliko spremenimo in prilagodili geometriji in robnim pogojem v obravnavani konstrukciji.



Slika 6.3: ACAD, tloris pritličja.



Slika 6.4: ACAD, tloris nadstropja.

Notranje statične količine konstrukcije so v nalogi prikazane v tabelarni in/ali grafični obliki - za predstavitev ploskovnih konstrukcij pa je ugodnejši grafični prikaz. Ker je prikazovanje vseh obtežnih primerov preobsežno, sledi le prikaz merodajnih, ki povzročajo največje napetosti v elementih. Kot merodajna se večinoma izkaže obtežna kombinacija z upoštevanjem potresne obtežbe.

## 6.1 Obtežne kombinacije za dimenzioniranje po MSN

1. lastna teža, stalna obtežba, koristna obtežba ( $G, Q$ );
2. lastna teža, stalna obtežba, koristna obtežba, sneg, veter v **X** smeri – poenostavitev za visokogradnje ( $G, Q, S, X$ );
3. lastna teža, stalna obtežba, koristna obtežba, sneg, veter v **Y** smeri – poenostavitev za visokogradnje ( $G, Q, S, Y$ );
4. lastna teža, stalna obtežba, koristna obtežba, sneg, veter v **-Y** smeri – poenostavitev za visokogradnje ( $G, Q, S, -Y$ );
5. lastna teža, stalna obtežba, prevladujoč vpliv snega, koristna obtežba, veter v **X** smeri (*pre.sneg*);
6. potresna obtežba v smeri  $U1$  in  $U2$  (*potres  $U1+U2$* ).

## 6.2 Obtežbe na konstrukciji

**Lastna teža:** je upoštevana avtomatično s programom SAP 2000 neposredno iz karakteristik elementov. Za lastno težo KLH navzkrižno lepljenih plošč je upoštevana lastna teža v velikosti  $6,0 \text{ kN/m}^3$ .



- Obtežba z vetrom:** Pri obtežbi z vetrom upoštevam cono zmernih vetrov. Objekt je izpostavljen vetru. Višina objekta je manjša od 10 m.
- $w = 0,45 \text{ kN/m}^2$  (pravokotno na ploskev);
  - faktorja pritiska / srka poševnih površin sta 0,4;
  - faktorja pritiska vertikalnih površin je 0,8;
  - faktorja srka vertikalnih površin je 0,4.

- Potresna obtežba:** Pri potresni obtežbi je upoštevano:
- norm. pospešek tal  $a_g = 0,25g$  s povratno dobo 475 let;
  - trdna tla (A po EC8);
  - dušenje konstrukcije 5%;
  - faktor obnašanja  $q = 1,00$ ;
  - faktor pomembnosti  $\gamma = 1,00$ .

Preglednica 6.1: Določitev stalne in koristne obtežbe nadstropja.

<b>B1 – nadstropje</b>			
MATERIAL	DEBELINA - cm	TEŽA - kN/m <sup>3</sup>	OBTEŽBA - kN/m <sup>2</sup>
1. Ladijski pod - macesen	2,00	6,00	0,120
2. Armiranocementni estrih	7,00	25,0	1,750
3. PE folija in izolacija	0,15	-	0,100
4. Ekstrudirani polistiren	5,00	0,50	0,025
		$\Sigma =$	<b>2,00</b>
		- koristna obtežba etaže:	<b>1,50</b>

Preglednica 6.2: Določitev stalne obtežbe in obtežbe s snegom za poševno streho.

<b>A1 – poševna streha</b>		
MATERIAL	OBTEŽBA - kN/m <sup>2</sup>	OBTEŽBA (tloris) - kN/m <sup>2</sup>
1. Kritina z letvami	0,40	0,43
2. Notranje (mavčne) obloge	0,25	0,27
		$\Sigma =$
		<b>0,70</b>
- obtežba s snegom (pri nagibu strehe $\leq 20$ stopinj) Vrednost po SIST ENV 1991-2-3:1998	1,70	<b>1,70</b>

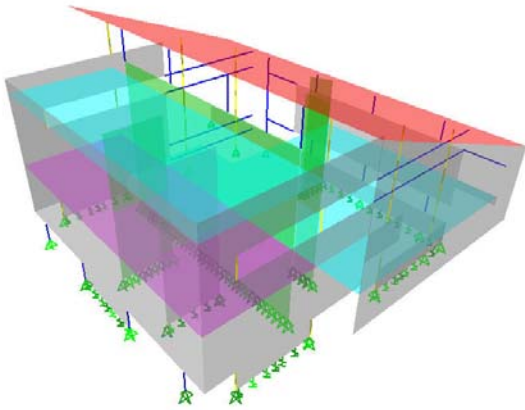
Preglednica 6.3: Določitev stalne in koristne obtežbe ter obtežbe s snegom za ravno streho.

<b>A2 – zelena ravna streha</b>			
MATERIAL	DEBELINA - cm	TEŽA - kN/m <sup>3</sup>	OBTEŽBA - kN/m <sup>2</sup>
1. Zemlja – substrat	15,00	15,00	2,25
2. Filter	4,00	3,00	0,12
3. Drenaža	5,00	19,00	0,95
4. Ekstrudirani polistiren	15,00	0,50	0,075
$\Sigma =$			<b>3,40</b>
- koristna obtežba etaže:			<b>1,50</b>
- obtežba s snegom (pri nagibu strehe $\leq 20$ stopinj) Vrednost po SIST ENV 1991-2-3:1998			<b>1,70</b>

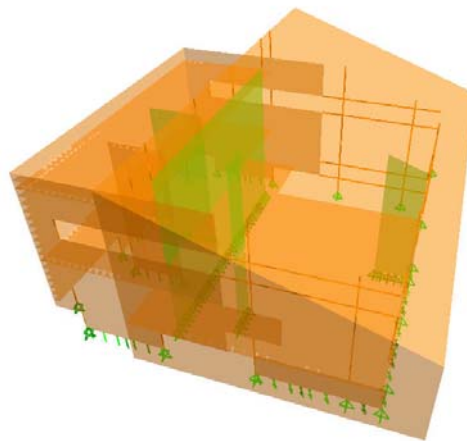
Preglednica 6.4: Določitev koristne obtežbe za stopnišče.

<b>Stopnišče</b>		
	OBTEŽBA - kN/m <sup>2</sup>	OBTEŽBA plošče - kN/m
- koristna obtežba (upoštevamo tako, da je etažna plošča obremenjena z reakcijo stopnišča)	2,50	<b>4,0</b>

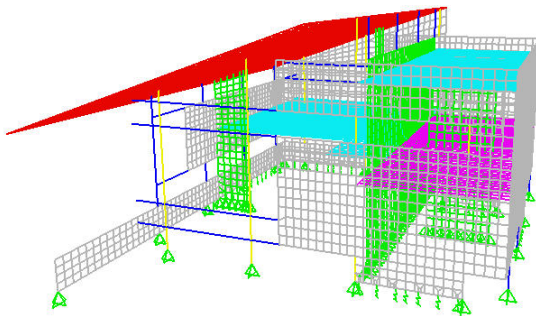
### 6.3 Računski model zgornjega dela objekta



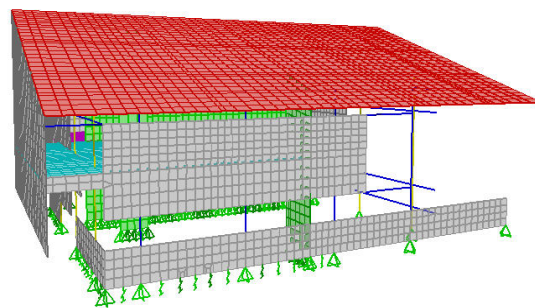
Slika 6.5: Računski model – pogled 1, različni elementi.



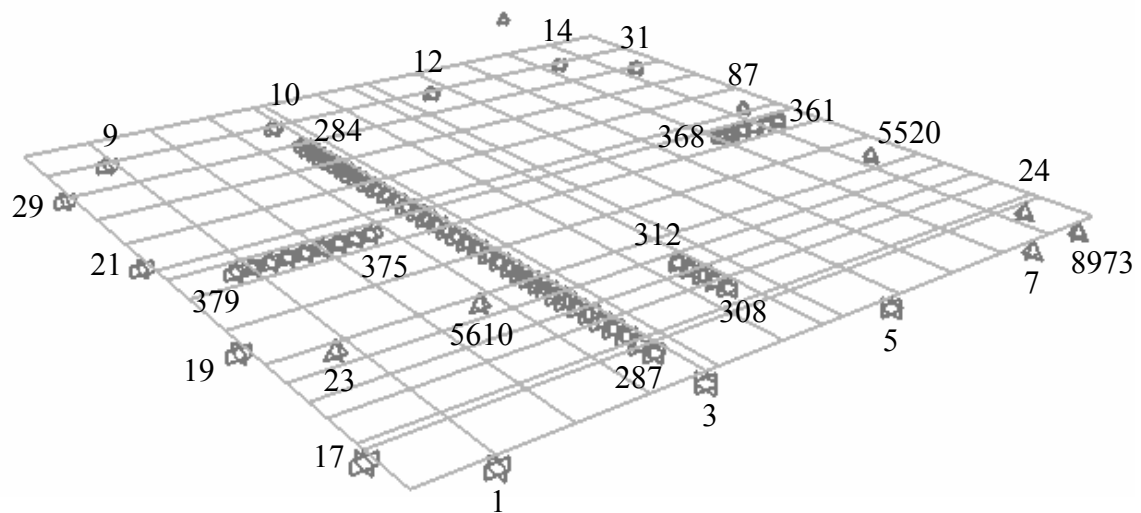
Slika 6.6: Računski model – pogled 2, različni materiali.



Slika 6.7: Računski model – pogled 3, končni elementi.



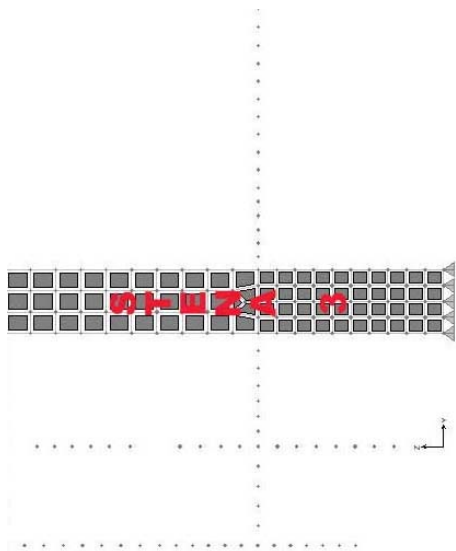
Slika 6.8: Računski model – pogled 4, končni elementi.



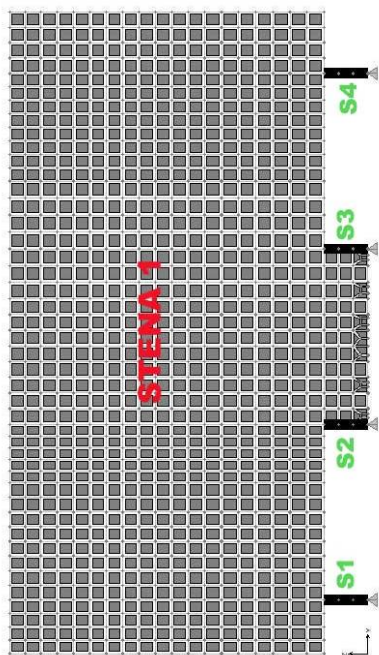
Slika 6.9: Računski model – podpore  $P_i$ .

- **Prikaz elementov po prerezih**

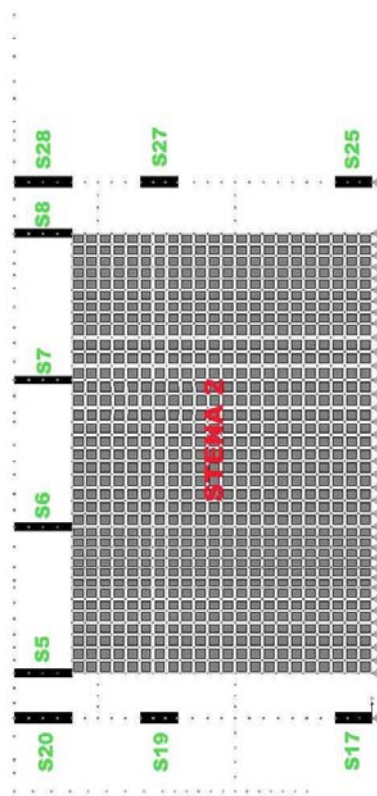
- Legenda:**
- **STENA  $i$**  , ( $i = 1-12$ );
  - **PLOŠČA  $j$**  , ( $j = 1-2$ );
  - **S  $k$**  , stebri ( $k = 1-30$ );
  - **P  $l$**  , prečke ( $l = 1-12$ );
  - **STREHA.**



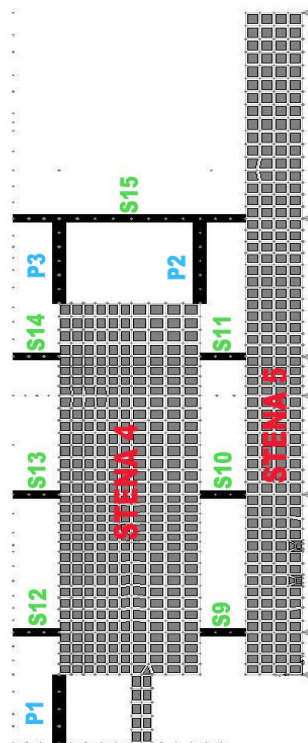
Slika 6.10b: Prerez pri X = 5,66.



