

# Parametarska analiza seizmičke otpornosti zidane zgrade

---

**Mrdelja, Antonio**

**Master's thesis / Diplomski rad**

**2019**

*Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:*

**University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije**

*Permanent link / Trajna poveznica:* <https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:123:805246>

*Rights / Prava:* [In copyright](#)/[Zaštićeno autorskim pravom.](#)

*Download date / Datum preuzimanja:* **2024-07-17**



*Repository / Repozitorij:*

[FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split](#)



UNIVERSITY OF SPLIT



DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

**SVEUČILIŠTE U SPLITU  
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

# **DIPLOMSKI RAD**

**Antonio Mrdelja**

**Split, 2019.**

**SVEUČILIŠTE U SPLITU  
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

**Antonio Mrdelja**

**Parametarska analiza seizmičke otpornosti  
zidane zgrade**

**Diplomski rad**

**Split, 2019.**

**SVEUČILIŠTE U SPLITU**  
**FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE**

STUDIJ: **DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**  
KANDIDAT: **Antonio Mrdelja**  
BROJ INDEKSA: **673**  
KATEDRA: **Katedra za teoriju konstrukcija**  
PREDMET: **Zidane konstrukcije**

**ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD**

Tema: Parametarska analiza seizmičke otpornosti zidane zgrade

Opis zadatka: Zadatak diplomskog rada je parametarska analiza i procjena potresne otpornosti zgrade od omeđenog ziđa. Procjena potresne otpornosti proračunata je po pojednostavljenom postupku te pomoću metode naguravanja u programskom paketu AmQuake.

U Splitu, rujan 2019.

Voditelj Diplomskog rada:

Prof. dr. sc. Boris Trogrlić

Predsjednik Povjerenstva  
za završne i diplomske ispite:

Prof. dr. sc. Ivica Boko

## **Parametarska analiza seizmičke otpornosti zidane zgrade**

Sažetak:

Zadatak diplomskog rada je parametarska analiza, te procjena potresne otpornosti zgrade od omeđenog zida. Procjena potresne otpornosti se provodi po pojednostavljenom postupku prema pravilima za jednostavne zidane zgrade te uz pomoć metode naguravanja u programskom paketu AmQuake. Analizirani su konstruirani dijagrami sila-pomak za oba smjera. U skladu s dobivenim rezultatima doneseni su zaključci.

Ključne riječi:

parametarska analiza, omeđeno zide, potresna otpornost, metoda naguravanja, AmQuake

## **Parametric analysis of seismic resistance of masonry buildings**

Abstract:

The goal of this thesis is parametric analysis of seismic resistance of building made of confined masonry walls. Assessment of the seismic resistance is determined in accordance with the simplified procedure for simple masonry buildings and by using pushover analysis in the computer program AmQuake. Constructed LD diagrams were analysed for both directions. Conclusions were made according to the program results.

Keywords:

parametric analysis, confined masonry, seismic performance, pushover analysis, AmQuake

## Sadržaj

<b>1. UVOD</b>	<b>4</b>
1.1. Cilj rada	4
<b>2. OPĆENITO O ZIDANIM KONSTRUKCIJAMA</b>	<b>5</b>
2.1 Zidni elementi	6
2.1.1 Svojstva zidnih elemenata	8
2.1.2 Svojstva morta	9
2.2 Vrste ziđa	12
2.2.1 Nearmirano ziđe	12
2.2.2 Omeđeno ziđe	12
2.2.3 Armirano ziđe	14
2.3 Svojstva ziđa	16
2.3.1 Karakteristična tlačna čvrstoća ziđa ( $f_k$ )	16
2.3.2 Karakteristična posmična čvrstoća ziđa ( $f_{vk}$ )	19
2.3.3 Karakteristična savojna čvrstoća ziđa ( $f_{xk1}$ , $f_{yk1}$ )	21
2.3.4 Referentna čvrstoća ziđa	23
2.4 Deformacijska svojstva ziđa	23
2.4.1 Modul elastičnosti (E)	23
2.4.2 Modul posmika (G)	24
2.4.3 Odnos naprezanja i relativne deformacije ( $\sigma - \epsilon$ )	24
<b>3. TEHNIČKI OPIS</b>	<b>26</b>
3.1 Općenito	26
3.2 Proračunski modeli	28
3.3 Konstruktivne pojedinosti	30
3.4 Beton	31
3.6 Blok opeka	33
<b>4. ANALIZA OPTEREĆENJA</b>	<b>35</b>
4.1 Djelovanja na konstrukciju	35
4.2. Stalno djelovanje	37
4.3. Dodatno stalno djelovanje	37
4.4. Korisno djelovanje	38
4.6. Vjetar	42
4.6.1 Analiza vjetra u x smjeru	48
4.6.2. Analiza vjetra u y smjeru	51
4.7. Opterećenje potresom (Izvanredno djelovanje)	53
<b>5. POJEDNOSTAVLJENI PRORAČUN</b>	<b>58</b>
5.1. Izračun udjela nosivih zidova u ukupnoj tlocrtnoj površini etaže	59
5.1.1 Karakteristična etaža sa debljinom zidova 30 cm	59
5.1.2. Karakteristična etaža sa debljinom zidova 25 cm	60
5.2 Proračun zidova na vertikalna opterećenja	61
5.3. Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja	63
5.3 Proračun zidova na potresno djelovanje	70
5.4.1. Proračun potresne sile	71
5.4.2 Računska težina zgrade	72
5.4.3. Razdioba ukupne potresne sile po zidovima	74
5.4.4. Dokaz nosivosti	75
5.5 Analiza rezultata pojednostavljenim postupkom	79
<b>6. METODA NAGURAVANJA</b>	<b>80</b>
6.1 Općenito o metodi naguravanja - pushover metoda	80
6.2 Pretpostavke metode naguravanja iz EN 1998-1	81
6.3. Postupak provedbe Pushover analize	83

<b>7.</b>	<b>PRORAČUNSKI MODEL</b> .....	<b>92</b>
	7.2 Rezultati proračuna postupnog naguravanja.....	94
	7.3 Analiza rezultata metodom naguravanja.....	99
<b>8.</b>	<b>TEMELJNE TRAKE</b> .....	<b>101</b>
	8.1 Proračun temeljnih traka na djelovanje potresa (globalni) .....	103
	8.2 Potrebna armatura.....	106
<b>9.</b>	<b>ZAKLJUČAK</b> .....	<b>107</b>
<b>10.</b>	<b>PRILOZI</b> .....	<b>109</b>
<b>11.</b>	<b>LITERATURA</b> .....	<b>110</b>

## 1. Uvod

### 1.1. Cilj rada

Cilj ovog rada je bio dobiti što cjelovitiju „sliku“ ponašanja zidane zgrade na području grada Splita opterećene dominantno potresnim djelovanjem. Važno je naglasiti da je u radu najviše pozornosti obraćeno na samo ponašanje zidova pri djelovanju potresa ovisno o broju katova zgrade, te samoj debljini zidova i tlačnoj i posmičnoj čvrstoći zidnih elemenata. Dok su drugi konstruktivni elementi zgrade uglavnom „fiksirani“ tj. uzeti su kao „okvirni“ te se nije u potpunosti vodilo računa o njima na način da ih se mijenjalo ovisno o možebitnim potrebama konstrukcije same zgrade kako oni ne bi utjecali na dobivene rezultate za samo zide te na taj način komplicirali već složene proračune.

Smisao rada je bilo traženje najveće katnosti isključivo zidane zgrade na području grada Splita na osnovu zadanog željenog tlocrta od strane investitora odnosno projektanta.

Korištene su dvije metode proračuna. Prva je „pojednostavljenim postupkom“ i s njom je prikazana nosivosti zida na vertikalna djelovanja i potresne sile s obzirom na postotaka zida. Dok je druga metoda „pushover analiza“ služila da se detaljnije kroz 3D modele prikaže ponašanje samih zidanih konstrukcija, te dokaže nosivost na GSU i GSN. (Kod svake metode nakon proračuna i samih rezultata slijedi objašnjenje– 5.5 *Analiza rezultata pojednostavljenim postupkom* i 7.3 *Analiza rezultata metodom naguravanja*.)

Na samom je kraju iznesen „globalni zaključak“ ovog rada te navedene neke pojedinosti vezane za ponašanje zidanih konstrukcija.



## 2. *Općenito o zidanim konstrukcijama*

Zidane konstrukcije su one konstrukcije izvedene iz zidnih elemenata (opeke ili blokova) povezanih mortom ili nekim sličnim materijalom anorganskog ili organskog podrijetla, zidane na gradilištu ili izvedene u obliku predgotovljenih zidova u tvornici i spojene na gradilištu u konstrukcijsku cjelinu.

Zidni element, odnosno blok je predgotovljeni građevinski proizvod namijenjen izvedbi zida. Građevinski kompozit nastaje naizmjeničnim polaganjem zidnih elemenata (blokova) između vezivnog materijala, što nam omogućava postizanje raznovrsnih struktura i tekstura zidanih konstrukcija.

Za proračun zidanih konstrukcija od velike važnosti je Eurocode 6, koji sadrži preporuke, zahtjeve i matematičke izraze za određivanje mehaničkih svojstava zida, te norme koje reguliraju planiranje, proračun i dimenzioniranje građevina.

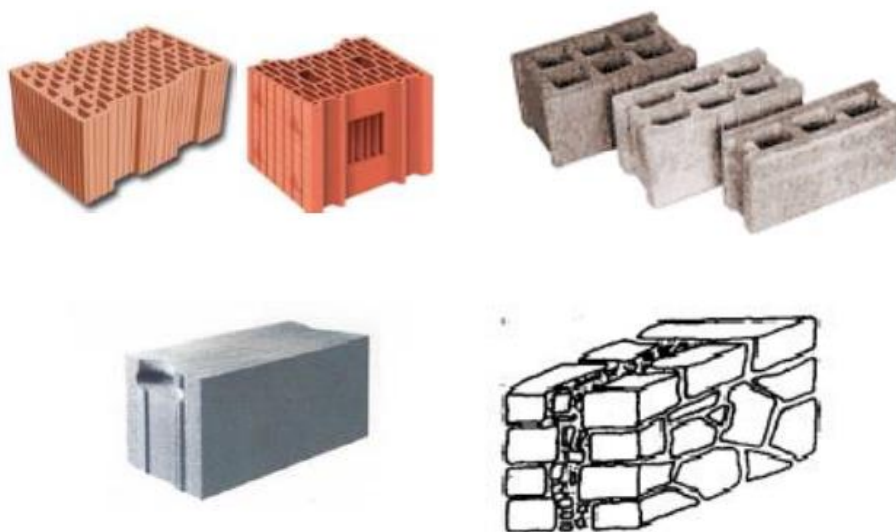
Prednost zidanih konstrukcija sa strukturalnog aspekta je jednostavnija i brža proizvodnja, niska cijena, dobra zaštita od požara, temperature i zvuka, otpornost u vremenu, i slično. Njihova osnovna značajka je velika težina.

Zidane građevine su veoma otporne na vertikalna opterećenja, ali ne i na horizontalna djelovanja. Osjetljivost na horizontalna djelovanja posebno dolazi do izražaja pri potresu, zbog mehaničkih svojstava zidanog materijala, geometrijske konfiguracije, nedostatka učinkovitosti spojeva između konstrukcijskih elemenata te izrazito kompleksnom i nelinearnom ponašanju kojim se zidana konstrukcija očituje. Za proračun konstrukcija na potresno djelovanje koristi se Eurocode 8.

## 2.1 Zidni elementi

Zidni elementi izrađuju se od raznih materijala i mogu imati različite čvrstoće te biti puni ili šuplji. Zidni elementi su u skladu sa sljedećim tipovima:

- Opečni blokovi od pečene gline, proizvedeni oblikovanjem, sušenjem i pečenjem plastične smjese glinenog materijala, pijeska i vode. Opeka je najmasovniji proizvod keramičke industrije.
- Kalcij-silikatni zidni elementi, proizvedeni od smjese silikatnog agregata, vapna, izrađeni pod tlakom i zaparivani.
- Betonski zidni elementi, proizvedeni od agregata normalne težine (kamenog) ili lakog agregata i cementa.
- Betonski zidni elementi od lakog agregata, proizvedeni od smjese lakog agregata (npr. ekspanzirana šljaka visokih peći, ekspanzirana glina) i veziva, izvedeni u kalupima, vibrirani.
- Porobetonski zidni elementi, proizvedeni od smjese silicijskog agregata, cementa, vapna i dodatka za stvaranje mjehurića. Izrađuju se u autokalvama i oblikuju rezanjem.
- Zidni elementi od blokova kamena klesanih ili rezanih na određene dimenzije, te od lomljenog kamena nepravilnog oblika.



Crtež 2.1 . Vrste zidanih elemenata [1]

Prema kontroli proizvodnje zidni elementi se dijele na kategorije I i II. Zidni element kategorije I je onaj element za koji je proizvođač osigurao stalnu kontrolu kakvoće i koji u pošiljci ima deklariranu tlačnu čvrstoću s 5 % fraktila, dok su elementi kategorije II oni koji imaju srednju vrijednost tlačne čvrstoće jednaku deklariranoj. Prema postotku šupljina u volumenu zidnih elemenata, dijelimo ih na: grupu 1, grupu 2, grupu 3, te grupu 4. Debljina vanjskih stijenki zidnih elemenata ne bi smjela biti manja od 1,5 cm.

Tablica 2.1. Zahtjevi koje grupe zidanih elemenata moraju zadovoljiti

	Materijali i ograničenja za zidne elemente							
	Skupina 1 (svi materijali)	Zidni elementi	Skupina 2		Skupina 3		Skupina 4	
			Vertikalne šupljine				Horizontalne šupljine	
Obujam svih šupljina (% od bruto obujma)	≤ 25	opečni	> 25; ≤ 55		≥ 25; ≤ 70		≥ 25; ≤ 70	
		vapneno silikatni	> 25; ≤ 55		ne upotrebljava se		ne upotrebljava se	
		betonski <sup>b</sup>	> 25; ≤ 60		≥ 25; ≤ 70		≥ 25; ≤ 50	
Obujam bilo koje šupljine (% od bruto obujma)	≤ 12,5	opečni	svaka od višestrukih šupljina ≤ 2 udubine za prihvat do ukupno 12,5		svaka od višestrukih šupljina ≤ 2 udubine za prihvat do ukupno 12,5		svaka od više šupljina ≤ 30	
		vapneno silikatni	svaka od višestrukih šupljina ≤ 15 udubine za prihvat do ukupno 30		ne upotrebljava se		ne upotrebljava se	
		betonski <sup>b</sup>	svaka od višestrukih šupljina ≤ 30 udubine za prihvat do ukupno 30		svaka od višestrukih šupljina ≤ 30 udubine za prihvat do ukupno 30		svaka od višestrukih šupljina ≤ 25	
Objavljene vrijednosti debljina unutarnjih i vanjskih stijenki	Nema zahtjeva		unutarnja stijenka	vanjska stijenka	unutarnja stijenka	vanjska stijenka	unutarnja stijenka	vanjska stijenka
		opečni	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		vapneno silikatni	≥ 5	≥ 10	ne upotrebljava se		ne upotrebljava se	
	betonski <sup>b</sup>	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20	
Objavljena vrijednost kombinirane debljine unutarnjih i vanjskih stijenki (% ukupne širine)	Nema zahtjeva	opečni	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		vapneno silikatni	≥ 20		ne upotrebljava se		ne upotrebljava se	
		betonski <sup>b</sup>	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<sup>a</sup> Kombinirana debljina je debljina unutarnje stijenke i vanjske stijenke mjerena horizontalno u odgovarajućem smjeru. Ovu provjeru treba shvatiti kao kvalifikacijsko ispitivanje koje treba ponoviti u slučaju glavnih promjena dimenzija zidnih elemenata.								
<sup>b</sup> U slučaju stožastih šupljina ili čelijastih šupljina, treba računati sa srednjom vrijednosti debljine vanjskih i unutarnjih stijenki.								

### 2.1.1 Svojstva zidnih elemenata

U osnovna svojstva zidnih elemenata ubrajaju se tlačna čvrstoća i trajnost. Tlačna čvrstoća zidnih elemenata koja se uzima u proračunu je normalizirana tlačna čvrstoća  $f_b$ .

To je tlačna čvrstoća zidnog elementa prevedena na tlačnu čvrstoću na zraku sušenog zidnog elementa širine 100 mm i visine 100 mm dok duljina nije definirana normom. Da bi se srednja tlačna čvrstoća dobivena eksperimentalno, ispitivanjem uzoraka koji su bili 24 sata uronjeni u vodu, pretvorila u normaliziranu čvrstoću za suhe zidne elemente, treba za zidne elemente od pečene gline rezultate srednje tlačne čvrstoće pomnožiti sa 1,1 a za sve ostale elemente sa 1,2.

Zatim se ta vrijednost množi sa faktorom oblika zidnog elementa  $\delta$ . Faktor oblika  $\delta$  prikazan je u tablici i ovisi o širini i visini zidnog elementa. Vrijednosti faktora mogu se linearno interpolirati. Zidni elementi trebaju imati srednju tlačnu čvrstoću na tlak okomito na naliježuću ploštinu (vertikalno) barem za  $2,5 \text{ N/mm}^2$ . U horizontalnom smjeru tlačna čvrstoća mora biti barem  $2,0 \text{ N/mm}^2$ . U seizmički aktivnim područjima, tlačna čvrstoća zidnih elemenata bi trebala iznositi najmanje:

okomito na horizontalnu sljubnicu morta  $f_{b,\min} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ ,

paralelno horizontalnoj sljubnici morta u ravnini zida  $f_{b,\min} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ .

Za odabranu blok opeku u proračunu, vrijednost tlačne čvrstoće okomito na horizontalnu sljubnicu iznosi  $10 \text{ N/mm}^2$ , a okomito na vertikalnu sljubnicu iznosi  $2,5 \text{ N/mm}^2$ .

Visina zidnog elementa (mm)	Najmanja horizontalna dimenzija zidnog elementa (mm)				
	50	100	150	200	$\geq 250$
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
$\geq 250$	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Tablica 2.2: Vrijednosti faktora oblika  $\delta$

### 2.1.2 Svojstva morta

Mort je materijal koji se sastoji od mješavine anorganskog veziva, agregata i vode, a može sadržavati i dodatke za povećanje čvrstoće, vodonepropusnosti....

Koristi se za povezivanje zidnih elemenata, odnosno služi za ostvarivanje čvrstoće zida. Mort za zidanje razvrstava se prema sastojcima i prema mehaničkim svojstvima.

Vrsta morta ovisi o njegovom sastavu. Prilikom gradnje omogućava izravnavanje geometrijskih odstupanja blokova i njihovo međusobno vezanje te ravnomjernu raspodjelu tlačnih napona.

Glavni sastojci morta:

- vezivo (hidratizirano vapno, hidrauličko vapno, cement)
- agregat (pijesak ili neki drugi materijal određen prema normi)
- voda (ne smije sadržavati štetne tvari)

Kemijski dodaci mortu koji služe za njegovu modifikaciju razvrstani su prema svojem ponašanju, npr:

- dodaci koji plastificiraju mort
- dodaci koji čine mort nepropusnim za vodu
- dodaci koji sprječavaju vezivanje tvornički izmješanog suhog morta

Prilikom korištenja kemijskih dodataka u mortu, potrebno je osigurati primjeren nadzor pri izvedbi i uporabi morta. Osnovni uvjet je da kemijski dodaci ne pogoršaju svojstva morta ispod neprihvatljive granice, te da pri njihovom korištenju utvrdimo je li ugrožena nosivost, trajnost ili nepropusnost zida.

Kod zidanih konstrukcije rabe se sljedeći mortovi:

- cementni mort: mort s određenim omjerom cementa i pijeska te dodataka po potrebi
- cementno – vapneni mort: mješavina određene količine cementa, vapna i pijeska (produžni mort)
- vapneni mort: mješavina određene količine hidratiziranog vapna i pijeska
- tankoslojni mort: to je unaprijed pripremljeni cementni mort s maksimalnim zrnom

pijeska od 0.1 mm i s kemijskim dodacima. Debljina morta u horizontalnim blokovima.

- unaprijed pripremljeni mort: doprema se na gradilište u vrećama u suhom stanju, ili već pripremljen za uporabu s usporivačem vezanja
- lakoagregatni mort: mort spravljen s lakim agregatom, čija je gustoća obično manja od  $1000 \text{ kg/m}^3$ . Agregat može biti: perlit, ekspandirana glina, plovućac.

Mort se klasificira prema svojoj proračunskoj tlačnoj čvrstoći, a označava se slovom M nakon kojeg slijedi broj koji predstavlja tlačnu čvrstoću u  $\text{N/mm}^2$ . U većini propisa u svijetu odnos komponenta morta se određuje volumenski, odnosno sastavi morta dani su u volumenskim omjerima. No ističe se da su omjeri po težini (masi) svakako točniji nego volumenski odnosi i trebaju se upotrebljavati. To se postiže tako da se, poznavajući volumensku težinu koja se izmjeri na gradilištu, iz volumenskih omjera izračunaju težinski.

Vrste mortova	Minimalna tlačna čvrstoća nakon 28 dana ( $\text{N/mm}^2$ )	Približni sastav		
		cement	hidratizirano vapno	pijesak
M20	20	treba odrediti ispitivanjem		
M15	15	1	0-1/4	3
M10	10	1	1/4 - 1/2	4 - 4 1/4
M5	5	1	1/2 - 1 1/4	5-6
M2,5	2.5	1	1 1/4 - 2 1/2	8-9
M1	1	1	nije definirano	>9

Tablica 2.3: Volumni sastav morta

U slučaju kad je tlačna čvrstoća manja ili značajno veća nego ona dana u *Tablici 2.3.*, dopušteno je da se mijenjaju omjeri (proporcije) cementa, vapna i pijeska, kako bi se postigla zahtijevana čvrstoća. Mort promijenjenim sastavom može se upotrebljavati ako je njegova ispravnost dokazana ispitivanjem. Laboratorijska ispitivanja takvih mješavina trebaju dati čvrstoću na tlak najmanje 20% veću od one iz *Tablice 2.3.*, ali i druga svojstva kao što su prionjivost i trajnost mogu biti također važne. U *Tablici 2.3.* kao najslabiji mort dopušten u nearmiranom zidu je onaj sa oznakom M2, dok je M5 najslabiji mort za armirano ili prednapeto

ziđe. Tankoslojni mortovi moraju biti najmanje oni oznake M5, a isto pravilo se odnosi i na lakoagregatni mort.

Povećanje trajnosti biti će dosegnuto s čvršćim mortovima koji sadrže više cementa, ali će tada biti veća tendencija nastajanja pukotina u zidanim konstrukcijama. Povećanje sposobnosti da se prilagodi pomacima postići će se uporabom slabijih mortova koji sadrže manje cementa i više vapna. Povećana otpornost na mraz dobiva se uporabom morta s dodatkom plastifikatora, dok se tim istim dodatkom smanjuje čvrstoća prijanjanja i otpornost na penetraciju kiše.

Ako se želi koristiti mort koji sadrži kemijske dodatke, kao npr. plastifikatore, usporivače ili agregat koji nije prirodni pijesak, treba ispitivanjem provjeriti da prionjivost između takvog morta i zidanog elementa nije manja od one koja bi se postigla koristeći mort bez tih dodataka.

## 2.2 Vrste zida

Zide se općenito svrstava u sljedeće konstruktivne kategorije:

- Nearmirano zide. (Ne sadrži nikakva prikladna ojačanja da bi se smatralo armiranim zidom.)
- Omeđeno zide. (Zide osigurano armirano betonskim elementima-serklažim a ili samo armiranim zidnim elementima u vertikalnom i horizontalnom smjeru.)
- Armirano zide. (Zide u koje se ugrađuju čelične šipke ili mreže kroz mort ili beton pa prema tome svi materijali rade zajedno u otporu djelovanjima.)
- Prednapeto zide. (Unutarnja tlačna naprezanja uvedena su ciljano zategnutom armaturom.)

### 2.2.1 Nearmirano zide

Nearmirano zide kod kojega slom nastupa posmikom ponaša se kao krhki konstrukcijski element ograničene mogućnosti apsorpcije energije. Samo jedna dijagonalna pukotina može uzrokovati ubrzani krhki slom. Zbog navedenih razloga rjeđe se koristi za složene konstrukcijske zahvate.

