NOVA PARADIGMA DIMENZIONIRANJA NA POTRESNA DJELOVANJA (PERFORMANCE BASED SEISMIC ENGINEERING - PBSE) NA PRIMJERU NELINEARNOGA ODZIVA ZIDOVA TIPIČNIH DRVENIH KONSTRUKCIJA

Izvorni znanstveni rad/Scientific paper
Primljen/Received: 24. 10. 2018.
Prihvaćen/Accepted: 30. 11. 2018.

Ljupko Perić

Institut für Baustatik und Konstruktionen
Eidgenoschische Technische Hochschule Zürich
(c.o. MWV Bauingenieure AG,CH-5400 Baden)

Sažetak: Za proračun kompleksnih potresnih djelovanja na konstrukciju danas se koriste standardne metode temeljene na silama ili na pomacima. U praksi najčešće korištena metoda spektra odziva ima značajne nedostatke kojih projektanti najčešće nisu svjesni. Rezultat su objekti s nepoznatim i nepouzdanim stupnjevima zaštite od potresa. U radu je prikazana primjena metode temeljene na pomacima i stupnjevima oštećenja na primjeru tradicionalno korištenih, višestruko nelinearnih zidova od drveta popločanih OSB panelima ili pločama na bazi gipsa. Izvedeni su parametri potrebni za određivanje stupnja oštećenja i predložene granične vrijednosti relativnih katnih pomaka i stupnjeva oštećenja za različite razine potresnoga rizika. U radu su prikazani primjeri provedene parametarske studije za takozvane računske potrese s povratnom periodom od 475 g i vjerojatnoćom prekoračenja od 10% u 50 godina.

Ključne riječi: okvirni zidovi od drveta, OSB i GB paneli, performance based engineering, stupanj oštećenja, Stewart-ova histereza, MCASHEW

PERFORMANCE BASED SEISMIC ENGINEERING APPLIED TO THE LIGHT FRAME TIMBER WALLS (LFTWS) SHEATHED WITH OSB AND GB

Abstract: The most commonly used force based seismic design in the engineering practice has major drawbacks, the practicians are usually not aware of. Thus, the structures have an unknown and unreliable safety coefficient in terms of both human lives and properties. In this paper the application of the performance based seismic engineering to the LFTWs has been presented. The parameter needed for the estimation of the damage index as well as the performance limits for different performance objectives have been proposedfor life safety limit state, characterized by the probability of exceedence of 10% in 50 years and return period RP 475 years.

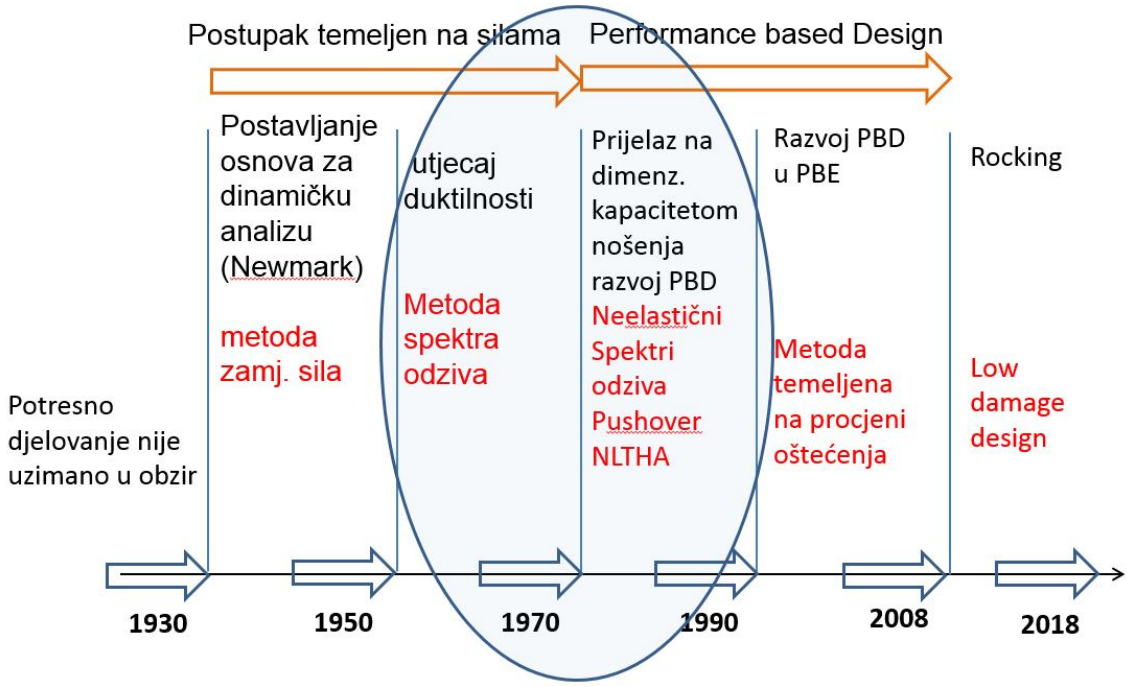
Key words: Light **F**rame **T**imber **W**alls, LFTWs, OSB and GB sheathing panels, performance based seismic engineering, damage index, Stewart hysteresis, MCASHEW

1. POVIJESNI PREGLED

Iako su prvi potresi zabilježeni i iscrpno opisani još 780 g.pr. Kr. u Kini te 79 g. u Italiji [1], prvim sustavnim, znanstvenim istraživanjima seizmoloških fenomena svjedočimo tek potkraj 19. stoljeća u radovima Dr. Oldhama [2] u kojima se opisuje potres na području gorja Himalaja (Cachar) iz 1869 g. Kod projektiranja građevinskih objekata potresna se djelovanja pak sve do tridesetih godina 20. stoljeća nisu uopće uzimala u obzir. Tek nakon razornih potresa iz tridesetih godina prošloga stoljeća, s magnitudama između 6.3-7.9 po Richteru, pojavljuju se prvi prijedlozi procjene potresnih djelovanja na konstrukcije. Najbliži i „najprirodniji“ način opisa potresnoga djelovanja naslanja se na inženjersku intuiciju koja je u to vrijeme nalagala da se i potresno djelovanje, slično djelovanjima vlastite težine ili vjetra, opiše silom. Tako je potresno djelovanje obuhvaćeno tzv. ekvivalentnom zamjenjujućom horizontalnom silom čiji se intenzitet izražavao paušalno kao postotak ukupne težine objekta u rasponu od:

$$E_p = (0{,}05 - 0{,}15) \cdot m \cdot g$$

Na slici 1. dan je shematski prikaz razvoja, po svojoj naravi različitih filozofija dimenzioniranja na potresna djelovanja tijekom vremena.



Slika1. Povijesni pregled razvoja metoda dimenzioniranja na potres

Kako se iz prikaza na slici 1 vidi moguće je razlučiti nekoliko, sadržajno različitih pristupa u dimenzioniranju konstrukcija na potresna djelovanja:

- Od 1930 do ca. 1950 potresna djelovanja se izražavaju paušalno horizontalnom statički djelujućom silom. Dinamička svojstva konstrukcije ne utječu na veličinu zamjenjujuće sile.
- Od 1950 – 1970, temeljeno na pionirskim dostignućima profesora Newmarka, veličina sile izazvanih potresnim djelovanjima zavisi o dinamičkim svojstvima konstrukcije. Dolazi do razvoja elastičnih spektara odziva kojima se kvantificira najveća vrijednost potresnoga djelovanja na jednostupnjevne, elastične sustave u ovisnosti o prirodnomu periodu

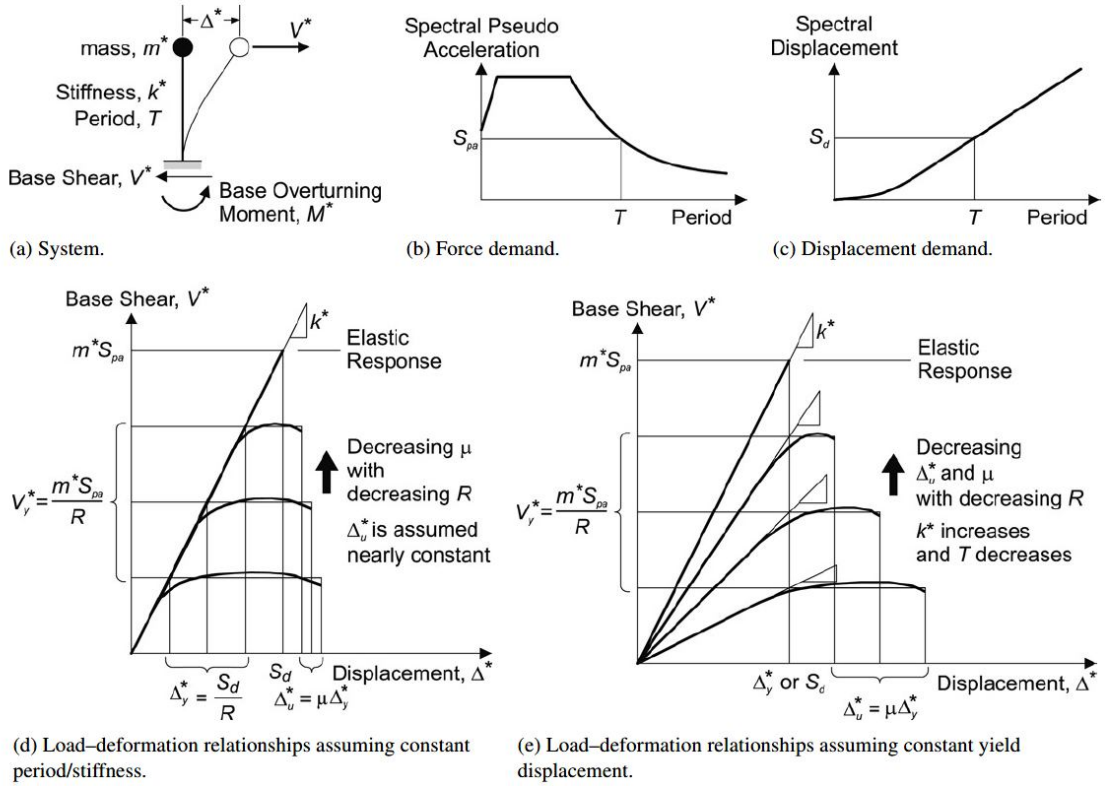
osciliranja odnosno krutosti. Utjecaji na višestupnjevne sustave se dobivaju kombinacijom viših modova jednostupnjevnih ekvivalentnih sustava po određenoj proceduri.

- Od sedamdesetih godina prošloga stoljeća razvija se pristup temeljen na silama, koji pored uzimanja u obzir dinamičkih svojstava konstrukcije uzima u obzir i duktilnost i disipaciju energije za vrijeme trajanja potresa. Uspostavlja se ovisnost parametara $R - \mu iT$ koji za različita spektralna područja rezultiraju u različitim stupnjevima redukcije potresnoga djelovanja izraženog faktorom redukcije „R“ odnosno ponašanja „q“. Temelj postupanja primjenom faktora ponašanja je u tzv. pravilu jednakih pomaka (equal displacement rule).
- U osamdesetim godinama radovima profesora Thomasa Paulaya na Sveučilištu Canterbury, New Zealand, a temeljeno na neelastičnim spektrima odziva razvija se metoda dimenzioniranja kapacitetom nošenja, koja unaprijed definira područja u kojima će doći do plastične disipacije energije, dok je odziv ostalih dijelova konstrukcije elastičan. Dimenzioniranje se svodi na konstrukciju plastičnih zglobova sa visokim zahtjevima glede osiguranja lokalne duktilnosti na savijanje s istovremenim osiguranjem zgloba na posmik ciljanim povećanjem njegove posmične nosivosti.
- Paralelno s razvojem metoda koje uzimaju u obzir duktilnost konstrukcije rabeći istovremeno neelastične spektre odziva s visokim faktorima redukcije, razvijaju se i metode temeljene na pomacima, poznate pod nazivom „performance based design“. Ove metode su primjenjive na sustave kojima je odziv dominantno u prvom modu i imaju izraženo elastično-plastično ponašanje. Metoda se koristi prikazom utjecaja (spektar odziva) i kapaciteta nosivosti (pushover krivulja) na jednome grafu u **A**cceleration**D**isplacement **R**esponse **S**pectra formatu i omogućuje direktnu usporedbu zahtjevane i stvarne nosivosti te zahtijevane duktilnosti, zahtijevanog i stvarnog deformacijskog kapaciteta konstrukcije. Jedna od metoda temeljenih na pomacima je i N2 metoda, čiji su autori Fajfar, Fišinger i Vidić. Metoda je sastavni dio Eurocode-a 8. Kako se za vrijeme potresa na strukturu ne prenose sile, nego pomaci čija su posljedica sile, to je ova metoda primjerenija za dimenzioniranje konstrukcija na potresna djelovanja od metoda temeljenih na silama.
- Nadogradnja metoda temeljenih na pomacimaje metoda tzv. performance based engineering-a, koja se temelji na stupnju prihvatljivih oštećenja konstrukcije poslije potresa. Stupanj (index) oštećenja je izražen kao linearna kombinacija deformacija izazvanih potresom i energije disipirane tijekom potresa u konstrukciji. Metoda uzima u obzir ponašanje konstrukcije izložene cikličnome djelovanju (histerezni odnos sile i pomaka) i degradaciju krutosti i nosivosti u više uzastopnih ciklusa. Za primjenu ove metode potrebno je provesti direktnu dinamičku integraciju na nelinearnome modelu (NLTHA) stvarnih potresnih zapisa skaliranih na različite, propisima definirane razine potresnoga rizika (potresne zone). Ova metoda dovodi u vezu stupanj oštećenja izazvanih potresom i cijene koštanja rekonstrukcije poslije potresa. Na izbor ciljanih vrijednosti oštećenja i možebitnih troškova rekonstrukcije veliki utjecaj pored inženjera projektanata imaju i naručitelji objekta, osiguranja ili društvo u cjelini.
- U devedesetima je radovima profesora Priestleya razvijena metoda „rockinga“, koja spada u metode osiguranja malih oštećenja. Temelj metode je unos energije u sustav prednapinjanjem elementa predviđenih za preuzimanje potresnih sila. Stupanj prednapinjanja se određuje sukladno veličini potresnoga djelovanja na način da može doći do otvaranja reške (rocking-a) na spojnici zida (stupa) i temelja, ali ne može doći do nekontroliranoga prevrtanja konstrukcije. Poslije potresa nema većih oštećenja, jer se struktura poslije potresnoga djelovanja sama re-centrira. Metoda je neovisna o materijalu a intenzivna istraživanja su trenutačno u tijeku u okviru drvenih konstrukcija (LVL i CLT zidova)

2. METODE DIMENZIONIRANJA NA POTRESNA DJELOVANJA U PRAKSI

2.1 Metoda temeljena na silama

Metoda temeljena na silama nije u fokusu ovoga priloga, međutim kako je to među praktičarima u projektiranju najčešće primjenjivana metoda, ovdje će biti napravljen kratki osvrt na nedostatke ove metode, kako bi se produbilo shvaćanja o glavnim ograničenjima pai opasnostima dimenzioniranja na potresna djelovanja primjenom metode temeljene na silama.