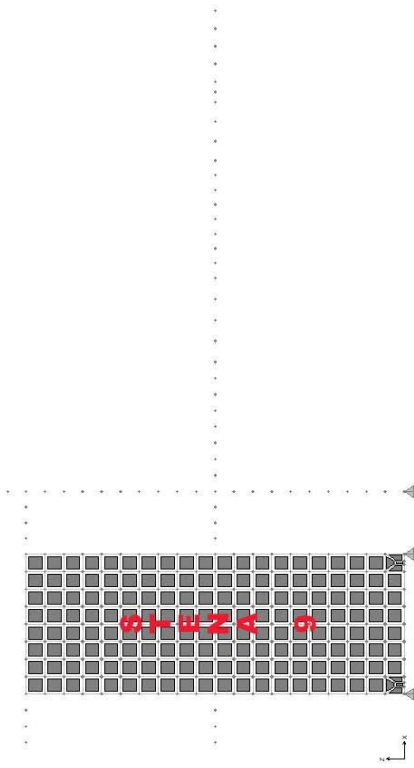
Slika 6.10a: Prerez pri X = 0,00.



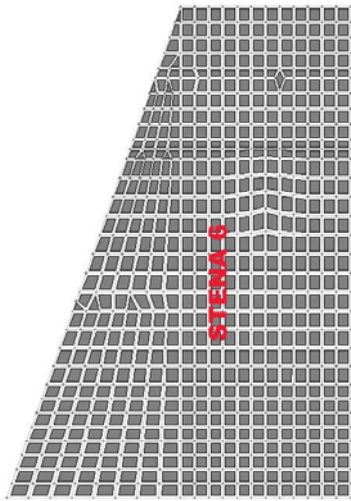
Slika 6.10c: Prerez pri X = 3,81.



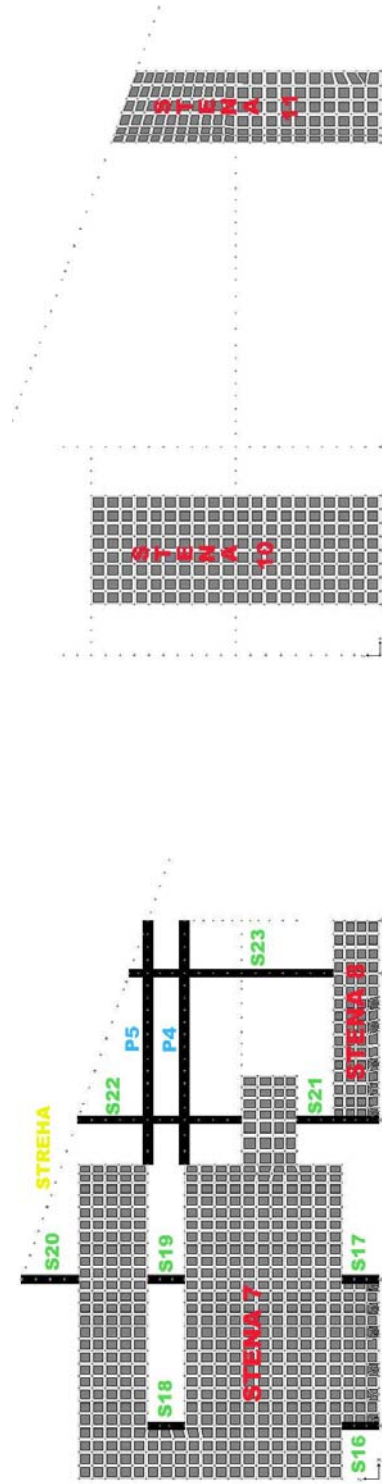
Slika 6.10d: Prerez pri X = 10,67.



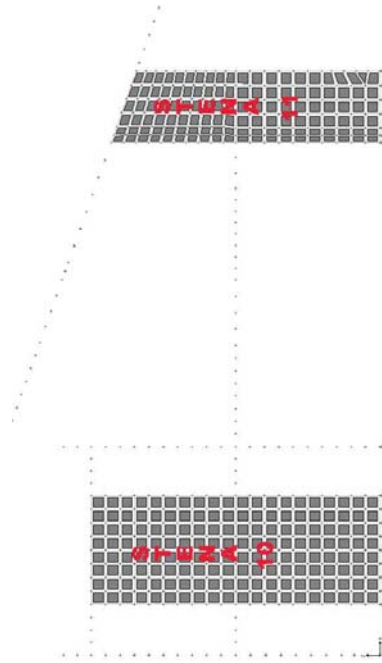
Slika 6.10f: Prerez pri Y = 3,06.



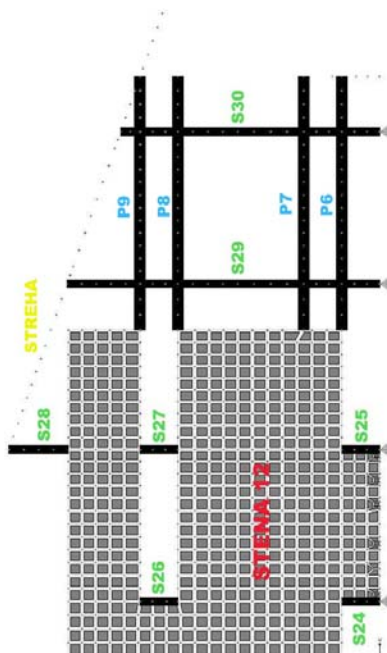
Slika 6.10e: Prerez pri Y = -1,40.



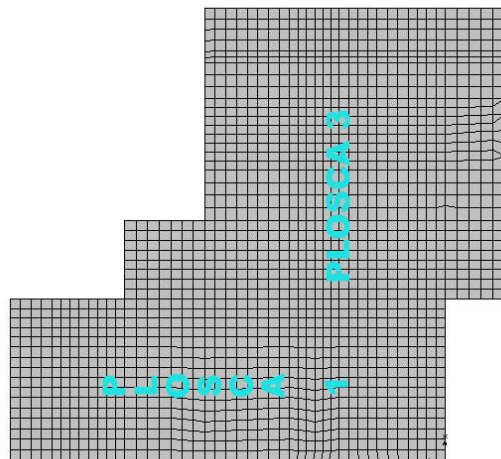
Slika 6.10g: Prerez pri Y = 0,00.



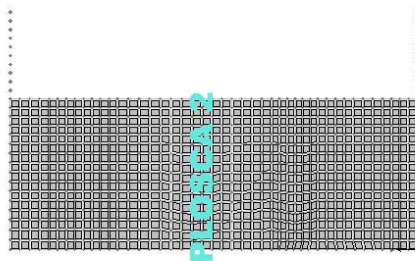
Slika 6.10h: Prerez pri Y = 5,66.



Slika 6.10i: Prerez pri Y = 10,24.



Slika 6.10k: Prerez pri Z = 2,62.



Slika 6.10j: Prerez pri Z = 5,24.

## 7 REZULTATI

### 7.1 Notranje statične količine in dimenzioniranje elementov

#### 7.1.1 Stebri

Čeprav so stebri konstruirani kot paličje, se v njih pojavi tudi moment zaradi vpliva vetra. V spodnji tabeli so izpisane maksimalne notranje statične količine elementov za posamezne stebre. Poudarjene vrednosti so merodajne za dimenzioniranje stebrov. Maksimalne vrednosti osnih sil se ponavadi pojavijo na spodnjem delu na stiku s podporo. Natančnejši raspored notranjih sil je možno odčitati iz SAP-a ali iz excelove datoteke, ki jo zgenerira program. V glavnem sta merodajni obtežbeni kombinaciji, kjer prevladujeta potresna obtežba ali obtežba s snegom.

Preglednica 7.1: Notranje statične količine v stebrih za različne obtežbene kombinacije.

Notranje statične količine najbolj obremenjenih v stebrih									
Steber	Element	Obtežbena kombinacija	Vrsta obtežbe	Odziv	P	V2	V3	M2	M3
					[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
S2	241	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	23,17	0,28	<b>6,29</b>	0,11	0,01
	241	G,Q	Combination		-37,09	-0,35	0,41	0,04	0,01
	241	G,Q,S,X	Combination		-42,28	-0,49	0,35	0,04	0,02
	241	G,Q,S,Y	Combination		-41,64	-0,29	0,30	0,04	0,01
	241	G,Q,S,-Y	Combination		-41,73	-0,29	0,36	0,04	0,01
	241	PRE.SNEG	Combination		-40,72	-0,38	0,32	0,04	0,01
S11	7	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	<b>55,87</b>	0,04	0,04	0,00	0,00
	7	G,Q	Combination		0,06	0,00	0,00	0,00	0,00
	7	G,Q,S,X	Combination		-0,58	-0,51	0,00	0,00	0,00
	7	G,Q,S,Y	Combination		-4,77	0,00	0,00	0,00	0,00

se nadaljuje...



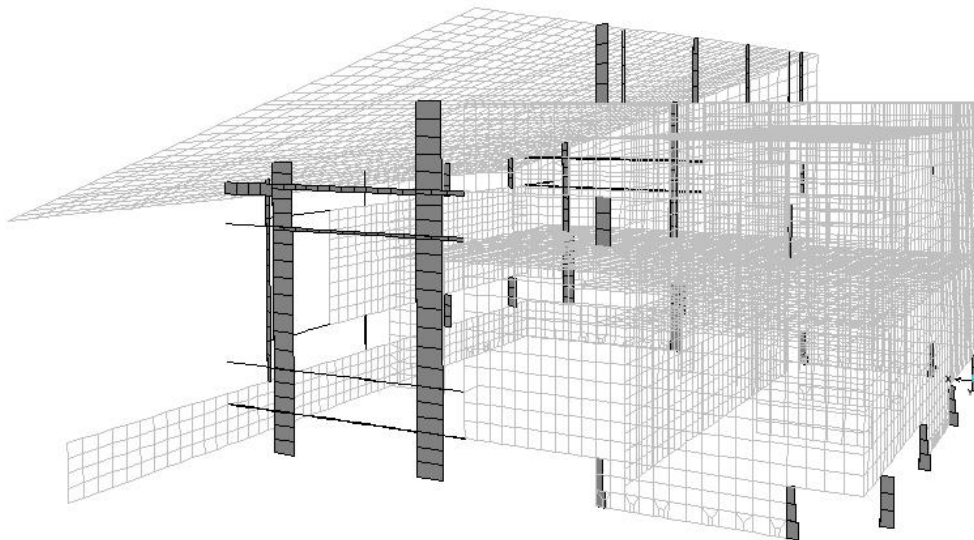
...nadaljevanje

	7	G,Q,S,-Y	Combination		-0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
	7	PRE.SNEG	Combination		-1,74	-0,34	0,00	0,00	0,00
S16	238	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	42,92	<b>13,26</b>	0,30	0,01	0,22
	238	G,Q	Combination		-28,28	-1,49	-0,06	0,00	-0,04
	238	G,Q,S,X	Combination		-34,62	-2,50	-0,03	0,00	-0,06
	238	G,Q,S,Y	Combination		-31,38	-1,55	0,25	-0,01	-0,04
	238	G,Q,S,-Y	Combination		-33,66	-2,27	-0,21	0,01	-0,06
	238	PRE.SNEG	Combination		-33,12	-2,30	-0,03	0,00	-0,06
S21	495	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	22,59	<b>3,64</b>	0,20	0,16	2,53
	495	G,Q	Combination		-78,07	0,06	0,02	0,01	0,04
	495	G,Q,S,X	Combination		-96,52	-0,05	0,04	0,03	-0,03
	495	G,Q,S,Y	Combination		-96,44	0,20	0,02	0,02	0,14
	495	G,Q,S,-Y	Combination		-95,47	-0,01	0,02	0,01	-0,01
	495	PRE.SNEG	Combination		-94,80	0,00	0,04	0,03	0,00
S27	534	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	9,97	0,05	0,04	0,00	0,00
	534	G,Q	Combination		-26,51	0,00	0,00	0,00	0,00
	534	G,Q,S,X	Combination		-54,21	0,00	0,00	0,00	0,00
	534	G,Q,S,Y	Combination		-51,13	0,00	0,00	0,00	0,00
	534	G,Q,S,-Y	Combination		-52,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	534	PRE.SNEG	Combination		<b>-55,79</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
S29	361	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	<b>33,98</b>	0,48	1,31	0,00	0,00
	361	G,Q	Combination		-48,42	-0,03	0,02	0,00	0,00
	361	G,Q,S,X	Combination		-114,03	-0,31	0,01	0,00	0,00
	361	G,Q,S,Y	Combination		-107,90	-0,07	2,93	0,00	0,00
	361	G,Q,S,-Y	Combination		-107,82	-0,06	<b>-4,29</b>	0,00	0,00
	361	PRE.SNEG	Combination		<b>-118,58</b>	-0,24	0,01	0,00	0,00
S29	322	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	33,93	0,75	0,37	1,96	0,72
	322	G,Q	Combination		-46,78	0,07	0,02	0,01	-0,08
	322	G,Q,S,X	Combination		-112,40	0,18	0,01	0,06	-0,23
	322	G,Q,S,Y	Combination		-106,27	0,14	0,15	-3,34	-0,16
	322	G,Q,S,-Y	Combination		-106,19	0,15	-0,07	<b>5,33</b>	-0,17
	322	PRE.SNEG	Combination		-116,95	0,18	0,01	0,06	-0,22

se nadaljuje...