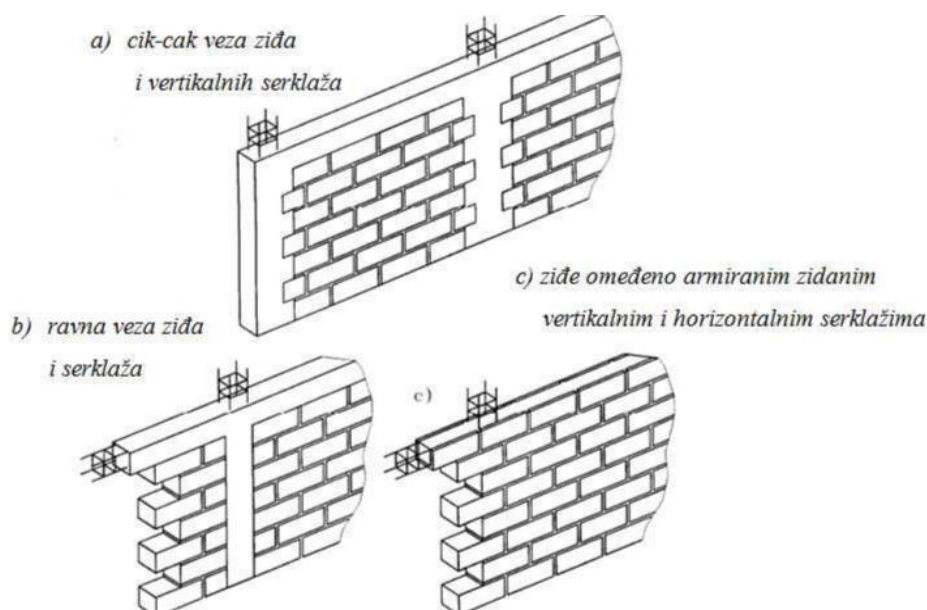
### 2.2.2 Omeđeno zide

Omeđeno zide prožeto je AB ili zidanim vertikalnim i horizontalnim serklažima. Vertikalni i horizontalni serklaži djeluju zajedno sa zidom i nisu samostalan okvir. Uloga serklaža je posebno značajna pri djelovanju potresa na zidane građevine. Serklaži povezuju i ukružuju zide. Znatno pridonose nosivosti zida na tlak, savijanje i posmik, za opterećenje u ravnini zidova i za opterećenje okomito na njihovu ravninu. Pri horizontalnim djelovanjima oni omogućavaju formiranje tlačnih dijagonala u zidu i smanjuju deformacije zida. Vertikalni AB serklaži dominantno prenose vlačna naprezanja, dok horizontalni serklaži preraspodjeljuju vertikalna opterećenja na zide, posebno koncentrirane sile.

Od omeđenog zida razlikujemo:

- a) Izlomljena cik-cak veza između AB serklaža i zida
- b) Ravna veza vertikalnog AB serklaža i zida
- c) Zide omeđeno zidanim serklažima od posebnih prefabriciranih opeka koje se armiraju





Slika 2.1: Primjeri omeđenog zida

Okviri ispunjeni zidom sastoje se od armiranobetonskih ili čeličnih okvira koji se naknadno ispunjavaju zidom. Zide im povećava krutost i nosivost na horizontalno opterećenje. Građevine izvedene od okvira sa zidanom ispunom pružaju veći otpor horizontalnim silama nego zidane građevine bez okvira ili okvirne konstrukcije bez ispunje. Tako izveden konstrukcijski element, osim što ima veću krutost, ima i veće svojstvo apsorpcije (primanja) i disipacije (trošenja) energije seizmičkih sila. No, zbog veće krutosti, okvir ispunjen zidom preuzima i veće seizmičke sile.

Za razliku od omeđenog zida, stupovi i grede okvira ispunjenog zidom najčešće su debljine veće od debljine zida ispunje. Ispunsko zide okvira nosi samo svoju vlastitu težinu, a vertikalna opterećenja gornjih katova preuzimaju grede i stupovi okvira.

Mogućnost korištenja ispunje za ojačanje armiranobetonskih i čeličnih okvira ograničava se propisima zbog nedostatka sigurnih i pouzdanih podataka o ponašanju takvih okvira te nosivosti i krutosti, što je navelo mnoge istraživače da teoretski i eksperimentalno istraže takve konstrukcije.

Mnoga istraživanja su pokazala:

- nosivost ispunjenog okvira je dvostruko veća od one usporednog armiranobetonskog okvira bez ispune,
- krutost ispunjenog okvira je za uporabno opterećenje je 2,7 puta veća od isto takvog okvira bez ispune,
- početna krutost ispunjenog okvira je 5 puta veća od usporednog,
- usporedni armirano-betonski okvir pokazuje 3,3 puta veću kumulativnu duktilnost (suma svih duktilnosti prethodnih ciklusa) od ispunjenog okvira,
- ukupno trošenje seizmičke energije ispunjenog okvira je 1.5 puta veća od usporednog okvira
- tijekom cikličkog naizmjeničnog opterećenja ispunjenog okvira dolazi do raspadanja ispune, što potvrđuje pretpostavku da se takve konstrukcije ponašaju kao cjelina, te da zid sudjeluje u nošenju.

Nosivost ovih zidova ovisi o nizu čimbenika kao što su: dimenzije, kakvoća betona i armature okvira, kakvoća i vrsta zidnih elemenata i morta, kakvoća zidanja, povezivanje ziđa ispune i okvira itd.

### 2.2.3 *Armirano ziđe*

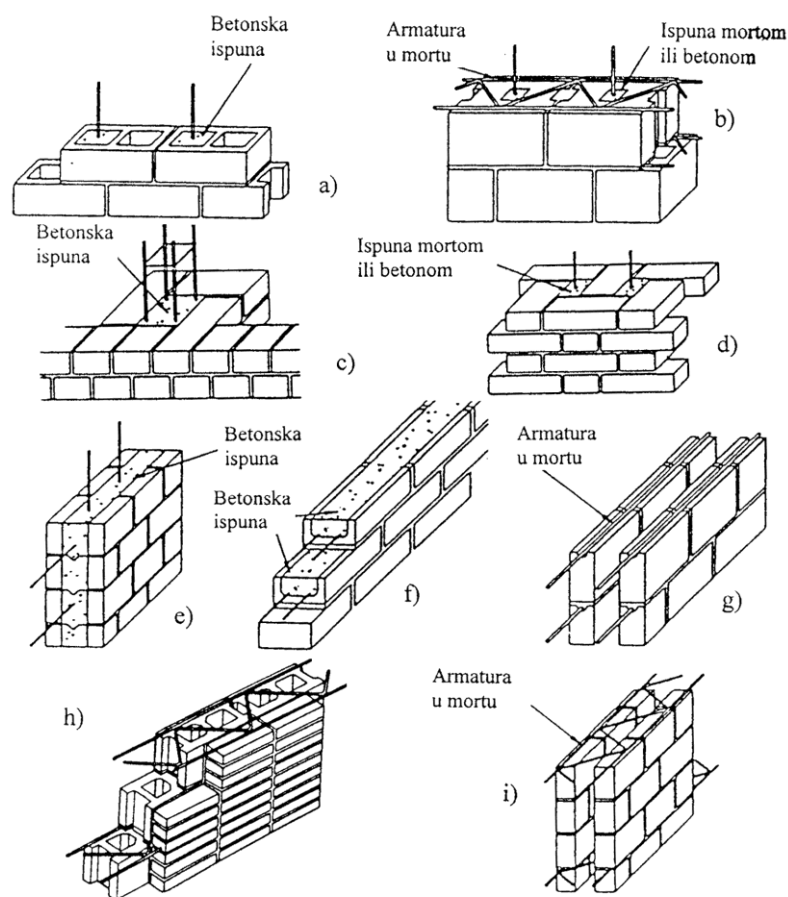
Opća pravila, odnosno mehanička svojstva gradiva, te nosivost na vertikalno opterećenje na zidane konstrukcije vrijede podjednako za armirano i nearmirano ziđe.

Armaturom u zidu povećavamo duktilnost (žilavost) što omogućuje bolje ponašanje konstrukcije pri raznim opterećenjima. U slučaju djelovanja velikih horizontalnih sila od potresa nearmirano ziđe često nije dovoljno otporno na velika posmična i vlačna naprezanja koja tada nastaju u zidovima. Armirano ziđe ima puno bolju otpornost na posmična i vlačna naprezanja od horizontalnih sila.

Zid se može armirati i horizontalnom i vertikalnom armaturom, no u nekim slučajevima bit će dovoljna samo horizontalna armatura. Armatura u zidovima mora biti dobro usidrena te se obično postavlja u mort u horizontalnim sljubnicama. Armatura se najčešće izvodi od tanjih

profila čelika (žice), pojedinačnih ili spojenih u obliku horizontalne rešetke ili „ljestvi“ te u raznim oblicima mreža. Kod zidnih elemenata koji imaju veće vertikalne šupljine ili su takvi da oblikuju horizontalni žlijeb u zidu, moguće je postaviti armaturu u takve šupljine, tj. žljebove.

Kod duljih zidova treba voditi računa o povezanosti armatura u uzdužnom smjeru preklopom ili zavarivanjem. Vertikalne šupljine pogodne su za postavljanje vertikalne armature ali je potrebno voditi računa i o fizikalnim zahtjevima, odnosno prolasku topline.



Slika 2.2: Primjeri armiranog zida

## 2.3 Svojstva zida

### 2.3.1 Karakteristična tlačna čvrstoća zida ( $f_k$ )

Zide opterećeno u jednoosnom tlaku postiže slom uglavnom razvojem vlačnih pukotina paralelnih pravcu djelovanja opterećenja, koja su kao rezultat vlačnih naprezanja okomita na glavna tlačna naprezanja. Čvrstoća zida u tlaku je manja nego nominalna tlačna čvrstoća bloka, od kojeg je zide izvedeno. S druge strane, čvrstoća zida može značajno prekoračiti slomnu čvrstoću kocke morta.

Opća svojstva:

- (a) sekundarno vlačno naprezanje, koje prouzročuje pukotinski slom zida, posljedica je spriječenih deformacija morta u sljubnicama zida;
- (b) prividna tlačna čvrstoća bloka u standardnim ispitivanjima na tlak nije prava mjera čvrstoće bloka u zidu, jer je način sloma različit;
- (c) mort može podnijeti povećana tlačna naprezanja u fugama zbog višeosnog stanja naprezanja.

Karakteristična tlačna čvrstoća zida,  $f_k$ , može biti određena ili iz granične čvrstoće zida visine kata ispitanog do sloma ili iz tlačne čvrstoće manjih uzoraka zida. Rabe se materijali, zidanje i vez onako kako se oni primjenjuju i u praksi. Zapiše se količina vlage zidnog elementa u vrijeme polaganja u sloj morta. Odredi se normalizirana tlačna čvrstoća  $f_b$ , zidnog elementa. Ako se čvrstoća zidnog elementa s vremenom mijenja, njihova tlačna čvrstoća ispitivat će se kad se ispituje i zide. Rabi se mort koji treba pripremiti tako da mu se sastojci vežu, a odrede se na osnovi volumnih omjera suhog materijala koji odgovaraju određenoj vrsti morta. Ako se, kako je to uobičajeno, rabi vlažan pijesak, treba uzeti u obzir količinu vlage. Rabe se najmanje 3 uzorka, visina uzorka zida treba biti barem tri puta veća od njegove širine, pet puta veća od visine zidanog elementa i veća od duljine uzorka. Zidovi se ispituju ili nakon 7 ili 28 dana starosti, ili kada je postignuta neka određena čvrstoća morta. Uzorak se postavi centrično da se uzdužna os uzorka i uzdužna os stroja za ispitivanje poklope. Opterećenje se nanosi jednoliko po cijeloj površini na vrhu i na dnu zida. Ono se neprekidno povećava tako da se slom dosegne nakon 15 do 30 minuta. S pomoću četiri elektronska uređaja, ekstenzometra, mjere se deformacije uzorka u vertikalnom smjeru. Ekstenzometri se postavljaju po dva na svaku plohu zida,

a kao relativna deformacija uzorka uzima se srednja vrijednost od sva četiri očitavanja. Potrebno je izdvojiti vrijednosti izmjerene relativne deformacije,  $\varepsilon_{1/3}$ , pri sili jednakoj trećini maksimalne.

Karakteristična tlačna čvrstoća zida se određuje prema rezultatima ispitivanja u skladu s EN 1052-1, koji su provedeni za dati projekt ili su dostupni iz ranije provedenih ispitivanja. Rezultati su prikazani u tablici ili preko jednadžbe:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$$

gdje je:

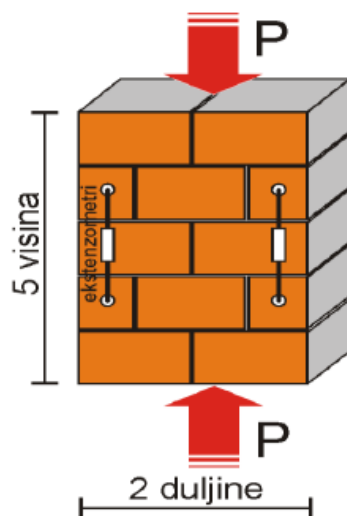
$f_k$  karakteristična tlačna čvrstoća zida u N/mm<sup>2</sup>

$K$  konstanta

$\alpha, \beta$  konstante

$f_b$  normalizirana srednja tlačna čvrstoća zidnog elementa u smjeru primijenjene sile u N/mm<sup>2</sup>

$f_m$  tlačna čvrstoća morta u N/mm<sup>2</sup>



Crtež 2.3 – Ispitivanje tlačne čvrstoće zida [1]

Tlačna čvrstoća je jedno aksijalno opterećenje probnog uzorka (kocke ili valjka) po jedinici površine, kod kojeg nastaje razorna deformacija i njegov lom. Veza između karakteristične tlačne čvrstoće zida,  $f_k$ , i normalizirane srednje tlačne čvrstoće zidnog elementa,  $f_b$ , i morta čvrstoće,  $f_m$ , se definira prema:

- za zide zidano mortom opće namjene i laganim mortom:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

za žiđe zidano tankoslojnim mortom, debljine horizontalnih sljubnica 0,5 do 3,0 mm, glinenim zidnim elementima grupe 1 i 4, kalcijsko silikatnim, betonskim, aeriranim i autoklaviranim zidnim elementima:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}$$

za žiđe zidano tankoslojnim mortom, debljine horizontalnih sljubnica 0,5 do 3,0 mm, glinenim zidnim elementima grupe 2 i 3:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}$$

gdje je:

$K$  konstanta definirana prema *Tablici 2.4*.

$f_b$  normalizirana tlačna čvrstoća zidnog elementa (N/mm)

$f_m$  nazivna tlačna čvrstoća morta (N/mm)

Tablica 2.1 – Konstanta  $K$  za različite vrste morta i tipove zidnih elemenata

Zidni elementi		Mort opće namjene	Tankoslojni mort (horiz. sljubnica $\geq 0,5$ mm i $\leq 3$ mm)	Lagani mort obujamske mase	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m <sup>3</sup>	$800 < \rho_d \leq 1300$ kg/m <sup>3</sup>
Opečni	Skupina 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Skupina 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Skupina 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Vapnenosilikatni	Skupina 1	0,55	0,80	‡	‡
	Skupina 2	0,45	0,65	‡	‡
Betonski	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,40	0,50	‡	‡
	Skupina 4	0,35	‡	‡	‡
Porasti beton	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Umjetni kamen	Skupina 1	0,45	0,75	‡	‡
Obradeni prirodni kamen	Skupina 1	0,45	‡	‡	‡

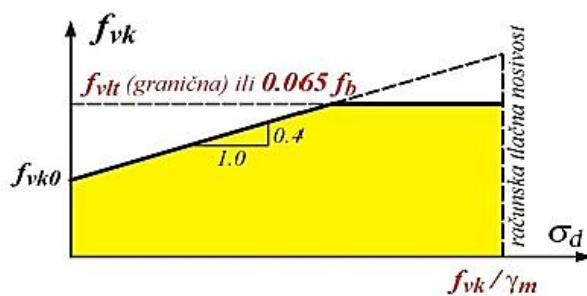
‡ Kombinacija morta i zidnih elemenata koja se obilno ne upotrebljava pa vrijednosti nisu dane.

### 2.3.2 Karakteristična posmična čvrstoća zida ( $f_{vk}$ )

Zidane konstrukcije su često podvrgnute posmičnom djelovanju, istovremeno s tlačnim opterećenjem. Poznato je da posmična čvrstoća pada s povećanjem visine zida, dok raste s porastom debljine. Također, dokazano je da stupanj zasićenosti vodom punih glinenih blokova za vrijeme zidanja ima utjecaj na početnu posmičnu čvrstoću, čvrstoća je vrlo mala i promjenljiva ovisno o tome je li opeka zasićena vodom ili je suha. Slom zidnih panela uslijed posmika je uglavnom u dijagonalnom vlaknu. Pri malom predtlačnom naprezanju, razvijaju se stepenaste pukotine uglavnom duž fuga, približno pod kutem od  $45^\circ$ , a mjestimično odstupaju od tog pravca. Ako se predtlačno naprezanje poveća, glavna vlačna naprezanja prouzrokuju slom pod većim kutom u odnosu na horizontalnu ravninu, te pukotine prolaze vertikalno kroz fuge. Predloženo je da se za kriterij sloma uzme kritična vrijednosti glavnih vlačnih naprezanja. Pojava prve pukotine u zidu je u suglasju s ovim kriterijem, ali vrijednost glavnog vlačnog naprezanja pri slomu nastupa tek pri povećanju predtlačnog naprezanja.

Karakteristična posmična čvrstoća nearmiranog zida zidanog mortom opće namjene, tankoslojnim mortom debljine sljubnica 0,5 do 3,0 mm ili lakog morta se može odrediti ispitivanjem ili prema izrazu:

$$f_{vk} = f_{vk,0} + 0,4\sigma_d, \quad \text{ali ne više od } 0,065f_b \text{ ili } f_{vlt}$$



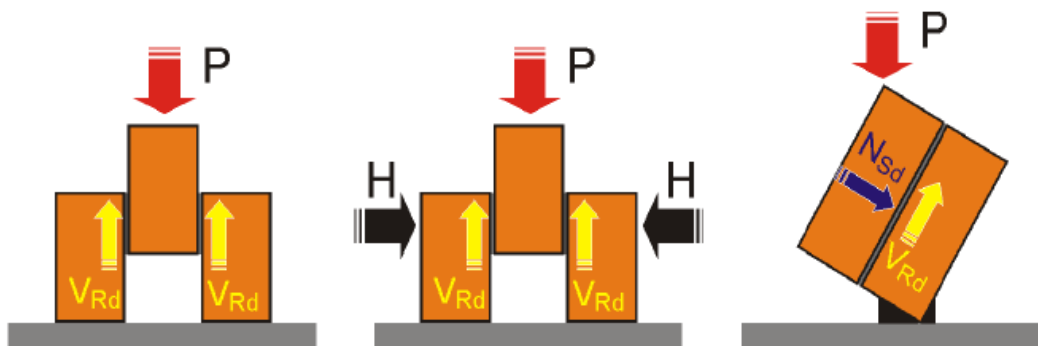
Crtež 2.4 – Ovisnost posmične čvrstoće i tlačnog naprezanja [1]

gdje su:

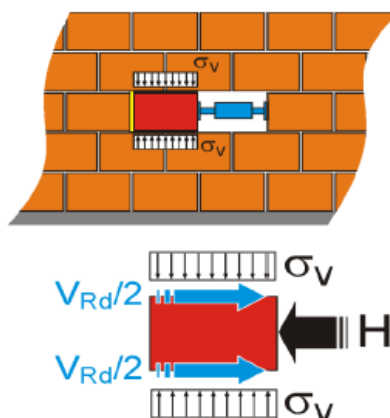
- $f_{vko}$  karakteristična posmična čvrstoća, pri nultom tlačnom naprezanju
- $f_{vlt}$  limitirajuća vrijednost od  $f_{vk}$
- $\sigma_d$  proračunsko tlačno naprezanje okomito na posmik u elementu na razini na kojoj se promatra, uzimajući u obzir odgovarajuću kombinaciju opterećenja koja se bazira na jednolikoj raspodjeli naprezanja u tlačnom dijelu zida koji pruža posmičnu nosivost.
- $f_b$  normalizirana tlačna čvrstoća zidnih elemenata za smjer djelovanja opterećenja na ispitane uzorke, okomito na naliježuću površinu.

Eksperimentalno određivanje posmične čvrstoće,  $f_{vk}$ , vrši se na uzorcima (Crtež 2.5.):

- bez normalnog naprezanja
- odavanjem normalnog naprezanja
- s uvijek prisutnim tlačnim naprezanjem



Crtež 2.5 – Ispitivanje posmične čvrstoće zida [1]



Crtež 2.6 – Ispitivanje posmične čvrstoće zida – in situ [1]

Karakteristična posmična čvrstoća nearmiranog zida zidanog mortom opće namjene, tankoslojnim mortom debljine sljubnica 0,5 do 3,0 mm ili lakog morta uz uvjet da vertikalne sljubnice nisu ispunjene mortom, ali su sa susjednim plohamo zidnih elemenata postavljene jedna uz drugu, definirana je izrazom:

$$f_{vk} = 0,5f_{vk,0} + 0,4\sigma_d, \quad \text{ali ne više od } 0,045f_b \text{ ili } f_{vlt}$$

Početna posmična čvrstoća zida,  $f_{vko}$ , može biti određena ispitivanjem ili na osnovu vrijednosti danih u *Tablici 2.5*.



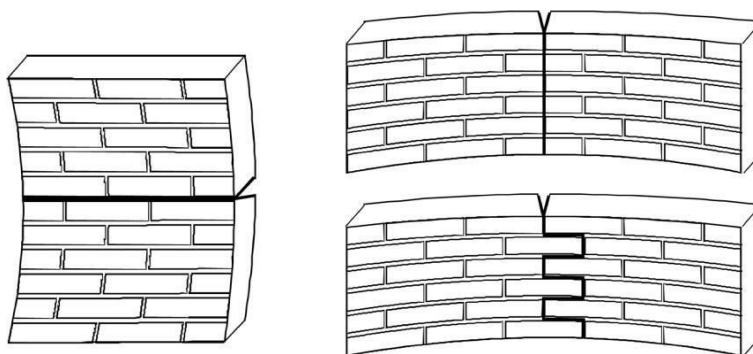
Tablica 2.2 – Vrijednosti početne posmične čvrstoće  $f_{vko}$ 

Zidni elementi	$f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Mort opće namjene zadanog razreda čvrstoće	Tankoslojni mort (horiz. sljubnica $\geq 0,5$ mm i $\leq 3$ mm)	Lagani mort
Opečni	M10 – M20	0,30	0,30
	M2,5 – M9	0,20	
	M1 – M2	0,10	
Vapnenosilikatni	M10 – M20	0,20	0,40
	M2,5 – M9	0,15	
	M1 – M2	0,10	
Betonski	M10 – M20	0,20	0,30
Porasti beton	M2,5 – M9	0,15	
Umjetni kamen i obrađeni prirodni kamen	M1 – M2	0,10	

### 2.3.3 Karakteristična savojna čvrstoća zida ( $f_{xk1}$ , $f_{xk2}$ )

U odnosu na savijanje zida izvan ravnine mogu se razmatrati sljedeće situacije: Karakteristična čvrstoća zida na savijanje sa ravninom sloma paralelnom sa ležajnicama morta  $f_{xk1}$  i savojna čvrstoća sa ravninom sloma okomitom na ležajnice morta  $f_{xk2}$ .

Karakteristična čvrstoća na savijanje nearmiranog zida  $f_{xk}$  određuje se eksperimentalno, to je ona čvrstoća ispod koje ne pada više od 5% svih rezultata. Inače u zemljama s iskustvom i rezultatima eksperimentalnih istraživanja koji to iskustvo potvrđuju, karakterističnu čvrstoću na savijanje moguće je odrediti iz tablica poduprtih eksperimentalno dobivenim podacima.

Slika 2.7: Dva slučaja savojne čvrstoće zida  $f_{xk1}$  i  $f_{xk2}$ 

Zidni element	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Mort opće namjene		Tankoslojni mort	Lagani mort
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Glineni	0,10	0,10	0,15	0,10
Kalcijsko-silikatni	0,05	0,10	0,20	Ne koristi se
Betonski	0,05	0,10	0,20	Ne koristi se
Porasti	0,05	0,10	0,15	0,10
Industrijski kamen	0,05	0,10	Ne koristi se	Ne koristi se
Obradjeni prirodni kamen	0,05	0,10	0,15	Ne koristi se

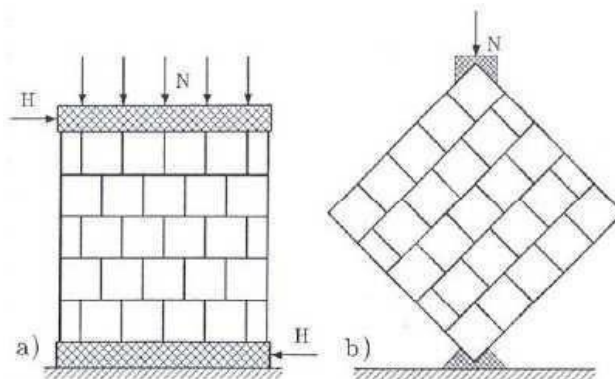
Tablica 2.5:  $f_{xk1}$  ravnina sloma paralelna s horizontalnim sljubnicama

Zidni element		$f_{xk2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
		Mort opće namjene		Tankoslojni mort	Lagani mort
		$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Glineni		0,20	0,40	0,15	0,10
Kalcijsko-silikatni		0,20	0,40	0,30	Ne koristi se
Betonski		0,20	0,40	0,30	Ne koristi se
Porasti	$\rho < 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,30	0,15
Industrijski kamen		0,20	0,40	Ne koristi se	Ne koristi se
Obradjeni prirodni kamen		0,20	0,40	0,15	Ne koristi se

Tablica 2.6:  $f_{xk2}$  ravnina sloma okomita na horizontalne sljubnice

### 2.3.4 Referentna čvrstoća zida

Referentna čvrstoća zida je ona kod koje dolazi do vlačnog otkazivanja ako imamo zid opterećen istodobno vertikalnim i horizontalnim opterećenjem. Vertikalno je opterećenje stalno prisutno, a horizontalno povremeno, uzrokovano vjetrom ili potresom. Referentnu vlačnu čvrstoću može se odrediti eksperimentalno (slika 8.) ili iz propisanih tablica.