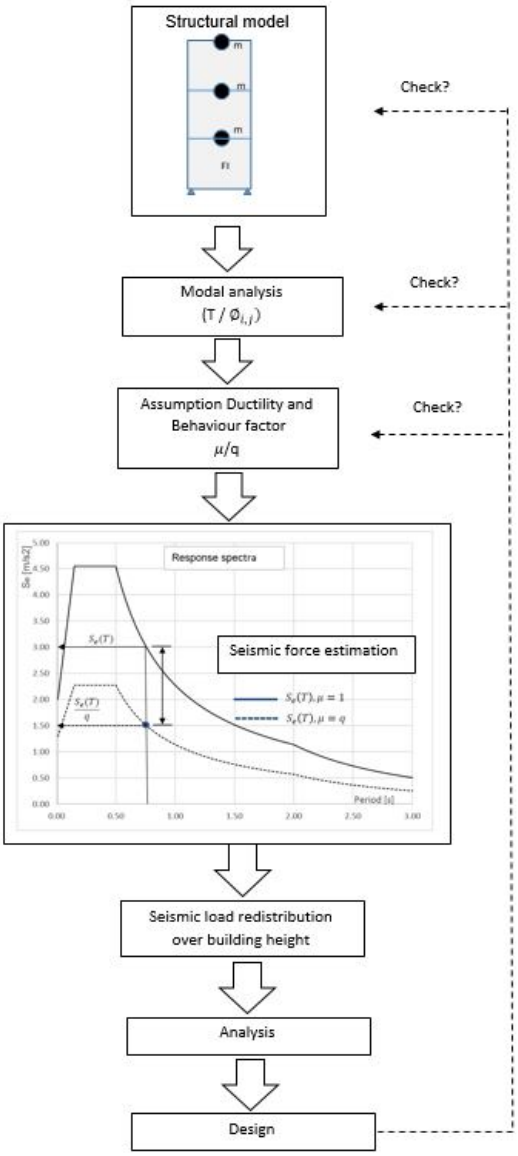


Slika 2. Dimenzioniranje na potres: konstantna perioda/krutost naspram konstantnomu pomaku na granici plastičnosti [3]

Na slici 2. autori su u [3] zorno shematski prikazali razlike između metode temeljene na silama i metode temeljene na pomacima. Na slici 2d) zorno je prikazana važeća procedura postupka temeljenoga na silama. Prije nego li je ikakav proračun proveden, projektant je primoran pretpostaviti krutost konstrukcije iz čega, radi odnosa $\boldsymbol{\omega} = \sqrt{\frac{k}{m}}; \boldsymbol{T} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}; \boldsymbol{f} = \frac{1}{2\cdot\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}$, direktno slijedi period osciliranja konstrukcije. Da bi se kako-tako pokrili uticaji disipacije energije za vrijeme potresa usvaja se manje-više proizvoljna vrijednost „svemogućega“ koeficijenta ponašanja *q*, zapravo (vezano na američku nomenklaturu) faktora redukcije *R*. Nakon uvođenja ove dvije temeljne aproksimacije (konstantne krutosti i pretpostavljene duktilnosti) postupak dimenzioniranja se odvija automatizirano bez iteracija i zastoja. Projektant dimenzioniranjem, nekada svjesno a nekada nesvjesno, utječe na

promjenu koeficijenta duktilnosti μ odnosno koeficijenta ponašanja *q*, zapravo koeficijenta redukcije *R*. Kako je u temelju procedure da se i u slučaju promjene nosivosti konstrukcije, ne mijenja krutost (perioda), svaka promjena nosivosti ima za posljedicu promjenu pomaka na granici plastičnosti Δ_y.Pri tome se pretpostavlja da konstrukcija ima gotovo nepromijenjen deformabilni kapacitet Δ_u. Stvarnost je u mnogome drugačija: promjena nosivosti ima za posljedicu promjenu krutosti (periode), deformabilni kapacitet Δ_u se značajno mijenja a pomaci sukladni naponima plastičnosti u konstrukciji Δ_y su gotovo konstantni.

Ako analiziramo faktor ponašanja *q*, kojim se zapravo uzima u obzir veličina energije potrošene za vrijeme potresa u konstrukciji (rad unutarnjih sila na plastičnim deformacijama), vidimo da se istim faktorom obuhvaćaju cijele familije (tipovi) konstrukcija, neovisno o njihovoj stvarnoj arhitekturi. Osim toga, iako s jasnom fizikalnom podlogom, faktor ponašanja *q* je u stanovitoj mjeri paušalno kvantificiran. To najzornije pokazuju primjeri veličine faktora *q*u nacionalnim normama širom svijeta. Tako je primjerice faktor ponašanja za okvire od armiranoga betona 1.8-3.3 u Japanu, 4.4 u Europi, 5 u Americi i 7.5 u New Zealandu (vidi [5]). Profesor M.J.N. Priestley dao je u [5] kritičnu ocjenu metode temeljene na silama zaključujući: krutost i nosivost nisu neovisni jedan o drugome, pravilo istih pomaka (equal displacement rule) ne vrijedi i nije moguće definirati jedinstven faktor duktilnosti za jednak tip konstrukcija.



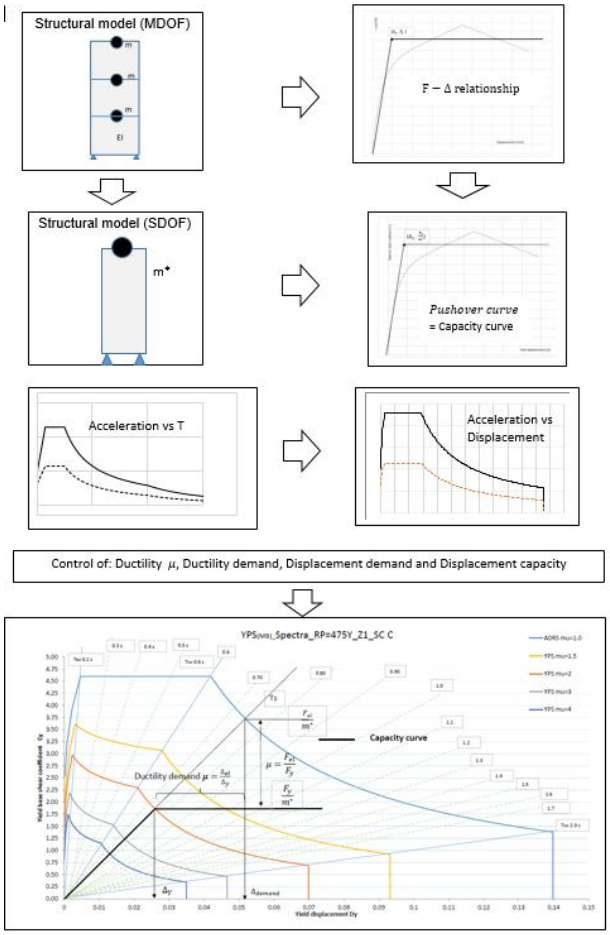
Slika 3. Procedura dimenzioniranja na potres temeljena na silama[4]

Autor ovoga priloga je nešto kritičniji, pridružujući se ocjeni prof. Bachmanna, vidi [4] i [6], objekti dimenzionirani metodom temeljenom na silama imaju nekontrolirano ponašanje, plastični mehanizmi su slučajni i mogući manje-više svugdje, faktor sigurnosti a time i stupanj zaštite ljudi i dobara je nepoznat, najslabiji element u strukturi je nepoznat, metoda ostavlja krivi dojam da djeluje na „strani sigurnosti“ a u stvari rezultira nekontroliranim mehanizmom loma. Na slici 3 shematski je prikazana primjena metode dimenzioniranja na potresna djelovanja temeljene na silama u inženjerskoj praksi.

Značajno povoljnije i kontroliranije rezultate dobije se ako se uz „klasičnu metodu“ proračuna na potresna djelovanja primjeni metoda dimenzioniranja metodom kapaciteta nošenja, koja je i prvi korak prema metodama poznatima pod nazivom „performance based design“.

2.2 Metoda temeljena na pomacima (performance based design)

Na slici 4. shematski je prikazana procedura dimenzioniranja temeljena na pomacima. Svojstveno ovome postupku je to da se na temelju dimenzionirane strukture (okvira ili zida) sa stvarnim procentima armiranja i realnim, a ne umanjenim naponima u pripadajućim radnim dijagramima materijala (karakteristične, 5% fraktilne vrijednosti) odredi nelinearna zavisnost sila/momenata i pomaka/zakrivljenosti. Ovakva krivulja se naziva *pushover* krivuljom. Pushover krivulja podijeljena (normirana) masom koja participira u prvom tonu je krivulja s ordinatom koja predstavlja seizmički koeficijent (pseudo ubrzanje) i abscisom koja predstavlja pomak i nazivamo ju krivuljom kapaciteta nosivosti. Zbog istoga ADRS- formata krivulju je moguće uvesti u spektar odziva kao bilinearnu aproksimaciju i usporediti sa potresnim utjecajima. Ako se k tomu za predstavljanje utjecaja odabere **Y**ield **P**oint **S**pectra, onda se i zahtijevani pomaci i zahtijevana duktilnost, temeljeno na pravilu jednakih pomaka određuju jednostavno na sjecištu osnovne periode s elastičnim spektrom odziva.



Slika 4. Procedura dimenzioniranja na potres temeljena na pomacima [4], performance based design

Direktnom usporedbom zahtijevane i stvarne duktilnosti i zahtijevanih pomaka s kapacitetom pomaka može se zaključiti ispunjava li konstrukcija postavljene zahtjeve, a povrh toga i što je potrebno učiniti (povećati/smanjiti krutost, nosivost ili duktilitet) kako bi se ispunili ciljevi dimenzioniranja.

Metoda dimenzioniranja temeljena na pomacima još se zove i performance based design. Prednost joj je što bolje opisuje stvarno ponašanje konstrukcije, nema umjetnih intervencija glede krutosti i duktilnosti,a krivulja kapaciteta nošenja je derivirana na temelju stvarnih mehaničkih svojstava materijala.

Metoda ne uzima u obzir (barem ne direktno) više tonove vibriranja, a nije u mogućnosti ni obuhvatiti histerezne efekte cikličnoga potresnog djelovanja. Jednako tako nije moguće procijeniti razinu oštećenja konstrukcije sukladno očekivanim pomacima konstrukcije u slučaju potresa.

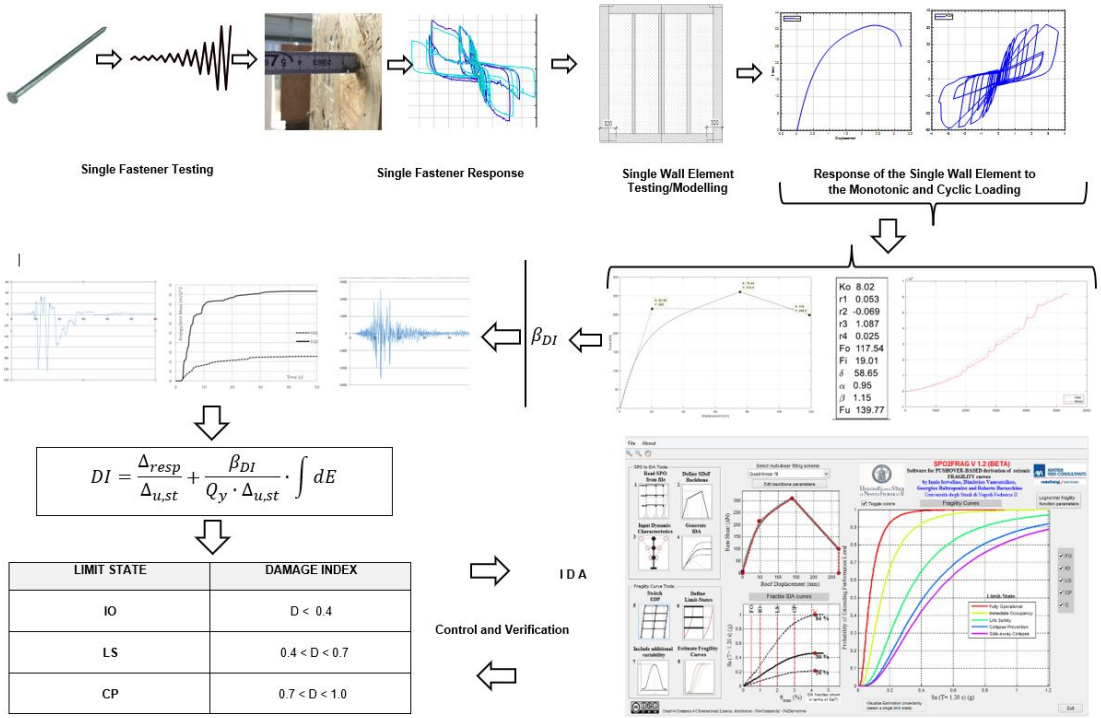
Da bi se analitički odredila razina očekivanih oštećenja nakon djelovanja potresa, analiza se mora temeljiti na NLTHA i nelinearnomu histereznom modelu materijala.