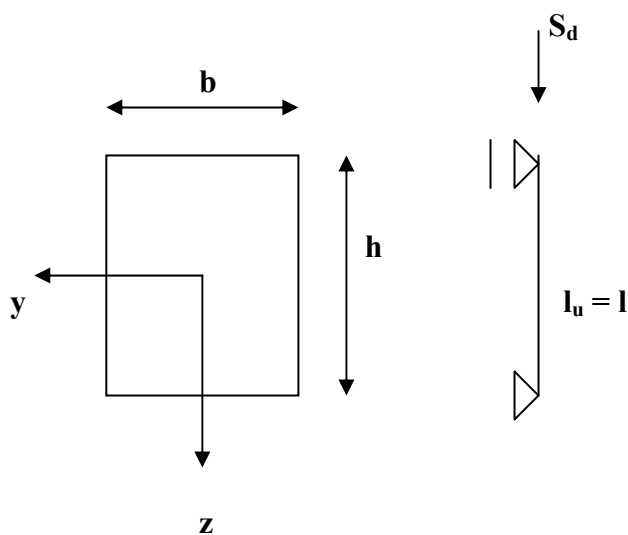
...nadaljevanje

S30	360	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	13,59	5,43	1,04	0,66	2,36
	360	G,Q	Combination		-39,37	-4,18	-0,16	0,65	2,48
	360	G,Q,S,Y	Combination		-90,81	-9,36	-1,91	1,12	5,68
	360	G,Q,S,-Y	Combination		-91,19	-9,54	2,69	2,20	5,77
	360	G,Q,S,X	Combination		-95,55	-10,26	-0,38	1,57	6,14
	360	PRE.SNEG	Combination		-99,75	-10,57	-0,40	1,64	<b>6,36</b>



Slika 7.1: Diagram osnih sil v stebrih in prečkah pri obtežni kombinaciji, kjer prevladuje sneg (številka 5).

• **Dimenzioniranje krajših podpornih stebrov (siva oznaka)**



Razmerje stranic  $n = h/b = 1$ .

Les C30  $\Rightarrow f_{c,0,d} = 1,415 \text{ kN/cm}^2$   
 $\Rightarrow f_{m,d} = 1,846 \text{ kN/cm}^2$   
 $\Rightarrow f_{t,0,d} = 1,108 \text{ kN/cm}^2$   
 $\Rightarrow f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2$

$l_u = 70 \text{ cm}$

Srednjedolga obtežba M (do 6 mesecev).

**Dimenzioniranje na tlačno osno silo**

$S_d = Nd_{\min} = -55,79 \text{ kN}$ ,  $My_{d_{\text{prip}}} = Mx_{d_{\text{prip}}} \approx 0 \text{ kNm}$

Izbira začetnih dimenzij :

$$\Delta b = \frac{l_u}{89} = \frac{70 \text{ cm}}{89} = 0,79 \text{ cm} \quad (7.1)$$

$$b = \Delta b + \sqrt{\Delta b^2 + \frac{S_d}{n \cdot f_{c,0,d}}} = 0,79 + \sqrt{0,79^2 + \frac{55,79}{1 \cdot 1,415}} = 7,1 \text{ cm} \quad (7.2)$$

Izberem **b / h = 10 cm / 10 cm**

Račun geometrijskih lastnosti:

$$A = b \cdot h = 10 \cdot 10 = 300 \text{ cm}^2 \quad (7.3)$$

$$I_y = I_z = \frac{h^4}{12} = \frac{10^4}{12} = 833,33 \text{ cm}^4 \quad (7.4)$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{833,33}{300}} = 1,67 \text{ cm} \quad (7.5)$$

Kontrola uklonskih napetosti :

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{55,79}{10 \cdot 10} = 0,56 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \cdot f_{c,0,d} = 0,924 \cdot 1,415 = 1,31 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.6)$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i} = \frac{70}{1,67} = 42 \Rightarrow k_c = 0,924 \quad (7.7)$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{0,56}{1,31} = 0,43 \text{ oz. } 43 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.8)$$

**Dimenzioniranje na natezno osno silo**

$$S_d = N_{d_{\max}} = 55,79 \text{ kN}, \quad M_{y_{d_{\text{pri}}}} = M_{x_{d_{\text{pri}}}} \approx 0 \text{ kNm} \quad (7.9)$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{55,87}{10 \cdot 10} = 0,56 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 1,108 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.10)$$

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{0,56}{1,108} = 0,50 \text{ oz. } 50 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.11)$$

Pri dimenzioniranju z natezno osno silo je potrebno paziti na oslabitve in na stike. V tem primeru sem obravnaval, da je  $A = A_{\text{netto}}$ . V primeru spojev, ki oslabijo leseni steber, pa je potrebno odšteti oslabitve od prereza stebra.

### Dimenzioniranje na strig

$$|Vd_{\text{max}}| = 13,26 \text{ kN} \quad (7.12)$$

$$\tau_d = \frac{Vd_{\text{max}}}{A^*} = \frac{13,26}{66,67} = 0,1989 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{povečam prerez} \quad (7.13)$$

$$A^* = \frac{2 \cdot b \cdot h}{3} = \frac{2 \cdot 10 \cdot 10}{3} = 66,67 \text{ cm}^2 = \text{konst.} \quad (7.14)$$

kjer je  $A^*$  strižni prerez za pravokotnik.

Izberem novi prerez: **b / h = 12cm / 12 cm**

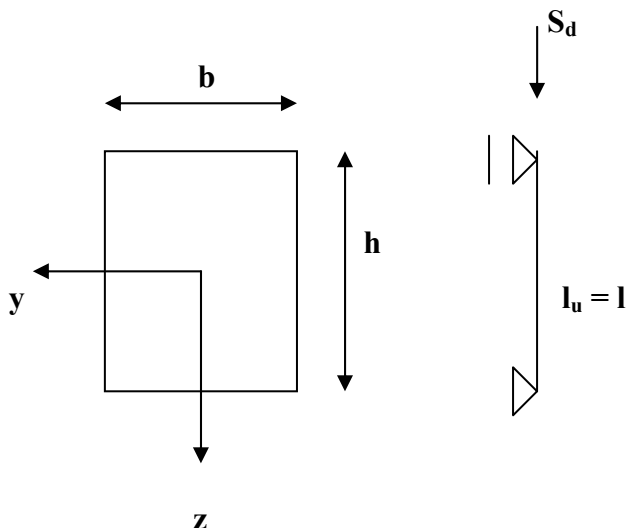
$$A_1^* = \frac{2 \cdot b \cdot h}{3} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 12}{3} = 96 \text{ cm}^2 = \text{konst.} \quad (7.15)$$

$$\tau_d = \frac{Vd_{\text{max}}}{A_1^*} = \frac{13,26}{96} = 0,138 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.16)$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,138}{0,185} = 0,75 \text{ oz. } 75 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.17)$$

Pri dimenzioniranju kratkih stebrov se je izkazala za merodajno notranjo statično količino strižna sila. Ponovna kontrola prereza na tlačno in natezno silo ni več potrebna, saj je bil kriterij natezne oz. tlačne trdnosti izpolnjen že pri manjšem prerezu.

• **Dimenzioniranje daljših podpornih stebrov (modra oznaka)**



Razmerje stranic  $n = h/b = 2$ .

Les C30  $\Rightarrow f_{c,0,d} = 1,415 \text{ kN/cm}^2$

$\Rightarrow f_{m,d} = 1,846 \text{ kN/cm}^2$

$\Rightarrow f_{t,0,d} = 1,108 \text{ kN/cm}^2$

$\Rightarrow f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2$

Uklon okoli močne osi:  $l_{uy} = 620 \text{ cm}$

Uklon okoli šibke osi:  $l_{uz} = 186 \text{ cm}$

Srednjedolga obtežba  $M$  (do 6 mesecev).

**Dimenzioniranje na tlačno osno silo**

$S_d = Nd_{\min} = -118,55 \text{ kN}$ ,  $My_{d,príp} = Mx_{d,príp} \approx 0 \text{ kNm}$

Izbira začetnih dimenzij :

$$\Delta b = \frac{l_u}{89} = \frac{620 \text{ cm}}{89} = 6,97 \text{ cm} \quad (7.18)$$

$$b = \Delta b + \sqrt{\Delta b^2 + \frac{S_d}{n \cdot f_{c,0,d}}} = 6,97 + \sqrt{6,97^2 + \frac{118,55}{2 \cdot 1,415}} = 16,48 \text{ cm} \quad (7.19)$$

Izberem **b / h = 15cm / 30 cm**

Račun geometrijskih lastnosti:

$$A = b \cdot h = 15 \cdot 30 = 450 \text{ cm}^2 \quad (7.20)$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4 \quad (7.21)$$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{30 \cdot 15^3}{12} = 8437,5 \text{ cm}^4 \quad (7.22)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{33750}{450}} = 8,66 \text{ cm} \quad (7.23)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{8437,5}{450}} = 4,33 \text{ cm} \quad (7.24)$$

Kontrola uklonskih napetosti :

y smer:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{118,55}{15 \cdot 30} = 0,263 \text{ kN / cm}^2 \leq k_{cy} \cdot f_{c,0,d} = 0,55 \cdot 1,415 = 0,778 \text{ kN / cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.25)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{uy}}{i_y} = \frac{620}{8,66} = 71,59 \Rightarrow k_c = 0,55 \quad (7.26)$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{cy} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{0,263}{0,778} = 0,34 \text{ oz. } 34 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.27)$$

z smer:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{118,55}{15 \cdot 30} = 0,263 \text{ kN/cm}^2 \leq k_{cz} \cdot f_{c,0,d} = 0,916 \cdot 1,415 = 1,296 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.28)$$

$$\lambda_z = \frac{l_{uz}}{i_z} = \frac{186}{4,33} = 42,96 \Rightarrow k_c = 0,916 \quad (7.29)$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{cz} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{0,263}{1,296} = 0,21 \text{ oz. } 21 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.30)$$

### Dimenzioniranje na tlačno osno silo in upogib

$$S_d = N_{d\text{prip}} = -106,19 \text{ kN}, \quad M_{y\text{dmax}} = 5,33 \text{ kNm}, \quad M_{x\text{d}\text{prip}} \approx 0 \text{ kNm}$$

Moment upogiba steber okoli močne osi,  $l_{uy} = 620 \text{ cm}$

$$\text{Izpolnjen mora biti pogoj: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad ; \quad k_c \text{ je v tem primeru } k_{cy} \quad (7.31)$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{106,19}{15 \cdot 30} = 0,236 \text{ kN/cm}^2 \quad (7.32)$$

$$\sigma_{m,d}(z) = \frac{M_{yd}}{I_y} \cdot h = \frac{533}{33750} \cdot 30 = 0,473 \text{ kN/cm}^2 \quad (7.33)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,236}{0,55 \cdot 1,415} + \frac{0,473}{1,846} = 0,56 \leq 1 \quad \checkmark \quad (7.34)$$

Prerez je pri tej obtežbeni kombinaciji izkoriščen s 56%.