Slika 2.8: Ispitivanje vlačne čvrstoće zida

## 2.4 Deformacijska svojstva zida

### 2.4.1 Modul elastičnosti (E)

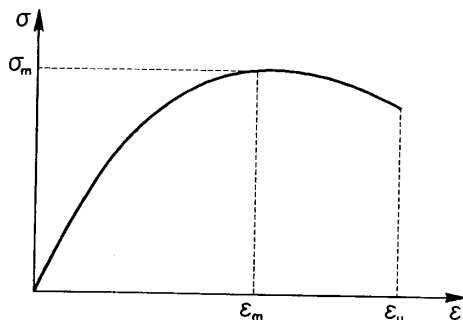
U nedostatku eksperimentalnih ispitivanja, sekantni modul elastičnosti pod opterećenjem, do 1/3 slomnog opterećenja za sve vrste zida uzima se kao  $K_E f_k$ , gdje je  $f_k$  karakteristična tlačna čvrstoća zida, a vrijednost  $K_E$  je dana nacionalnim dodatkom i preporuča se  $K_E=1000$ .

Kada se modul elastičnosti primjenjuje za granična stanja uporabljivosti, preporuča se uzeti  $E = 600 f_k$ . Ovo se uzima radi pojednostavljenja pri dimenzioniranju, a orijentacijska je vrijednost i može se promatrati kao srednja. Pri proračunu graničnog stanja uporabljivosti preporuča se reducirati modul E za 40 %.

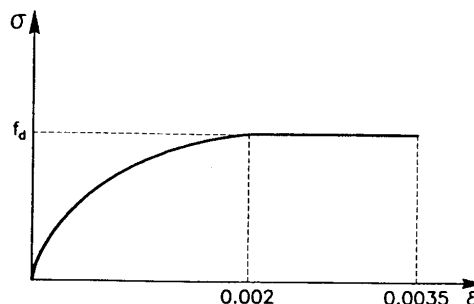
Module elastičnosti za predmetnu konstrukciju iznosi:

$$E(25 \text{ cm}) = 1000 f_k = 1000 * 4.95 = 4950 \text{ Mpa}$$

$$E(30 \text{ cm}) = 1000 f_k = 1000 * 6.35 = 6350 \text{ Mpa}$$



Crtež 2.9 – Odnos naprezanja i deformacija u tlaku [1]



Crtež 2.10 – Idealizirani dijagram naprezanje – deformacija u tlaku prema EU6 [1]

#### 2.4.2 Modul posmika ( $G$ )

Modul posmika uzima se kao 40% modula elastičnosti  $E$

Pri proračunu na djelovanje potresa uzima se kao:  $G = 0,167 E$

Modul posmika iznosi:

$$G(25 \text{ cm}) = 0.4 * E = 0.4 * 4950 = 1980 \text{ MPa}$$

$$G(30 \text{ cm}) = 0.4 * E = 0.4 * 6350 = 2540$$

Za potresno djelovanje:

$$G = 0.4 * E = 0.17 * 4950 = 826.7 \text{ MPa}$$

$$G = 0.4 * E = 0.17 * 6350 = 1060.5 \text{ MPa}$$

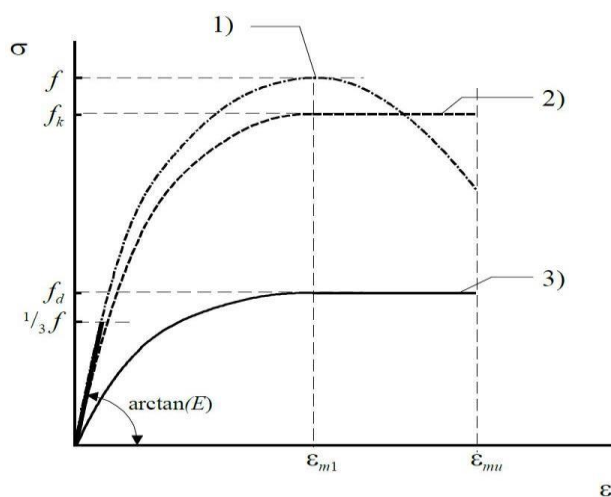
#### 2.4.3 Odnos naprezanja i relativne deformacije ( $\sigma - \epsilon$ )

Ovaj odnos je prikazan na (Slici 2.10.) kao:

- 1) tipični dijagram
- 2) idealizirani dijagram (parabola-kvadrat)
- 3) računski dijagram

U proračunu se  $\sigma - \epsilon$  dijagram može uzeti kao površina ispod parabole + pravokutnika ili kao pravokutnik za verifikaciju presjeka kod graničnog stanja nosivosti.

Valja imati na umu da zidni elementi s velikim šupljinama mogu imati krti slom već kod relativne deformacije  $\varepsilon_{m1} = 0,002$ , tj. prije horizontalnog duktilnog ponašanja (Slika 2.11.).



Slika 2.11. Računski dijagram naprežanja – relativna deformacija

Deformacijska svojstva trebala bi se odrediti eksperimentalno. U nedostatku takvih ispitivanja, vrijednosti iz tablica uzimaju se kao računске vrijednosti za puzanje, skupljanje i toplinsko širenje, a odnose se na deformacijska svojstva ziđa. Te vrijednosti su izvedene za određene vrste zidnih elemenata. Deformacijska svojstva ziđa mogu varirati značajno i zato se mora očekivati da će neke vrijednosti biti iznad, a neke ispod onih zadane u proračunu

### 3. Tehnički opis

#### 3.1 Općenito

Predmet ovog Diplomskog rada je parametarska analiza seizmičke otpornosti stambene zgrade s konstruktivnim sustavom zidanih omeđenih zidova. Predmetna konstrukcija je stambena zgrada sa osam etaža od čega je prva etaža zidana blokom debljine 30 cm, dok je ostalih sedam etaža zidano blokom debljine 25 cm. Zida je izgrađeno od blok opeke POROTHERM PROFI 30 i blok opeke POROTHERM PROFI 25. Tlocrtno je građevina približno pravokutna. Tlocrtna dimenzije navedene konstrukcije su  $L_x = 28,95$  m,  $L_y = 9,60$  na prvom katu, ukupna bruto površina građevine iznosi  $260,00$  m<sup>2</sup>. Tlocrtna dimenzije navedene konstrukcije na ostalih sedam katova su  $L_x = 28,85$  m,  $L_y = 9,50$ , ukupna bruto površina građevine na tim etažama iznosi  $256,00$  m<sup>2</sup>. Prostorije zgrade namijenjene su stanovanju.

Visina svih etaža je 2,90. Građevina ima uzdignuto prizemlje za 1.0 m te sa nadozidom od 0,70 m čini 24,9 m ukupne visine objekta mjereno od podne ploče ulaza.

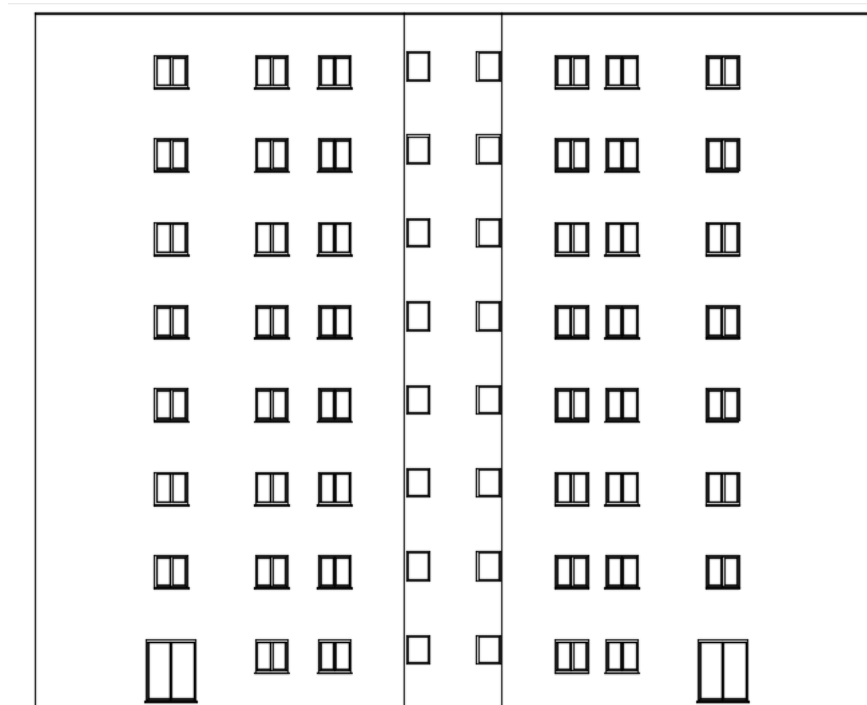
Nosivu konstrukciju čine vertikalni konstrukcijski elementi izrađeni od zida, te horizontalni konstrukcijski elementi odnosno armiranobetonske međukatne ploče debljine 0,18 m. Pokrov konstrukcije čini neprohodni ravni krov izveden od AB ploče također debljine 0,18 m. Konstrukcija je ojačana vertikalnim i horizontalnim serklažima. Iznad vanjskih vrata i prozora postavljeni su nadvoji. Svi armirano betonski elementi, dakle vertikalni i horizontalni serklaži, nadvoji i ploče, su izvedeni od betona klase C 25/30, armiranog čelikom za armiranje B 500B.

Konstrukcija temelja je armirano-betonska. Temelji su izvedeni u trakama sa nadtemeljnim zidovima i podnom pločom. Svi elementi temelja izrađeni su od betona klase C 25/30 i armirani čelikom za armiranje B 500B.

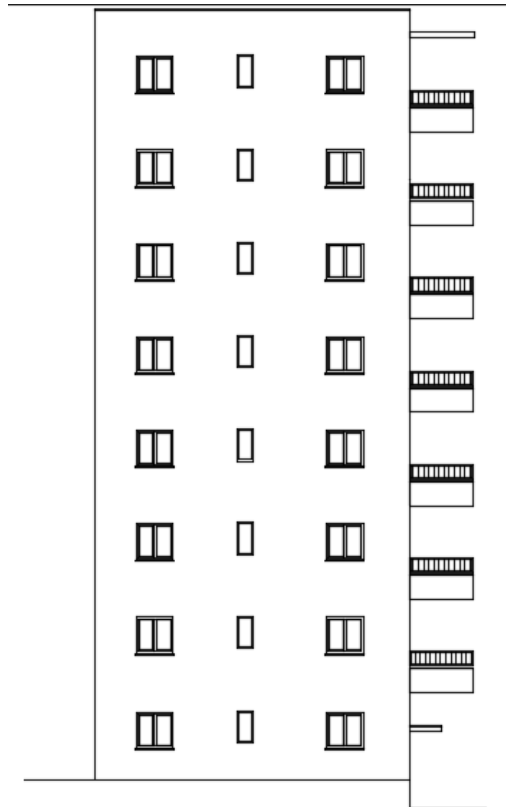
Gravitacijska djelovanja se preko međukatnih ploča prenose na zidove te horizontalne i vertikalne serklaže – do temelja. Horizontalna djelovanja se dominantno preuzimaju po zidovima. Kako se zgrada nalazi u gradu Splitu računsko ubrzanje tla iznosi 0.22g.



Crtež 3.1 - Prikaz južnog pročelja zgrade



Crtež 3.2 - Prikaz sjevernog pročelja zgrade

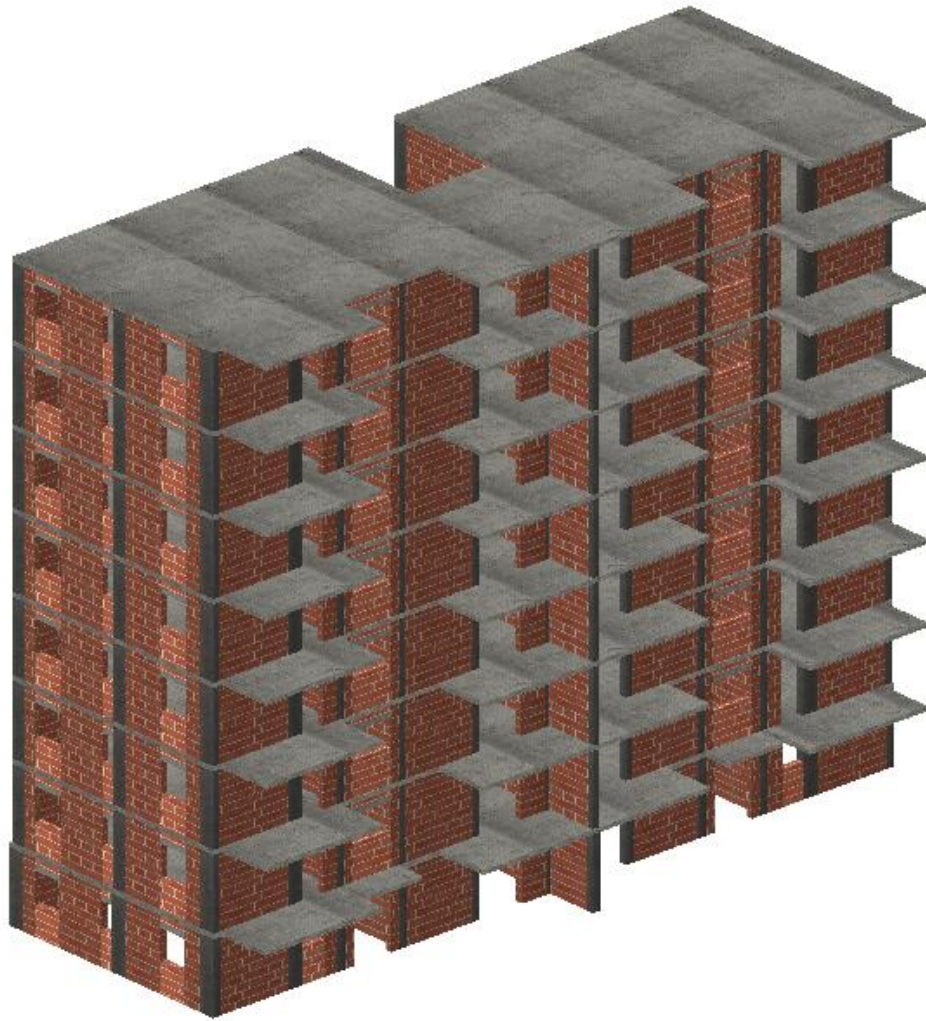


Crtež 3.3 - Prikaz bočnog pročelja zgrade

### 3.2 Proračunski modeli

Proračunski model je napravljen u računalnom programu AmQuake. AmQuake je računalni program koji kombinirajući metodu ekvivalentnog okvira i metodu naguravanja provodi dokaz potresne otpornosti za zidane konstrukcije. Cilj ove analize je bio provjeriti zadovoljava li model uvjete GSU i GSN.





*Slika 3.4: Model zgrade od 8 etaža izrađen u računalnom programu AmQuake*

### 3.3 *Konstruktivne pojedinosti*

Dimenzije vertikalnih serklaža su 30x30 cm na prvoj etaži, odnosno 25x25 cm na ostalim etažama. Na par mjesta su zbog jednostavnosti izvedbe, te ujedno i veće nosivosti izvedeni vertikalni serklaži dimenzija 30x60, 30x37.5 i 30x40 cm na prvoj etaži odnosno 25x60, 25x40, i 25x35 cm na ostalim etažama.

Vertikalni serklaži su postavljeni prema pravilima struke, tj. vodilo se računa o najvećim mogućim razmacima koje zide može imati bez ojačanja vertikalnim serklažom.

Horizontalni serklaži postavljeni su u visini međukatne konstrukcije odnosno ploče, dimenzija 30x40 cm na prvoj etaži, odnosno 25x40 na ostalih sedam etaža. Iznad vrata i prozora su nadvoji dimenzija 30x20 cm i 30x35 na prvoj etaži. Na ostalih sedam etaža nalaze se nadvoji dimenzija 25x20 cm i 25x35 cm. Svi su AB elementi, vertikalni i horizontalni serklaži, te nadvoji izvedeni od betona klase C 25/30.

Pregradni zidovi debljine su 10 cm ,povezani su u smjeru okomitom na vlastitu ravninu s nosivim zidovima odnosno nosivim dijelovima konstrukcije, te stropnim dijelovima konstrukcije u skladu s projektom zidane konstrukcije i nisu razmatrani u pogledu preuzimanja opterećenja. Nosivi zidovi (unutarnji i vanjski) ukupno opterećenje prenose preko temelja u tlo. Zide je izgrađeno od blok opeke POROTHERM PROFI 30 na prvoj etaži, na ostalim etažama koristila se blok opeka POROTHERM PROFI 25. Kao vezivo rabljeno je porotherm dryfix-extra poliuretansko ljepilo.

Međukatna konstrukcija iznad etaža izvedena je kao a - b ploče debljine 18 cm, od betona C 25/30 i armirana s B 500B.

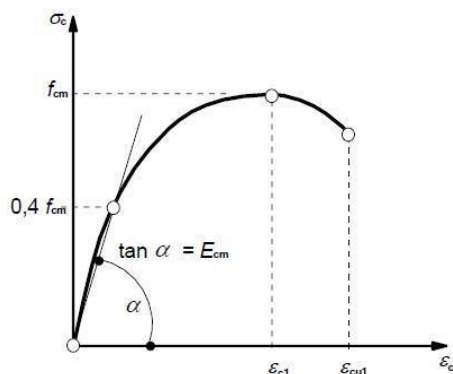
Temelji su trakasti, dimenzija 0.8 x 0,60 m, a na pojedinim mjestima 1.2 x 0.6 m , ovisno o potrebnoj nosivosti i uvjetu da kontaktna naprezanja ne premaše nosivost tla. Temelji su projektirani kao „roštilj” kako bi se ujednačilo moguće slijeganje tla i kako bi se lakše nosili sa uvrtnjem i savijanjem. Temeljenje je izvršeno na stjenovitom tlu tipa A Nadtemeljni zid je dimenzija 0,30 x 0,20 m na prednjem (ulaznom) dijelu zgrade dok je na drugom dijelu zgrade dimenzija 0,30 x 1,15 m. Podna ploča je debljine 18 cm.

Pokrov konstrukcije čini ravni krov izveden od armirano-betonske ploče također debljine 0,18 m.

Svakako još jednom treba napomenuti kako nisu napravljeni detaljni proračuni za ostale konstruktivne elemente već su uzete „okvirne“ vrijednosti te je naglasak stavljen isključivo na samo zide i njegovo ponašanje s obzirom na određene parametre.

### 3.4 Beton

Elementi konstrukcije izgrađeni su od klase betona C25/30, a sve prema "Tehničkim propisima za betonske konstrukcije" ("TPBK" N.N. 101/05 i 86/06).



Slika 3.5: Radni dijagram betona

S obzirom da obradivost betona vremenom opada, konzistencija mjerena slijeganjem (prema *HRN EN 12350-2*) na mjestu proizvodnje kretat će se oko 21 cm, a na mjestu ugradnje kretat će se od 16 do 21 cm. Na pad obradivosti utječe niz faktora (vremenske okolnosti, duljina transporta, kombinacija dodataka betonu), pa je stoga od slučaja do slučaja treba korigirati. Ovu korekciju može izvršiti samo odgovorni tehnolog za beton. Ovo je bitna veza, jer propusti značajno utječu na konačnu kakvoću betona građevine. Za konzistenciju mjerenu slijeganjem (prema *HRN EN 12350-2*) dopušteno je odstupanje  $\pm 30$  mm u odnosu na projektirano slijeganje utvrđeno u postupku prethodnih ispitivanja betona.

Ovim projektom zahtjeva se provedba ispitivanja na uzorcima betona, a u svrhu dokazivanja traženih svojstava.

Kontrolni uzorci na kojima će se provjeravati tražena svojstva očvrslog betona su kocke brida 150 mm, kocke brida 200 mm ili valjci dimenzija 150 x 300 mm, sukladni *HRN EN 12390-1*, izrađeni i njegovani prema *HRN EN 12350-1* i *HRN EN 12390-2*. Uzorci se uzorkuju na mjestu ugradnje. Ugrađivanje uzoraka betona vršiti vibratorima  $\phi 25$  mm ili nabijanjem metalnom šipkom i gumenim čekićem.

Uzorke označavati odabranom oznakom, a osnovne podatke o uzimanju istih upisivati u za to određene tiskanice za kontrolu kvalitete betona, koje trebaju supotpisivati predstavnik izvođača radova i predstavnik ovlaštene organizacije. Sve potrebne radnje kod uzimanja uzoraka do dopreme

istih u laboratorij ispitivača vršit će radnik-laborant izvođača radova. Izvođač radova mora osigurati stručnu osobu, koja će voditi brigu o kontroli betona i dokumentaciji na građevini. Tlačnu čvrstoću betona treba izraziti kao  $f_{c/koc}$  kad se određuje na uzorcima kocke i kao  $f_{c/valj}$  kad se određuje na uzorcima valjka. Tlačnu čvrstoću treba utvrditi na uzorcima ispitanim pri starosti od 28 dana, a u posebnim slučajevima uvjetuje se tlačna čvrstoća betona pri starosti manjoj od 28 dana (tehnološki uvjeti, npr. skidanje oplata).

Karakteristike betona klase C 25/30:

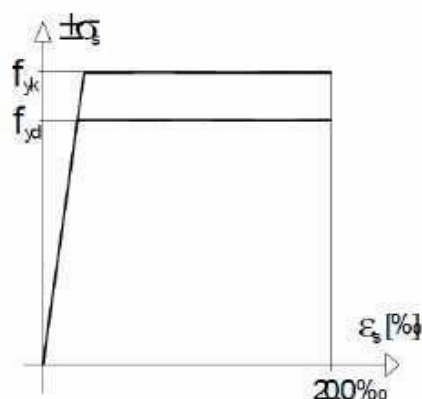
- Karakteristična tlačna čvrstoća	$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
- Posmična čvrstoća	$\tau_{Rd} = 0,30 \text{ MPa}$
- Srednja vlačna čvrstoća	$f_{ct,m} = 2,6 \text{ MPa}$
- Modul elastičnosti	$E = 31000 \text{ MPa}$
- Modul posmika	$G = 12920 \text{ MPa}$

### 3.5 Čelik(armatura)

Svi armirano-betonski elementi armirani su čelikom za armiranje B500B

Fizikalni parametri čelika za armiranje su:

Karakteristična vlačna i tlačna čvrstoća	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Modul elastičnosti	$E = 21000 \text{ MPa}$



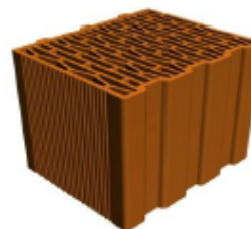
Slika 3.6: Radni dijagram čelika za armiranje

### 3.6 Blok opeka

Za nosive zidove zgrade upotrebljena je opeka POROTHERM 30 PROF I i POROTHERM 25 PROF I čija su svojstva dana u izjavi o svojstvima. Spadaju u skupinu II zidnih elemenata prema postotku šupljina i kategoriju I jer je proizvođač osigurao stalnu kontrolu kakvoće i proizvod u pošiljci ima deklariranu tlačnu čvrstoću sa 5 % fraktila.

## POROTHERM 30 PROF I

Odlučna toplinska, seizmička i zvučna svojstva. Kao vezivo koristi se tankoslojni mort ili DRYFIX.extra ljepilo koji osiguravaju iznimna toplinska svojstva, manji utrošak materijala za zidanje, a zbog suhe i brže gradnje objekti su prije spremni za useljenje. Egzaktno, vizualno lijep blok bez mortne reške te je i optimalna podloga za žbuku.



#### TEHNIČKE KARAKTERISTIKE

Dimenzije:		25x30x24,9 cm
Masa oca.:	m	12,40 kg
Tlačna čvrstoća:		10,00 N/mm <sup>2</sup>
Potrošnja opeke:		16,00 kom/m <sup>2</sup>
Potrošnja morta:		53,30 kom/m <sup>3</sup>
Težina za m <sup>2</sup> zida		3,00 l/m <sup>2</sup>
		2,77 kN/m <sup>2</sup>

Toplinska žbuka 4 cm ( $\lambda=0,08$  W/mK)

$$U=0,39 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Toplinska izolacija 6 cm ( $\lambda=0,04$  W/mK)

$$U=0,28 \text{ W/m}^2\text{K}$$

#### FIZIKALNA SVOJSTVA

Koeficijent toplinske vodljivosti*:	$\lambda$	0,15 W/mK
Koeficijent prolaznosti topline*:	U	0,45 W/m <sup>2</sup> K
Bruto volumen:	$\rho$	680,00 kg/m <sup>3</sup>
Specifični toplinski kapacitet:	c	920,00 J/kgK
Faktor otpora difuzije vodene pare:	$\mu$	5/10
Računska dozvoljena vlažnost:	Xr	2,60 %
Maksimalna dozvoljena vlažnost:	Xmax	5,40 %
Računska debljina kondenzirane vodene pare:		0,05 m
Razred raspona / Razred dopuštenih odstupanja:		T1+/R1+
Reakcija pri požaru:		A1
Otpornost na zamrzavanje:		F0
Sadržaj aktivnih topljivih soli:		S0
Grupa prema HRN EN 1996-1-1		2b

#### Certifikat

Tvrtka Wienerberger certificirala je unutarnju tvorničku kontrolu proizvodnje kojom se potvrđuje da je proizvođač proveo početno ispitivanje tipa proizvoda, da provodi stalnu kontrolu proizvodnje i da je ovlašteno tijelo provelo početni nadzor tvornice i početni nadzor tvorničke kontrole proizvodnje te da provodi stalni nadzor, procjenu i ocjenu tvorničke kontrole proizvodnje. Opekarski proizvodi tvrtke Wienerberger su u potpunosti u skladu sa Zakonom o građevnim proizvodima (NN br. 86/08), Pravilnikom o ocjenjivanju sukladnosti, ispravama o sukladnosti i označavanju građevnih proizvoda (NN br. 103/08) i Tehničkim propisom za zidane konstrukcije.