Primjer takvoga materijala dan je u dijelu koji slijedi.

2.3 Performance based engineering (metoda temeljena na stupnju oštećenja)

U armiranobetonskim konstrukcijama radimo s nehomogenim materijalima i presjecima koji se nakon pojave prvih pukotina ponašaju predvidivo, a na ciklično djelovanje razvijaju zatvorene i stabilne histereze. U metalnim konstrukcijama histereze su još ujednačenije, punije i stabilnije. Na taj način lako je odrediti količinu energije potrošene na deformiranju konstrukcije.

Kod drvenih konstrukcija govorimo o tipičnim okvirnim zidovima zatvorenima panelima od OSB ploča odnosno panelima na bazi gipsa. Paneli se spajaju s drvenim okvirom čavlima ili spojnicama (klamericama). Odziv drvene konstrukcije na ciklično opterećenje je histereza koja je u pravilu zatvorena i stabilna, ali s izraženim suženjem (tzv. pinching effect) na mjestu prolaza kroz početno, neopterećeno stanje. Razlika u odzivu drvenih zidova s OSB pločama i panelima na bazi gipsa je u neusporedivo (do 3 i više puta) većoj deformabilnosti sustava s OSB panelima. Na slici 5dan je shematski prikaz postupka s koracima karakterističnima za performance based engineering.



Slika 5. Shematski pregled postupka performance based engineering-a[4]

Na slici je prikazana neka vrsta dijagrama s koracima u okviru PBE metode, koje ćemo u nastavku ovoga rada slijediti.

Na samome početku procesa je zahtjev za određivanjem nelinearnoga odziva na monotono opterećenje (postupno guranje) i ciklično opterećenje. U središtu metode je u nastavku prikazan postupak određivanja stupnja oštećenja a koji je zavisan o relativnom katnom pomaku.

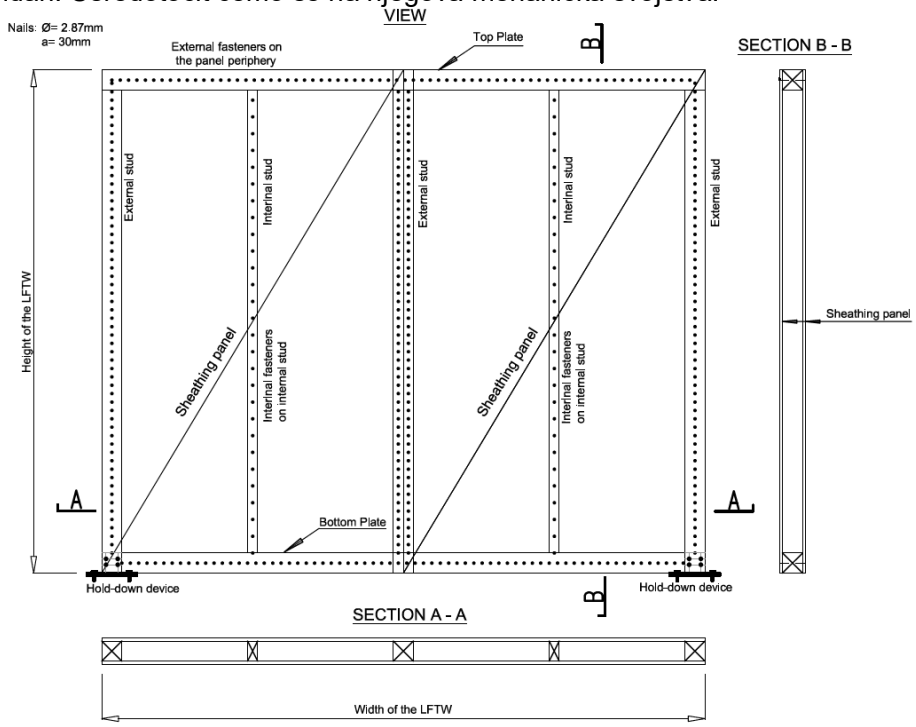
U pravilu nevažno je koji građevinski materijal koristimo. Postupak dimenzioniranja na seizmičke utjecaje predstavljen u nastavku je neovisan o vrsti materijala. Temelj proračunu je

mehanički model koji obuhvaća nelinearnost veze sila i pomaka i pouzdano opisuje histerezni odgovor konstrukcije na ciklično opterećenje.
Za čelične i armiranobetonske konstrukcije moguće je primjenom odgovarajućih software-a generirati nelinearne pushover krivulje (recimo, Response-2000), a postoji i čitav niz prijedloga koji opisuju histereznu zavisnost sile i pomaka za slučaj cikličnoga opterećenja.
Za zidane i drvene konstrukcije takve krivulje treba odrediti kombinacijom pokusa i numeričkih postupaka.

3. Mehanički model okvirnog drvenog zida

3.1 Konfiguracija tradicionalnoga okvirnog drvenog zida

Na slici 6 prikazana je konfiguracija tradicionalnoga okvirnog zida kao gradivnoga elementa tipičnih drvenih konstrukcija. Nećemo gubiti prostor na opisu geometrije zida koja je sam po sebi razvidan. Usredotočit ćemo se na njegova mehanička svojstva.

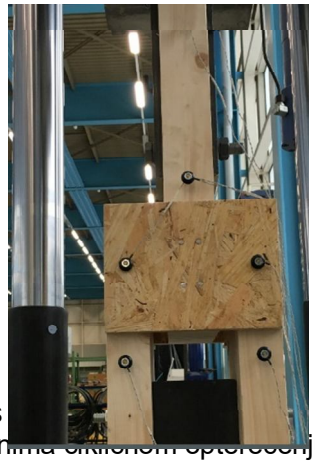


Slika 6. Konfiguracija tradicionalnoga okvirnog zida s OSB ili GB postranim pločama

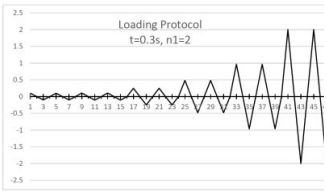
3.2 Mehanički model kao histereza definirana s deset nezavisnih parametara

Odziv zida prikazanoga na slici 6 dobije se u laboratorijskim uvjetima kao rezultat monotonog i cikličnog opterećenju. Međutim, za njegovu numeričku analizu mora se prvo odrediti odziv pojedinačnoga spajala na ciklično opterećenje (vidi sliku 7). Nakon što se histereza zabilježena tijekom pokusa unese u MCASHEW software, generira se numerička aproksimacija modela, nastojeći da energija utrošene na deformaciji zida pri pokusu i energija numeričkoga modela imaju čim približnije vrijednosti.
U sljedećem koraku, u okviru istoga MCASHEW programa modelira se zid, na način da se svaki čavao u svojoj stvarnoj poziciji na zidnome elementu modelira s 10-parametarskom histerezom nakon čega se model izloži monotonom i po volji kreiranome cikličnome

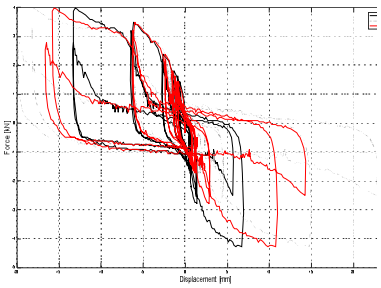
opterećenju (loading protokol-u). Numerički odziv zida uspoređuje se i po potrebi kalibrira s rezultatima stvarnih pokusa. Na taj su način određeni histerezijski odzivi zidova s duljinama 2.4, 3.0, 3.6, 4.2 i 4.8 m za obje vrste panela (OSB i GB) pribijenih čavlima, odnosno spojnicama na drveni okvir.
Eksperimentalno određena histereza čavla promjera d=2.87 mm kao odziv na Mergos-Beyer loading protokol prikazana je na slici 7, dok je histereza cijeloga zida duljine 3.6 m, s OSB-panelima debljine 15 mm i čavlima promjera d=2.87 mm na razmaku 30 mm prikazan je na slici 8, a tabelarni prikaz histereznih odziva na monotona i ciklična opterećenja prikazan je na slici 9.

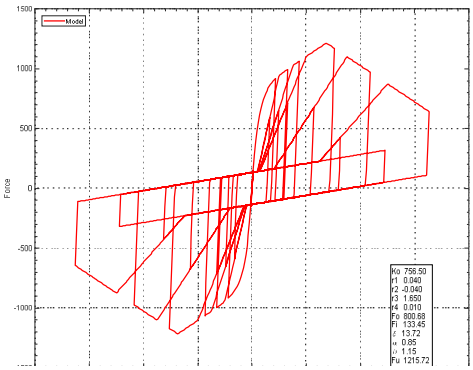


Pokus
izložen



Loading protocol



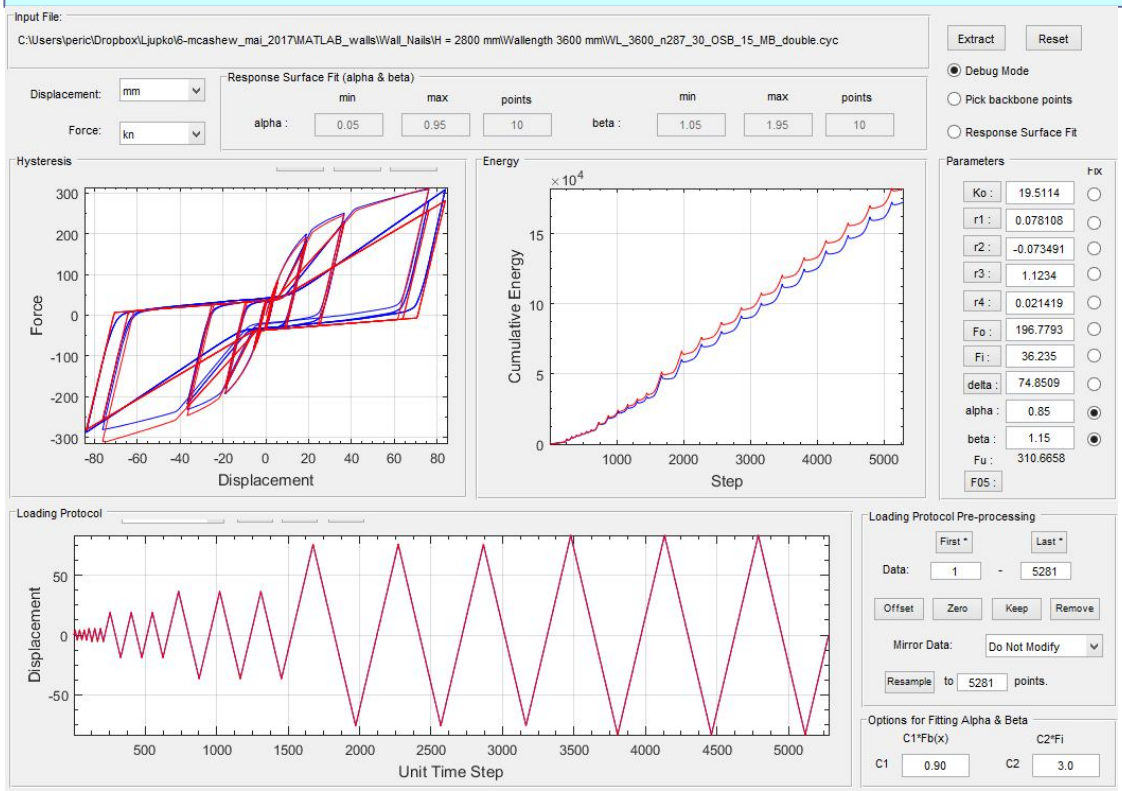


Konsolidirani rezultati 10-parameterske histereze spojnoga elementa u N i mm

Ko	756.50
r1	0.040
r2	-0.040
r3	1.650
r4	0.010
Fo	800.68
Fi	133.45
δ	13.72
α	0.85
β	1.15
Fu	1215.72

Slika 7. Postupak određivanja histereznog odziva pojedinačnoga spajala (čavla ili spojnice)[4]

Na isti način moguće je odrediti histereze svih zidova neovisno o vrsti primijenjenih panela.
Skup svih parametara je u biti konstitutivni model zida stanovite duljine. Mergos-Beyer loading protokol je korišten, jer je razvijen za područja niskog i srednjeg seizmiciteta. Iz ovoga prikaza, jasno je da je temeljno pokusima odrediti odgovor pojedinačnoga spajala, koji se onda koristi za generiranje numeričkoga, desetoparametarskoga modela zida.