### Dimenzioniranje na natezno osno silo

$$S_d = Nd_{\max} = 33,98 \text{ kN}, \quad Myd_{\text{pripr}} = Mxd_{\text{pripr}} \approx 0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{33,98}{15 \cdot 30} = 0,0755 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{t,0,d} = 1,108 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.35)$$

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{0,0755}{1,108} = 0,07 \text{ oz. } 7 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.36)$$

### Dimenzioniranje na strig

$$|Vd_{\max}| = 5,33 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{Vd_{\max}}{A^*} = \frac{5,33}{300} = 0,018 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{v,d} = 0,185 \text{ kN/cm}^2 \quad \checkmark \quad (7.37)$$

$$A^* = \frac{2 \cdot b \cdot h}{3} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 30}{3} = 300 \text{ cm}^2 = \textit{konst.} \quad ; \text{ strižni prerez za pravokotnik} \quad (7.38)$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,018}{0,185} = 0,10 \text{ oz. } 10 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.39)$$

Pri dimenzioniranju dolgih stebrov se je izkazala za merodajno notranjo statično količino kombinacija tlačne sile in upogibnega momenta okoli y osi.

## 7.1.2 Prečke (za stabilizacijo stebrov okoli šibke osi)

Prečke so konstruktivnega značaja in služijo v glavnem za stabilizacijo podpornih stebrov strehe okoli šibke osi. Širina je določena s širino stebra. Prečki P5 in P9 sta na koncu pritrjeni na streho, zato se v njiju pojavi dodatna osna sila. Iz predpostavke, da je prečka enako široka kot steber, imamo že določeno širino  $b = 30$  cm. Višino prečke določim iz pogojev za tlačno oz. natezno trdnost. Nato sledi še kontrola proti uklonu. Strižne sile so zanemarljive, zato kontrola ni potrebna.

Preglednica 7.2: Notranje statične količine v najbolj obremenjeni prečki za različne obtežne kombinacije.

Notranje statične količine v najbolj obremenjeni prečki									
Prečka	Element	Obtežbena kombinacija	Vrsta obtežbe	Odziv	P	V2	V3	M2	M3
					[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
P9	308	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	<b>54,94</b>	0,02	0,10	0,03	0,01
	308	G,Q	Combination		-19,06	0,06	0,00	0,00	0,02
	308	G,Q,S,X	Combination		-48,16	0,06	0,00	0,00	0,02
	308	G,Q,S,Y	Combination		-41,60	0,06	0,00	0,00	0,02
	308	G,Q,S,-Y	Combination		-42,55	0,06	0,00	0,00	0,02
	308	PRE.SNEG	Combination		<b>-48,60</b>	0,06	0,00	0,00	0,02
P9	46	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	45,36	0,01	0,05	0,28	0,03
	46	G,Q	Combination		-7,91	-0,06	0,00	0,00	0,24
	46	G,Q,S,X	Combination		-20,67	-0,06	0,00	0,00	0,24
	46	G,Q,S,Y	Combination		-16,30	-0,06	0,01	-0,01	0,24
	46	G,Q,S,-Y	Combination		-16,82	-0,06	0,00	0,00	0,24
	46	PRE.SNEG	Combination		<b>-20,18</b>	-0,06	0,00	0,00	0,24

$$\text{Izberem : Les C30} \Rightarrow f_{c,0,d} = 1,415 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow f_{m,d} = 1,846 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow f_{t,0,d} = 1,108 \text{ kN/cm}^2$$

### Dimenzioniranje na natezno osno silo

$$S_d = N_{d_{\max}} = 54,94 \text{ kN}, \quad M_{y_{d_{\text{priip}}}} = M_{x_{d_{\text{priip}}}} \approx 0 \text{ kNm} \quad (7.40)$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} \Rightarrow b = \frac{S_d}{\sigma_{t,o,d} \cdot h} = \frac{54,94}{1,108 \cdot 30} = 1,65 \text{ cm} \quad (7.41)$$

### Dimenzioniranje na tlačno osno silo

$$S_d = N_{d_{\min}} = -48,60 \text{ kN}, \quad M_{y_{d_{\text{priip}}}} = M_{x_{d_{\text{priip}}}} \approx 0 \text{ kNm} \quad (7.42)$$

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} \Rightarrow b = \frac{S_d}{\sigma_{c,o,d} \cdot h} = \frac{48,60}{1,415 \cdot 30} = 1,14 \text{ cm} \quad (7.43)$$

Merodajna je večja vrednost za  $b$ , v tem primeru 1,65 cm iz pogoja za natezno osno silo. Zaradi standardiziranih debelin desk bi lahko izbral višino 1,8 cm.

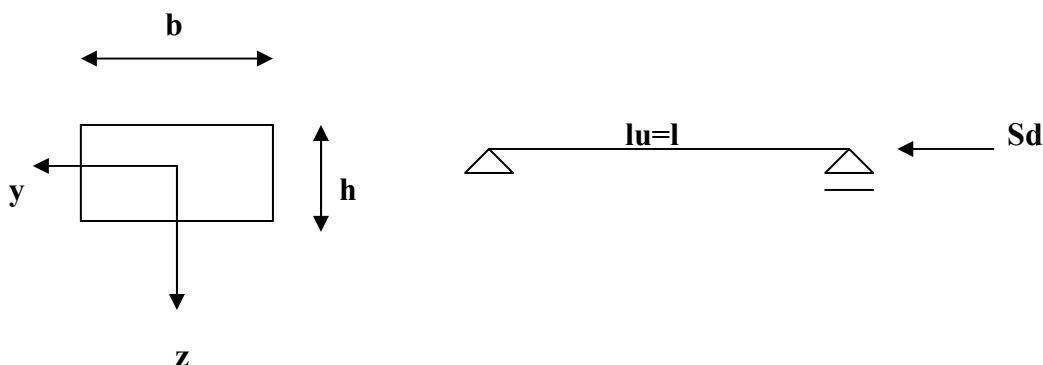
### Dimenzioniranje na uklon na krajnem polju

$$S_d = N_{d_{\min}} = -48,6 \text{ kN}, \quad M_{y_{d_{\text{priip}}}} = M_{x_{d_{\text{priip}}}} \approx 0 \text{ kNm}$$

Uklon okoli šibke osi:  $l_{uy} = 110 \text{ cm}$

Uklon okoli močne osi:  $l_{uz} = 110 \text{ cm}$

Merodajen je uklon okoli šibke osi.



Izberem  **$b / h = 30\text{cm} / 2,8\text{ cm}$**

Račun geometrijskih lastnosti:

$$A = b \cdot h = 30 \cdot 2,8 = 84\text{cm}^2 \quad (7.44)$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30 \cdot 15^3}{12} = 8437\text{cm}^4 \quad (7.45)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{8437}{84}} = 10,02\text{cm} \quad (7.46)$$

Kontrola uklonskih napetosti :

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} \leq k_{cy} \cdot f_{c,0,d} \quad (7.47)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{uy}}{i_y} = \frac{110}{10,02} = 10,98 \Rightarrow k_c = 1 \quad \Rightarrow \text{Kontrola na uklon ni potrebna.} \quad (7.48)$$

### Dimenzioniranje na uklon na srednjem polju

$$S_d = N_{d_{\min}} = -20,18 \text{ kN}, \quad M_{y_{d_{\text{pripr}}}} = M_{x_{d_{\text{pripr}}}} \approx 0 \text{ kNm}$$

Uklon okoli šibke osi:  $l_{uy} = 270 \text{ cm}$

Uklon okoli močne osi:  $l_{uz} = 270 \text{ cm}$

Merodajen je uklon okoli šibke osi.

#### Kontrola uklonskih napetosti :

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} \leq k_{cy} \cdot f_{c,0,d} \quad (7.49)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{uy}}{i_y} = \frac{270}{10,02} = 26,95 \Rightarrow k_c = 1 \quad \Rightarrow \text{Kontrola na uklon ni potrebna} \quad (7.50)$$

$$\frac{\sigma_{t,o,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{0,606}{1,108} = 0,55 \text{ oz. } 55 \% \text{ izkoriščenost} \quad (7.51)$$

$$\sigma_{t,o,d} = \frac{S_d}{b \cdot h} = \frac{54,94}{30 \cdot 2,8} = 0,606 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (7.52)$$

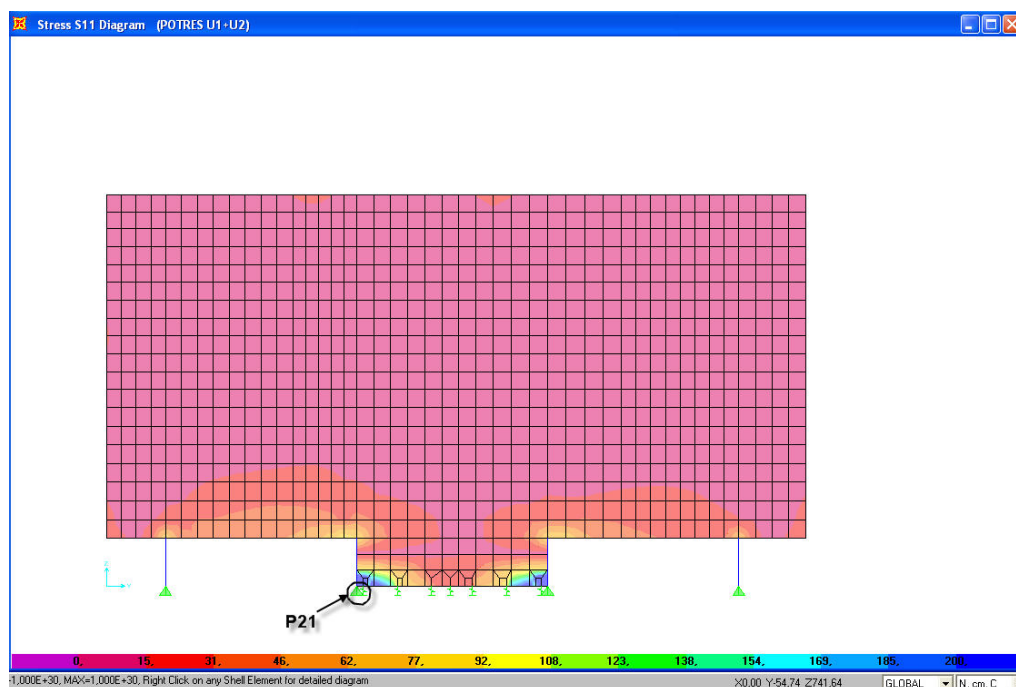
### 7.1.3 Napetosti v stenskih elementih in ploščah

SAP omogoča prikaz notranjih statičnih količin v tabelarni ali grafični obliki. Za predstavitev ploskovnih konstrukcij je ugodnejši grafični prikaz. Kljub temu bi bilo prikazovanje vseh obtežbenih primerov preobsežno, zato sledi prikaz le tistih primerov, ki povzročajo največje napetosti. V skoraj vseh primerih se izkaže za merodajno potresna obtežba. Za boljšo predstavitev so napetosti prikazane na deformiranih modelih.

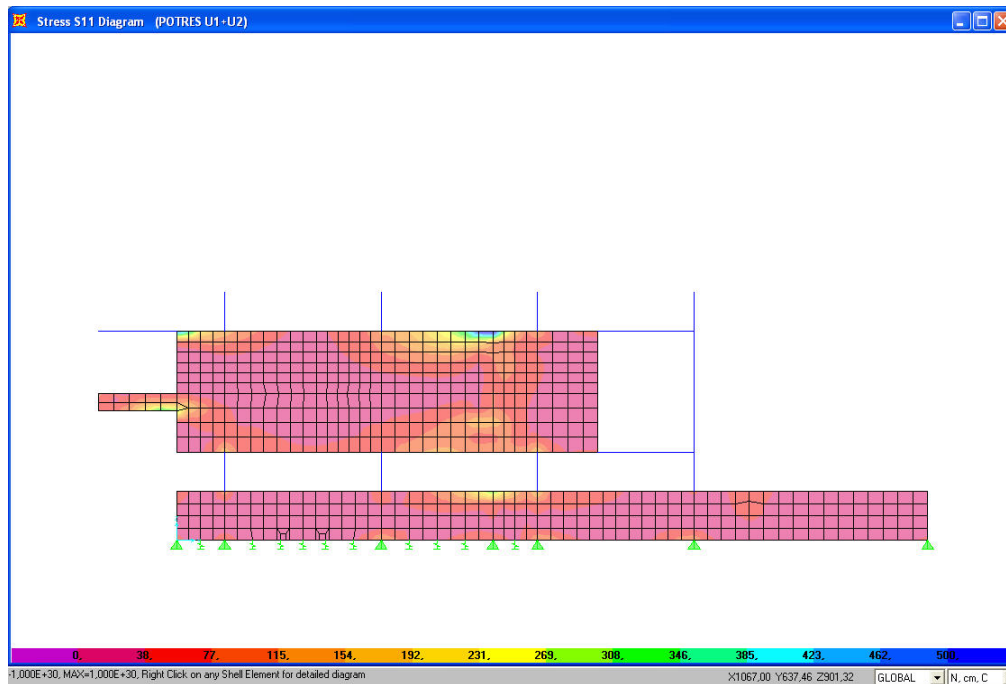
Poleg sten so prikazane še podpore in vzmeti. Posebej so označene tiste, kjer se pojavi maksimalna reakcija. S "P" so označene podpore, z "V" pa vzmeti. Številka pomeni oznako podpore oz. vzmeti, ki jim jo določi SAP. Vrednoti le-teh pa so podane v tabelah v naslednji točki.