Hrvatska - Certifikat Institut IGH  
EU - Certifikat ZAG Ljubljana

#### ZVUČNE KARAKTERISTIKE

Gipsana žbuka		
POROTHERM 38 S PLUS zidan toplinskim mortom		50 dB
Toplinsko-izopacijska žbuka		
Silikatna žbuka		

\* - zidano sa tankoslojnim mortom  $\lambda=0,08$  W/mK, lagana žbuka 3 cm ( $\lambda=0,60$  W/mK)

Napomena - Potrebno je izraditi statički proračun

#### VATROOTPORNOST

Razred požarne otpornosti (min)	REI 90
---------------------------------	--------

Vatrootpornost neočbukanih zidova prema Eurocode 6: Projektiranje zidanih konstrukcija 1-2: Opća pravila - Projektiranje konstrukcija na požarno djelovanje

Slika 3.6: Svojstva opeke POROTHERM 30 PROF I

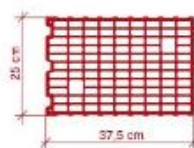
## POROTHERM 25 Profi

✖ Tehničke karakteristike			
Dimenzije		37,5x25x24,9	cm
Debljina zida	d	25	cm
NF		12,00	NF/kom
Masa	m	18,5	kg
Potrošnja opeke		10,5	kom/m <sup>2</sup>
Potrošnja opeke		42,7	kom/m <sup>3</sup>
Utrošak tankoslojnog morta		2,5 // 10,0	l/m <sup>2</sup> // l/m <sup>3</sup>
Utrošak DRYFIX.extra		150 // 610	ml/m <sup>2</sup> // ml/m <sup>3</sup>
m <sup>2</sup> od 1 m <sup>2</sup> opeke		4,07	m <sup>2</sup>
Opterećenje za m <sup>2</sup> zida (tankoslojni/DRYFIX.extra)		1,94 // 1,90	kN/m <sup>2</sup>
Opterećenje za m <sup>3</sup> zida (tankoslojni/DRYFIX.extra)		7,76 // 7,60	kN/m <sup>3</sup>

⚙ Mehaničke karakteristike			
Tlačna čvrstoća	f	10	N/mm <sup>2</sup>
Bočna tlačna čvrstoća	f <sub>b</sub>	2,5	N/mm <sup>2</sup>

⊕ Fizikalna svojstva			
Toplinska provodljivost, 10 dry unit	λ	0,145	W/mK
Bruto volumen	ρ	700	kg/m <sup>3</sup>
Specifični toplinski kapacitet	c	920	J/kgK
Faktor otpora difuziji vodene pare	μ	5/10	
Računska dozvoljena vlažnost	x <sub>v</sub>	2,6	%
Maks. dozvoljena vlažnost	x <sub>max</sub>	5,4	%
Računska debljina sloja kondenzirane vodne pare		0,05	m
Razred raspona / Razred dopuštenih odstupanja		T1+/R1+	
Reakcija pri požaru		A1	
Otpornost na zamrzavanje		F0	
Sadržaj aktivnih topljivih soli		S0	

🔥 Vatrootpornost			
Razred požarne otpornosti		REI 180*	min



### Normativi

Zidanje zidova opekom  
POROTHERM 25 Profi u tankosloj-  
nom mortu

Materijal	opeka	42,7	kom/m <sup>3</sup>
	t.mort	10,0	l/m <sup>2</sup>
Rad	KV	1,22	sat/m <sup>2</sup>
	PKV	0,41	sat/m <sup>2</sup>

Zidanje zidova opekom  
POROTHERM 25 Profi sa  
DRYFIX.extra

Materijal	opeka	42,7	kom/m <sup>3</sup>
	DRY	610	ml/m <sup>3</sup>
Rad	KV	0,95	sat/m <sup>2</sup>
	PKV	0,34	sat/m <sup>2</sup>

Slika 3.7: Svojstva opeke POROTHERM 25 PROFİ

POROTHERM PROFİ brušena opeka prirodni je i ekološki prihvatljiv proizvod koji se s pravom još može nazvati i proizvodom budućnosti. Precizno je brušena s obje strane kontroliranim kompjuterskim procesom te je izrađena od prirodnih proizvoda - gline, pijeska i piljevine, a nakon uporabe može se 100% reciklirati.

Primjenom POROTHERM PROFİ opeke osiguravamo 50% bržu gradnju, 90% manji utrošak morta, 30% bolja toplinska svojstva, minimalnu upotrebu alata i uređaja te iznimno čisto gradilište.

POROTHERM PROFİ kao vezivo rabi revolucionarno POROTHERM Dryfix.Extra ljepilo. Nanošenje veziva je vrlo jednostavno i lako te na taj način osigurava iznimnu brzinu gradnje, a zbog izbjegavanja „hladnih mostova“, omogućuju maksimalnu toplinsku zaštitu. Zidanje Porotherm Dryfix.Extra moguće je i zimi do -5 C, što znatno produžuje period gradnje.

#### 4. Analiza opterećenja

Konstrukcija treba biti planirana, projektirana i izvedena na način da tijekom predviđenog vijeka trajanja uz zadovoljavajući stupanj pouzdanosti i na ekonomičan način:

- ostane uporabiva za predviđenu namjenu
- bude u stanju podnijeti sva predviđena djelovanja i učinke tijekom izvedbe i uporabe

Proračunske situacije opisuju okolnosti u kojima konstrukcija ispunjava svoju ulogu a moraju biti dovoljno zahtjevne i tako varirane da obuhvate sve uvjete koji se mogu očekivati tijekom izvedbe i uporabe konstrukcije. Proračunski uporabni vijek je pretpostavljeno razdoblje korištenja konstrukcije uz održavanje, ali bez velikih popravaka.

Trajnost konstrukcije je njena sposobnost da tijekom svog proračunskoga uporabnog vijeka ostane sposobna za uporabu uz odgovarajuće održavanje. Treba biti projektirana ili zaštićena tako da se u periodu između uzastopnih pregleda značajno ne pogorša njena uporabljivost.

Sigurnost neke nosive konstrukcije protiv otkazivanja nosivosti općenito je uvjetovana time da njena otpornost  $R$  bude veća od ekstremnog djelovanja  $S$ , koje će na nju djelovati u vijeku njenog trajanja. Kriterij za određivanje sigurnosti nosive konstrukcije može se iskazati na sljedeći način:

$$R > S$$

Zona sigurnosti ili veličina stanja nosivosti definirana je kao razlika između otpornosti i djelovanja na konstrukciju:

$$Z = R - S$$

Granična stanja su stanja izvan kojih konstrukcija više ne zadovoljava projektom predviđene zahtjeve. Razlikuju se:

- granična stanja nosivosti – GSN (eng. ULS)
- granična stanja uporabljivosti – GSU (eng. SLS).

##### 4.1 Djelovanja na konstrukciju

Djelovanja se klasificiraju:

Prema promjenljivosti tijekom vremena

- stalna djelovanja  $G$  (vlastita težina, nepokretna oprema (dodatno stalno), pritisak tla, pritisak vode, prednapinjanje, slijeganje oslonaca, deformacije uslijed načina izgradnje konstrukcije)

- promjenljiva djelovanja  $Q$  (uporabno opterećenje, opterećenje snijegom i opterećenje vjetrom, djelovanje temperature, opterećenje ledom, promjena razine površine vode, opterećenje valovima)
- izvanredna djelovanja  $A$  (eksplozije, udar vozila, potres, požar, slijeganje i klizanje terena).

Stalna opterećenja su ona za koje se smatra da će vjerojatno djelovati na konstrukciju u cijelom vijeku trajanja, ili imati promjenu intenziteta ali su te promjene zanemarive u odnosu na srednju vrijednost.

Promjenjiva opterećenja su ona za koje je vjerojatno da će djelovati tijekom zadane proračunske situacije te da će imati promjenu intenziteta tijekom vremena.

Izvanredna opterećenja su općenito kratkog vremena trajanja, a vjerojatnost njihovog nastupanja u planiranom vijeku trajanja je mala.

Promjenjivo djelovanje ima četiri reprezentativne vrijednosti:

- karakteristična vrijednost ( $Q_k$ )
- vrijednost u kombinaciji ( $\psi_0 Q_k$ )
- česta vrijednost ( $\psi_1 Q_k$ )
- nazovistalna vrijednost ( $\psi_2 Q_k$ )

Vrijednost u kombinaciji ( $\psi_0 Q_k$ ) uzima u obzir smanjenu vjerojatnost istovremenog djelovanja više promjenljivih neovisnih opterećenja s njihovom najnepovoljnijom vrijednošću. Koristi se za provjeru graničnog stanja nosivosti i nepovratnog graničnog stanja uporabljivosti. Ova kombinacija je vrlo rijetka, u vijeku trajanja konstrukcije događa se jedanput ili nijedanput.

Česta vrijednost ( $\psi_1 Q_k$ ) koristi se za provjeru graničnog stanja nosivosti uzimajući u obzir izvanredna djelovanja i za povratna granična stanja. Ovakva česta kombinacija događa se npr. jedanput godišnje.

Nazovistalna vrijednost ( $\psi_2 Q_k$ ) također se koristi za provjeru graničnog stanja nosivosti uzimajući u obzir izvanredna djelovanja te za povratna granična stanja uporabljivosti. Nazovistalna kombinacija događa se npr. jedan put tjedno.



#### 4.2. Stalno djelovanje

U računalnom modelu vlastita težina nosive konstrukcije je zadana s  $G_0=4.5 \text{ kN/m}^2$ , a dodatno stalno opterećenje je zadano s  $G_1=2,3 \text{ kN/m}^2$ .

Dok je u proračunu pojednostavljenim postupkom to prikazano zbrojeno kao stalno djelovanje u iznosu od  $G=6.8 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.3. Dodatno stalno djelovanje

##### RAVNI KROV:

- završni sloj, izolacije, instalacije, žbuka	0.50 kN/m <sup>2</sup>
- <u>beton za pad; d = 6 cm; <math>\gamma = 22 \text{ kN/m}^3</math></u>	<u>1.30 kN/m<sup>2</sup></u>
Dodatno stalno djelovanje za međukatnu konstrukciju krova iznosi:	g = 1.80 kN/m <sup>2</sup>

##### POD IZMEĐU STANOVA:

- pregradni zidovi	0.50 kN/m <sup>2</sup>
- završni sloj poda, izolacije, instalacije, žbuka	0.50 kN/m <sup>2</sup>
- <u>a-c estrih; d = 6 cm; <math>\gamma = 22 \text{ kN/m}^3</math></u>	<u>1.30 kN/m<sup>2</sup></u>
Dodatno stalno djelovanje za međukatnu konstrukciju iznosi:	g = 2.30 kN/m <sup>2</sup>

##### BALKONI:

- završni sloj poda, izolacije, instalacije, žbuka	0.50 kN/m <sup>2</sup>
- <u>a-c estrih; d = 6 cm; <math>\gamma = 22 \text{ kN/m}^3</math></u>	<u>1.30 kN/m<sup>2</sup></u>
Dodatno stalno djelovanje za međukatnu konstrukciju balkona iznosi:	g = 1.80 kN/m <sup>2</sup>

##### STUBIŠTE:

- završni sloj poda, izolacije, instalacije, žbuka	0.50 kN/m <sup>2</sup>
- <u>a-c estrih; d = 6 cm; <math>\gamma = 22 \text{ kN/m}^3</math></u>	<u>1.30 kN/m<sup>2</sup></u>
Dodatno stalno djelovanje za stubište iznosi:	g = 1.80 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.4. Korisno djelovanje

Uporabna opterećenja se uglavnom svrstavaju u promjenljiva i slobodna. Uporabno opterećenje u zgradama je ono koje proizlazi iz samog korištenja i uglavnom je modelirano jednoliko raspoređenim opterećenjem. Karakteristične vrijednosti ove vrste opterećenja dane su u ovisnosti o namjeni. U nekim slučajevima važna su i koncentrirana uporabna opterećenja i to sama ili u kombinaciji s kontinuiranim opterećenjem. Prostorije u zgradama ovisno o namjeni svrstane su u pet osnovnih razreda i neke podrazrede s odgovarajućim karakterističnim opterećenjem.

A	Stambene prostorije, odjeljenja u bolnicama, hotelske sobe
B	Uredi
C	Površine na kojima je moguće okupljanje ljudi (5 podrazreda prema vjerojatnoj gustoći okupljanja i gužve)
D	Prodajne površine
E	Površine za skladištenje

Tablica 4.1. Razredi prostorija

Opterećenje	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
A - općenito	2,0	2,0
- stubišta	3,0	2,0
- balkoni	4,0	2,0
B	3,0	2,0
C - C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
D - D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
E	6,0	7,0

Tablica 4.2. Uporabna opterećenja u zgradama

U računalnom modelu uporabno opterećenje je zadano s  $Q=2,0$  kN/m<sup>2</sup> (stambeni prostor, stubišta i poslovni prostor, balkoni), dok je u pojednostavljenom postupku uzeto  $Q=2,0$  kN/m<sup>2</sup> za svaki kat i za krov  $Q=1,0$  kN/m<sup>2</sup>.

Pokretno opterećenje, korišteno u modelu objekta je najmanje koje se smije primijeniti na zgradama. Na zahtjev investitora ili pri procjeni projektanta smije se koristiti i veće opterećenje.

#### 4.5. Opterećenje snijegom

Opterećenje snijegom proračunava se na osnovi karakterističnog opterećenja  $s_k$ , koje odgovara jednolikom snijegu koji je napadao pri mirnim vremenskim uvjetima na ravno tlo. Opterećenje djeluje vertikalno i odnosi se na horizontalnu projekciju površine krova te se odnosi na snijeg koji je prirodno napadao.

Opterećenje snijegom na tlo zavisi od geografskog položaja i nadmorske visine lokacije koja se razmatra i dano je na nacionalnoj osnovi u obliku karata s odgovarajućom geografskom lokacijom. Tipična mapa karakterističnog opterećenja snijegom na tlo  $s_k$  dana je na *Crtežu 4.1*:



Crtež 4.1 - Karta snježnih područja RH

Tablica 4.3 - Opterećenje snijegom za snježna područja i pripadajuće nadmorske visine

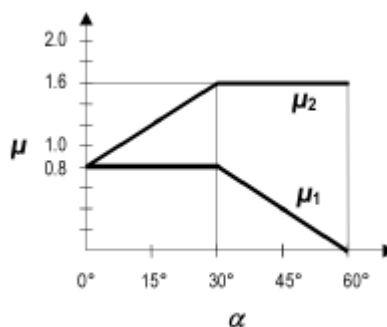
Nadmorska visina do (m)	1.Područje – priobalje i otoci (kN/m <sup>2</sup> )	2.Područje – zaleđe Dalmacije, Primorja i Istre (kN/m <sup>2</sup> )	3.Područje – kontinentalna Hrvatska (kN/m <sup>2</sup> )	4.Područje – gorska Hrvatska (kN/m <sup>2</sup> )
100	0,50	0,75	1,00	1,25
200	0,50	0,75	1,25	1,50
300	0,50	0,75	1,50	1,75
400	0,50	1,00	1,75	2,00
500	0,50	1,25	2,00	2,50
600	0,50	1,50	2,25	3,00
700	0,50	2,00	2,50	3,50
800	0,50	2,50	2,75	4,00
900	1,00	3,00	3,00	4,50
1000	2,00	4,00	3,50	5,00
1100	3,00	5,00	4,00	5,50
1200	4,00	6,00	4,50	6,00
1300	5,00	7,00		7,00
1400	6,00	8,00		8,00
1500		9,00		9,00
1600		10,00		10,00
1700		11,00		11,00
1800		12,00		

Odgovarajuće opterećenje snijegom izračunamo iz izraza:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Pri čemu je:

- koeficijent oblika za opterećenje snijegom (ovisi o obliku i nagibu krova, te o rasporedu snijega na krovnoj plohi); 0.8 za krov nagiba od 0° do 15°;



Crtež 4.2 – Dijagram za određivanje koeficijenta oblika opterećenja snijegom na krovu u ovisnosti o kutu  $\alpha$

- $s_k$  karakteristična vrijednost opterećenja na tlu u (ovisno o lokaciji i nadmorskoj visini konstrukcije);  $0.50 \text{ kN/m}^2$  za I. područje do 100 m nadmorske visine;
- $C_e$  koeficijent izloženosti (obično uzima vrijednost 1.0);
- $C_t$  toplinski koeficijent (obično uzima vrijednost 1.0)

Proračunska građevina se nalazi u Splitu, tj. području I, nadmorska visina do 100 m, pri čemu je  $s_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$ .

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,50 = 0,40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Napomena: Za opterećenje krova mjerodavno je korisno opterećenje od  $q = 1.0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.6. Vjetar

Opterećenje vjetrom definirano je EC 1991-1-4 – Djelovanje vjetra (Eurocode 1: Actions on structures - General actions - Part 1-4: Wind actions).  $v_{b0}$  (ili  $v_{ref0}$  - u prednormi) je poredbena vrijednost brzine vjetra ovisna o geografskom položaju objekta (dana na karti). Poredbena vrijednost brzine vjetra je karakteristična srednja 10-minutna vrijednost brzine vjetra, neovisna o smjeru vjetra, vremenu i godišnjem dobu, na 10 m iznad površine otvorenog terena, koji može biti obrastao travom i grmljem i manjim preprekama.

Vrijednost poredbene brzine vjetra  $v_{b0}$  dodatno se korigira s obzirom na smjer vjetra, godišnje doba i nadmorsku visinu, te se tako dobiva osnovna brzina vjetra:

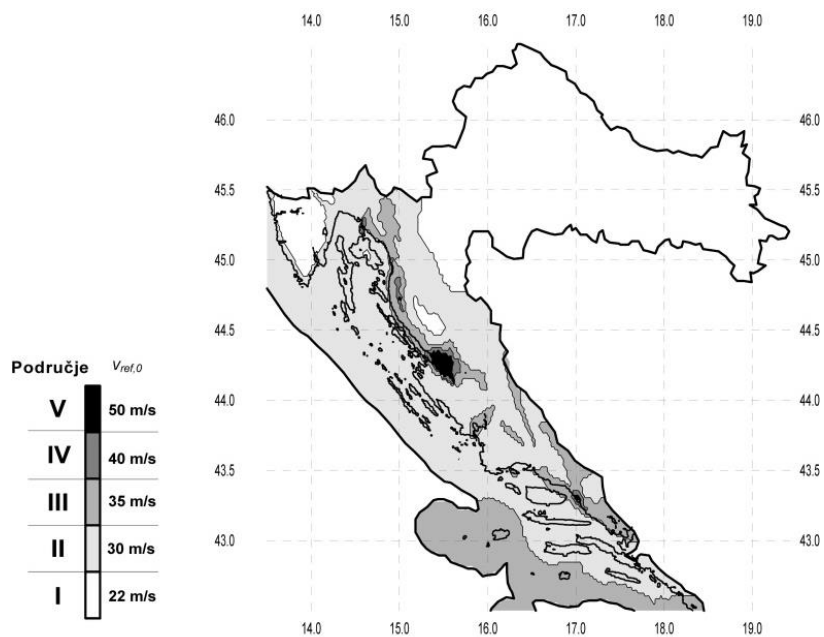
$$v_b = c_{DIR} \cdot c_{TEM} \cdot c_{ALT} \cdot v_{b0}$$

Koeficijent smjera vjetra ( $c_{DIR}$ ) proizlazi iz odnosa brzine vjetra za različiti smjer vjetra i uzima se za cijelo područje Hrvatske:  $c_{DIR} = 1,0$ . Koeficijent godišnjeg doba ( $c_{TEM}$ ) se uzima za cijelo područje Hrvatske:  $c_{TEM} = 1,0$ .

Koeficijent nadmorske visine ( $c_{ALT}$ ) koji obuhvaća povećanje brzine vjetra s nadmorskom visinom, zbog ograničenog broja mjernih mjesta na planinskom području Republike Hrvatske nije moguće egzaktno odrediti, te se koristi izraz:

$$c_{ALT} = 1 + 0,0001 \cdot a_s \sim 1,00,$$

gdje je  $a_s$  = nadmorska visina mjesta u (m).



Crtež 4.3 - Prikaz brzina vjetra raspoređenih po zonama RH

Predmetna konstrukcija se nalazi u području II te  $v_{ref,0}$  iznosi 30m/s.

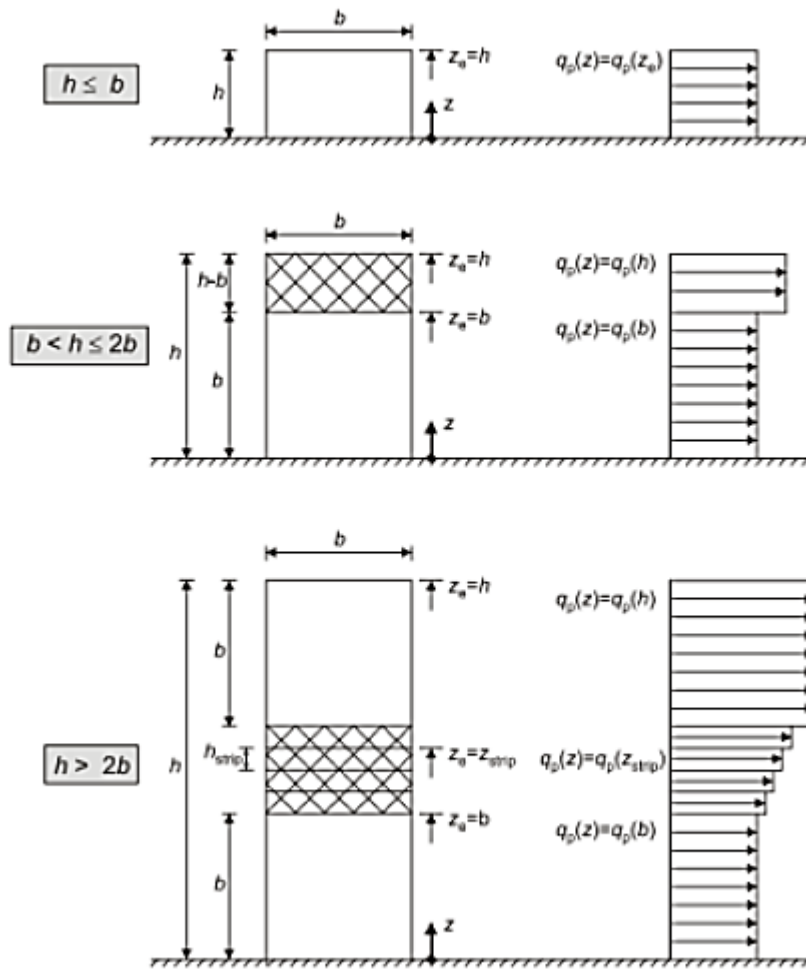
Tablica 4.4 - Kategorije terena i parametri terena

	Opis	$k_r$	$z_0$ [m]	$Z_{min}$ [m]
0	More ili područje uz more otvoreno prema moru	0.156	0.003	1
I	Uzburkano otvoreno more ili jezero, s najmanje 5 km dužine navjetrine i gladak ravan teren bez prepreka	0.170	0.01	1
II	Poljoprivredno zemljište s ogradama, povremenim malim poljoprivrednim objektima, kućama ili drvećem	0.190	0.05	2
III	Predgrađa ili industrijske zone i stalne šume	0.215	0.30	5
IV	Urbane zone u kojima je najmanje 15% površine pokriveno zgradama čija je srednja visina veća od 15 m	0.234	1.00	10

Maksimalna visina  $Z_{max}$  se obično uzima 200 m.

Faktor terena  $k_r$  promatramo za kategoriju terena IV.