Slika 8. Histerezni odziv zida duljine 3.6 m na Mergos-Beyer loading protocol

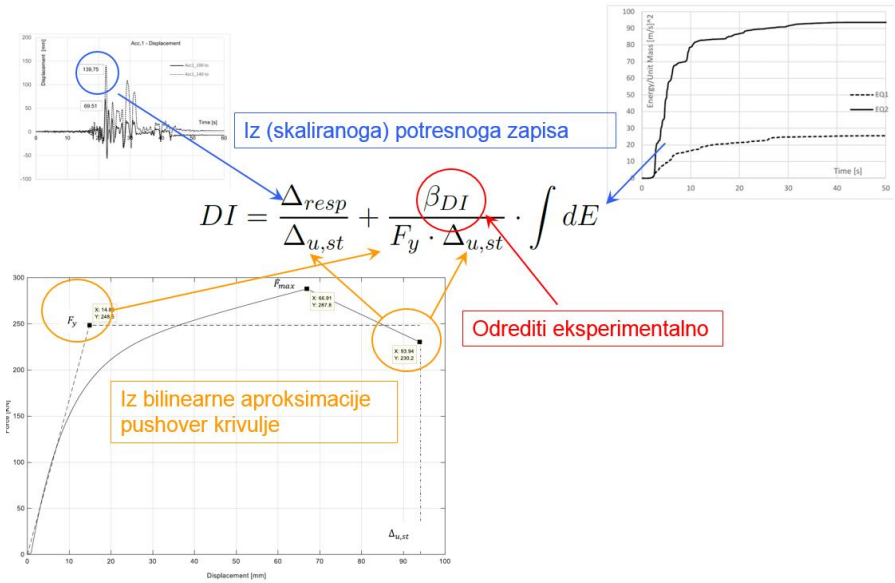
Tab. 3.10: Estimated parameter of Stewart hysteresis for a wall length of 3600[mm], wall height of 2800[mm], single and double sheathed wall with OSB3, $t_p = 15[mm]$, fastener: nail $d = 2.87[mm]$, spacing 30[mm], fastener hysteresis according to table 3.5

OSB	K_0	R_1	R_2	R_3	R_4	F_0	F_i	Δ_{max}	α	β	F_{max}
#	[kN/mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[mm]	[-]	[-]	[kN]
CASHEW monotonic loading											
1	14.94	0.043	-0.083	-	-	111.5	-	80.23	-	-	163.20
2	19.07	0.0485	-0.136	-	-	232.9	-	87.63	-	-	313.75
CASHEW Mergos-Beyer loading protocol											
1	15.13	0.05	-0.082	1.15	0.017	104.9	18.14	74.68	0.87	1.04	162.3
2	19.51	0.078	-0.173	1.12	0.021	196.78	36.24	74.85	0.85	1.15	310.7
CASHEW CUREE loading protocol											
1	14.8	0.065	-0.095	1.029	0.016	100.93	22.82	72.25	0.8	1.05	170.32
2	19.54	0.05	-0.085	1.075	0.023	217.95	34.99	71.98	0.85	1.05	289.0
McCutcheon energy based approach											
1	10.43	0.029	-0.073	-	-	128	-	53.32	-	-	144
2	13.63	0.039	-0.113	-	-	256	-	60.63	-	-	288

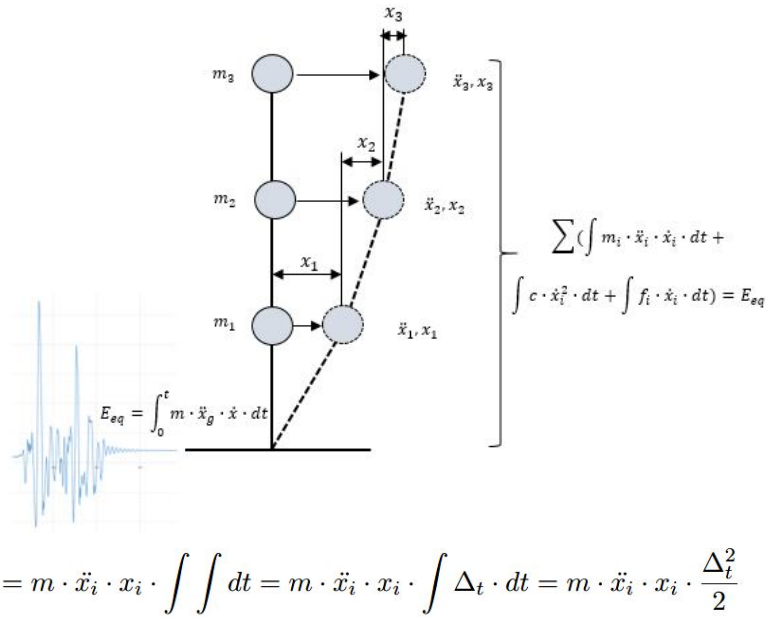
Slika 9. Parametri histereze zida određeni temeljem različitih loading protocol-a [4]

3.2.1 Određivanje stupnja oštećenja

Na slici 10 dan je izraz kojim se analitički definira stupnja oštećenja po Park-Ang-ovome prijedlogu [7], kao linearna kombinacija odnosa maksimalnih pomaka i histerezne energije potrošene na deformiranju elementa za vrijeme trajanja potresa. Iz numeričke analize (NLTHA) lako je za svaki stupanj slobode (recimo kat) očitati maksimalne pomake Δ_{resp}(neovisno o vremenu) i ubrzanja$\ddot{x}$i pomake x u svakom inkrementu vremenaΔ_t, a onda jednostavnom integracijom(vidi sliku 11), odrediti kumulativnu energiju utrošenu na deformaciji konstrukcije.
Najveći kapacitet pomaka $\Delta_{u,st}$ i sila na granici razvlačenja F_y određuju se iz statičke pushover krivulje kapaciteta nosivosti, predstavljene na slici 10.



Slika10. Postupak numeričkog određivanja stupnja oštećenja [4]



$$E_h = m \cdot \ddot{x}_i \cdot x_i \cdot \int\int dt = m \cdot \ddot{x}_i \cdot x_i \cdot \int \Delta_t \cdot dt = m \cdot \ddot{x}_i \cdot x_i \cdot \frac{\Delta_t^2}{2}$$

Slika11. Postupak određivanja kumulativne energije za vrijeme trajanja potresa

Stupanj oštećenja, pa onda i svi parametri vezani za njegovo dobivanje rade se u pravilu na mjestu najvećih posmičnih sila $(m \cdot \ddot{x}_1)$ s pripadajućim relativnim pomacima x_1 koja se nalaze na prvom odnosno najnižem katu konstrukcije. Da bi kompletirali izraz za stupanj oštećenja, preostaje nam još odrediti koeficijent β koji uzima u obzir degradaciju krutosti za vrijeme prirasta pomaka u odnosu na inkrementalni prirast utrošene energije u promatranom koraku cikličnoga opterećenja. Kako se radi o parametru koji je zavisan o vrsti materijala i spojeva u kompozitu zida, moguće ga je odrediti i numeričkom analizom zida, pod uvjetom da je zid u numeričkoj analizi doveden do sloma.
U tom slušaju za stupanj oštećenja pretpostavimo vrijednost DI=1.0 i izraz preformuliramo tako da dobijemo izraz β kako slijedi:

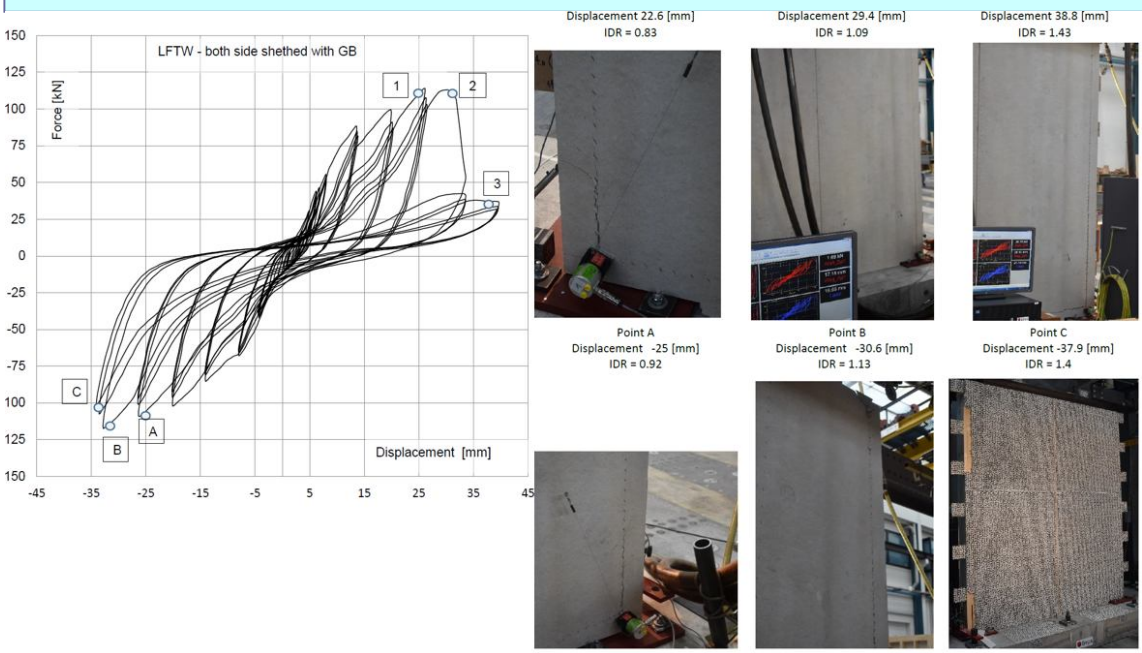
$\beta = \frac{(\Delta_{st,u} - \Delta_{resp}) \cdot F_y}{\int dE}$, u nastavku iz numeričkih modela zidova u MCASHEW-u, za različite vrste protokola pod kojima je zidni element opterećivan do sloma, izdvojimo sve vrijednosti traženih parametara i prema gornjem izrazu odredimo koeficijent β.

Ovime bi definiranje mehaničkoga modela u okviru PBE metode bilo dovršeno. Preostaje još odrediti vrijednosti stupnjeva oštećenja za računske potresne situacije.

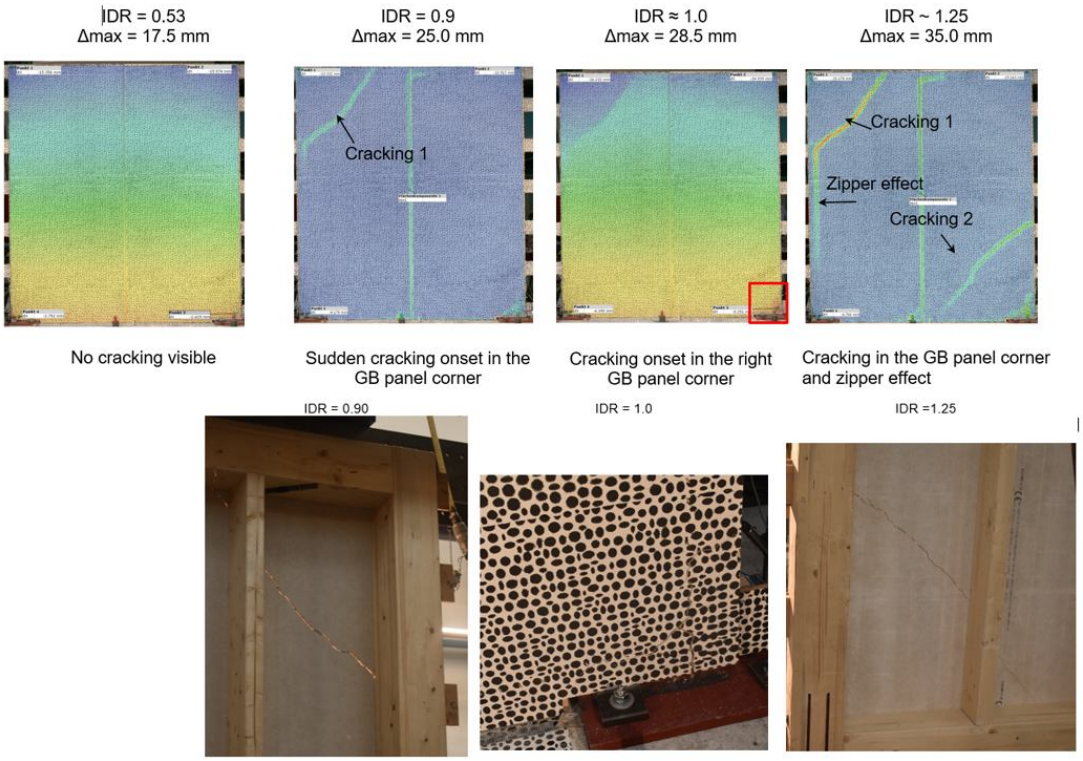
4. Definiranje graničnih vrijednosti odziva konstrukcije