- **Lesene stene**

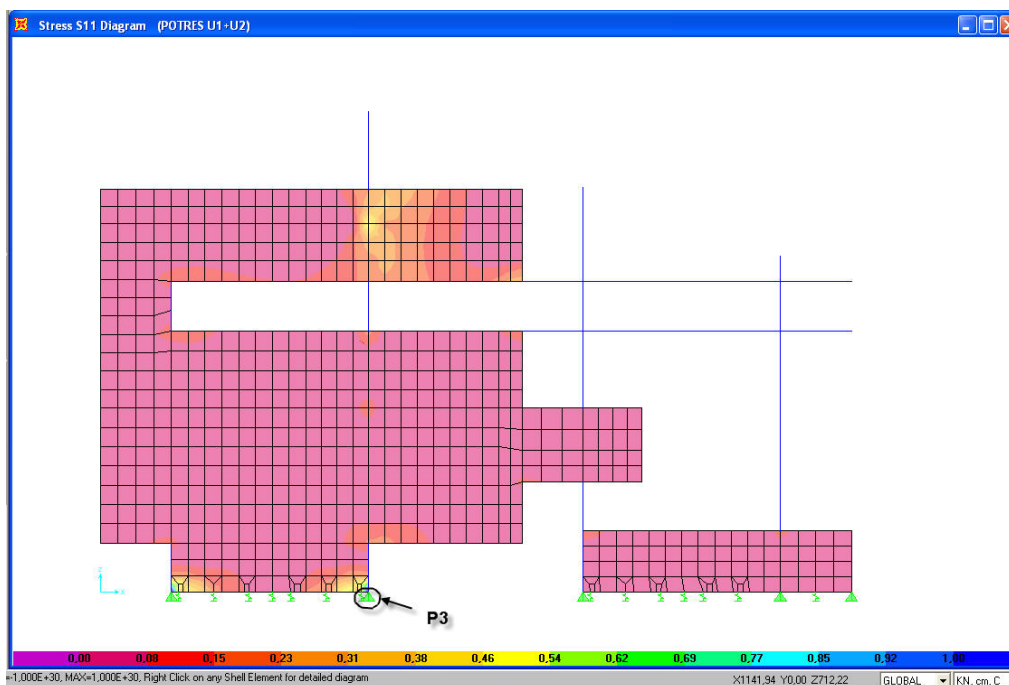
Debelina vseh lesenih sten je 9,4 cm.



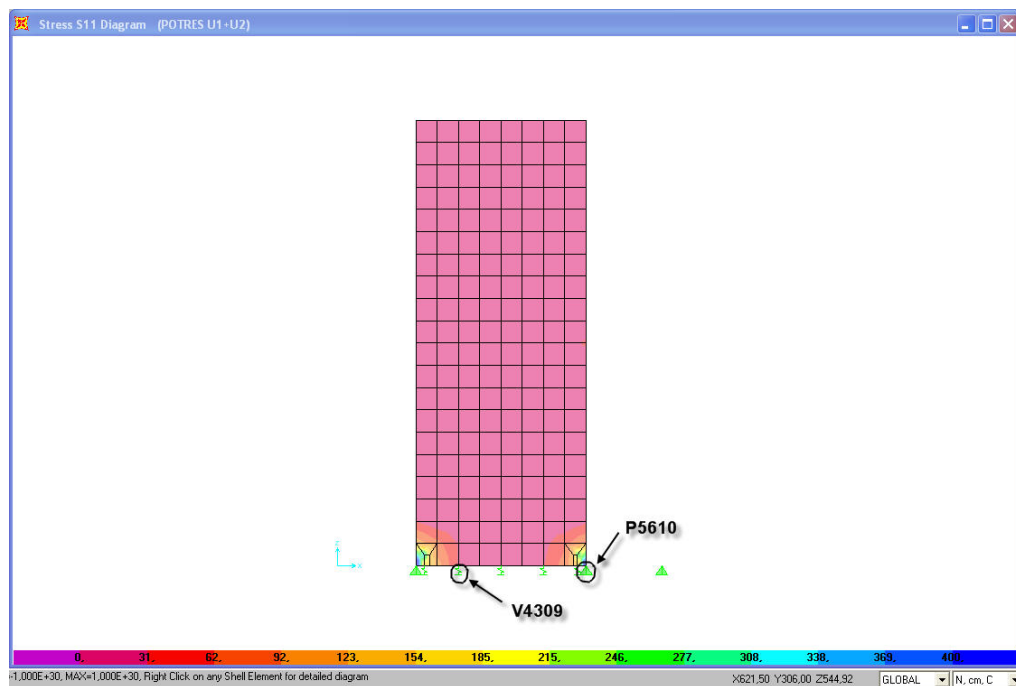
Slika 7.2: Napetosti v steni 1 zaradi potresne obtežbe.



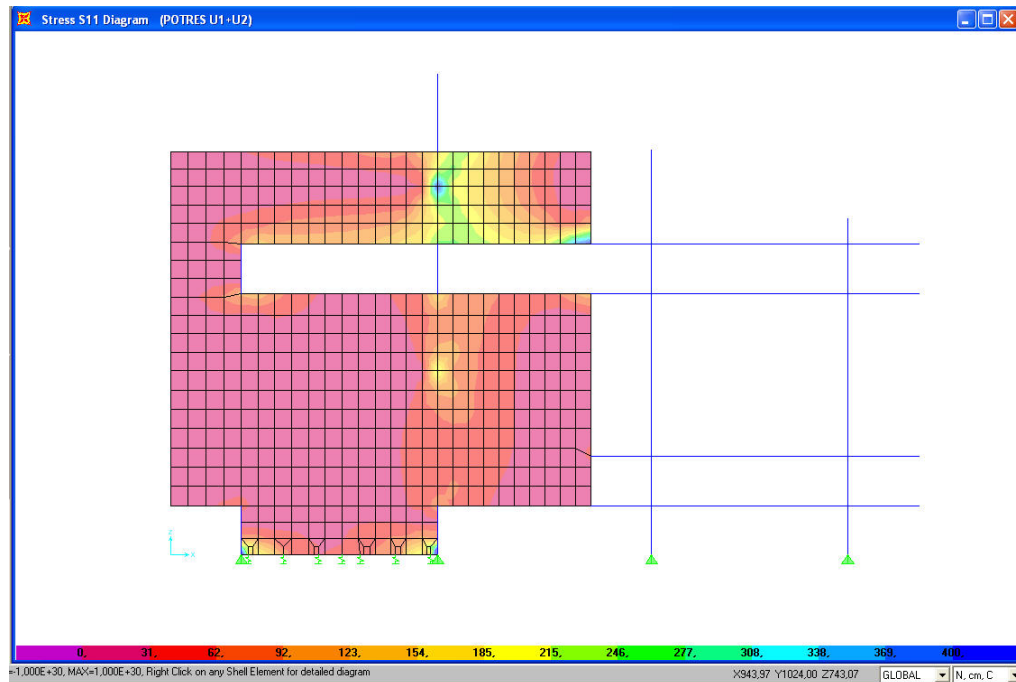
Slika 7.3: Napetosti v stenah 4 in 5 zaradi potresne obtežbe.



Slika 7.4: Napetosti v stenah 7 in 8 zaradi potresne obtežbe.



Slika 7.5: Napetosti v steni 10 zaradi potresne obtežbe.

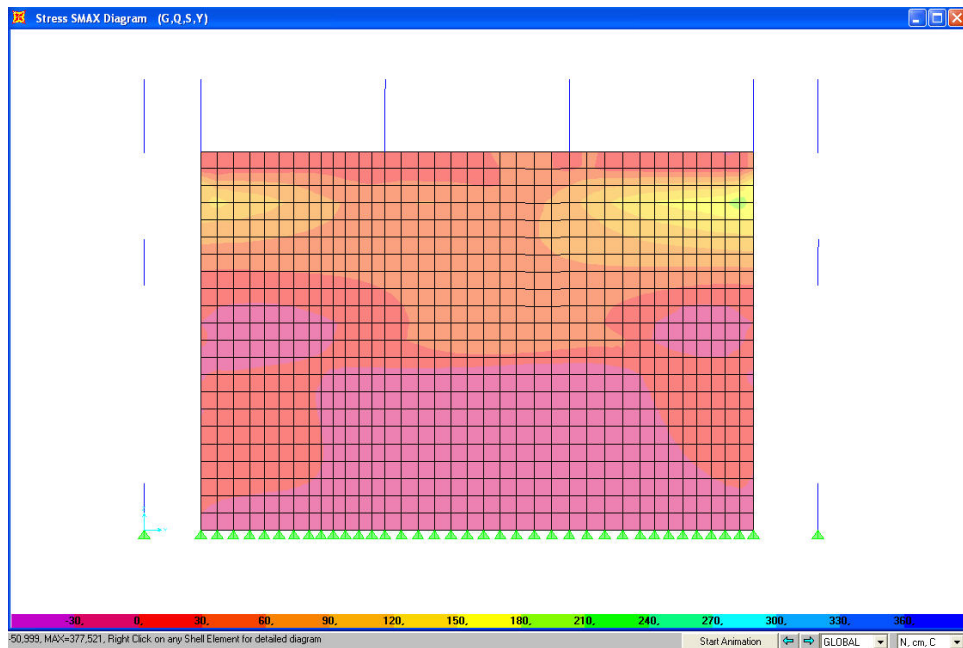


Slika 7.6: Napetosti v steni 12 zaradi potresne obtežbe.