Raspodjela tlaka po visini vertikalnog zida:

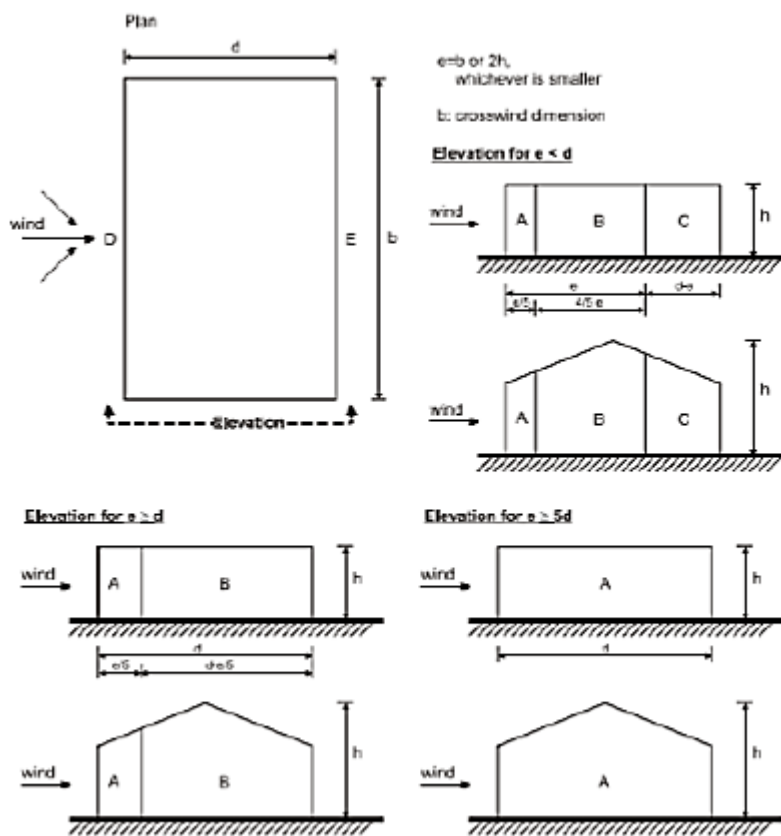


Crtež 4.4 – Referentna visina  $z_e$  u ovisnosti  $h$  i  $b$ , te odgovarajući profil pritiska



Podjela predmetne zgrade na zone i određivanje koeficijenta vanjskog tlaka:

1. Vertikalni zidovi

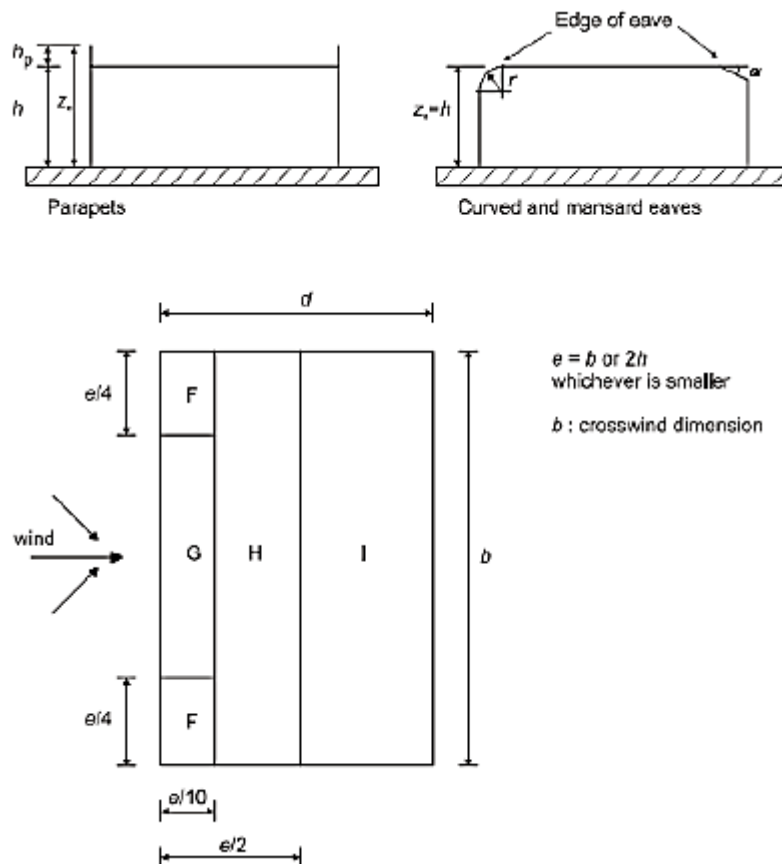


Crtež 4.5 – Područja djelovanja vanjskog tlaka za vertikalne zidove

Tablica 4.5 - Koeficijenti vanjskog tlaka za vertikalne zidove

Zone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

1. Ravni krovovi



Crtež 4.6 – Područja djelovanja vanjskog tlaka za ravne krovove

Tablica 4.1 - Koeficijenti vanjskog tlaka za ravne krovove

Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
With Parapets	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

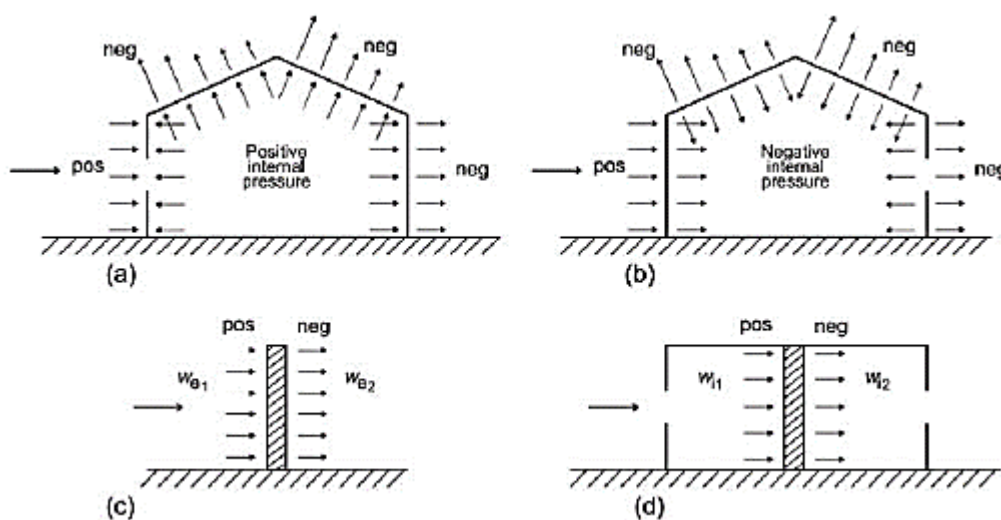
**Napomena:** U modelu konstrukcije, djelovanje vjetra na krov je uključeno u korisno opterećenje u iznosu od 1 kN/m<sup>2</sup>.

Određivanje koeficijenta unutarnjeg tlaka:

Maksimalni koeficijent unutarnjeg tlaka je + 0.8, a minimalni koeficijent unutarnjeg tlaka (podtlak) je - 0.5.

Rezultirajuće djelovanje vjetra:

Rezultirajuća sila vjetra na vanjske i unutarnje plohe ( $w_e$  i  $w_i$ ) se raspoređi prema shemi prikazanoj na narednoj slici, te se zbrajanjem odnosno oduzimanjem rezultirajuće sile vjetra dobije ekvivalentna sila vjetra na plohu.



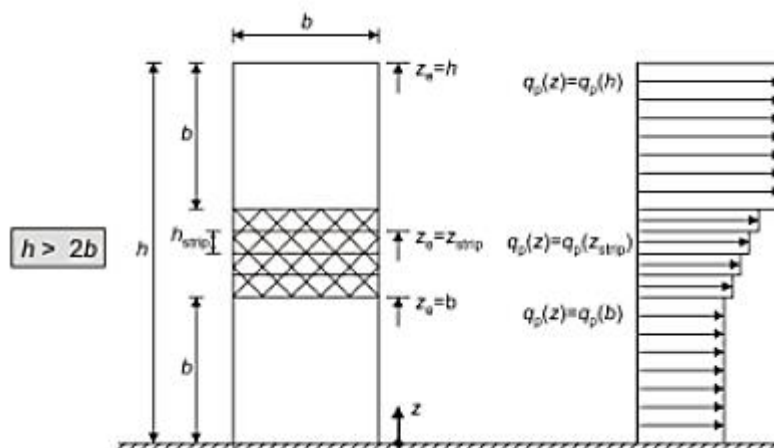
Crtež 4.7 - Smjer djelovanja unutarnjeg i vanjskog tlaka

U daljnjoj razradi proračuna opterećenja vjetrom prikazana je analiza vjetra u pojedinom smjeru i dobiveni rezultati.

#### 4.6.1 Analiza vjetra u x smjeru

Poredbena visina zgrade:

X SMJER:  $h = 25\text{m} > 2b = 19.2\text{m}$  ;  $z_e = h = 25\text{m}$  ;  $z_c = b = 9.6\text{m}$



Crtež 4.8 - Prikaz raspodjele opterećenja po zidu na strani vjetra u x smjeru

Pritisak tlaka za visinu zgrade h:

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 30 = 30 \frac{m}{s}$$

Faktor terena  $k_r$  promatramo za kategoriju terena IV.

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{1,00}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234$$

$$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,234 \cdot \ln \left( \frac{25,00}{1,00} \right) = 0,753$$

$$z_{\min} = 10 \text{ m}, z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_{0(z)} = 1,0$$

Srednja brzina vjetra iznad terena:

$$v_{m(z)} = v_b \cdot C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} = 30 \cdot 0,753 \cdot 1,0 = 22,59 \left( \frac{m}{s} \right)$$

Intezitet turbulencije:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln \left( \frac{25,00}{1,00} \right)} = 0,324$$

Tlak pri vršnoj brzini:  $q_p(z_e): \rho_{zr} = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{\rho_{zr}}{2} \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,324] \cdot \frac{1,25}{2} \cdot 22,59^2 = 1042,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 1,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = q_p(h)$$

Pritisak tlaka za visinu zgrade b:

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 30 = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Faktor terena  $k_r$  promatramo za kategoriju terena IV.

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{1,00}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234$$

$$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,234 \cdot \ln \left( \frac{9,6}{1,00} \right) = 0,527$$

$$z_{\min} = 10 \text{ m}, z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_{0(z)} = 1,0$$

Srednja brzina vjetra iznad terena:

$$v_{m(z)} = v_b \cdot C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} = 30 \cdot 0,527 \cdot 1,0 = 15,80 \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Intezitet turbulencije:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln(9,60/1,00)} = 0,444$$

Tlak pri vršnoj brzini:  $q_p(z_e): \rho_{zr} = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{\rho_{zr}}{2} \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,444] \cdot \frac{1,25}{2} \cdot 15,80^2 = 640,95 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = q_p(b)$$

Podjela konstrukcije na zone i određivanje koeficijenta vanjskog tlaka:

$$\frac{h}{d} = \frac{25}{29} = 0,862 ; b = 9,6m ; 2h = 50m ; e = \min\{b, 2h\} = 9,6m ; d = 29m$$

Za opterećenje vjetrom u x smjeru promatramo zone definirane odnosom  $d > e$ , te se iz *Tablice 4.4* u ovisnosti o omjeru  $h/d$  očitaju vrijednosti vanjskog tlaka  $c_{pe,10}$ .

Rezultirajuće djelovanje vjetra:

*Tablica 4.2 - Pritisak vjetra za visinu konstrukcije  $h = 25m$*

$z = h$	$q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_{pe}$ $c_{pe,10}$	$c_{pi}$ max	$c_{pi}$ min	"+" max	"+" min	$W_{uk}$ max (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{uk}$ min (kN/m <sup>2</sup> )
A	1.04	-1,20	+0,8	-0,5	-2,00	-0,70	-2.08	-0,73
B	1.04	-0,80	+0,8	-0,5	-1,60	-0,30	-1,66	-0,31
C	1.04	-0,50	+0,8	-0,5	-1,30	-	-1,35	-
D	1.04	+0,78	+0,8	-0,5	+0,02	+1,28	+0,02	+1,33
E	1.04	-0,46	+0,8	-0,5	-1,26	+0,04	-1,31	+0,04

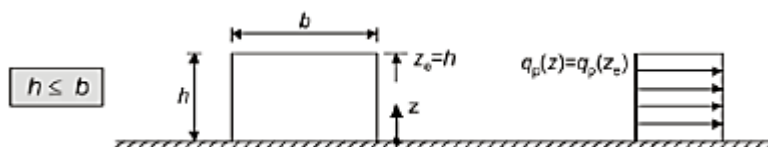
*Tablica 4.3 - Pritisak vjetra za visinu konstrukcije  $h = b = 9,6m$*

$z = b$	$q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_{pe}$ $c_{pe,10}$	$c_{pi}$ max	$c_{pi}$ min	"+" max	"+" min	$W_{uk}$ max (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{uk}$ min (kN/m <sup>2</sup> )
A	0,64	-1,20	+0,8	-0,5	-2,00	-0,70	-1,28	-0,45
B	0,64	-0,80	+0,8	-0,5	-1,60	-0,30	-1,02	-0,19
C	0,64	-0,50	+0,8	-0,5	-1,30	-	-0,83	-
D	0,64	+0,78	+0,8	-0,5	+0,02	+1,28	+0,01	+0,82
E	0,64	-0,46	+0,8	-0,5	-1,26	+0,04	-0,81	+0,03

#### 4.6.2. Analiza vjetra u y smjeru

Poredbena visina zgrade:

Y SMJER:  $h = 25\text{m} \leq b = 9,6\text{m}$  ;  $z_e = h = 25\text{m}$



Crtež 4.9 - Prikaz raspodjele opterećenja po zidu na strani vjetra u y smjeru

Pritisak tlaka za visinu zgrade h:

$$v_b = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 30 = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Faktor terena  $k_r$  promatramo za kategoriju terena IV.

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left( \frac{1,00}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234$$

$$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,234 \cdot \ln \left( \frac{25,00}{1,00} \right) = 0,753$$

$$z_{\min} = 10 \text{ m}, z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_{0(z)} = 1,0$$

Srednja brzina vjetra iznad terena:

$$v_{m(z)} = v_b \cdot C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} = 30 \cdot 0,753 \cdot 1,0 = 22,59 \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Intezitet turbulencije:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1,0 \cdot \ln(25,00/1,00)} = 0,324$$

Tlak pri vršnoj brzini:  $q_p(z_e)$ :  $\rho_{zr} = 1,25 \text{ kg/m}^3$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{\rho_{zr}}{2} \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,324] \cdot \frac{1,25}{2} \cdot 22,59^2 = 1040 \frac{N}{m^2} = 1,04 \frac{kN}{m^2} = q_p(h)$$

Podjela konstrukcije na zone i određivanje koeficijenta vanjskog tlaka:

$$\frac{h}{d} = \frac{25}{9,6} = 2,6 ; b = 29m ; 2h = 50m ; e = \min\{b, 2h\} = 29m ; d = 9,6m$$

Za opterećenje vjetrom u y smjeru promatramo zone definirane odnosom  $e \geq d$ , te se iz *Tablice 4.4* u ovisnosti o omjeru  $h/d$  očitaju vrijednosti vanjskog tlaka  $c_{pe,10}$ .

Rezultirajuće djelovanje vjetra:

*Tablica 4.4 - Pritisak vjetra za visinu konstrukcije  $h = 25m$*

$z = h$	$q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_{pe}$ $c_{pe,10}$	$c_{pi}$ max	$c_{pi}$ min	"+" max	"+" min	$W_{uk}$ max (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{uk}$ min (kN/m <sup>2</sup> )
A	1,04	-1,20	+0,8	-0,5	-2,00	-0,70	-2,08	-0,73
B	1,04	-0,80	+0,8	-0,5	-1,60	-0,30	-1,66	-0,31
D	1,04	+0,80	+0,8	-0,5	-	+1,30	-	+1,35
E	1,04	-0,58	+0,8	-0,5	-1,38	-0,08	-1,44	-0,08

NAPOMENA:

Djelovanje vjetra i snijega na konstrukciju je zanemarivo malo, u odnosu na potresno djelovanje, zbog čega se nisu uzimali u proračunu kod programskog paketa AMQUAKE.



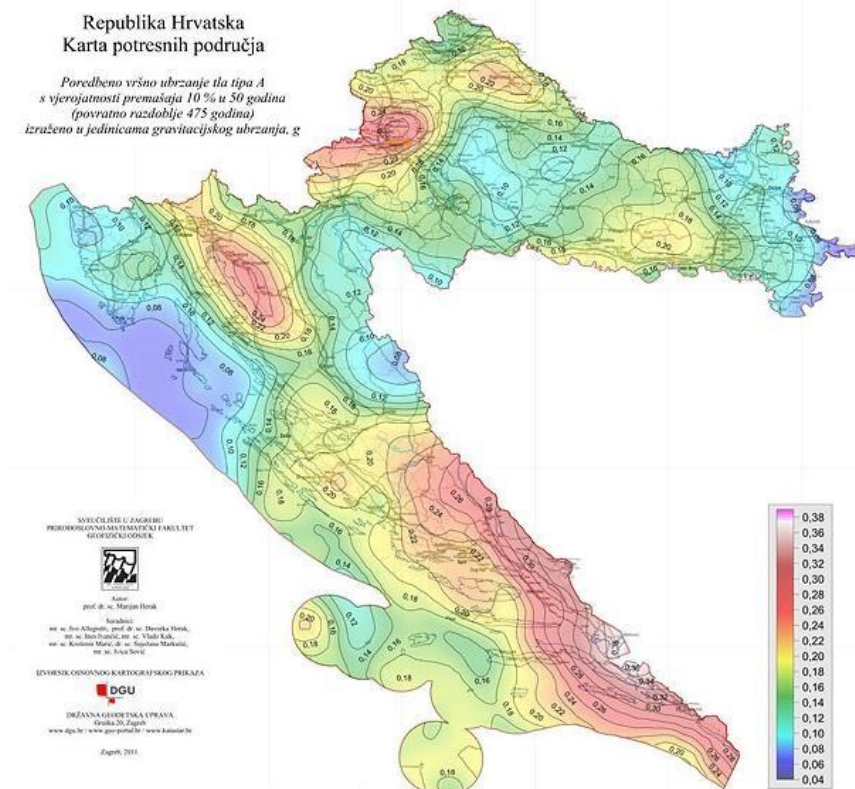
#### 4.7. Opterećenje potresom (Izvanredno djelovanje)

Računsko ubrzanje tla ovisno o području na kojima se nalazi promatrani grad, a prikazano je u (Tablica 4.9.), dok je faktor ponašanja za ovakvu vrstu građevine usvojen  $q = 2,5$ . Uzeta je kategorija tla tipa A. Konstrukcija se nalazi na području Splita gdje poredbeno vršno ubrzanje tla iznosi  $a_{gR} = 0,22g$  prema seizmološkoj karti Republike Hrvatske. Računsko ubrzanje je očitano za povratni period 475 godina.

Grad	DUBROVNIK	ZAGREB	RIJEKA	SPLIT	ZADAR	OSIJEK
$a_g$	<b>0,300 g</b>	<b>0,250 g</b>	<b>0,225 g</b>	<b>0,220 g</b>	<b>0,175 g</b>	<b>0,150 g</b>

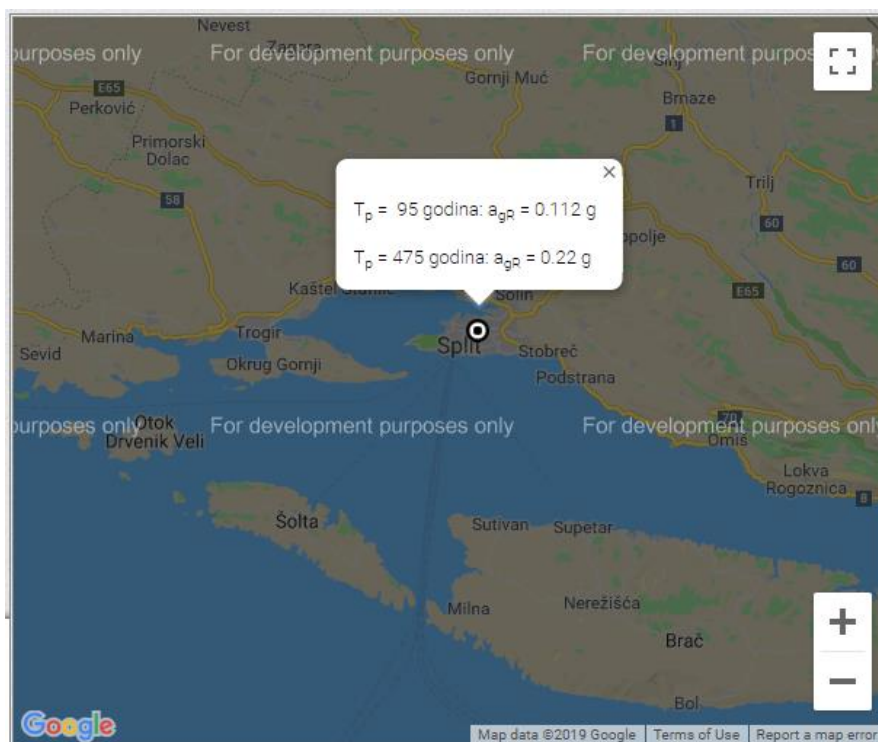
Tablica 4.9: Računsko ubrzanje tla po gradovima

Potres se razmatra kao fenomen velike količine energije i veoma je kratkog trajanja. Seizmičko djelovanje određuje se preko računskog ubrzanja tla  $a_g$  koje odgovara povratnom periodu potresa od 475 godina. Računsko ubrzanje tla ovisi o stupnju seizmičkog rizika i određuje se na temelju odgovarajućih seizmoloških ispitivanja lokacije građevine ili prema usvojenim vrijednostima za seizmička područja državnog teritorija. Računska ubrzanja tla daju



se državnim propisima.

Slika 4.10: Karta potresnih područja



Crtež 4.10 - Prikaz seizmičkih parametara za predmetnu lokaciju

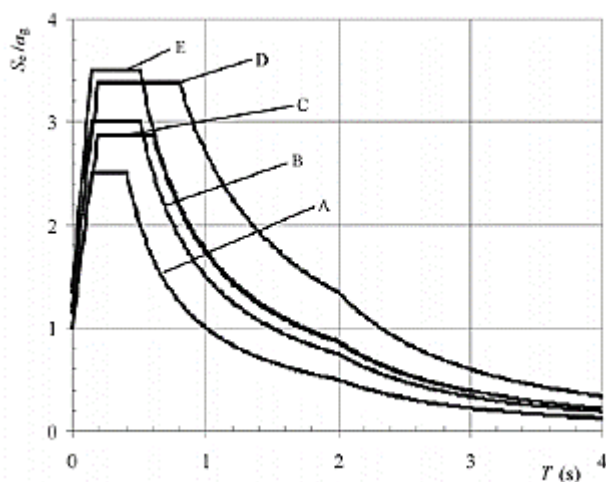
Tablica 4.10 - Razredi važnosti za zgrade

Razred važnosti	Zgrada
I	Zgrade manje važnosti za javnu sigurnost, npr. poljoprivredne zgrade itd.
II	Obične zgrade koje ne pripadaju drugim kategorijama
III	Zgrade čija je potresna otpornost važna s obzirom na posljedice vezane s rušenjem, npr. škole, dvorane za skupove, kulturne institucije itd.
IV	Zgrade čija je cjelovitost tijekom potresa od životne važnosti za civilnu zaštitu, npr. bolnice, vatrogasne postaje, energane itd.

Horizontalno gibanje tla na površini Zemlje uzrokovano potresom modelira se s elastičnim spektrom odgovora ubrzanja podloge. Računsko ubrzanje tla  $a_g$  ovisi o stupnju seizmičkog rizika I određuje se na temelju odgovarajućih seizmoloških ispitivanja lokacije građevine ili prema usvojenim vrijednostima za seizmička područja državnog teritorija.

Seizmičko djelovanje obično se predstavlja sa tri komponente (gibanje točke opisuje s dvije horizontalne i jednom vertikalnom komponentom). Za određivanje jedne komponente seizmičkog djelovanja obično se koristi spektar seizmičkog ubrzanja tla u jednom translacijskom smjeru.

Elastični spektar odgovora (ubrzanja) definira se analitički i kvalitativno prema *Crtežu 4.12*.



Crtež 4.11 – Preporučeni elastični spektar odziva tipa I za temeljna tla tipa A do E (5%-tno prigušenje) [8]

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

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

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

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

gdje je:

$S_e(T)$  elastični spektar odziva

$T$  period vibracija linearnog sustava s jednim stupnjem slobode

$a_g$  proračunsko ubrzanje na temeljnom tlu tipa A ( $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ )

$T_B$  donja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja

$T_C$  gornja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja

$T_D$  vrijednost koja definira početak konstantnog raspona odziva u spektru pomaka

$S$  faktor tla

$\eta$  faktor korekcije prigušenja uz poredbenu vrijednost  $\eta = 1$  za 5%-tno viskozno prigušenje

Utjecaj potresa na konstrukciju ovisi i o vrsti tla na kojem se konstrukcija gradi.

Proračunska konstrukcija spada u razred tla A za koju vrijedi:

- stijena ili druga geološka formacija poput stijene uključujući najviše 5 m slabijeg materijala na površini
- brzina širenja poprečnih valova  $v_s > 800$  m/s

Tablica 4.11 - Vrijednosti parametara koje opisuju preporučeni elastični spektar odziva tipa I

Ground type	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
<b>A</b>	1,0	0,15	0,4	2,0
<b>B</b>	1,2	0,15	0,5	2,0
<b>C</b>	1,15	0,20	0,6	2,0
<b>D</b>	1,35	0,20	0,8	2,0
<b>E</b>	1,4	0,15	0,5	2,0

Kapacitet konstrukcijskog sustava koji preuzima potresno djelovanje u nelinearnome području općenito dopušta proračun na djelovanje sila koje su manje od onih koje odgovaraju linearnom elastičnom odzivu. Da bi se u proračunu izbjegao nelinearni proračun, uzima se u obzir kapacitet trošenja energije u konstrukciji putem uglavnom duktilnog ponašanja njezinih elemenata i/ili drugih mehanizama te se provodi linearni proračun utemeljen na spektru odziva umanjenom u odnosu na elastični spektar. Taj se spektar naziva "proračunski spektar". To se umanjenje postiže uvođenjem faktora ponašanja  $q$ . Faktor ponašanja  $q$  približno je omjer potresnih sila kojima bi građevina bila izložena kad bi njezin odziv bio u cijelosti elastičan uz 5%-tno viskozno prigušenje i stvarnih potresnih sila koje bi se pojavile na promatranom sustavu.

Izrazi za računski spektar:

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

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

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

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_a(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\}$$

Faktori ponašanja konstrukcije ovise o tipu konstrukcije. Načelno, veći faktor pokazuje duktilnije ponašanje i smanjuje ukupne seizmičke sile na konstrukciju. Predmetna konstrukcija se sastoji od vanjskih zidova od porobetona i unutrašnjih armirano betonskih zidova.

Prema Tehničkom propisu za građevinske konstrukcije [2]: "Za dokaz graničnog stanja nosivosti konstrukcija u kojima se kombiniraju zidane konstrukcije s drugim vrstama konstrukcija na djelovanje potresa, potrebno je uzeti jedinstveni faktor ponašanja (q), koji odgovara manjoj vrijednosti faktora ponašanja analizirajući pojedine vrste konstrukcija neovisno, a proračun i razrada detalja za osiguranje duktilnosti provode se sukladno posebnim pravilima propisanim ovim Propisom za pojedine vrste konstrukcija."