4.1 Definiranje graničnih vrijednosti za elemente s pločama na bazi gipsa

U europskim područjima maloga i srednjega seizmičkoga intenziteta drvene konstrukcije su u uporabi stoljećima, a njihova se primjena u zadnje vrijeme intenzivira. Tradicionalno je primjena ploča na bazi gipsa rasprostranjena jer materijal ima dualnu primjenu, koristi se naime kao zaštita od požara ali i kao ukruta u nosivim elementima koji primaju horizontalna opterećenja. Kako je gipsana ploča relativno krhak materijal, a spojevi s tim materijalima otkazuju na vlak i posmik nenajavljeno bez bitnijih znakova razvlačenja, njihova primjena u elementima koji su opterećeni horizontalnim cikličnim opterećenjima se rijetko preporučuje. S tim u vezi nema literature, a napose indikatora primjene ovoga materijala u drvenim konstrukcijama u okviru ovdje predstavljene PBE metode. S druge strane za zidove s OSB panelima postoje neki radovi u Japanu i SAD-u koji mogu služiti kao orijentir.
Iako se radi o krhkome materijalu u spoju s spojnicama, pokusi na zidovima su pokazali iznenađujuće stabilne histereze, iako je deformabilnost elemenata s pločama na bazi gipsa relativno mali. Naime, nakon što dođe do otkazivanja (pucanja) spoja na najudaljenijoj spojnici, sila iz tog spajala se preraspoređuje na susjedno spajalo uz blago povećanje pomaka. Tako je proces degradacije, kontinuiran i praćen povećanjem pomaka. Proces otkazivanja pojedinačnih spajala je krhak ali je mehanizam duktilan, što se može zorno vidjeti na slici 12.
Na slici 13 prikazan je zid koji je pod monotonim opterećenjem otkazao krhko pojavom pukotina izazvanih vlakom. Nemamo prostora ovdje baviti se razlozima različitih mehanizama oštećenja, ali je važno uvidjeti da za zidove sa relativnim katnim pomakom do ca. IDR=0.5, nema znakova oštećenja. Za vrijednosti IDR=0.8, oštećenja su u umjerenom području i moguće ih je sanirati, dok su oštećenja na razini IDR=1.1 takovoga karaktera da ih nije moguće sanirati i konstrukcija u konačnici otkazuje.
Interesantno je da nakon što je proveden čitav niz koraka u okviru numeričke analize, bez i jedne potrebe za tzv. kalibriranjem, numerički određen stupanj oštećenja identičan vrijednostima određenima eksperimentalno.



Slika 12. Deformacije i stupnji oštećenja zida kao rezultat cikličnoga opterećenja



Slika 13. Deformacije i stupanj oštećenja zida izloženoga postupnome guranju

Valja reći da u okviru PBD, Eurocode daje konfuzne i nedorečene smjernice u samoj primjeni metode dimenzioniranja, dok se granične vrijednosti niti ne spominju. Autor ovoga priloga pokušao je na temelju prakse u Japanu i SAD-u dati prijedlog stupnjeva oštećenja za sve računske situacije (uporabivost, računski potres i najveći mogući očekivani potres) za zidove s OSB panelima. Granična stanja i procedura razvijena za zidove od gipsanih ploča nema usporednih vrijednosti u literaturi i u potpunosti je rezultat istraživanja autora u okviru [4].

Na slikama 14 i 15 dan je prikaz graničnih vrijednosti relativnih katnih pomaka i stupnja oštećenja u okviru PBE za obje vrste materijala.

Design level	EC8 nomenclature	Seismic hazard PoE	Return Period	Performance expectations		
				Inter-storey Drift Limit	Non-exceedance Probabaility	Damage Index
IO	damage control	50% in 50Y	72Y	1%	50%	
	description	The structure is slightly damaged. The structural elements preserve their strength and stiffness. Damages are reparable in an economic way.				< 0.4
LS	life safety	10% in 50Y	475Y	$(1.0 - 2.5)\%$	50%	
	description	The structure is moderately to significantly damaged. Moderate permanent drifts are present. Damages are likely to be reparable.				$0.4 < DI < 0.7$
CP	collapse prevention	2% in 50Y	2475Y	$(2.5 - 3.25)\%$	50%	
	description	The structure is heavily damaged. Large permanent drifts are present. Damages are likely irreparable. The structure could probably not survive another earthquake, even of a moderate intensity.				$0.7 < DI < 1.0$

Slika 14. Granična stanja za drvene zidove obložene OSB panelima

Design level	EC8 nomenclature	Seismic hazard PoE	Return Period	Performance Expectations		
				Inter-storey Drift Limit	Non-exceedance Probabaility	Damage Index
IO	damage control	50% in 50Y	72Y	$< 0.5\%$	50%	
	description	The structure is lightly damaged. The structural elements preserve their strength and stiffness. The damages are reparable in an economic way.				< 0.5
LS	life safety	10% in 50Y	475Y	$(0.5 - 0.8)\%$	50%	
	description	The structure is moderate to significantly damaged. Moderate permanent drifts are present. The damages are likely to be reparable.				$0.5 < DI < 0.8$
CP	collapse prevention	2% in 50Y	2475Y	$(0.8 - 1.1)\%$	50%	
	description	The structure is heavily damaged. Large permanent drifts are present. The damages are likely not to be reparable. The structure could probably not survive an another earthquake, even of moderate intensity.				$0.8 < DI < 1.0$

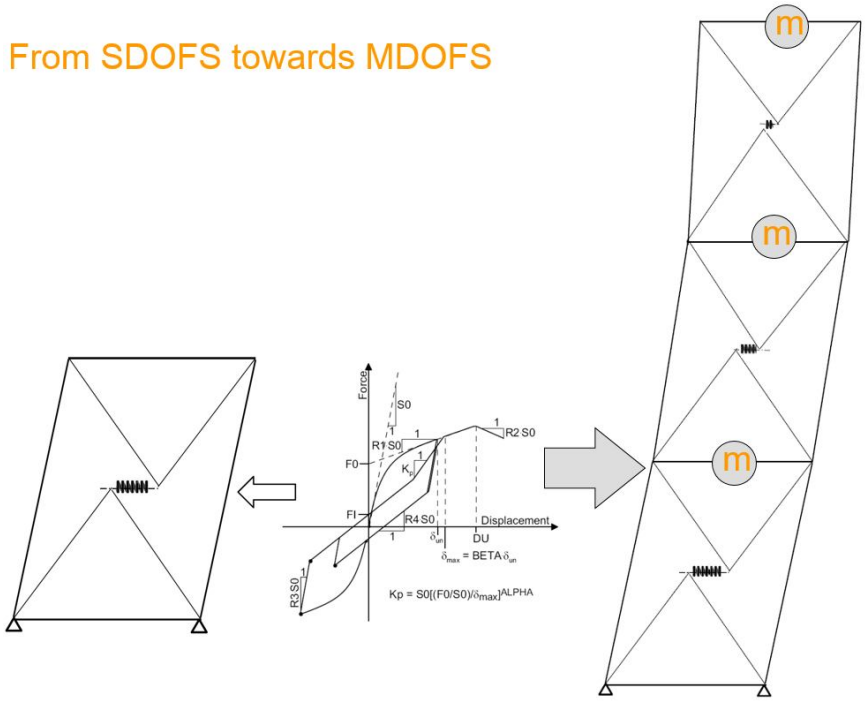
Slika15. Granična stanja za drvene zidove obložene pločama na bazi gipsa

Na slici 5 predstavljen je shematski postupak u okviru PBE metode. Na samome kraju naznačena je funkcija inkrementalne dinamičke analize, kao alata koji je autoru služio za provjeru i verifikaciju rezultata dobivenih parametarskom analizom. Nažalost ovdje nemamo prostora baviti se IDA-om, kao probabilističkim alatom za određivanje tzv. „fragility functions“, tako da će ova tema biti u nastavku izostavljena.

5. Modeliranje

Nakon što je postavljen mehanički model zida a granične vrijednosti relativnih katnih pomaka i stupnjeva oštećenja određeni, može se pristupiti modeliranju. Preostaje nam samo prijeći sa jednostupnjevnog sustava na višestupnjevni (sa SDOF na MDOF) i odrediti opterećenja izborom i skaliranjem potresnih zapisa.

Za modeliranje je odabrana svima dostupna OPENSEES platforma za nelinearnu analizu struktura opterećenih potresnim djelovanjem. U okviru platforme materijal koji opisuje ponašanje drvenoga zida izloženoga cikličnome djelovanja pod nazivom SAWS, u svemu je jednak modelu definiranome s deset parametara tzv. Stewart histereze, opisanih ranije.



Slika16. Prijelaz sa jednostupanjskoga na višestupanjski statički sustav

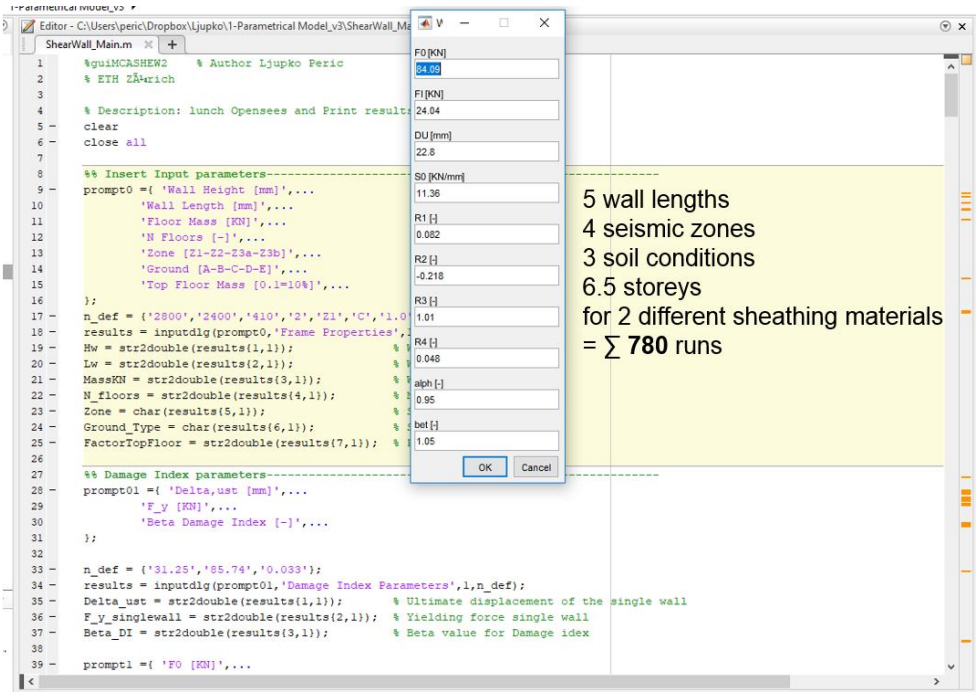
Zid se modelira tako da se u sredinu svakoga elementa postavi nelinearna posmična opruga sa opisanim svojstvima (tzv. SAWS materijal) čime se simulira ponašanje zida. Svi ostali elementi u vezi su beskonačno kruti. Kako se u odzivu konstrukcije sadržava i popustljivost spojeva sa tlom (ankera), to je isti model moguće repetitivno postaviti jedan na drugi i tako generirati višekatni model bez ograničenja, jer su utjecaji međukatnih veza preko ankera modeliranoga u MCASHEW također uključeni u odziv modela.
Na slici 17 je dan prikaz unosa podataka s ciljem provedbe parametarske analize, koja se sastoji u izboru geometrije zida, potresno aktivne mase po katu, broja katova, potresne zone, parametara koji definiraju stupanj oštećenja i na kraju sam model zida. Ukupno su u [4] analizirani zidovi s pet različitih duljina, u četiri seizmičke zone s ubrzanjima tla od 0.6, 1.0, 1.3 i 1.6 m/s^{2}za tri različite vrste tla i dvije vrste plošnih elementa (OSB i GB). Svih 780 proračuna pojedinačno je skupljeno i prikazano tabelarno i u dijagramima (vidi sliku 19).

Na slici 18 dan je prikaz primjera potresa izabranih iz baze od 3510 realnih potresnih zapisa i skaliranih na zahtijevane razine hazarda. Potresi su morali zadovoljiti stanovite uvjete koji su grafički sažeti na slici 18.

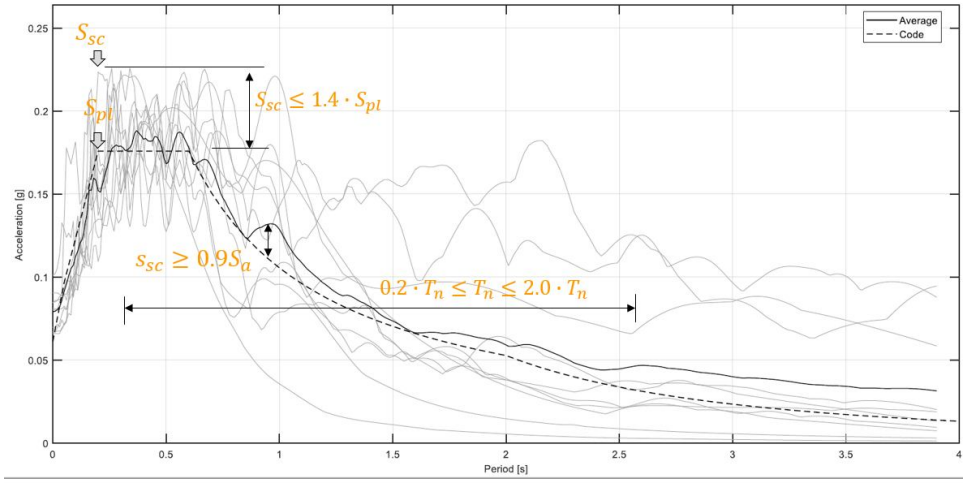
6. Rezultati

Rezultati analize su prikazani tabelarno i grafički.
Primjer tabelarnoga prikaza rezultata u formatu dopuštene mase i katnosti objekta može se vidjeti na slici 19, dok je grafički prikaz vidljiv na slici 20. Rezultati za svaku zonu i katnu masu su kontrolirani nezavisnom IDA- metodom, a podijeljeni su na rezultate modalne, pushover i NLTH analize.
Ako se uzme u obzir da katne ploče kao kompozitni spoj betona i drveta imaju potresno aktivnu masu od cca. 450 kg/m^2, i ako se pretpostavi da je praktično relevantna površina koja se može pridružiti svakom drvenom zidu od ca. 100 m^2, sa stranicama 10 x 10 m, onda se za

sve elemente može orijentacijski odrediti za praksu relevantna masa reda veličine 100 x 0.45 =45 t/katu. Tako se može zaključiti da zid duljine 3.6 m, popločan s GB pločama može biti korišten na ekonomičan način za objekte do visine od 5 katova u potresnoj zoni 1, tri kata u potresnoj zoni 2 i za jednokatnice u potresnoj zoni 3a i 3b. Jednako tako zidovi duljine 3.6 m, popločani s OSB panelima mogu se koristiti za zgrade do 5 katova neovisno o potresnoj zoni. Na ovome mjestu treba reći da je jedan od također limitirajućih kriterija provedene parametarske analize postavljen maksimalni neelastični period vibracija T*≤1.7 s, koji je u ovome slučaju određujući kriterij dostignut za sve zidove popločane OSB panelima u objektima s 4 i više katova.