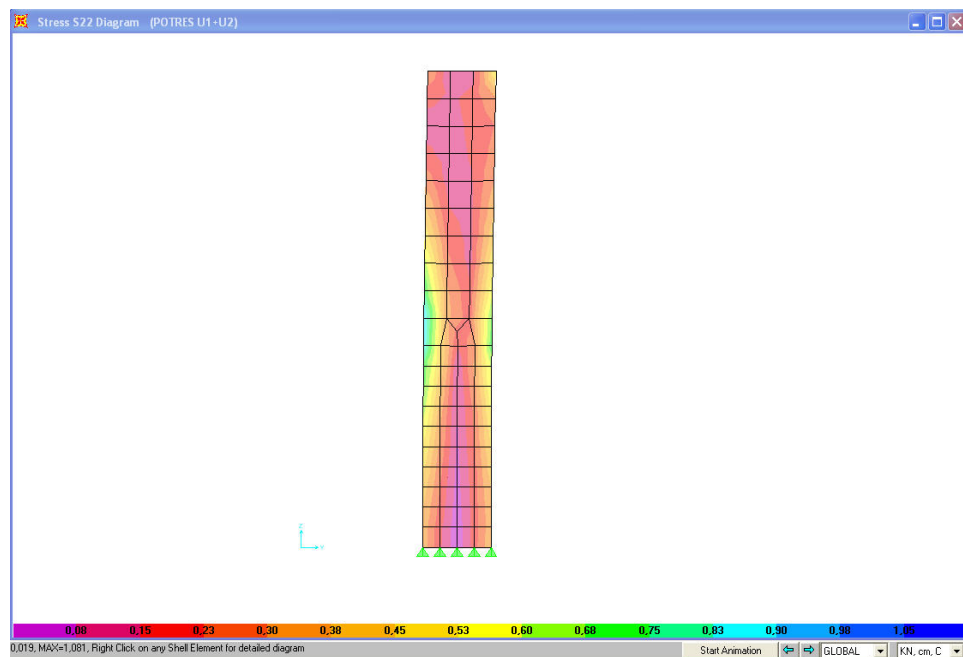


- **Stene iz armiranega betona**

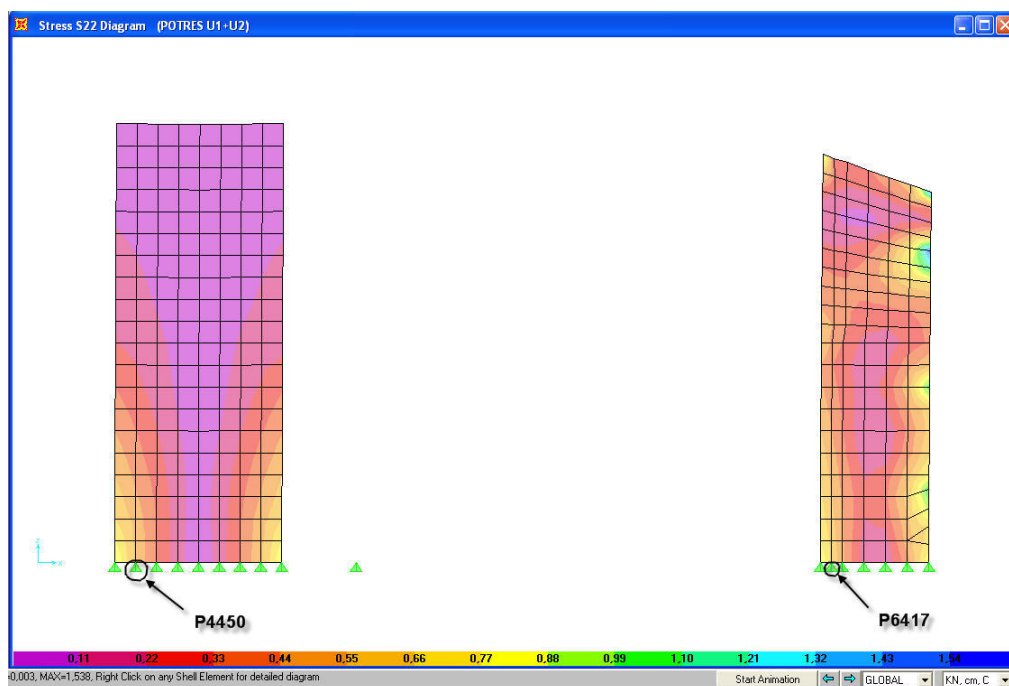
Debelina vseh AB sten je 20 cm.



Slika 7.7: Napetosti v steni 2 zaradi obtežne kombinacije 3.



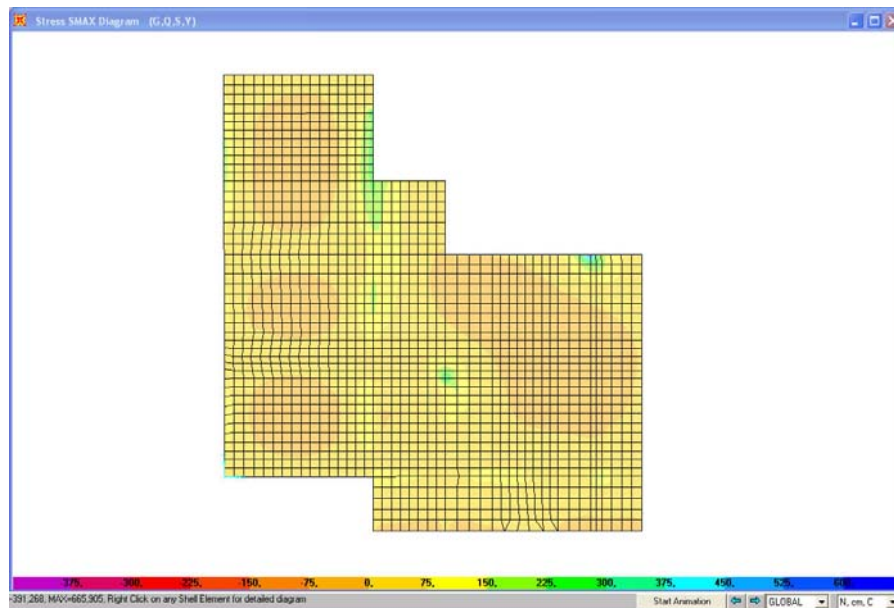
Slika 7.8: Napetosti v steni 3 zaradi potresne obtežbe.



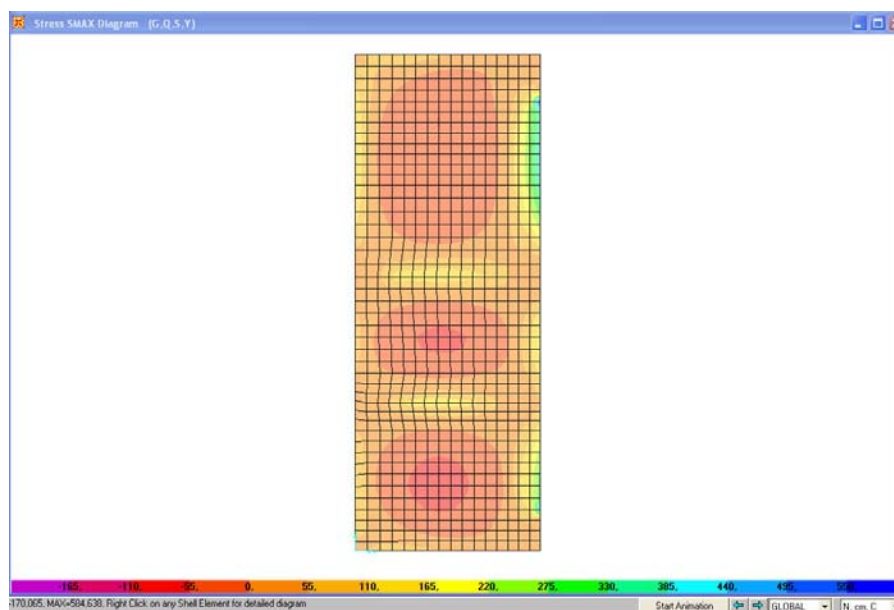
Slika 7.9: Napetosti v stenah 10 in 11 zaradi potresne obtežbe.

- **medetžne plošče**

Debeline plošč: plošča 1 je debeline 12,8 cm, plošča 2 14,6 cm in plošča 3 22,6 cm.



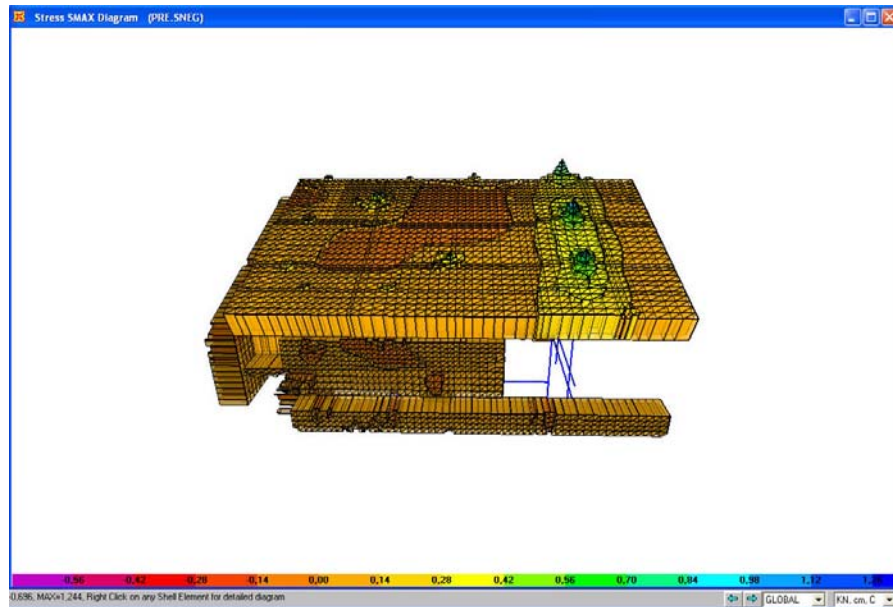
Slika 7.10: Napetosti v plošči 1 zaradi obtežne kombinacije 3.



Slika 7.11: Napetosti v plošči 2 zaradi obtežne kombinacije 3.

- **Streha**

Debelina strešne plošče je 18 cm.



Slika 7.12: Napetosti v strehi zaradi obtežne kombinacije 5 (prevladujoča obtežba snega).

## 7.1.4 Sile v sidrnih elementih

Da smo se približali rezultatom iz laboratorija, je bilo potrebno v SAPu modelirati kotnike s kombinacijo podpor in nelinearnih "link" vezi. Te vezi so nameščene na lesenih stenah tako, da imajo enako medsebojno razdaljo kot so jo imeli kotniki pri preiskavi.

Preglednica 7.3: Reakcije v podporah.

Maksimalne reakcije podpor						
Podpora	Obtežbena kombinacija	Vrsta obtežbe	Odziv	U1	U2	U3
				[kN]	[kN]	[kN]
3	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	<b>87,09</b>	0,74	66,89
3	G,Q	Combination		-2,22	-0,31	55,21
3	G,Q,S,X	Combination		2,12	-0,50	64,24
3	G,Q,S,Y	Combination		-3,96	-1,18	68,33
3	G,Q,S,-Y	Combination		0,78	-0,13	64,03
3	PRE.SNEG	Combination		1,18	-0,52	63,77
21	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	0,63	<b>41,03</b>	35,55
21	G,Q	Combination		0,72	<b>-4,82</b>	46,47
21	G,Q,S,X	Combination		1,05	-4,71	52,81
21	G,Q,S,Y	Combination		0,60	-4,36	51,95
21	G,Q,S,-Y	Combination		0,59	-4,78	52,15
21	PRE.SNEG	Combination		0,82	-4,42	50,83
4450	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	34,25	1,18	<b>274,84</b>
4450	G,Q	Combination		1,08	0,00	20,76
4450	G,Q,S,X	Combination		3,02	-0,01	40,65
4450	G,Q,S,Y	Combination		1,10	-0,01	25,26
4450	G,Q,S,-Y	Combination		0,75	-0,01	24,20
4450	PRE.SNEG	Combination		2,24	-0,01	34,95
5610	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	15,33	0,28	35,99
5610	G,Q	Combination		-12,86	-0,01	33,46

se nadaljuje...

...nadaljevanje

5610	G,Q,S,X	Combination		-14,11	0,00	36,57
5610	G,Q,S,Y	Combination		<b>-15,33</b>	0,00	38,84
5610	G,Q,S,-Y	Combination		-14,64	0,00	37,97
5610	PRE.SNEG	Combination		-13,93	0,00	35,88
6417	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	9,15	1,24	168,49
6417	G,Q	Combination		0,16	-0,09	1,31
6417	G,Q,S,X	Combination		1,01	-0,09	4,99
6417	G,Q,S,Y	Combination		0,42	-0,05	-5,76
6417	G,Q,S,-Y	Combination		0,01	-0,16	<b>-9,19</b>
6417	PRE.SNEG	Combination		0,76	-0,10	-0,49

Preglednica 7.4: Maksimalna reakcija v vzmeti.

Maksimalna reakcija vzmeti				
Vzmet	Obt. Kombinacija Text	Vrsta obtežbe	Odziv	U3 N
4309	POTRES U1+U2	LinRespSpec	Max	193,31
4309	G,Q	Combination		1631,21
4309	G,Q,S,X	Combination		<b>1891,17</b>
4309	G,Q,S,Y	Combination		1877,71
4309	G,Q,S,-Y	Combination		1878,90
4309	PRE.SNEG	Combination		1824,67

Ker ima vzmet predpisano togost samo v smeri U3, so reakcije v ostalih smereh enake 0.

## 7.2 Določitev pomikov

Pri pomikih kontroliramo ali so le-ti še v dovoljenih mejah, da ne motijo funkcionalnosti objekta oziroma ne povzročajo neprijetnega občutka uporabnikom prostorov. Čeprav program SAP2000 omogoča grafični prikaz velikosti pomikov, se izkaže v marsikaterem primeru iskanje maksimalnih pomikov za težavno opravilo. SAP2000 omogoča zato izvoz vseh izračunanih vrednosti v program Excel, kjer jih uredimo po velikosti in tako z lahkoto določimo, kolikšen je maksimalni odziv konstrukcije in na katerem mestu se nahaja .

Pomike kontroliramo za dva obtežbena primera:

1. Pomiki pri nezgodni obtežbeni kombinaciji s potresom – MSN

$$U_d = U \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (7.53)$$

2. Pomiki pri navidezno stalni obtežbi po MSU

$$U_d = U \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P_k + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (7.54)$$

### 7.2.1 Pomiki pri nezgodni obtežni kombinaciji s potresom

Za to obteženo kombinacijo nas zanimajo vodoravni pomiki. Pričakovan maksimalni pomik je na robu nepodprtega dela strehe označen s T1. Ker sem računal odziv konstrukcije v X in Y smeri posebej, in sicer obe z enakim nereduciranim projektnim spektrom, moramo njun maksimalni vpliv določiti po enem od spodaj navedenih postopkov. Ista pravila veljajo tudi za kombinacijo ostalih statičnih veličin.