Tablica 4.12 - Tipovi gradnje i faktor ponašanja za zide

Tipovi gradnje	Faktor ponašanja q	
	EN 1998-1	NA <sup>1)</sup>
Nearmirano zide – samo EN 1996 (preporuka: mala seizmičnost)	1,5	
Nearmirano zide – EN 1996 i EN 1998-1	1,5 – 2,5	2,0
Omeđeno zide	2,0 – 3,0	2,5
Armirano zide	2,5 – 3,0	2,5

## 5. Pojednostavljeni proračun

Pravila za jednostavne zidane zgrade (prema EC 8) koja osiguravaju dovoljnu tlačnu nosivost zida kao i pravilan raspored elemenata građevine jesu:

1. Potrebno je ograničiti dopušteni broj katova iznad temeljnog tla  $n$  ovisno o umnošku  $asS$  za lokaciju i tip gradnje, a u oba ortogonalna smjera treba predvidjeti nosive zidove čija je najmanje površina presjeka  $A_{min}$  izražena kao najmanji postotak ukupne površine stropa po katu  $p_{A,min}$ .
2. Tlocrt zgrade treba biti približno pravokutnog oblika s omjerom ne većim od 4.
3. Građevina mora biti ukružena nosivim zidovima sa simetričnim rasporedom u odnosu na središte zgrade.
4. Središte krutosti i središte masa zgrade trebali bi se poklapati.
5. U oba horizontalna smjera razlika masa i razlika površina presjeka nosivih zidova susjednih katova treba biti ograničena maksimalnim vrijednostima  $\Delta_{m,max} = 20\%$  i  $\Delta_{A,max} = 20\%$ .
6. Omjer horizontalne površine zidova i površine kata dat je tablično:

Vršno ubrzanja tla	$a < 0,20g$	$0,20g < a < 0,30g$	$a < 0,30g$
Nearmirano zide	3%	5%	6%
Omeđeno i armirano zide	2%	4%	5%

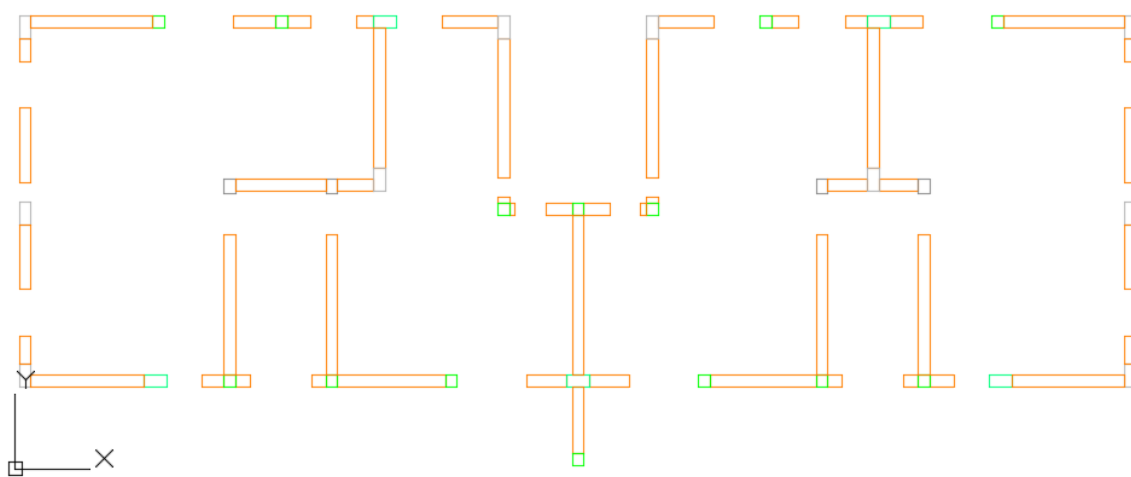
Tablica 5.1. Omjeri površine zidova i katova

7. Omjer katne visine i duljine zida ( $h/l$ ) ne smije biti veći od 2 za nearmirane, niti 3 za omeđene zidove.
8. Nearmiran, nepovezan zid ne smije biti dulji od 7m.

## 5.1. Izračun udjela nosivih zidova u ukupnoj tlocrtnoj površini etaže

### 5.1.1 Karakteristična etaža sa debljinom zidova 30 cm

Debljina zidova u x i y smjeru:	30 cm
Tlocrtna površina etaže:	260.7 m <sup>2</sup>



Crtež 5.1 - Tlocrt zidova etaže prizemlja

- SMJER X

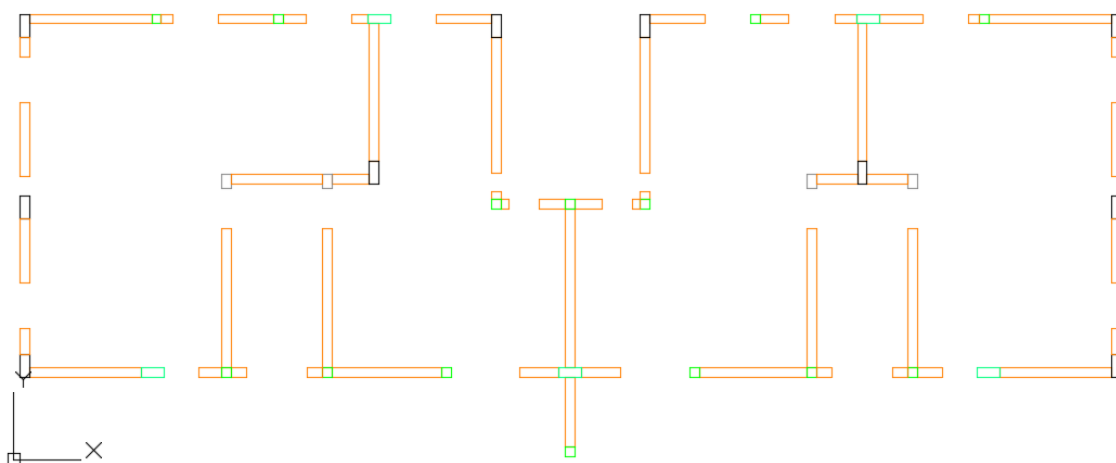
Ukupna duljina zidova:	46.17 m
Ukupna površina zidova:	$46.17 \times 0,3 = 13.85 \text{ m}^2$
Udio nosivih zidova:	$13.85/260.7 = 0,0531 = 5,31 \% > 5\%$

- SMJER Y

Ukupna duljina zidova:	53.0 m
Ukupna površina zidova:	$53 \times 0,3 = 15.9 \text{ m}^2$
Udio nosivih zidova:	$15.9/260.7 = 0,0610 = 6.1 \% > 5\%$

### 5.1.2. Karakteristična etaža sa debljinom zidova 25 cm

Debljina zidova u x i y smjeru: 25 cm  
 Tlocrtna površina etaže: 256.0 m<sup>2</sup>



Crtež 5.2 - Tlocrt zidova karakteristične etaže 2.-8. kata

- SMJER X

Ukupna duljina zidova: 50.5 m  
 Ukupna površina zidova:  $50.5 \times 0,25 = 12.7 \text{ m}^2$   
 Udio nosivih zidova:  $12.7/256.0 = 0,0502 = 5,02 \% > 5\%$

- SMJER Y

Ukupna duljina zidova: 53.0 m  
 Ukupna površina zidova:  $53 \times 0,25 = 13.25 \text{ m}^2$   
 Udio nosivih zidova:  $13.25/256.0 = 0,0517 = 5.17 \% > 5\%$



## 5.2 Proračun zidova na vertikalna opterećenja

Za zide je potrebno odrediti skupinu blokova u koju spada odabrani blok, karakterističnu tlačnu čvrstoću bloka, vrstu veziva koja se koristi, razred izvedbe. Potrebne karakteristike definirane su u nastavku.

Podaci za proračun zidova( Porotherm PROFI 30 cm ):

blok opeka, dimenzije:  $d \cdot š \cdot v = 25.0 \cdot 30.0 \cdot 24.9 \text{ cm}$

obujamska masa: 800 kg/m<sup>3</sup>

srednja tlačna čvrstoća bloka:  $f_{ck,sred} = 10,0 \text{ MPa}$

normalizirana tlačna čvrstoća bloka:  $f_b = 10,0 \cdot \delta = 10,0 \cdot 1.15 = 11,5 \text{ MPa}$

grupa zidnih blokova: 2 (K=0.7)

vezivo: DRYFIX-extra

tlačna čvrstoća zida:  $f_k = \min(f/1,2 ; f_{min}) = \min(6,35 \text{ MPa}; 7,42 \text{ MPa}) = 6,35 \text{ MPa}$   
(odjel za potresno inženjerstvo Ljubljana)

parcijalni koef. sigurnosti za materijale:  $\gamma_M = 1.5$  (razred proizvodnje I., razred izvedbe A.)

debljina nosivih zidova: t=30 cm

Podaci za proračun zidova( Porotherm PROFI 25 cm ):

blok opeka, dimenzije:  $d \cdot š \cdot v = 37.5 \cdot 25.0 \cdot 24.9 \text{ cm}$

obujamska masa: 730 kg/m<sup>3</sup>

srednja tlačna čvrstoća bloka:  $f_{ck,sred} = 10,0 \text{ MPa}$

normalizirana tlačna čvrstoća bloka:  $f_b = 10,0 \cdot \delta = 10,0 \cdot 1.15 = 11,5 \text{ MPa}$

grupa zidnih blokova: 2 (K=0.7)

vezivo: DRYFIX-extra

tlačna čvrstoća zida:  $f_k = 4.95 \text{ MPa}$  (ZAKON O GRAĐEVNIM PROIZVODIMA (NN 86/08) » Članak 19. Hrvatsko tehničko dopuštenje)

parcijalni koef. sigurnosti za materijale:  $\gamma_M = 1.5$  (razred proizvodnje I., razred izvedbe A.)

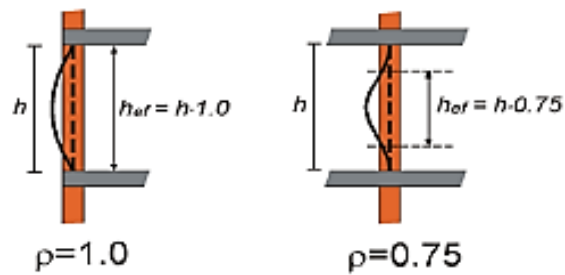
debljina nosivih zidova: t=25 cm

Faktor smanjenja za vitkost i ekscentričnost računa se po sljedećoj formuli:

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{eff}}{t_{eff}}\right)^2 \quad \text{- za unutarnje zidove}$$

$$\phi_s = 1,3 - \frac{l_{eff}}{8} \leq 0,85 \quad \text{- za vanjske zidove}$$

$$\phi_{i,m} = 0,78; 0,72$$



Crtež 5.3 - Efektivna visina zida [1]

### 5.3. Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja

računska uzdužna sila:  $N_{Ed} = N_g \cdot 1.35 + N_q \cdot 1.5$

računska nosivost na uzdužnu silu:  $N_{Rd} = \Phi_{i,m} \cdot A \cdot f_k / \gamma_M$

U proračunu zidova na vertikalna djelovanja dokazuje se da je

$$N_{Ed} < N_{Rd}$$

Proračun se provodi tablično kako je prikazano na sljedećoj stranici gdje je:

$L$  = računski duljina zida [m]

$t$  = debljina zida [m]

$g$  = stalno opterećenje po jednoj međukatnoj konstrukciji

$q$  = promjenjivo opterećenje po jednoj međukatnoj konstrukciji

$g_z$  = vlastita težina zida;  $g_{z(30cm)} = t \cdot \gamma_z + g_{žbuke} = 0.30 \cdot 8.0 + 0.50 = 2.9 \text{ kN/m}^2$

$g_{z(25cm)} = t \cdot \gamma_z + g_{žbuke} = 0.25 \cdot 7.3 + 0.50 = 2.33 \text{ kN/m}^2$

$L'$  i  $b'$  = utjecajna duljina i širina međukatne ploče koja se oslanja na zid [m]

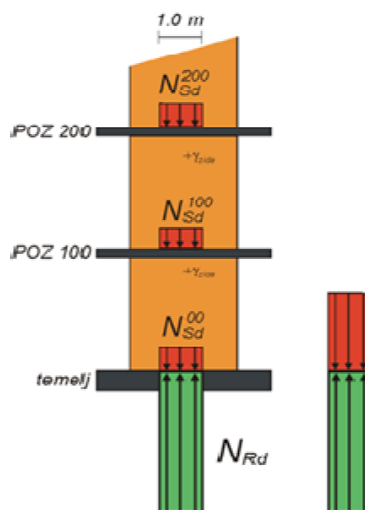
$n$  = broj etaža (broj međukatnih ploča)

$N_g$  = vertikalno stalno djelovanje:  $N_g = (g \cdot L' \cdot b' + g_z \cdot h) \cdot n$

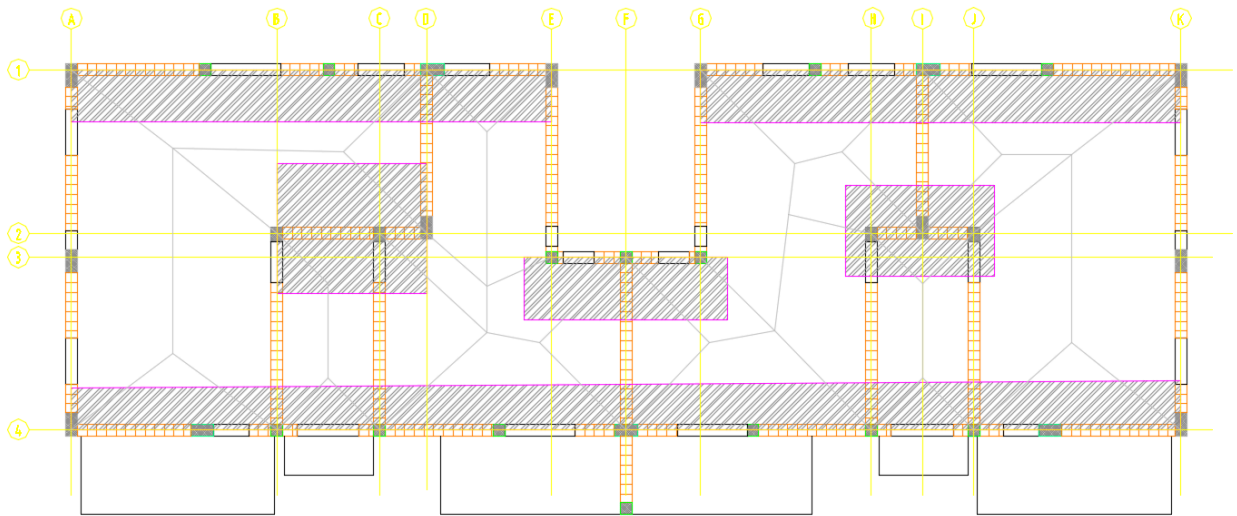
$N_q$  = vertikalno promjenjivo djelovanje:  $N_q = (q \cdot L' \cdot b') \cdot n$

$o$  = duljina otvora [m]

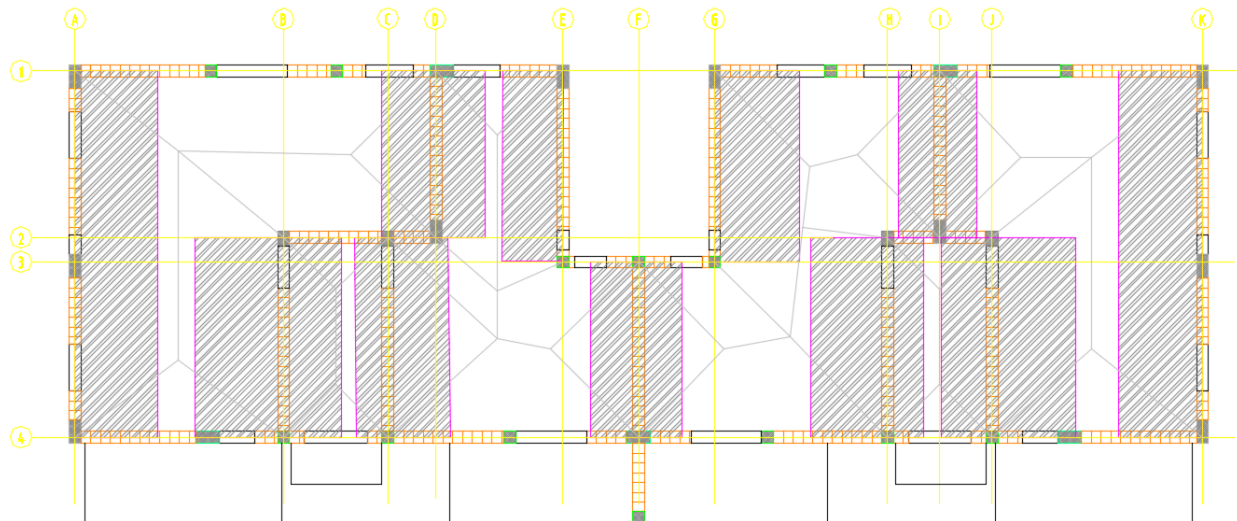
$A_z$  = računski površina zida:  $A_z = (L - o) \cdot t$  [m]



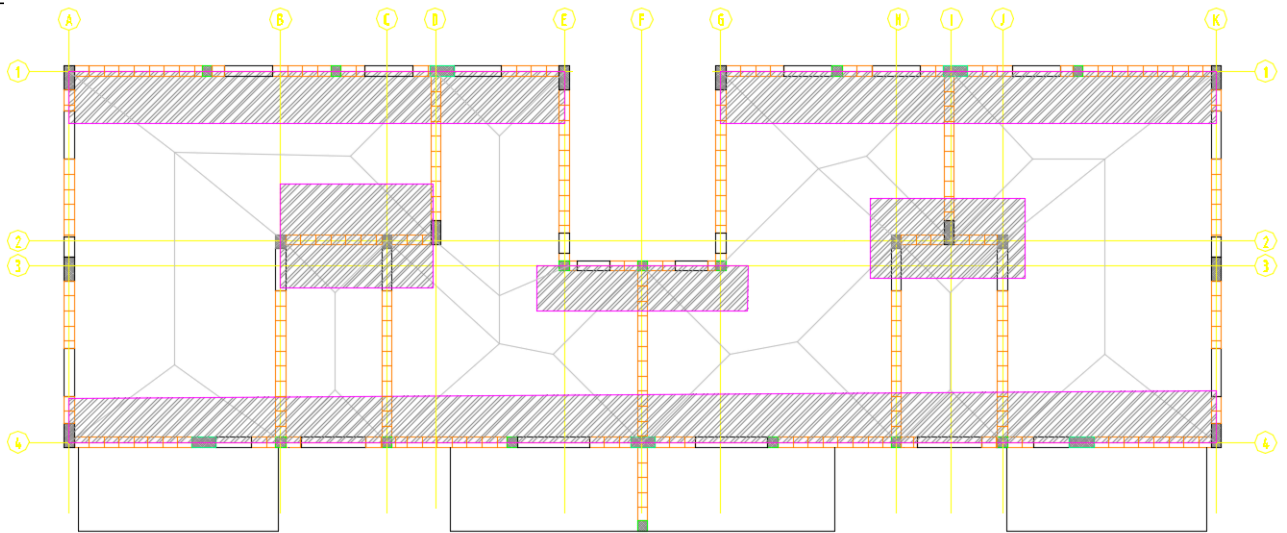
Slika 5.4. Shema vertikalnog opterećenja zida za pojednostavljeni proračun



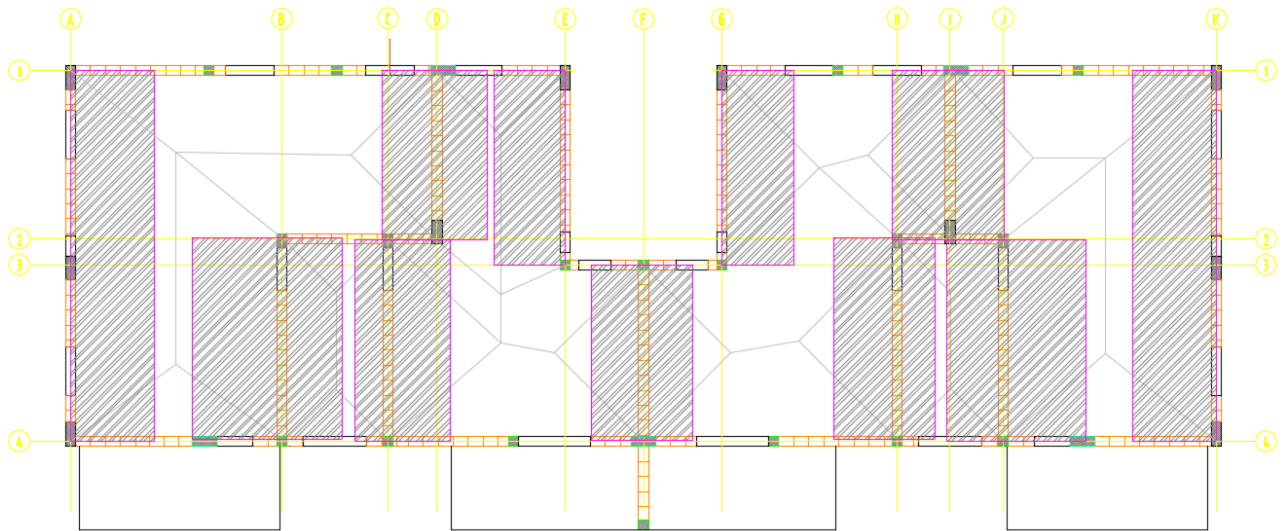
Crtež 5.5 - Karakteristične površine za x smjer (30 cm)



Crtež 5.6 - Karakteristične površine za y smjer (30 cm)



Crtež 5.7 - Karakteristične površine za x smjer (25 cm)



Crtež 5.8 - Karakteristične površine za y smjer (25 cm)

## Dokaz mehaničke otpornosti zida i AB zidova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

$h = 2.90 \text{ m}$  = katna visina  $\gamma_M = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za zide  
 $f_k = 6.35 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća zida  $\gamma_c = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za beton  
 $f_{c,k} = 25.0 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća betona  $n = 1$  = broj etaža

$$N_{Ed} = 1.3N_g + 1.5N_q \quad N_{Rd} = \Phi f_c A$$

zid / stup	dimenzije zida i otvora			ploha utjecaja				opt. međukatne k.				opt. krov		vertikalno djelovanje $N_q$ [kN]	vertikalno djelovanje $N_g$ [kN]	računsko vert. djel. $N_{Ed}$ [kN]	koef. vitkosti $\Phi$	računska nosivost $N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$ [%]
	debljina zida [m]	dujina zida L [m]	dujina otvora o [m]	netto pov. zida $A_i$ [m <sup>2</sup> ]	utjecajna dujina L' [m]	utjecajna širina B' [m]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	vi. težina zida [kN/m <sup>3</sup> ]						
Zx1 A-E	0.30	12.40	4.20	2.46	12.40	1.33	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	169	33	278	0.72	7498	4		
Zx1 G-K	0.30	12.40	4.20	2.46	12.40	1.37	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	173	34	284	0.72	7498	4		
Zx2 B-D	0.30	3.90	0.00	1.17	3.90	3.36	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	116	26	196	0.78	3863	5		
Zx2 H-J	0.30	2.65	0.00	0.80	3.90	2.35	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	81	18	137	0.78	2625	5		
Zx3 E-G	0.30	3.90	1.60	0.69	5.25	1.60	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	73	17	124	0.72	2103	6		
Zx4 A-K	0.30	28.65	8.60	6.02	28.65	1.10	6.8	2.0	6.3	1.0	8.0	354	63	572	0.72	18334	3		

Slika 5.9: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja za x smjer (30 cm)

## Dokaz mehaničke otpornosti zida i AB zidova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

$h = 2.90 \text{ m}$  = katna visina  
 $\gamma_M = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za zide  
 $f_k = 4.95 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća zida  
 $\gamma_c = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za beton  
 $f_{c,k} = 25.0 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća betona  
 $n = 1$  = broj etaža

$$N_{Ed} = 1.3N_g + 1.5N_q \quad N_{Rd} = \Phi f_d A$$

zid / stup	dimenzije zida i otvora			ploha uftecaja		opt. međukatne k.		opt. krov		vertikalno djelovanje $N_g$ [kN]	vertikalno djelovanje $N_q$ [kN]	računsko vert. djel. $N_{Ed}$ [kN]	koef. vitkosti $\Phi$	računska nosivost $N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$ [%]	
	4.95 zida [m]	duljina zida [m]	duljina otvora [m]	neto pov. zida $A_i$ [m <sup>2</sup> ]	uftecajna duljina $L'$ [m]	uftecajna širina $B'$ [m]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]							promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]
ZyA 1-4	0.30	9.30	2.90	1.92	9.25	2.15	6.8	2.0	6.3	1.0	180	40	302	0.72	4562	7
ZyB 2-4	0.30	5.07	1.05	1.21	5.07	3.74	6.8	2.0	6.3	1.0	157	38	269	0.78	3104	9
ZyC 2-4	0.30	5.07	1.05	1.21	5.07	2.37	6.8	2.0	6.3	1.0	110	24	184	0.78	3104	6
ZyD 1-2	0.30	4.22	0.00	1.27	4.22	2.62	6.8	2.0	6.3	1.0	105	22	174	0.78	3259	5
ZyE 1-3	0.30	4.85	0.50	1.31	4.85	1.53	6.8	2.0	6.3	1.0	81	15	131	0.72	3101	4
ZyF 3-4	0.30	4.45	0.00	1.34	4.45	2.32	6.8	2.0	6.3	1.0	101	21	168	0.78	3436	5
ZyG 1-3	0.30	4.85	0.50	1.31	4.85	2.10	6.8	2.0	6.3	1.0	100	20	165	0.72	3101	5
ZyH 2-4	0.30	5.07	1.05	1.21	5.07	2.87	6.8	2.0	6.3	1.0	127	29	215	0.78	3104	7
ZyI 1-2	0.30	4.22	0.00	1.27	4.20	1.87	6.8	2.0	6.3	1.0	83	16	135	0.78	3259	4
ZyJ 2-4	0.30	5.07	1.05	1.21	5.07	3.47	6.8	2.0	6.3	1.0	148	35	252	0.78	3104	8
ZyK 1-4	0.30	9.30	2.90	1.92	9.30	2.15	6.8	2.0	6.3	1.0	181	40	304	0.72	4562	7