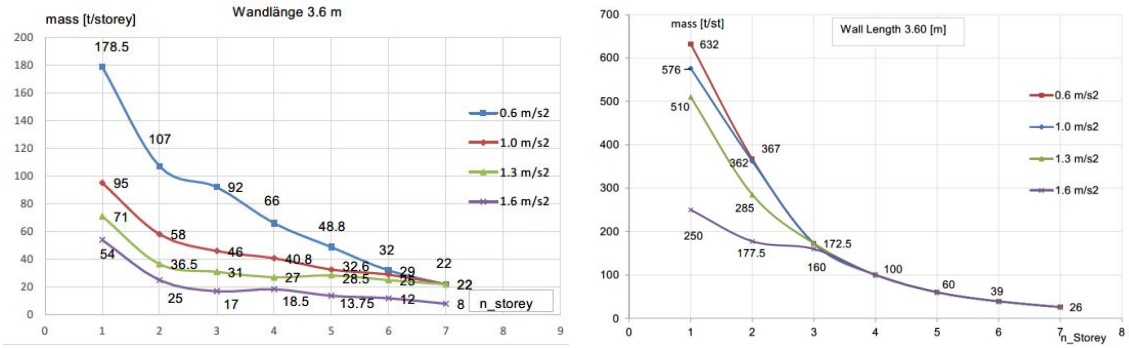
Slika 17. Unos u Matlab i povezivanje s OPENSEES-om



Slika 18. Primjer skupine od deset potresa korištenih pri analizi parametarskoga modela za zahtijevanu razinu potresnoga rizika od 0.6 m/s^2.

Zone	Mass	IDA	Modal analysis			Pushover analysis				NLTH analysis			
a_g	m	check	T	T^*	Γ	Δ_y	F_y	μ	$\Delta_{u,st}$	HD force	Δ_{roof}	IDR	DI
$\frac{m}{s^2}$	[t]		[s]	[s]	[-]	[mm]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[-]
1- storey structure													
0.6	178.5	✓	0.73	0.90	1.0	16.39	141.0	1.45	39.62	113.78	23.14	0.80	0.77
1.0	98.0	x	0.54	0.64				1.87		127.07	25.31	0.87	0.8
	95.0	✓	0.54	0.63				1.85		126.4	24.43	0.84	0.77
1.3	73.5	x	0.47	0.54				1.95		127.6	26.41	0.91	0.79
	71.0	✓	0.46	0.53				1.89		127.25	25.37	0.87	0.76
1.6	54.0	✓	0.4	0.46				1.77		129.48	26.48	0.91	0.80
2- storey structure													
0.6	107.0	✓	0.94	1.04	1.18	22.44	139.3	1.43	50.16	188.0	33.17	0.75	0.77
1.0	58.0	✓	0.70	0.76				1.76		205.5	37.22	0.83	0.78
1.3	46.0	x	0.62	0.68				2.04		210.98	40.09	0.89	0.79
	36.5	✓	0.55	0.60				1.82		201.6	35.14	0.78	0.67
1.6	31.0	x	0.51	0.56				1.92		217.15	40.93	0.89	0.8
	25.0	✓	0.46	0.50				1.54		121.5	32.33	0.72	0.62
3- storey structure													
0.6	91.7	✓	1.27	1.39	1.25	34.45	138.2	1.31	58.83	225.9	41.52	0.70	0.78
1.0	46.0	✓	0.89	0.97				1.56		26.3	49.95	0.82	0.79
1.3	38.75	x	0.82	0.90				1.87		267.2	49.95	0.87	0.78
	31.0	✓	0.74	0.8				1.67		260.0	46.11	0.73	0.65
1.6	21.5	x	0.61	0.66				1.71		283.4	52.93	0.88	0.78
	17.0	✓	0.55	0.59				1.54		252.6	43.84	0.66	0.58
4- storey structure													
0.6	66.0	✓	1.45	1.56	1.29	48.18	137.2	1.1	80.49	245.36	46.92	0.60	0.64
1.0	40.8	✓	1.13	1.22				1.43		316.45	63.58	0.77	0.79
1.3	30.0	x	0.98	1.04				1.60		318.70	62.18	0.72	0.66
	27.0	✓	0.93	0.99				1.52		306.8	54.4	0.66	0.61
1.6	18.86	✓	0.77	0.83				1.56		332.3	65.31	0.83	0.76
5- storey structure													
0.6	48.8	✓	1.62	1.70	1.327	65.95	136.4	1.0	106.6	262.74	54.43	0.50	0.58
1.0	32.6	✓	1.33	1.39				1.22		342.6	74.1	0.69	0.72
1.3	28.5	✓	1.22	1.3				1.49		357.14	78.49	0.78	0.74
1.6	13.75	✓	0.85	0.90				1.27		353.2	72.31	0.71	0.65
6- storey structure													
0.6	32.0	✓	1.63	1.70	1.356	89.14	136.9	1.0	138.6	245.8	55.44	0.43	0.47
1.0	31.1	✓	1.6	1.68				1.12		358.16	86.92	0.66	0.72
1.3	25.0	✓	1.43	1.50				1.3		370.6	86.98	0.62	0.63
1.6	10.0	✓	1.91	0.96				1.03		363.7	81.21	0.59	0.54
7- storey structure													
0.6	22.0	✓	1.64	1.70	1.38	117.6	136.9	1.0	177.5	227.82	55.93	0.38	0.37
1.0	22.0	✓	1.65	1.70				1.0		355.26	91.54	0.38	0.58
1.3	22.0	✓	1.65	1.70				1.14		380.5	100.1	0.69	0.68
1.6	8.0	✓	1.0	1.04				1.0		386.05	94.94	0.57	0.51

Slika 19. Tabelarni prikaz rezultata zida duljine 3.6 m obloženoga pločama na bazi gipsa



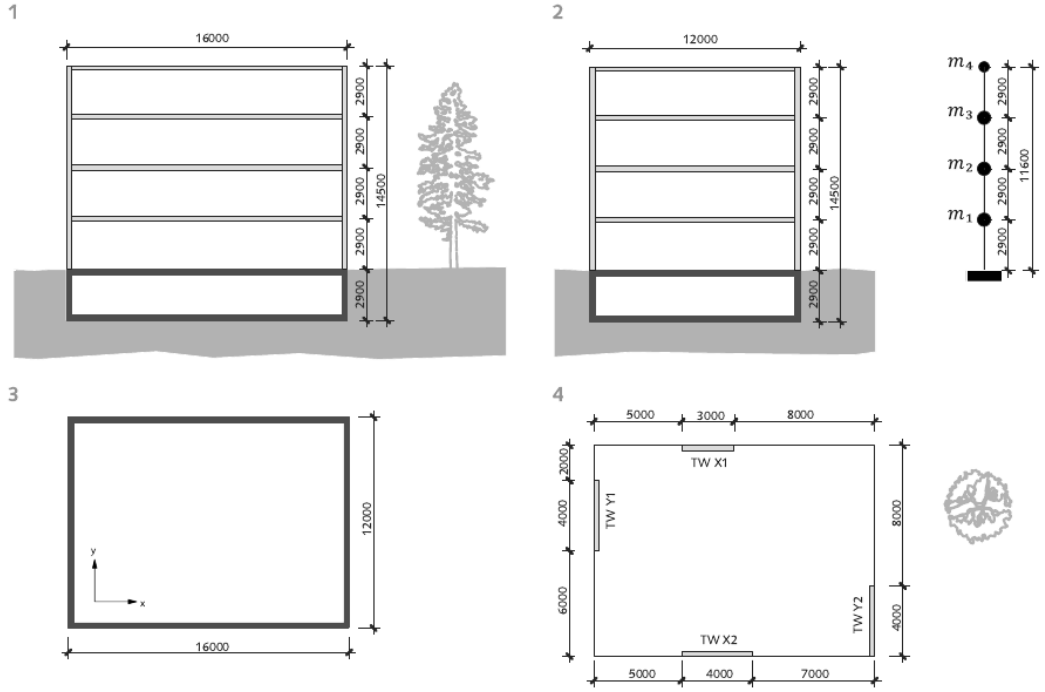
Slika 20. Rezultati na primjeru zida duljine 3,6 m popločane s GB (lijevo) i OSB panelima (desno)

7. Primjer

7.1 Prototipska 4-katna drvena zgrada

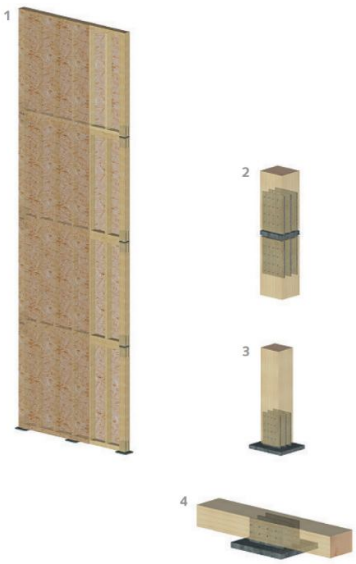
7.2.1 Rezultati analize temeljene na spektrima odziva

Kao primjer primjene PBE u praksi poslužit ćemo se prototipskom zgradom, prikazanom na slici 21. Primjer je detaljno obrađen u [8], uratku koji trenutačno ima vrijednost uputstva kako u Švicarskoj treba analizirati višekatne objekte od drveta na potresna opterećenja, metodom spektra odziva.



Slika 21. Prototipska četverokatnica

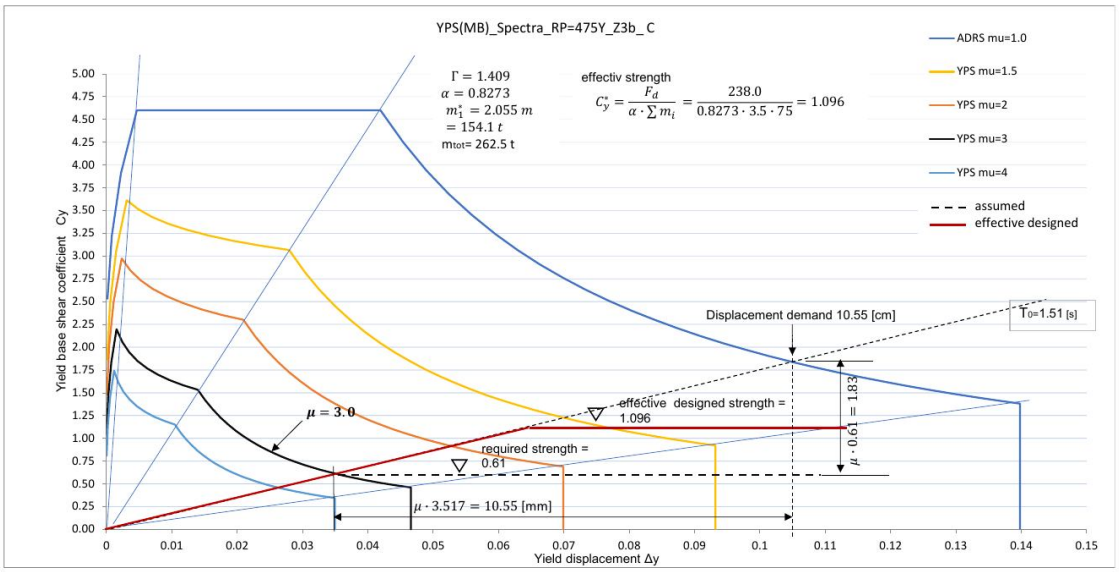
Kako se iz tlocrta na slici 21 vidi, struktura je simetrična u smjeru Y-ose a nesimetrična u smjeru X ose. Katne mase su 150 t, dok je masa na razini zadnje ploče 75 t.
Zidovi su duljine 3 i 4 [m], a nastavci na razini katnih ploča su koncipirani kao višerezni vijčani nastavci s čeličnim pločama, kako je to predstavljeno na slici 22. Zidovi su obloženi OSB pločama debljine 15 mm, i prikovani na drveni okvir spajalicama promjera d=1,53 mm na razmaku od 24 mm, u dva reda. Objekt je smješten u seizmičku zonu s proračunskim ubrzanjem tla od 1.6 m/s^2.
U proračun se ušlo s premisom, da zid može razviti duktilnost μ = 3.0. Period vibriranja za prvi oblik određen je na tzv. ekvivalentnom elastičnom štapu, primjenom nekoliko metoda, a na kraju je usvojena perioda T_1=1.51 s. Kapacitet nosivosti temeljen je na računskoj nosivosti spajalice d=1.53 mm i iznosi r_d = 476 N po spajalici. Iz toga slijedi računska nosivost zida duljine tri metra R_d = 238 kN.