Število nihajnih oblik, ki jih je treba upoštevati, je odvisno od željene 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 vzburjen. 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 ž rezultat tega postopka.

$$\{S\}_{\max} = \{S_1\}_{\max} \quad (7.55)$$

- **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.

$$\{S\}_{\max} \leq \sum_{i=1}^m |\{S_i\}_{\max}| \quad (7.56)$$



- **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.

$$\{S\}_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \{S_i\}_{\max}^2} \quad (7.57)$$

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

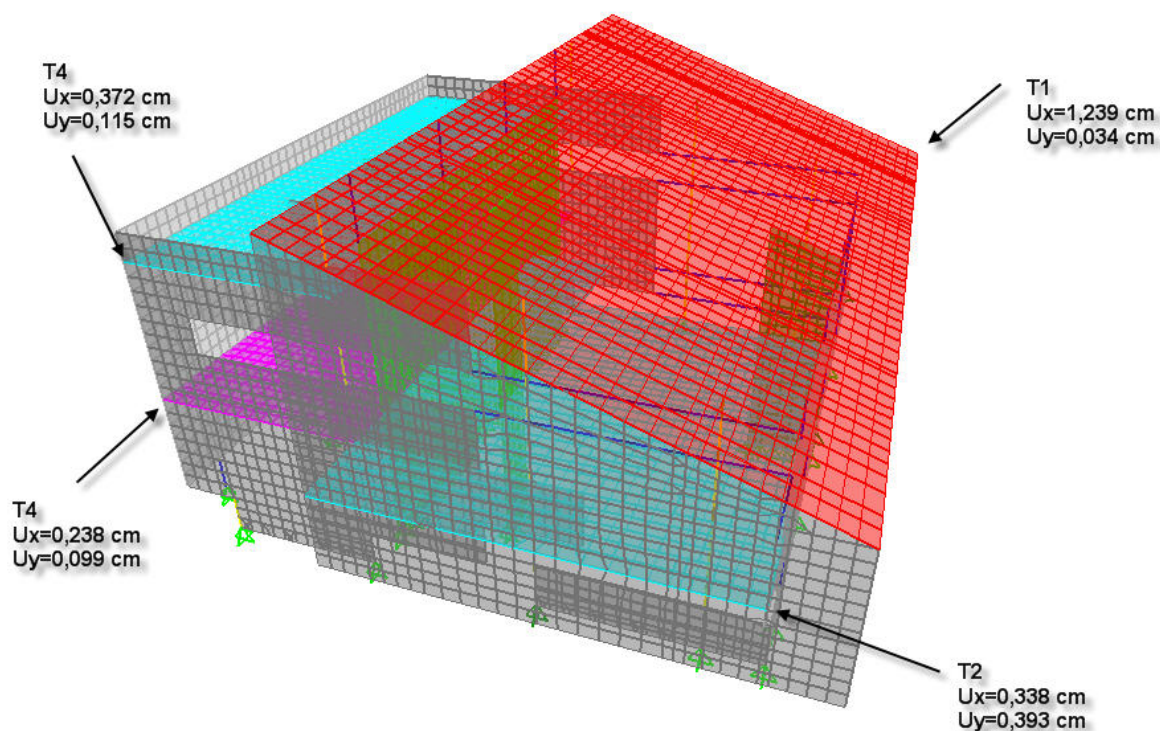
- **Popolna kvadratna kombinacija - CQC**

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.

Kljub temu, da lahko v SAPu določimo na kakšen način naj se izvede kombinacija potresnih vplivov in koliko nihajnih oblik naj se upošteva, sem postopek kombinacije z geometrijsko vsoto prikazal tudi z izračunom. Upošteval sem prvih šest nihajnih oblik.

$$U_{MAX} = U_{T1} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = \sqrt{(1,239)^2 + (0,034)^2} = 1,239cm \quad (7.58)$$

Pri modalni analizi s spektrom odziva sem pri računu pomikov in pri računu notranjih statičnih količin uporabil nereducirani projektni spekter, saj je faktor obnašanja za našo konstrukcijo  $q = 1,0$ . V primeru duktilnejše konstrukcije se za določanje notranjih statičnih količin običajno reducira projektni spekter. Ker pa duktilnost ne vpliva na velikost pomikov, ampak le na redukcijo notranjih statičnih količin, moramo take pomike pomnožiti s faktorjem  $q$ . V SAPu je možna tudi uporaba reduciranega in nereduciranega projektnega spektra, katera uporabimo ločeno za račun notranjih statičnih količin ali pomikov.



Slika 7.13: Maksimalne deformacije zaradi potresne obtežbe.

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  $\delta$ , s katerim na približen način zajamemo vpliv slučajne torzije za robne elemente.

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \approx 1,3 \quad (7.59)$$

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.

$$\text{Tako znaša maksimalni pomik } U_{MAX}^{\cdot} = U_{MAX} \cdot \delta = 1,239 \cdot 1,3 = 1,611 \text{ cm} \quad (7.60)$$

Maksimalna etažna pomika dobimo podobno kot maksimalni pomik s pomočjo kvadratnega pravila in z upoštevanjem faktorja  $\delta$ :

**Maksimalni etažni pomik v 1. etaži :**

$$U_{T2} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = \sqrt{(0,338)^2 + (0,393)^2} = 0,518 \text{ cm} \quad (7.61)$$

$$U_{T2}^{\cdot} = U_{T2} \cdot \delta = 0,518 \cdot 1,3 = 0,673 \text{ cm} \quad (7.62)$$

Kontrola mejnega stanja uporabnosti je omejena na kontrolo etažnih pomikov. Po EC8 se za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov, uporabi naslednje omejitve pomikov:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005h \Rightarrow 0,337 \leq 1,310 \quad \checkmark \quad (7.63)$$

kjer je

$$d_r = U_{T2}^{\cdot} = 0,673 \text{ cm}$$

etažni pomik v 1. etaži;

$$\nu = 0,5$$

redukcijski faktor za objekte I. in II. kategorije pomembnosti;

$$h = 262 \text{ cm}$$

višina etaže.

## Maksimalni etažni pomik v 2. etaži

Za določitev relativnih etažnih pomikov v višjih etažah potrebujemo pomike spodnjih etaž. Razlika teh pomikov nam da medsebojni pomik etaž oziroma relativni etažni pomik.

$$U_{T4,x}^{rel} = U_{T4,x} - U_{T3,x} = 0,372 - 0,238 = 0,134cm \quad (7.64)$$

$$U_{T4,y}^{rel} = U_{T4,y} - U_{T3,y} = 0,115 - 0,099 = 0,016cm \quad (7.65)$$

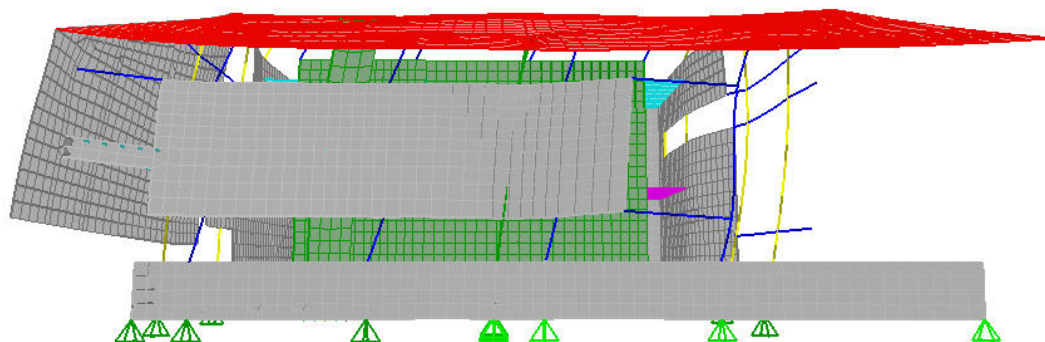
$$U_{T4}^{rel} = \sqrt{(U_{T4,x}^{rel})^2 + (U_{T4,y}^{rel})^2} = \sqrt{(0,134)^2 + (0,016)^2} = 0,135cm \quad (7.66)$$

$$U_{T4}^{\cdot} = U_{T4}^{rel} \cdot \delta = 0,135 \cdot 1,3 = 0,175cm \quad (7.67)$$

$$d_r \cdot v \leq 0,005h \Rightarrow 0,088 \leq 1,310 \quad \checkmark \quad (7.68)$$

kjer je

$d_r = U_{T4}^{\cdot} = 0,175 \text{ cm}$	etažni pomik v 2. etaži;
$v = 0,5$	redukcijski faktor za objekte I in II kategorije pomembnosti;
$h = 262 \text{ cm}$	višina etaže.



Slika 7.14: Deformacije zaradi potresne obtežbe v smeri U2 - Y smer.

## 7.2.2 Pomiki pri navidezno stalni obtežbi

Za to obtežbeno kombinacijo nas zanimajo vertikalni pomiki oz. povesi posameznih konstrukcijskih, v našem primeru plošč in strehe.

V splošnem mora veljati  $U_{inst} \leq U_{dov}$  oziroma  $U_{fin} \leq U_{dov}$

$U_{inst}$     začetni pomiki, ki se razvijejo takoj po nanosu obtežbe;

$U_{fin}$     končni pomiki, ki se nastopijo po končanem lezenju;

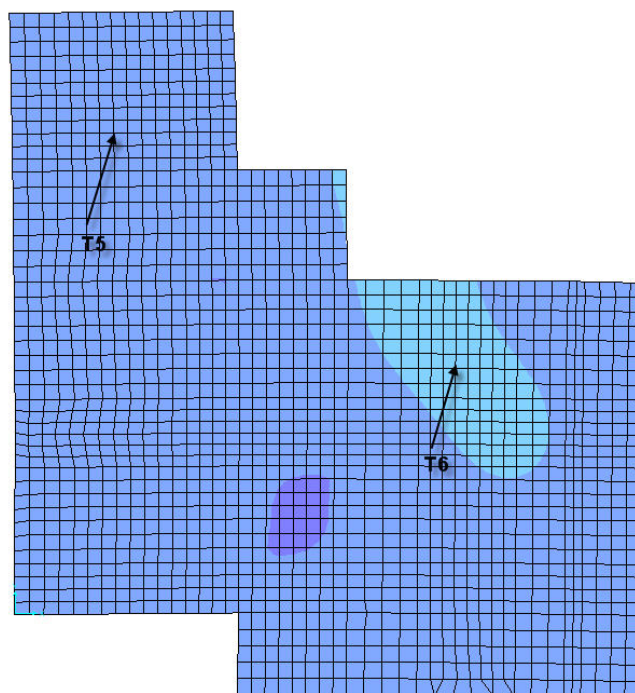
$U_{dov}$     dovoljeni pomiki.

Vpliv reologije zajamemo po EC5 s pomočjo faktorja  $k_{def}$ :

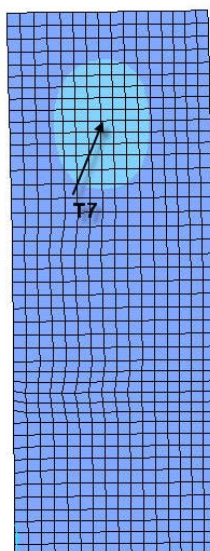
$$U_{fin} = U_{inst} (1 + k_{def}) \quad (7.69)$$

Preglednica 7.5: Faktor  $k_{def}$  za masivni in lepljeni lamelirani les.

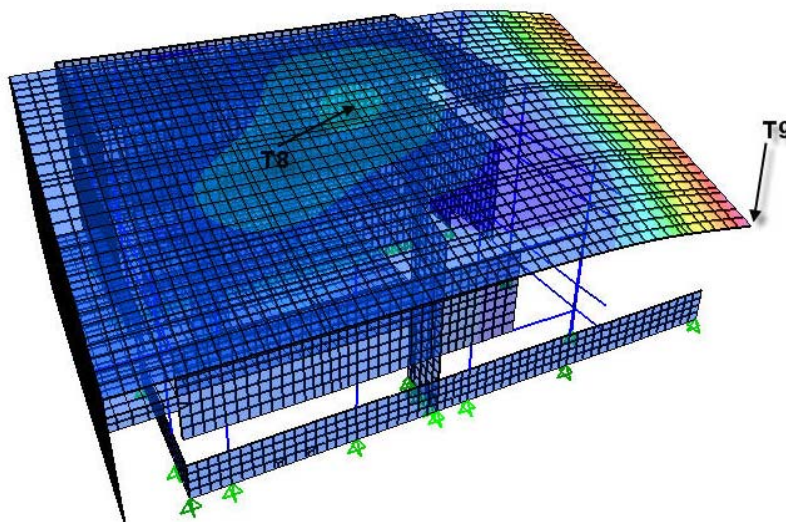
<b><math>k_{def} = k_{def}</math> (vrste materiala, razreda uporabe, trajanje obtežbe)</b>			
<b>Razred trajanja obtežbe</b>	<b>Razred uporabe</b>		
	1	2	3
Trajna	0,60	0,80	2,00
Dolgotrajna	0,50	0,50	1,50
Srednje dolga	0,25	<b>0,25</b>	0,75
Kratkotrajna	0,00	0,00	0,30



Slika 7.15: Maksimalne deformacije v plošči 1.