Slika 5.10: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja za y smjer (30 cm)

## Dokaz mehaničke otpornosti zida i AB zidova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

$h = 2.90 \text{ m}$  = katna visina  
 $\gamma_M = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za zide  
 $f_k = 4.95 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća zida  
 $\gamma_c = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za beton  
 $f_{c,k} = 25.0 \text{ MPa}$  = tlačna čvrstoća betona  
 $\eta = 7$  = broj etaža

$$N_{Ed} = 1.3N_g + 1.5N_q \quad N_{Rd} = \Phi f_d A$$

zid / stup	dimenzije zida i otvora			ploha utjecaja		opt. međukatne k.		opt. krov		vertikalno djelovanje $N_g$ [kN]	vertikalno djelovanje $N_q$ [kN]	računsko vert. djel. $N_{Ed}$ [kN]	koef. vitkosti $\Phi$	računska nosivost $N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$ [%]	
	debljina zida [m]	duljina zida [m]	duljina otvora [m]	neto pov. zida $A_i$ [m <sup>2</sup> ]	utjecajna duljina $L$ [m]	utjecajna širina $B'$ [m]	stalno opter. $g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. $g$ [kN/m <sup>2</sup> ]							promj. opter. $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Zx1 A-E	0.25	12.35	3.60	2.19	12.35	1.30	6.8	2.0	1.0	7.3	1080	209	1772	0.72	5198	34
Zx1 G-K	0.25	12.35	3.60	2.19	12.35	1.30	6.8	2.0	1.0	7.3	1080	209	1772	0.72	5198	34
Zx2 B-D	0.25	3.90	0.00	0.98	3.90	2.58	6.8	2.0	1.0	7.3	618	131	1031	0.78	2510	41
Zx2 H-J	0.25	2.65	0.00	0.66	3.85	2.00	6.8	2.0	1.0	7.3	461	100	772	0.78	1705	45
Zx3 E-G	0.25	3.90	1.60	0.58	5.25	1.13	6.8	2.0	1.0	7.3	365	77	608	0.72	1366	44
Zx4 A-K	0.25	28.60	8.60	5.00	28.60	1.10	6.8	2.0	1.0	7.3	2223	409	3614	0.72	11880	30

Slika 5.11: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja za x smjer (25 cm)



## Dokaz mehaničke otpornosti zida i AB zidova na vertikalna djelovanja (EN 1996-3)

$h = 2.90 \text{ m}$	= katna visina	$\gamma_M = 1.50$	= parcijalni faktor sigurnosti za zide
$f_k = 4.95 \text{ MPa}$	= tlačna čvrstoća zida	$\gamma_c = 1.50$	= parcijalni faktor sigurnosti za beton
$f_{c,k} = 25.0 \text{ MPa}$	= tlačna čvrstoća betona	$n = 7$	= broj etaža

$N_{Ed} = 1.3N_g + 1.5N_q$        $N_{Rd} = \Phi f_d A$

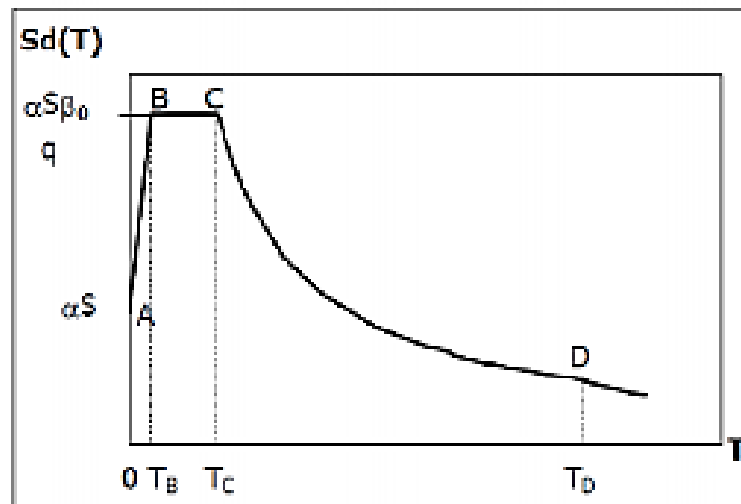
zid / stup	dimenzije zida i otvora				ploha utjecaja			opt. međukatne k.			opt. krov		vl. težina zida [kN/m <sup>3</sup> ]	vertikalno djelovanje $N_g$ [kN]	vertikalno djelovanje $N_q$ [kN]	računsko vert.djel. $N_{Ed}$ [kN]	koef. vitkosti $\Phi$	računska nosivost $N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{Rd}$ [%]
	4.95 zida [m]	dujina zida L [m]	dujina otvora o [m]	neto pov. zida A <sub>i</sub> [m <sup>2</sup> ]	utjecajna dujina L' [m]	utjecajna širina B' [m]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]	stalno opter. g [kN/m <sup>2</sup> ]	promj. opter. q [kN/m <sup>2</sup> ]							
ZyA 1-4	0.25	9.25	2.90	1.59	9.25	2.10	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	1150	253	1932	0.72	3772	51		
ZyB 2-4	0.25	5.05	1.05	1.00	5.05	3.74	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	1038	246	1769	0.78	2574	69		
ZyC 2-4	0.25	5.05	1.05	1.00	5.05	2.37	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	712	156	1194	0.78	2574	46		
ZyD 1-2	0.25	4.20	0.00	1.05	4.20	2.62	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	674	143	1124	0.78	2703	42		
ZyE 1-3	0.25	4.85	0.50	1.09	4.85	1.77	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	565	112	931	0.72	2584	36		
ZyF 3-4	0.25	4.40	0.00	1.10	4.40	2.52	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	685	144	1141	0.78	2831	40		
ZyG 1-3	0.25	4.85	0.50	1.09	4.85	1.77	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	565	112	931	0.72	2584	36		
ZyH 2-4	0.25	5.05	1.05	1.00	5.05	2.52	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	748	165	1257	0.78	2574	49		
ZyI 1-2	0.25	4.20	0.00	1.05	4.20	2.80	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	709	153	1187	0.78	2703	44		
ZyJ 2-4	0.25	5.05	1.05	1.00	5.05	3.47	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	974	228	1656	0.78	2574	64		
ZyK 1-4	0.25	9.25	2.90	1.59	9.25	2.10	6.8	2.0	6.3	1.0	7.3	1150	253	1932	0.72	3772	51		

Slika 5.12: Dokaz mehaničke otpornosti zidova na vertikalna djelovanja za y smjer (25 cm)

### 5.3 Proračun zidova na potresno djelovanje

#### Osnovni podaci:

- Zona seizmičnosti: VIII ( $a_{gr} = 0,22g$ ) – područje Splita
- Kategorija tla: A (stijena) →  $S = 1,0$  (faktor tla)
- Tip spektra: 1 (visoka seizmičnost)
- Broj katova: 8
- Visina kata:  $h = 2,9$  m



Crtež 5.13 - Računski spektar odgovora (veza spektralnog ubrzanja i perioda)

### 5.4.1. Proračun potresne sile

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$H = 23,2 \text{ m}$$

$$C_t = 0,050 \text{ ili } C_t = 0,075 \cdot \sqrt{A_c}; A_c = \sum \left( 0,2 + \left( \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right)$$

- pri čemu je,

- $T_1$  osnovni period vibracije zgrade
- $H$  ukupna visina zgrade
- $A_c$  ukupna efektivna površina zidova prvog kata zgrade
- $A_i$  efektivna površina poprečnog presjeka  $i$ -tog zida prvog kata u  $m^2$
- $l_{wi}$  dužina  $i$ -tog zida 1. kata zgrade u pravcu paralelnom s traženom silom

Vrijednosti  $T_1$  dobivene uvrštavanjem  $C_t$  izračunatog prema gornjem izrazu istovjetne su vrijednostima dobivenim uvrštavanjem vrijednosti  $C_t=0,05$ .

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,050 \cdot 23,2^{\frac{3}{4}} = 0,528 \text{ s}, \text{ stoga vrijedi } T_c \leq T_1 \leq T_D; T_b = 0,15, T_c = 0,40$$

Tipovi gradnje	Faktor ponašanja $q$	
	EN 1998-1	NA <sup>1)</sup>
Neamirano zide – samo EN 1996 (preporuka: mala seizmičnost)	1,5	
Neamirano zide – EN 1996 i EN 1998-1	1,5 – 2,5	2,0
Omeđeno zide	2,0 – 3,0	2,5
Amirano zide	2,5 – 3,0	2,5

Crtež 5.13- Faktor ponašanja

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] = 0,22 \cdot 9,81 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{2,5} \cdot \left[ \frac{0,4}{0,528} \right] = 1,635 \text{ m/s}$$

Ukupna potresna sila iznosi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda,$$

gdje je:

$S_d(T_1)$  ordinata projektnog spektra

$T_1$  osnovni period oscilacija

$m$  ukupna masa

$\lambda$  korekcijski faktor,  $\lambda=0,85$  za  $T_1 < 2T_c$  i više od 2 kata, ostalo  $\lambda=1,0$

### 5.4.2 Računska težina zgrade

#### 8. ETAŽA I POZ 800:

- POZ 800: $(g + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot q) \cdot A = (6,3 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 1,0) \cdot (256 + 40,00) =$	1953.6 kN
- hor.serklazi: $b \cdot h \cdot L_{uk} \cdot \gamma_c = 0,25 \cdot 0,40 \cdot 86,4 \cdot 25,0 =$	216.0 kN
- ver.serklazi: $A \cdot h \cdot \gamma_c = (2,1 + 0,375 + 0,875) \cdot 2,9 \cdot 25,0 =$	242.8 kN
- zidovi 8.etaže: $g_z \cdot h_z \cdot L_{uk} = 2,33 \cdot 2,50 \cdot 125,4 =$	730,0 kN
- Nadozid: $A \cdot L_{uk} \cdot \gamma_c = 0,175 \cdot 86,4 \cdot 25,0 =$	378.0 kN

---

**W7 = 3520.4 kN**

#### 7. ETAŽA I POZ 700:

- POZ 700: $(g + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot q) \cdot A = (6,8 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,0) \cdot 256 =$	1894.4 kN
$(g + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot q) \cdot A = (6,3 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 3,0) \cdot 40,0 =$	288.0 kN
- hor.serklazi: $b \cdot h \cdot L_{uk} \cdot \gamma_c = 0,25 \cdot 0,40 \cdot 86,4 \cdot 25,0 =$	216.0 kN
- vert. serklazi: $A \cdot h \cdot \gamma_c = (2,1 + 0,375 + 0,875) \cdot 2,9 \cdot 25,0 =$	242.8 kN
- zidovi 7. etaže: $g_z \cdot h_z \cdot L_{uk} = 2,33 \cdot 2,50 \cdot 125,4 =$	730,0 kN

---

**W3 = 3371.2 kN**

#### 1. ETAŽA I POZ 100:

- POZ 100: $(g + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot q) \cdot A = (6,8 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,0) \cdot 260,0 =$	1924.0 kN
$(g + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot q) \cdot A = (6,3 + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 3,0) \cdot 40,0 =$	288.0 kN
- hor.serklazi: $b \cdot h \cdot L_{uk} \cdot \gamma_c = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 86,8 \cdot 25,0 =$	260,4 kN
- vert. serklazi: $A \cdot h \cdot \gamma_c = (2,1 + 0,375 + 1,26) \cdot 2,9 \cdot 25,0 =$	270.8 kN
- zidovi 1. etaže: $g_z \cdot h_z \cdot L_{uk} = 2,9 \cdot 2,50 \cdot 126 =$	913.5 kN

---

**W1 = 3656,7 kN**

W7 = W6 = W5 = W4 = W3 = W2

Izračun težina skoncentriranih u razini međukatnih konstrukcija:

$$W_{800} = W_8/2 = 3520.4/2 = 1760.2 \text{ kN}$$

$$W_{700} = (W_8+W_7)/2 = (3520.4+3371.2)/2 = 3445.8 \text{ kN}$$

$$W_{600} = (W_7+W_6)/2 = (3371.2+3371.2)/2 = 3371.2 \text{ kN}$$

$$W_{500} = (W_6+W_5)/2 = (3371.2+3371.2)/2 = 3371.2 \text{ kN}$$

$$W_{400} = (W_5+W_4)/2 = (3371.2+3371.2)/2 = 3371.2 \text{ kN}$$

$$W_{300} = (W_4+W_3)/2 = (3371.2+3371.2)/2 = 3371.2 \text{ kN}$$

$$W_{200} = (W_3+W_2)/2 = (3371.2+3371.2)/2 = 3371.2 \text{ kN}$$

$$W_{100} = (W_2+W_1)/2 = (3371+3656.7)/2 = 3513.95 \text{ kN}$$

Ukupna računska težina zgrade:

$$W = (5 \cdot 3371.2) + 3513.95 + 3445.8 + 1760.2 = 25575.95 \text{ kN}$$

Ukupna računska masa zgrade:

$$m = W/g = 25575.95/9.81 = 2607.13 \text{ t}$$

Specifična računska težina zgrade:

$$w = (\sum W_i)/A_{uk} = 25575.95/(298 \cdot 8) = 10.73 \text{ kN/m}^2 = 1.073 \text{ t/m}^2$$

Ukupna potresna sila iznosi:

$$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 1.635 \cdot 2607.13 \cdot 0.85 = 3623.26 \text{ kN}$$

### 5.4.3. Razdioba ukupne potresne sile po zidovima

Ukupna potresna poprečna sila:  $V_{Ed} = 3623.26 \text{ kN}$

$F_{b,i} = F_b \cdot (W_i \cdot h_i) / \Sigma(W_i \cdot h_i)$ , gdje je

- $F_{b,i}$  potresna sila na pojedinom katu
- $F_b$  potresna poprečna sila
- $W_i$  računska težina
- $h_i$  katna visina

$$\Sigma(W_i \cdot h_i) = \left( 3513.95 \cdot 2,9 \cdot 1 + 3371.2 \cdot 2,9 \cdot 2 + 3371.2 \cdot 2,9 \cdot 3 + 3371.2 \cdot 2,9 \cdot 4 + 3371.2 \cdot 2,9 \cdot 5 + 3371.2 \cdot 2,9 \cdot 6 + 3445.8 \cdot 2,9 \cdot 7 + 1760.2 \cdot 2,9 \cdot 8 \right) = 316506,44 \text{ kNm}$$

$$F_{b,100} = 3623.26 \cdot \frac{(3513.95 \cdot 2,90 \cdot 1)}{316506,44} = 116.66 \text{ kN}$$

$$F_{b,200} = 3623.26 \cdot \frac{(3371.2 \cdot 2,90 \cdot 2)}{316506,44} = 223,85 \text{ kN}$$

$$F_{b,300} = 3623.26 \cdot \frac{(3371.2 \cdot 2,90 \cdot 3)}{316506,44} = 335.75 \text{ kN}$$

$$F_{b,400} = 3623.26 \cdot \frac{(3371.2 \cdot 2,90 \cdot 4)}{316506,44} = 447.67 \text{ kN}$$

$$F_{b,500} = 3623.26 \cdot \frac{(3371.2 \cdot 2,90 \cdot 5)}{316506,44} = 559.59 \text{ kN}$$

$$F_{b,600} = 3623.26 \cdot \frac{(3371.2 \cdot 2,90 \cdot 6)}{316506,44} = 671.5 \text{ kN}$$

$$F_{b,700} = 3623.26 \cdot \frac{(3445.8 \cdot 2,90 \cdot 7)}{316506,44} = 800.76 \text{ kN}$$

$$F_{b,800} = 3623.26 \cdot \frac{(1760.2 \cdot 2,90 \cdot 7)}{316506,44} = 467.48 \text{ kN}$$

---

3623.26 kN

Ukupan moment savijanja:

$$M_{Ed} = \sum F_{b,i} \cdot h_i$$

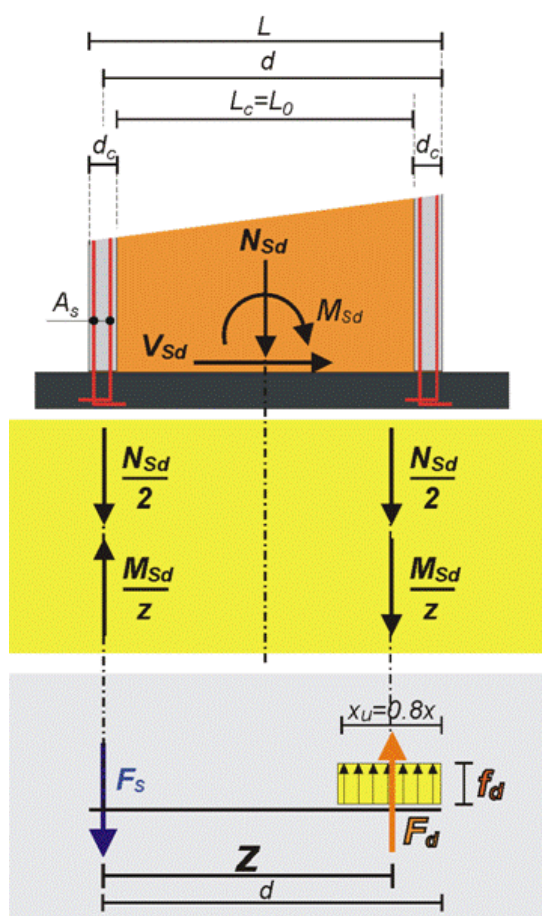
$$M_{Ed} = (116.66 \cdot 2,9 \cdot 1,0) + (223.85 \cdot 2,9 \cdot 2,0) + (335.75 \cdot 2,9 \cdot 3) + (447.67 \cdot 2,9 \cdot 4) + (559.59 \cdot 2,9 \cdot 5) + (671.5 \cdot 2,9 \cdot 6) + (800.76 \cdot 2,9 \cdot 7) + (467.48 \cdot 2,9 \cdot 8) = 56649.76 \text{ kNm}$$

#### 5.4.4. Dokaz nosivosti

##### Podaci za proračun zidova:

- tlačna čvrstoća ziđa:  $f_{k(30\text{ cm})} = 6.35\text{ MPa}$
- parcijalni koef. sigurnosti za materijale:  $\gamma_M = 1.5$  (razred proizvodnje I., razred izvedbe A.)
- karakteristična početna posmična čvrstoća:  $f_{vk,0(30\text{ cm})} = 0,36\text{ MPa}$

U proračunu zidova na potres dokazuje se da je:



Crtež 5.14 - Raspodjela potresnih sila [1]

... i izračunava potrebna površina armature vertikalnih serklaža:

$$3/ A_{s1} = (M_{Ed}/z - N_{Ed}/2) / f_{yd} \text{ [cm}^2\text{]}$$

- računaska uzdužna sila:  $N_{Ed} = N_g + N_q \cdot \varphi \cdot \psi_{2i}$

$$1/ V_{Ed} < V_{Rd}$$

- računaska poprečna sila:

$$V_{Ed} = V_{Ed} \cdot \gamma_I = V_{Ed} \cdot 1,00$$

- računaska nosivost na poprečnu silu:

$$V_{Rd} = f_{vk} \cdot A / \gamma_M$$

$$2/ F_{Ed} < F_{Rd}$$

- računaska tlačna sila:  $F_d = M_{Ed} / z$

- računaska vlačna sila:  $F_s = M_{Ed} / z$

- računaski moment savijanja:

$$M_{Ed} = M_{Ed} \cdot \gamma_I = M_{Ed} \cdot 1,00$$

$z$  = krak unutarnjih sila

**Proračun sila od potresa**

- $V_{ed} = 3623.26$  kN = ukupna poprečna sila od potresa
- $M_{ed} = 56649.76$  kNm = ukupan moment od potresa
- $E = 6350.0$  MPa = modul elastičnosti zida
- $G = 2540.0$  MPa = modul posmika zida
- $f_t = 6.35$  MPa = tlačna čvrstoća zida
- $f_{v,10} = 0.36$  MPa = posmična čvrstoća zida
- $\gamma_M = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za zide

$$K_e = K_e \cdot k_I$$

$$k_I = \left( I - \frac{t \sum L_i}{0.85A} \right)$$

$$K_e = \frac{GA}{I.2h \left[ I + \alpha \frac{G}{E} \left( \frac{h}{L} \right)^2 \right]}$$

Zid	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	debljina zida t [m]	dužina zida L [m]	površina zida A [m <sup>2</sup> ]	dužina otvora Li [m]	visina zida H [m]	k1	početna krutost $K_{e,0iv}$ [MN/m]	moment od potresa $M_{ed}$ [kNm]	poprečna sila od pot. $V_{ed}$ [kN]	stalno djelovanje $N_0$ [kN]	promjenjivo djelovanje $N_0$ [kN]	računska vert. sila $N_{sd}$ [kN]	stat visina d [m]	krak unut. sila z [m]	računsko djelovanje $F_{sd,i}$ [kN]	dužina tlačne zone $L_c$ [m]	računska nosivost $V_{ed}$ [kN]	računska nosivost $F_{m,Rd}$ [kN]
Zx1/A-E	0.30	12.40	3.72	4.20	23.20	0.60	94.42	9079.57	580.72	1250.00	242.00	1322.60	12.25	9.80	1587.79	8.07	1181.28	15366.66
Zx1/G-K	0.30	12.40	3.72	4.20	23.20	0.60	94.42	9079.57	580.72	1253.00	243.00	1325.90	12.25	9.80	1589.44	8.07	1182.50	15375.53
Zx2/B-D	0.30	3.90	1.17	0.00	23.20	1.00	8.37	805.17	51.50	735.00	157.00	782.10	3.75	3.00	659.44	3.18	573.51	6060.15
Zx2/H-J	0.30	2.65	0.80	0.00	23.20	1.00	2.74	263.74	16.87	542.00	118.00	577.40	2.50	2.00	420.57	2.61	477.52	4964.82
Zx3/E-G	0.30	3.90	1.17	1.60	23.20	0.52	4.33	416.55	26.64	438.00	94.00	466.20	3.75	3.00	371.95	3.37	491.06	6417.13
Zx4 A-K	0.30	28.65	8.60	9.80	23.20	0.60	384.82	37005.17	2366.81	2577.00	472.00	2718.60	28.50	22.80	2982.33	19.35	2695.97	36862.08

Slika 5.15: Proračun sila od potresa za x smjer



19	20	21
		Armat.
$V_{Sd}/V_{Rd}$	$F_{Sd}/F_{Rd}$	As
[%]	[%]	[cm <sup>2</sup> ]
49.16	10.33	6.10
49.11	10.34	6.06
8.98	10.88	-2.82
3.53	8.47	-3.61
5.43	5.80	-2.17
87.79	8.09	6.06

Slika 5.16: Proračun sila od potresa za x smjer

19	20	21
		Armat.
$V_{Sd}/V_{Rd}$	$F_{Sd}/F_{Rd}$	As
[%]	[%]	[cm <sup>2</sup> ]
91.2	25.0	26.5
32.8	23.8	5.3
40.4	22.3	10.0
34.2	25.6	9.7
46.1	23.9	13.7
40.6	26.3	11.5
45.5	24.0	13.4
39.0	22.5	9.3
33.9	25.7	9.5
34.0	23.5	6.3
91.2	25.0	26.5

Slika 5.17: Proračun sila od potresa za y smjer

**Proračun sila od potresa**

- $V_{ed} = 3623.6$  kN = ukupna poprečna sila od potresa
- $M_{ed} = 56649.76$  kNm = ukupan moment od potresa
- $E = 6350.0$  MPa = modul elastičnosti zida
- $G = 2540.0$  MPa = modul posmika zida
- $f_k = 6.35$  MPa = tlačna čvrstoća zida
- $f_{vk0} = 0.36$  MPa = posmična čvrstoća zida
- $\gamma_M = 1.50$  = parcijalni faktor sigurnosti za zide

$$K_{e,ov.} = K_e \cdot k_I$$

$$k_I = \left( I - \frac{t \sum L_i}{0.85A} \right)$$

$$K_e = \frac{GA}{1.2h \left[ I + \alpha \frac{G}{E} \left( \frac{h}{L} \right)^2 \right]}$$

Zid	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	debljina zida	dužina zida	površina zida	dužina otvora	visina zida	k1	početna krutost	moment od potresa	poprečna sila od pot.	stalno djelovanje	promjenljivo djelovanje	računska vert. sila	stat visina	krak unut. sila	računsko djelovanje	dužina tlačne zone	računska nosivost	računska nosivost
	t [m]	L [m]	A [m <sup>2</sup> ]	L <sub>i</sub> [m]	H [m]		$K_{e,ov.}$ [MN/m]	$M_{ed}$ [kNm]	$V_{sd}$ [kN]	$N_s$ [kN]	$N_p$ [kN]	$N_{sd}$ [kN]	d [m]	z [m]	$F_{sd,i}$ [kN]	$L_c$ [m]	$V_{Re}$ [kN]	$F_{m,Re}$ [kN]
ZyA/1-4	0.30	9.30	2.79	2.90	23.20	0.63	52.6	13638	872	1331.00	293.00	1418.90	9.15	7.32	2572.6	5.40	956.16	10286.7
ZyB/2-4	0.30	5.08	1.52	1.05	23.20	0.76	13.2	3435	220	1195.00	283.00	1279.90	4.93	3.94	1511.8	3.34	670.24	6357.4
ZyC/2-4	0.30	5.08	1.52	1.05	23.20	0.76	13.2	3435	220	822.00	180.00	876.00	4.93	3.94	1309.8	3.08	544.36	5876.6
ZyD/1-2	0.30	4.23	1.27	0.00	23.20	1.00	10.5	2725	174	778.00	165.00	827.50	4.08	3.26	1249.6	2.56	509.69	4884.8
ZyE/1-3	0.30	4.85	1.46	0.50	23.20	0.88	13.6	3521	225	646.00	126.00	683.80	4.70	3.76	1278.2	2.81	488.76	5344.9
ZyF/3-4	0.30	4.45	1.34	0.00	23.20	1.00	12.2	3153	202	786.00	165.00	835.50	4.30	3.44	1334.2	2.66	497.29	5071.7
ZyG/1-3	0.30	4.85	1.46	0.50	23.20	0.88	13.6	3521	225	665.00	132.00	704.60	4.70	3.76	1288.6	2.82	495.14	5367.0
ZyH/2-4	0.30	5.07	1.52	1.05	23.20	0.76	13.2	3425	219	875.00	195.00	933.50	4.92	3.94	1336.8	3.12	562.14	5941.5
ZyI/1-2	0.30	4.23	1.27	0.00	23.20	1.00	10.5	2725	174	792.00	169.00	842.70	4.08	3.26	1257.2	2.57	514.34	4900.7
ZyJ/2-4	0.30	5.08	1.52	1.05	23.20	0.76	13.2	3435	220	1121.00	263.00	1199.90	4.93	3.94	1471.8	3.29	645.30	6282.2
ZyK/1-4	0.30	9.30	2.79	2.90	23.20	0.63	52.6	13638	872	1331.00	293.00	1418.90	9.15	7.32	2572.6	5.40	956.16	10286.7

218.3 56650 3624

Slika 5.18: Proračun sila od potresa za y smjer

### 5.5 Analiza rezultata pojednostavljenim postupkom

Prije svega treba napomenuti kako pojednostavljena metoda proračuna ima ograničavajuće mogućnosti i više služi kao preeliminarna metoda za određivanje nosivosti zida na vertikalna djelovanja i potresne sile. Može koristiti za manje zahtjevne proračune i to isključivo za „okvirne“ rezultate. Zbog niza pojednostavljenja u nekim slučajevima može dati velika odstupanja od stvarnih vrijednosti.