Slika 22. Zid od drvetau funkciji ukrute prototipske zgrade

Svi rezultati proračuna provedenoga u [8]daju se komprimirati i prikazati na jednom grafu, kako je i učinjeno na slici 23.

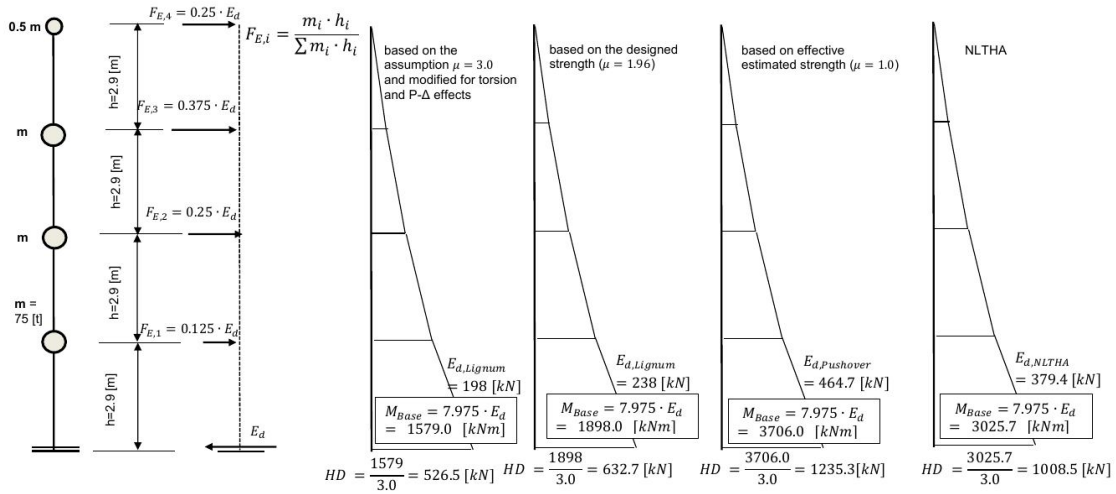
Iz slike se vidi da je potrebna računska nosivost zida konzistentna s pretpostavljenim zahtijevanim faktorom duktilnosti $R_{zida,potr}$ = 132.5 kN, dok je stvarno zid dimenzioniran na nosivost od 238 kN, što je porast od 80%. Iz slike se lijepo vidi, da ova činjenica nije utjecala na promjenu krutosti, jer je perioda ostala ista. Zahtijevana duktilnost se promijenila sa računske pretpostavke μ = 3.0 na stvarnih μ = 1.67.



Slika 23. Polazne pretpostavke proračuna zida duljine tri metra prototipske zgrade

Činjenica da je struktura u stvari dimenzionirana na razinu od 238 kN, u daljnjem je proračunu u potpunosti zanemarena. Namjesto toga, prvotno pretpostavljena potresna sila od 132.5 kN uvećana je za torzijske efekte i geometrijsku nelinearnost na vrijednost od 198 kN. Ova sila je raspoređena po visini objekta, kako je prikazano na slici 24, rezultirajući

silama na spojnicama s temeljima od 526.5 kN. Stvarna sila izaziva pak sile u spojnicama od 632.7 kN. Na preostale vrijednosti sila raspodijeljenih po visini objekta u slici 24 referirat ćemo se u drugom dijelu primjera.



Slika 24. Raspored različitih vrijednosti potresnih sila po visini objekta,afino prvom obliku vibracija

7.2.2 Rezultati analize temeljene na PBE- metodi

Najprije treba reći da je metodologija korištena u ovome radu bazirana na nelinearnome 2D-štapu. Da bi pristupili analizi i usporedili rezultate dviju metoda, moramo sve utjecaje svesti na isti,dvodimenzionalni prostor. S tim u vezi potrebno je prvo odrediti utjecaje torzije, kako bi se moglo pouzdano reći koju masu u kombinaciji s zidovima duljine 4 m preuzima zid duljine 3 metra. Kako je već u uvodu rečeno, ukupna katna masa je 150 t. Problem određivanja torzijskih utjecaja lako je rješiv, čak i primjenom jednostavnih software, stoga će ovdje biti prikazani samo rezultati. Zainteresirani čitatelji mogu u [4] naći detaljan prikaz svih računskih koraka.

Poznato je iz elementarne statike, da se ukupni utjecaji mogu prikazati linearnom kombinacijom rada sila na translatornim (prvi dio jednadžbe) i torzijskim pomacima (drugi dio jednadžbe).

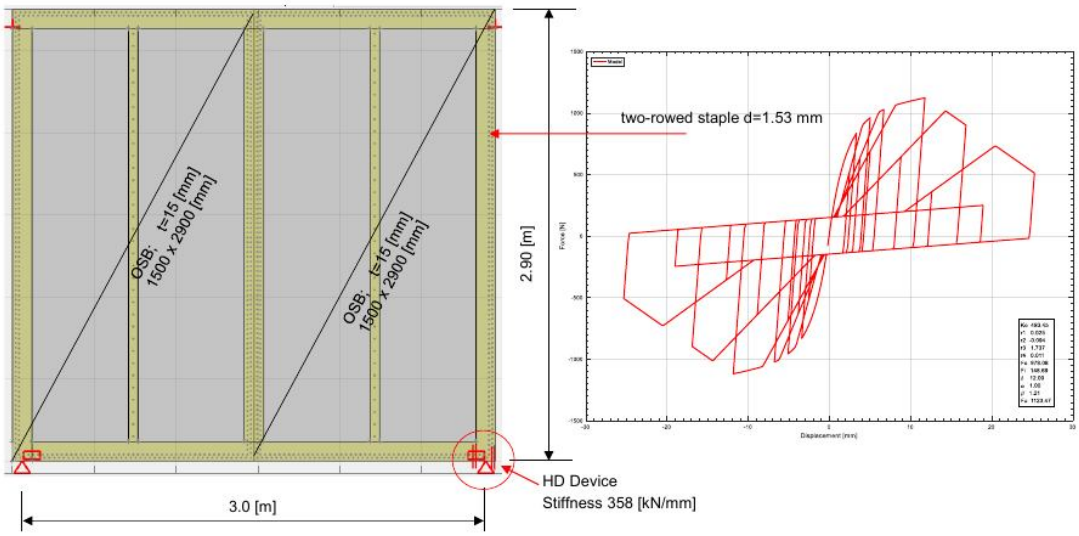
$$F_i = \frac{k_{i,x}}{\Sigma k_{i,x}} \cdot E_d + M_{Td,n} \cdot \frac{k_{i,x} \cdot y_{c,i}}{\sum(k_{x,i} \cdot y_{ci}^2 + k_{y,i} \cdot x_{ci}^2)}$$

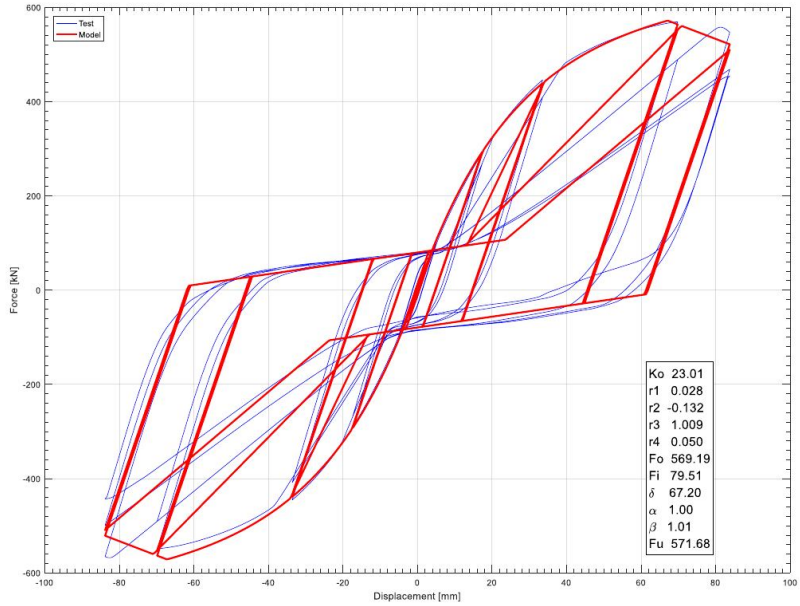
$$F_i, n = \frac{k_{i,x}}{\Sigma k_{i,x}} \cdot E_{d,n} + M_{Td,n} \cdot \frac{k_{i,x} \cdot y_{c,i}}{\sum(k_{x,i} \cdot y_{ci}^2 + k_{y,i} \cdot x_{ci}^2)}$$

$$F_1 = \frac{E_d \cdot 17.206}{(17.206 + 23.08)} + 2.193 \cdot E_d \cdot \frac{17.206 \cdot 6.875}{4374.0} = 0.427 \cdot E_d + 0.0593 \cdot E_d = 0.486 \cdot E_d$$

U svakom slučaju, zbog utjecaja torzije zid duljine 3 m preuzima 48.6 ≈ 50% od ukupne potresne sile na razini prvoga kata, pa je pripadajuća masa po zidovima raspoređena u omjeru 50 : 50%, što znači da zid duljine 3,0 m treba analizirati na masu od 75 t/katu.

Model jednokatnoga zida prikazan je na slici 25, a rezultati modalne, pushover i NLTH analize na slici 26, 27 i 28.

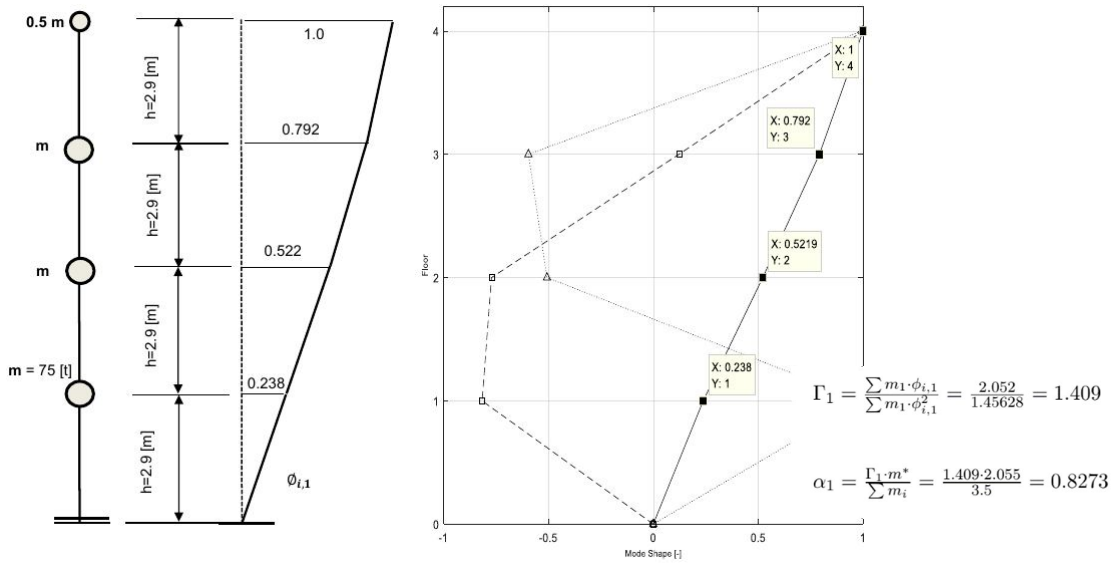




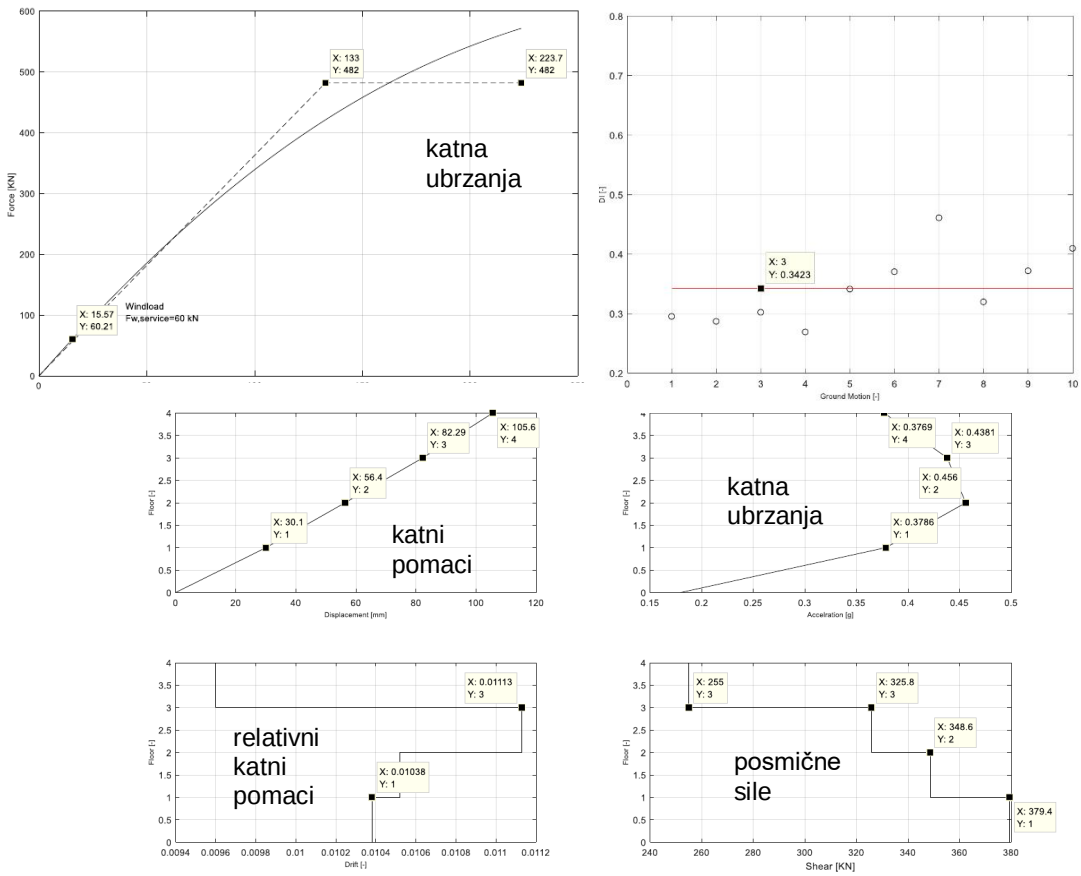
Slika 25. Model i histereza jednokatnoga zida duljine 3 m i njegova histereza određena s deset nezavisnih parametra, kao temeljni element višekatnoga modela.