Slika 7.16: Maksimalne deformacije v plošči 2.



Slika 7.17: Maksimalne deformacije na strehi.

Preglednica 7.6: Kontrola pomikov  $U_{inst}$  in  $U_{fin}$ .

Kontrola pomikov							
Element	Izračunani trenutni maksimalni pomiki - cm			Izračunani končni maksimalni pomiki - cm			Kontrola
	$U_{inst}$	$U_{dov}$		$U_{fin}$	$U_{dov}$		
Plošča 1, T5	0,261	1,270	L/300	0,326	1,905	L/200	OK
Plošča 2, T7	0,418	2,287	L/300	0,523	3,340	L/200	OK
Plošča 3, T6	0,346	1,270	L/300	0,433	1,905	L/200	OK
Streha polje, T8	0,602	2,287	L/300	0,753	3,340	L/200	OK
Streha previs, T9	3,743	2,133	L/150	4,679	3,200	L/100	/

Tudi pri kvazistalni obtežbi je maksimalni pomik po pričakovanjih na konzolnem delu strehe v točki T1 in znaša 3,74 cm. To pa presega dovoljene vrednosti, zato je potreben ukrep, ki zmanjša pomike na tem delu. Možnosti je več, od povečanja debeline strešne plošče iz 18 cm na 22 cm, ali pa z ojačitvijo z jeklenimi profili na zgornji površini plošče, kjer po nameščene toplotna izolacija.

### **7.3 Tehnično poročilo o obravnavanem delu konstrukcije**

Dvonnadstropna stanovanjska hiša Vikrče bo zgrajena v kombinaciji armiranobetonskih in lesenih elementov. Zgornji del objekta, ki se nahaja nad koto terena, bo večinoma sestavljen iz navzkrižno lepljenih lesenih masivnih ploskovnih elementov avstrijskega proizvajalca KLH Massivholz. KLH plošče so industrijski izdelek širine 295 cm in poljubne dolžine do največ 16,5 m, ki se na terenu vijajajo v enovito ploskovno konstrukcijo. Stiki med elementi so izdelani v obliki zobu, pri čemer se sosednja elementa z vsake strani poreskata za pas širine 5 cm, po katerem se elementa preklopita. Stik se vijajajo s samovreznimi vijaki 8/80 mm na razdalji 30 cm oziroma manj v posebnih primerih, lahko pa se tudi pred vijajanjem lepi, pri čemer dobimo monoliten stik dveh ploščatih trakov širine 290 cm. Plošče in stenski elementi se medsebojno stikujejo z jeklenimi veznimi elementi oziroma se plošče polagajo na stenske elemente in se z njimi vijajajo iz konstrukcijskih razlogov. Stenski elementi se s kotnimi jeklenimi elementi sidrajo v medetažno in temeljno konstrukcijo. V primeru sidranja sten preko lesenih stebrov, ki bodo v določenem rastru integrirani v stenske elemente, se stebri sidrajo v AB konstrukcijo preko zalitih jeklenih sider, ki se z dvo-komponentno smolo zlepijo v jedro stebra do višine 30 cm. Leseni stebri pa so na stenske elemente privijačeni z vijaki 8/160 mm na medsebojni razdalji 20 cm.

#### **7.3.1 Sestava lesene konstrukcije**

Strešno konstrukcijo sestavljajo KLH plošče. Ravna streha bo izdelana iz 5 slojnih KLH plošč dolžine 399 cm, širine 295 cm (s 5 cm preklopom) in debeline 146 mm. Poševna streha bo izvedena iz treh pasov 7 slojnih KLH plošč dolžine 1521 cm, širine 295 cm (s 5 cm preklopom) in debeline 226 mm. Medetažna konstrukcija bo izdelana iz KLH plošč dveh različnih debelin. Manjši razpon bodo premoščale 5 slojne KLH plošč dolžine 374 cm, širine 295 cm (s 5 cm preklopom) in debeline 128 mm. Večji razpon v dnevno-bivalnem delu objekta pa bodo premoščale 5 slojne KLH plošče dolžine 712 cm, širine 295 cm (s 5 cm preklopom) in debeline 182 mm.



Vsi stenski elementi bodo izdelani iz 3 slojnih KLH plošč debeline 94 cm v enem kosu, pri čemer bo širina plošče enaka višini etaže, dolžina plošče pa bo enaka dolžini lesene stene objekta

Med lesene stenske elemente bodo integrirani leseni stebri prečnega prereza 15x20 cm. V odprte fasadne stene bodo postavljeni leseni stebri prečnega prereza 15x30 cm, ki bodo v branasto konstrukcijo povezani z lesenimi prečkami prečnega prereza 20x10 cm. Prečke so konstruktivnega značaja in služijo v glavnem za stabilizacijo podpornih stebrov strehe okoli šibke osi. Čeprav so stebri konstruirani kot paličje, ki podpira strešno konstrukcijo, se v njih pojavi tudi moment zaradi vpliva vetra. Pri dimenzioniranju kratkih stebrov med segmenti lesenih sten je merodajna strižna sila, medtem ko je pri dimenzioniranju dolgih stebrov merodajna kombinacija tlačne sile in upogibnega momenta.

### **7.3.2 Mehanske karakteristike nosilnih elementov**

Za mehanske karakteristike KLH plošč smo upoštevali vrednosti, ki jih podaja proizvajalec – podjetje KLH Massivholz. Hkrati smo za potresno analizo lesenega dela objekta upoštevali strižne nosilnosti stenskih elementov, ki smo jih z laboratorijskimi preiskavami za podjetje KLH Massivholz v letu 2005 določili na UL FGG KPMK. Za lesene stebre in prečke so upoštewane mehanske karakteristike za trdnostni razred C30. Stebri in prečke naj bodo iz lameliranega lepljenega lesa vlažnosti največ 12%.

### **7.3.3 Upoštevana obtežba konstrukcije**

Pri mejnem stanju nosilnosti (MSN) sta upoštevani osnovna in nezgodna obtežna kombinacija. Za KLH navzkrižno lepljene plošče je upoštevana lastna teža velikosti 6,0 kN/m<sup>3</sup>. Po arhitekturnih podlogah je upoštevana dejanska sestava sklopov in s tem stalna obtežba konstrukcije. Za koristno obtežbo stanovanjskega dela je upoštevana velikost obtežbe 1,50 kN/m<sup>2</sup>. Po SIST ENV 1991-2-3:1998 je za obtežbo s snegom pri nagibu strehe manj od 20 stopinj upoštevana vrednost 1,70 kN/m<sup>2</sup>. Pri obtežbi z vetrom je upoštevana cona zmernih vetrov in izpostavljenost objekta vetru pri višini objekta manj od 10 m. Pri

potresni obtežbi je upoštevan normiran pospešek tal  $a_g = 0,25g$  s povratno dobo 475 let. Upoštevano je, da je objekt temeljen na trdnih tleh (A po EC8). V izračunu z modalno analizo je upoštevano dušenje konstrukcije 5% in faktor obnašanja lesene lepljene konstrukcije  $q = 1$ .

Navpično obtežbo večinoma prevzame lesena konstrukcija. Na AB elemente se prenaša le navpična obtežba nekaterih elementov, ki so sidrani v AB slope. Pri prevzemu vodoravnih sil zaradi potresne obtežbe pa sodelujejo lesene KLH stene z AB slopi, ki so postavljeni po tlorisu objekta. Zaradi razčlenjenosti in nesimetričnosti objekta tako v tlorisu kakor tudi po višini je bila celotna konstrukcija analizirana na vpliv vseh obtežnih kombinacij s programom SAP2000 8 nonlinear. Dejanski pomik konstrukcije v primeru potresne obtežbi bo nekoliko večji od računske analize, saj v računu ni upoštevana slučajna ekscentričnost. Za grobo oceno pa zadošča povečanje pomikov za faktor  $\delta$ , s katerim na približen način zajamemo vpliv slučajne torzije za robne elemente. Kontrola mejnega stanja uporabnosti je bila omejena na kontrolo etažnih pomikov. Po EC8 se za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov, uporabi omejitev pomikov, da pomik etaže ne presega 0,5% etažne višine, kar v našem primeru znaša 1,3 cm.

V računski analizi so bili preverjeni navpični pomiki oz. povesi posameznih plošč tudi glede na vpliv reologije lesa po EC5. Z računsko analizo dobljeni maksimalni povese brez upoštevanja reologije na konzolnem delu strehe znaša 3,7 cm, kar presega dovoljene vrednosti, zato bo nad 7 slojno KLH ploščo debeline 226 mm nameščena vijakačena jeklena brana iz HEA 200 profilov, ki bo zmanjšala povese previsnega dela. Hkrati bo jeklena brana medsebojno povezala trakove plošče širine 290 cm v celotno ploščo strešne konstrukcije.

## 8 ZAKLJUČKI

V zadnjih nekaj desetletjih se je gradnja montažnih hiš zelo povečala. Pri tem je igrala odločilno vlogo njihova nekoliko cenejša, predvsem pa hitrejša izvedba. Objekti avstrijskega podjetja KLH Massivholz GmbH se odlikujejo tudi po energetski varčnosti in udobju zaradi uporabe naravnih materialov. Nosilni sistem je izdelan iz lesenih navzkrižno lepljenih masivnih plošč, katere smo preiskovali na KPMK v laboratoriju UL FGG. Do sedaj se je obnašanje takih sten in objektov računalo le na podlagi računskih modelov, v katerih je bilo veliko nepreverjenih predpostavk. Laboratorijske preiskave so bile zato prvi nujni korak za boljše razumevanje tovrstnih konstrukcij, obenem pa podlaga za nastanek točnejših računskih modelov in s tem varnejših konstrukcij.

Z rezultati preiskav KLH stenskih elementov smo si zadali cilj, da izdelamo takšen računski model v programu, ki je blizu projektantski praksi, da bi se ob upoštevanju dejanskih mehanskih lastnosti, obtežbi in robnih pogojev, izračunani odziv čim boljše ujel z dejanskim odzivom preizkušanca. Osnova za primerjavo obeh odzivov je največkrat globalni odziv preizkušanca v obliki diagrama sila - pomik. Tako smo izdelali računski model v programu za račun konstrukcij po metodi končnih elementov SAP2000 8Nonlinear. Nekoliko večji pomiki predvsem pri manjših obtežbah so bili posledica neupoštevanja trenja v računskem modelu. Z dodatnimi preiskavami bi lahko zajeli tudi ta vpliv, vendar je največkrat problem nameščanja različnih hidroizolacij pod panel. Ob neupoštevanju trenja daje model rezultate na varni strani. Kotniki so v modelu upoštevani kot nelinearne vezi "link". Vodoravna vez simulira strižno odpornost, navpična pa dvižno togost kotnika.

S predstavljenim računskim modelom stene lahko v prihodnje računamo poljubne objekte, kjer je predvidena uporaba KLH stenskih elementov. V zadnjem delu diplomske naloge smo zato naredili še praktičen prikaz izračuna stanovanjske hiše s kombinirano AB in leseno konstrukcijo z eksperimentalno verificiranim računskim modelom. V večini primerov se je izkazala merodajna za dimenzioniranje potresna obtežba. Neraziskanost potresnega vpliva na montažne objekte in težnja po postavitvi le-teh v potresno ogroženih področjih pa je le potrjevala nujnost tovrstnih preiskav.

## 9 VIRI

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.

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Kreslin, M. 2005. Modeliranje konstrukcij stavb za potresne analize 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.

Kušar, M. 2004. Strižne preiskave lepljenih masivnih lesenih sten. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer: 65 f.

Massivholz GmbH KLH® Technische Dokumentation

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

Standardi:

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

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

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

Slike objavljene na internetnih naslovih:

<http://www.klh.at/> (9.5.2005)

[http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektني\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/podrocja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.html) (9.5.2005)