Zone	Mass	IDA	Modal analysis			Pushover analysis				NLTH analysis			
a_g	m	check	T	T^*	Γ	Δ_y	F_y	μ	$\Delta_{u,st}$	HD force	Δ_{roof}	IDR	DI
$\frac{m}{s^2}$	[t]		[s]	[s]	[-]	[mm]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[-]
4- storey structure													
1.6	75.0/37.5	✓	1.16	1.29	1.41	133.0	482.0	1.0	223.7	926.7	105.6	1.11	0.34

Slika 26. Tabelarni prikaz rezultata modalne, pushover i NLTH analiza

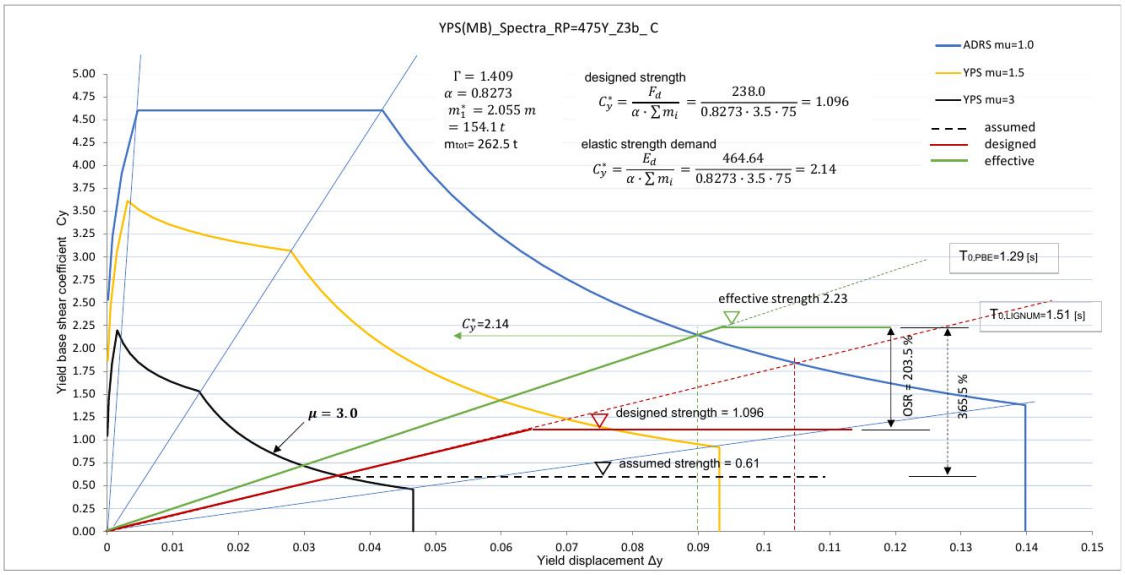


Slika 27. Rezultati modalne analize za tri prva moda četverokatnoga zida



Slika 28. Pushover krivulja (gorelijevo), stupanj oštećenja (gore desno) i odabrani rezultati NLTHA (dolje)

Usporedba rezultata dobivenih u [8]s rezultatima PBE analize prikazana je na slici 29.



Slika 29. Usporedba rezultata u YPS- ADRS- formatu

Na slici 29 naneseni su stvarni rezultati predstavljeni zelenom linijom u usporedbi s rezultatima proračuna provedenoga po metodi spektra odziva koji su predstavljeni crvenom linijom. Već na prvi pogled je jasno da je odziv strukture linearno-elastičan, sa stvarnom nosivošću (Cy = 2,23). Zahtijevana nosivost, a da bi odziv konstrukcije bio elastičan je Cy = 2,14 m/s^2. Stvarna nosivost premašila je čak i ovu vrijednost. Odnos nosivosti određene primjenom računske nosivosti propisane normom i stvarne, pri potresu angažirane nosivosti izražava se koeficijentom prekomjerne nosivosti (overstrength ratio), koji u ovome slučaju iznosi 203.5%. U odnosu na pretpostavljenu nosivost zida odnos je gotovo 370%. Da je struktura predimenzionirana pokazuje i vrijednost stupnja oštećenja od DI=0.34 (vidi i sliku 14), pa se može reći da bi računski potres vjerojatno izazvao mala oštećenja konstrukcije dimenzionirane na način prikazan u [8]. Površni promatrač bi na temelju gornje usporedbe zaključio da je struktura predimenzionirana i stoga vjerojatno neekonomična, ali način dimenzioniranja ispunjava funkciju zaštite ljudskih života i dobara. Jeli tomu tako?
Poznata je izjava profesora Paulaya, da potresi ne čitaju norme. Ovaj komentar dolazi do punoga izražaja upravo na prezentiranome primjeru. O čemu se, zapravo radi?

Nosiva struktura će na potresno djelovanje odgovoriti u potpunosti elastično. Time će „navući“ nesrazmjerno veće potresne sile na koje je i dimenzionirana, barem ako govorimo o broju spojnica promjera d=1,53 mm i raspoređenima u dva reda na razmaku od 24 mm. Međutim stvarna potresna sila izazvat će i nesrazmjerno veće momente savijanja u spojnici sa temeljima, izazivajući momente i vlačne sile na koje zid nije dimenzioniran. Na slici 24 je pored vrijednosti određenih u [8], po visini objekta distribuirana i stvarna potresna sila od 464 kN koja izaziva moment upetosti od 3706 kNm, odnosno sile u ankernim elementima od 1235 kN. Na slici 24 je također po visini objekta, sukladno prvome modu distribuirana i sila (base shear force) dobivena NLTH analizom od 379.4 kN, koja izaziva sile u ankerima od ca. 1000 kN. Za razliku od trokutaste raspodjele sile po visini objekta, NLTHA daje nešto manju vrijednost sile u ankerima od 927 kN, vidi sliku 26. Koju god od ovih sila uzmemo nije moguće dimenzionirati razuman HD-spoj koji može prenijeti ovu silu u tlo. Maksimalna (razumna) vrijednost je ca. 750 kN i ostvaruje se sa tri čelične pločice umetnute u drveni stup i 4 stupca čeličnih trnova d=16 mm, u 4 reda (96-rezni spoj), za čije postavljanje je potrebna

dimenzija stupca od najmanje 300 x 300 mm. Međutim, vođeni krivim zaključkom, da sustav odgovara nelinearno, priključak zida na tlo značajno je poddimenzioniran. U slučaju potresa došlo bi do njegovoga otkazivanja, dok bi se cijeli paket iznad temeljne spojnice ponašao kao blok, elastično.

Radi usporedbe, pogledajmo ponašanje zida iste duljine i stvarne nosivosti na razini očekivane nosivosti od ca. 238 kN. Radi se naime o zidu duljine 3.0 m, s jednorednim spojem čavlima promjera d=2.87 mm na razmaku od 30 mm. Sve ostalo je isto kao u primjeru koji smo gore analizirali. Rezultat proračuna prikazan je tabelarno za prva četiri kata na slici 30.

Tab. 7.2: Results of the parameter study of theLFTW with a length of 3.0 [m]

Zone	Mass	IDA	Modal analysis			Pushover analysis				NLTH analysis			
a_g	m	check	T	T^*	Γ	Δ_y	F_y	μ	$\Delta_{u,st}$	HD force	Δ_{roof}	IDR	DI
$\frac{m}{s^2}$	[t]		[s]	[s]	[-]	[mm]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[-]
1- storey structure													
0.6	630.0	✓	1.14	1.70	1.0	25.82	191.65	1.72	108.0	191.65	48.1	1.66	0.66
1.0	408.0	✓	0.92	1.28				2.48		219.9	56.0	1.93	0.70
1.3	331.5	✓	0.83	1.120				3.00		220.20	55.23	1.90	0.64
1.6	200.0	✓	0.64	0.82				3.00		234.6	60.61	2.10	0.67
2- storey structure													
0.6	345.0	✓	1.45	1.70	1.187	29.68	219.9	1.78	124.4	305.9	52.99	1.55	0.63
1.0	307.5	✓	1.37	1.59				2.8		353.7	64.1	1.74	0.66
1.3	206.5	✓	1.12	1.30				3.00		356.1	66.23	1.71	0.58
1.6	135.0	✓	0.90	1.04				3.00		372.9	76.84	2.08	0.69
3- storey structure													
0.6	165.0	✓	1.50	1.70	1.266	47.08	216.3	1.21	153.0	329.6	49.20	0.87	0.32
1.0	165.0	✓	1.50	1.70				2.02		465.5	76.1	1.70	0.51
1.3	165.0	✓	1.50	1.70				2.63		479.55	86.11	1.46	0.53
1.6	136.5	x	1.36	1.53				2.91		532.4	103.5	1.84	0.67
	125.0	✓	1.30	1.47				2.83		504.3	98.0	1.79	0.63
4- storey structure													
0.6	92.0	✓	1.57	1.70	1.318	70.32	219.1	1.0	204.1	350.29	52.0	0.62	0.22
1.0	92.0	✓	1.57	1.70				1.40		507.71	84.81	0.95	0.34
1.3	92.0	✓	1.57	1.70				1.82		522.53	87.95	1.11	0.38
1.6	92.0	✓	1.57	1.70				2.23		577.7	119.7	1.62	0.56

Slika 30. Rezultati četverokatnoga zida duljine 3.0 m, s računskom nosivosti od 219 kN

Zanimljivo je da unatoč gotovo dvostruko manjoj nosivosti, zid „prenosi“ veću masu od 92 > 75 t/katu, i k tomu zadovoljava sve kriterije. Nosivost na potres bila bi i veća da smo se odlučili za dulje granične periode. Ovako je granična perioda od 1.7 [s] dostignuta, a zahtijevana duktilnost je 2.23, sile u ankerima 578 kN, relativni katni pomak 1.62% i stupanj oštećenja DI=0.56. Iz ovoga slijedi ne samo to, da je moguće optimirati nosivi sklop, nego i to da je moguće postići gotovo potpunu kontrolu njegovoga stvarnoga ponašanja, glede svih konstitutivnih elemenata.

Također je zorno pokazano, da otporniji i krući elementi izloženi potresu nemaju nužno bolje ponašanje od „slabijih“, duktilnih elementa, dapače, njihovo je ponašanje nekontrolirano, a stvarni stupanj zaštite ljudi i dobara nepoznat i velikim dijelom posve nepouzdan.

8 Zaključak

U radu je prikazana metodologija proračuna konstrukcija na potresna djelovanja primjenom metode PBE. U tu svrhu prikazan je razvoj mehaničkoga modela i način određivanja parametara kojima se definira stupanj oštećenja konstrukcije. Primjena metode je proširenje N2-metode temeljene na pomacima. Primjena metode u dimenzioniranju višekatnih konstrukcija prezentirano je na primjeru tradicionalno korištenih zidova od drveta. Metoda je po svojoj naravi neovisna o vrsti materijala i može biti primijenjena i na armiranobetonske, zidane ili metalne konstrukcije.

LITERATURA

1. Steven L. Kramer: *Geotechnical Earthquake Engineering*, Pearson Education, Inc. 1996
2. S. K. Jain, A.N.C. Nigam, *Historical development and current status of earthquake engineering in India, 12WCEE, 2000*
3. Tjen. N. Tjhin, M.A.Aschheim, J.W.Wallace: *Yield displacement-based seismic design of RC wall buildings, Engineer structures, 2007*
4. Lj.Peric: *Feasibility range for LFTW in regions of low to moderate seismicity, PhD Thesis, ETH Zürich, 2018.*
5. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky: *Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Italy, 2007*
6. H.Bachmann: *Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Berlin, 2002*
7. Young-Ji Paark, Alfredo Ang: *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering, 111:740-757, 1985*
8. R. Brunner, P.Jung, R. Steiger, T. Wenk, Erdbebengerechte mehrgeschossige Holzbau, Lignum, Schweiz (2010)