Konkretno u ovom primjeru može se primjetiti kako je zgrada sa osam katova zidana sa blok opekom dovedena do maximuma svojim mogućnosti kada je u pitanju preuzimajne potresnog opterećenja. Vidljivo je da zidovi Zx1/A-E, Zx1/G-K i Zx4/A-K kada su u pitanju zidovi u x smjeru i zidovi Zya/1-4 i Zyk/1-4 iz y smjera zbog svoje površine i duljine, a samim time i krutosti preuzimaju većinu potresnog opterećenja. Iz tog razloga očekivano je da će oni dosegnuti svoju računsku posmičnu otpornost što će dovesti do raspucavanja blokova po vlačnoj dijagonali. Upravo iz tog razloga je na prizemlju korištena blok opeka debljina 30 cm kako bi se povećala posmična otpornost. Zgrada nema problema sa nosivosti na vertikalna opterećenja što je vidljivo u omjeru računске nosivosti i vertikalnog djelovanja.

Primijećeno je da po ovoj metodi zidovi y smjera imaju većih problema kada je u pitanju njihova sposobnost za preuzimanje opterećenja, ali to nije bio slučaj kod proračuna modela u programskom paketu Amquke. Pokazalo se da zidovi u x smjeru imaju većih problema što je na neki način i očekivano iz razloga što imamo manji broj zidova, a i zidovi su većih duljina nego u y smjeru i realnije je za očekivat da će na sebe ipak navući više opterećenja i imat više problema nego što to pokazuje tablica pojednostavljene metode.

Također je primijećeno da kod većeg postotka ukupne površine zida ima smisla "igrati" sa veličinom otvora . Na taj način, vezano za konkretni gore navedeni primjer bi im se smanjila krutost te bi manje „navlačili na sebe“ što ima smisla ako imamo rezerve u nosivosti u vidu ili dugih (krutih) vanjskih zidova ili dovoljnog ukupnog postotka nosivog zida.

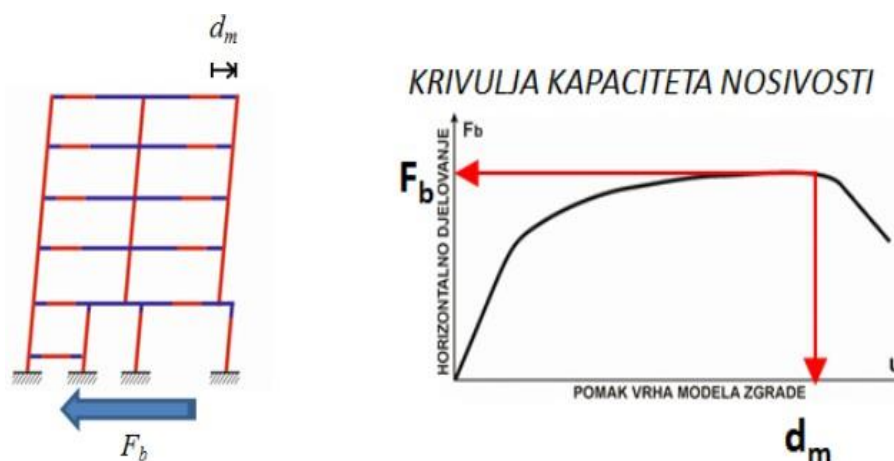
Pokušalo se igrati i sa debljinom zidova, ali se pokazalo da kod „graničnog postotka“ nosivosti smanjenjem debljine zidova gubimo više na globalnoj nosivosti nego što bi dobili u vidu manjeg „navlačenja krutosti“.

## 6. Metoda naguravanja

### 6.1 Općenito o metodi naguravanja - pushover metoda

Metoda naguravanja ili pushover metoda je nelinearna statička metoda proračuna novih ili postojećih objekata. Glavni princip metode je da se prati odgovor sustava za rastuću horizontalnu silu uz konstantno vertikalno opterećenje. Iz dobivenog odnosa horizontalne sile i referentnog pomaka može se odrediti potresna otpornost sustava. Potresno opterećenje se inkrementalno nanosi na sustav koji je prethodno u potpunosti opterećen na vertikalna djelovanja. Na ovaj način, simuliraju se inercijalne sile koje se javljaju u sustavu prilikom potresnog opterećenja. Povećavanjem inkrementalnog opterećenja dolazi do otkazivanja pojedinih elemenata konstrukcije, što uzrokuje smanjenje krutosti sustava.

Metoda je nastala na temelju postupaka za projektiranje i saniranje oštećenih građevina, koji sadrže inženjerske koncepte osnovane na ponašanju konstrukcije. Uvidjelo se da prilikom projektiranja treba posvetiti veću pažnju kontroli oštećenja. To se jedino može postići uvođenjem nelinearnog proračuna u metodologiju potresnih proračuna. Jedan od najprikladnijih pristupa je kombiniranje nelinearne statičke metode postupnog guranja s metodologijom spektralnog odgovora. Metoda postupnog guranja daje karakterističnu nelinearnu krivulju odnosa sile i pomaka, a najčešće se prikazuje kao odnos ukupne poprečne sile  $F_b$  u razini temelja i pomaka vrha zgrade  $d_m$  (Slika 6.1.). Takav je prikaz vrlo zanimljiv jer istodobno daje podatke o nosivosti, duktilnosti i krutosti konstrukcije.



Slika 6.1: Prikaz višestupnjavnog sustava sa poprečnom silom u razini temelja i krivuljom kapaciteta nosivosti

Ocjena otpornosti na potres daje se na temelju praćenja jednog karakterističnog čvora – kontrolnog čvora. Kontrolni čvor je najčešće centar masa najvišeg kata. Na osnovu putanje kontrolnog čvora konstruira se krivulja nosivosti iz koje se može ocijeniti potresna otpornost sustava.

## 6.2 Pretpostavke metode naguravanja iz EN 1998-1

Metoda naguravanja je jedna od propisanih metoda u europskoj normi EN 1998-1:2004.

U nastavku su navedene pretpostavke koje vrijede za proračun po toj normi:

- Vrijednost savojne i poprečne krutosti zida i armiranog betona se uzima  $\frac{1}{2}$  od stvarne kako bi se simuliralo raspucavanje presjeka (EN 1998-1, 4.3.1(7))
- Trebaju se koristiti minimalno bi-linearni odnos sila-deformacija na razini elementa (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(2))
- Nulta krutost se može pretpostaviti nakon granice popuštanja (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(3))
- Trebaju se koristiti srednje vrijednosti za svojstva materijala (EN 1998-1, 4.3.3.4.1(4))
- Uzdužne sile uslijed gravitacijskog opterećenja se trebaju uzeti u obzir prilikom proračuna

EN 1998-1, 4.3.3.4.1(5).

Za zgrade nepravilnog oblika je potrebno napraviti prostorni model, te dva različita proračuna za dva smjera, pri čemu nije potrebno u pojedinom proračunu uzimati u obzir horizontalna djelovanja iz dva različita smjera

Potrebno je provesti proračun za dvije vrste raspodjele horizontalnog opterećenja:

- jednolika – proporcionalna masi sustava i neovisna o visini
- modalna – prema EN 1998-1 stavak 4.3.3.2 i 4.3.3.3 ako je :
- zadovoljena tlocrtna pravilnost prema EN 1998-1 stavak 4.2.3.3
- prvi period sustava

$$T_1 \leq \left\{ \frac{4T_c}{2s} \right\}$$

Horizontalne sile za slučaj modalne raspodjele se određuju na osnovu izraza:

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

gdje je :

$z_i$  -katna visina

$m_i$  -katna masa prema EN 1998-1 stavka 3.2.4

$F_b$  -ukupna poprečna sila

Poprečne sile se trebaju zadati u središtu masa, tj. u središtu katova s ekscentricitetom zadanim prema EN 1998-1 stavka 4.3.2(1) tj.

$$e_{ai} = \pm 0.05L_i$$

gdje je:

$L_i$  -dimenzija kata okomita na djelovanje potresa

- a) Vertikalne komponente seizmičkog djelovanja se mogu zanemariti (EN 1996-1, 4.3.3.5.2)
- b) Krivulja kapaciteta je odnos između ukupne poprečne sile  $F_b$  te pomaka čvora koji se prati tj. Pomaka kontrolnog čvora  $d_n$
- c) Krivulja kapaciteta bi trebala iznositi maksimalno 150% vrijednosti ciljanog pomaka
- d) Ciljani pomak se određuje na osnovu seizmičkih zahtjeva elastičnog spektra u odnosu na pomak ekvivalentnog jednostupnjevog sustava. Vidjeti EN 1998-1 Annex B
- e) Krivulja kapaciteta se može koristiti da bi se odredio:

Faktor ponašanja  $\alpha_u / \alpha_i$ , gdje je:

$au$  -pomak pri otkazivanju sustava

$ai$  -pomak pri pojavi plastičnog mehanizma

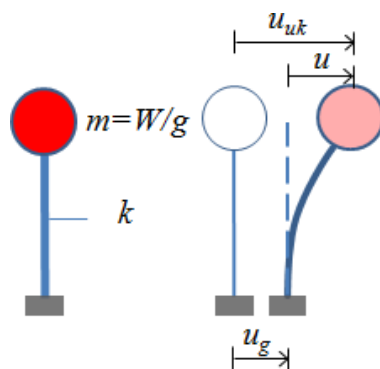
### 6.3. Postupak provedbe Pushover analize

Metoda naguravanja se provodi po sljedećim koracima:

- određivanje spektralnog ubrzanja iz elastičnog spektra odgovora jednostupnjevno sustava,
- određivanje pseudosile iz spektralnog ubrzanja, te određivanje odnosa spektralnog ubrzanja i spektralnog pomaka,
- određivanje ciljanog pomaka jednostupnjevno sustava,
- transformacija višestupnjevno sustava u idealizirani jednostupnjevni sustav,
- određivanje idealiziranog (ekvivalentnog) elastoplastičnog dijagrama,
- određivanje perioda idealiziranog (ekvivalentnog) sustava,
- određivanje ciljanog pomaka idealiziranog (ekvivalentnog) sustava,
- određivanje ciljanog pomaka višestupnjevno sustava.

Općenito, kad govorimo o potrebama proračuna, sustave možemo podijeliti na;

- jednostupnjevne (slika 6.2)
- višestupnjevne (slika 6.3)



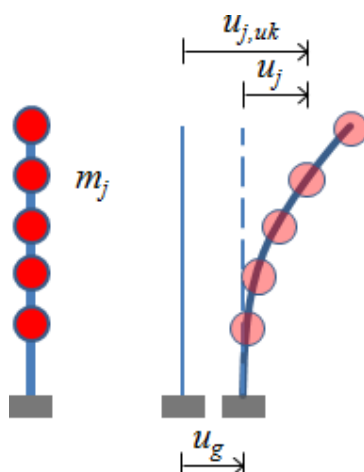
Slika 6.2: Jednostupnjevni model – jednostupnjevni sustav

gdje su :

$u_g$  – pomaci tla pri seizmičkom djelovanju,

$u$  – relativni pomaci,

$u_{uk}$  – ukupni pomaci.



Slika 6.3: Višestupnjevni model – višestupnjevni sustav

gdje su :

$u_g$  – pomaci tla pri seizmičkom djelovanju,

$u_j$  – relativni pomaci,

$u_{j,uk}$  – ukupni pomaci.

Svaki JS je određen trima fizikalnim karakteristikama – **svojom masom  $m$ , krutosti  $k$  i prigušenjem**. Iz tih veličina može se odrediti vlastiti period JS-a po izrazu:

Kružna frek.:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

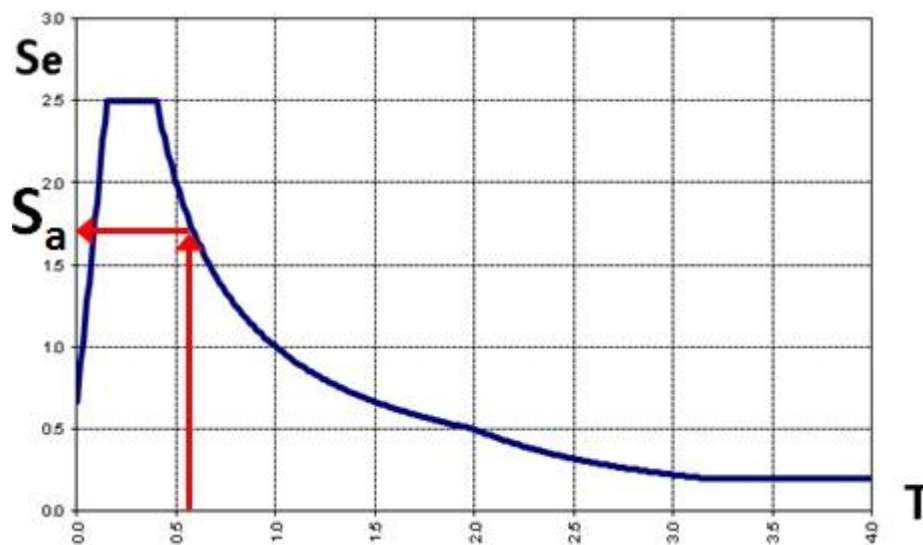
Vlastiti period:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Iz ovih izraza može se zaključiti da je vlastiti period sustava također fizikalna karakteristika sustava koja je određena masom i krutošću sustava. Ovisno o vlastitom periodu sustava razlikuju se pomaci i ubrzanja koja će JS doživjeti pod utjecajem ubrzanja tla  $u_g$ . To se može vidjeti iz elastičnog spektra odgovora gdje je prikazana ovisnost ubrzanja JS- a u odnosu na vlastiti period  $T$ .



Nadalje, iz poznatog vlastitog perioda sustava lako se može odrediti spektralno ubrzanje, kao što se može vidjeti na slici 6.4.

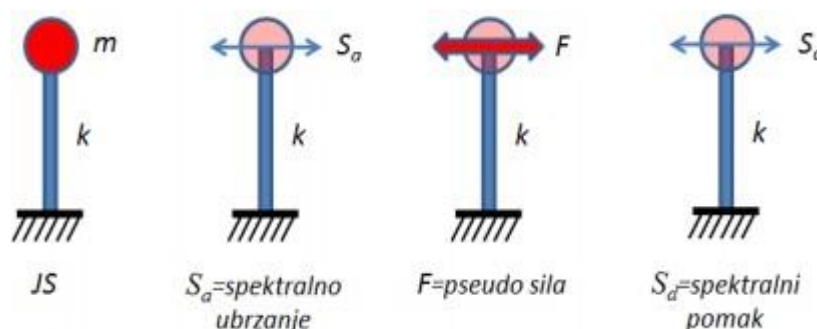


Slika 6.4: Određivanje spektralnog ubrzanja na temelju poznatog vlastitog perioda

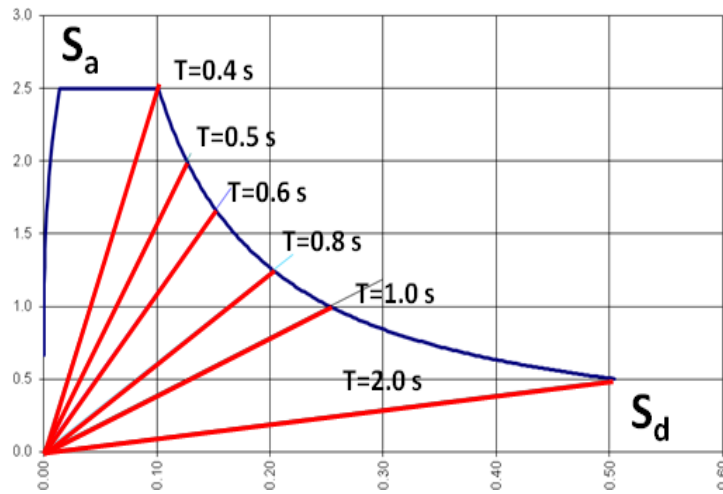
Iz poznatog spektralnog ubrzanja može se odrediti pseudosila  $F=m \cdot S_a$  koja je jednaka umnošku mase  $m$  i spektralnog ubrzanja. Pseudosilu  $F$  može se prikazati i na sljedeći način:  $F=k \cdot S_d$ , tj. kao produkt krutosti  $k$  i spektralnog pomaka  $S_d$ . Sad se lako može odrediti odnos između spektralnog ubrzanja i spektralnog pomaka na temelju sljedećeg izraza:

$$\frac{l}{k} = \frac{T^2}{4\pi^2 m}$$

$$S_d = \frac{F}{k} = m S_a \frac{T^2}{4\pi^2 m} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$



Slika 6.5: Shematski prikaz određivanja spektralnog pomaka



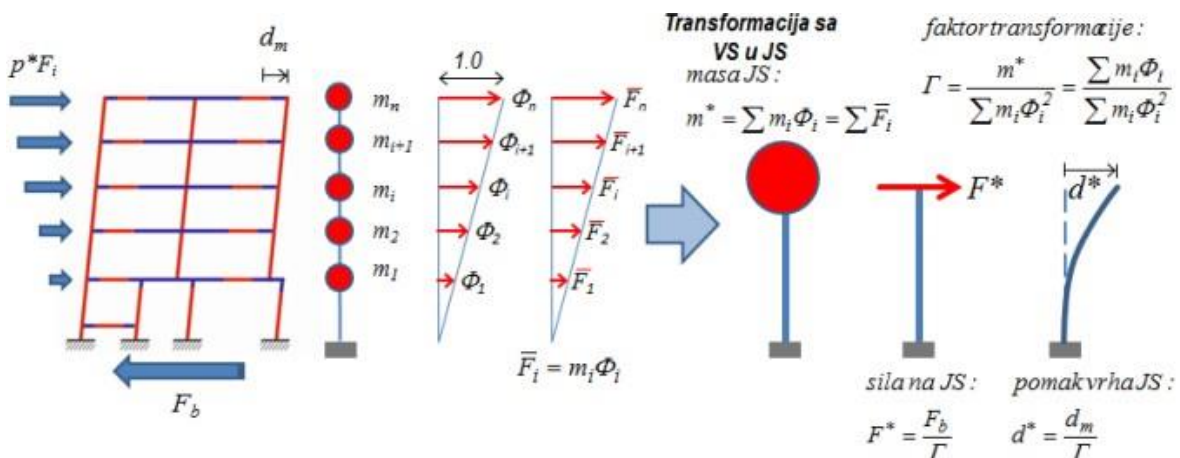
Slika 6.6: Različiti periodi su predstavljeni pravcima

Kao što vidimo na slici, svaki period je predstavljen pravcem koji počinje u ishodištu koordinatnog sustava i čiji je nagib jednak:

$$\frac{S_a}{S_d} = \frac{4 \Pi^2}{T^2}$$

Za određivanje ciljanog pomaka potrebno je za kontrolni čvor sustava konstruirati krivulju putanje uslijed inkrementalnog povećanja horizontalnog opterećenja. Sve to se odnosi na jednostupnjevne sustave. Budući da se realne konstrukcije tretiraju kao višestupnjevni sustavi, potrebno je sve svesti na ekvivalentne jednostupnjevne sustave.

Transformacija se vrši na sljedeći način;



Slika 6.7: Shematizirani prikaz transformacije višestupnjevnog sustava u ekvivalentni jednostupnjevni

Pretpostavlja se sljedeća veza između normalizirane horizontalne sile  $F_i$  i normaliziranog pomaka  $\Phi_i$ :

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i$$

gdje je  $m_i$  masa i-tog kata.

Pomaci se normaliziraju tako što se postavi da je  $\Phi_n = 1$ , gdje je  $n$  kontrolni čvor (uobičajeno se  $n$  odnosi na krovnu razinu). Posljedica toga je izraz;

$$\bar{F}_n = m_n$$

Masa ekvivalentnog jednostupnjevskog sustava se određuje na slijedeći način:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

pri čemu je  $m^*$  masa ekvivalentnog JS-a, a transformacijski faktor je :

*faktor transformacije:*

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

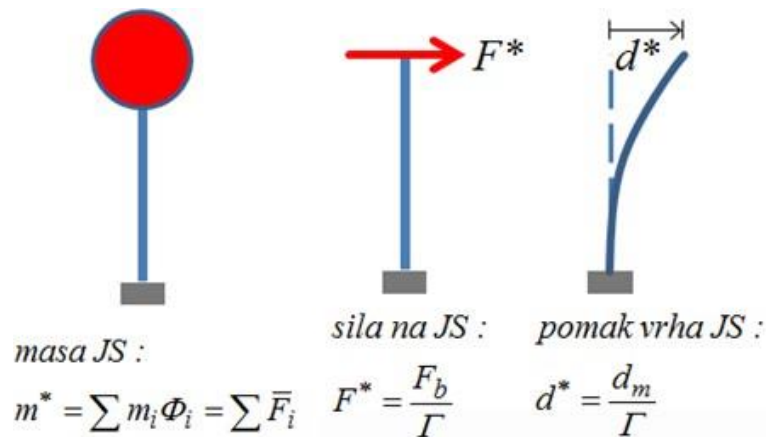
Iz ovih izraza može se zaključiti da u masi ekvivalentnog JS- a najviše sudjeluju mase VS-a koje su pri vrhu sustava jer imaju najveće pomake, dok najmanje sudjeluju mase pri dnu sustava koje imaju najmanje pomake.

Nadalje, sila i pomak ekvivalentnog JS-a se određuju na sljedeći način:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

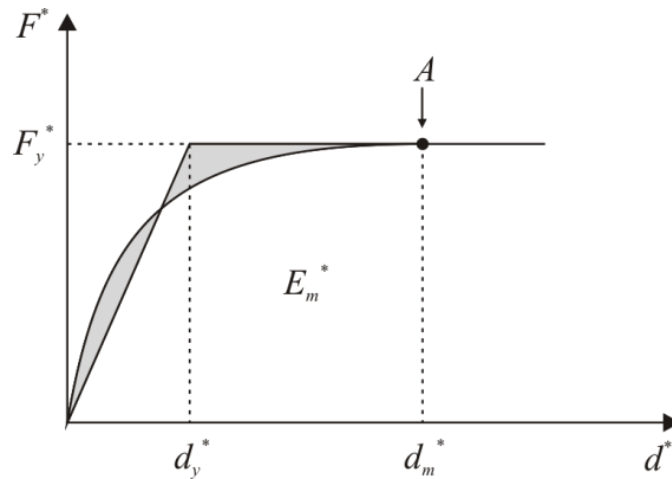
$$d^* = \frac{d_m}{\Gamma}$$

gdje su  $F_b$  i  $d_n$  poprečna sila pri bazi i pomak kontrolnog čvora VS-a.



Slika 6.8: Prikaz ekvivalentnog jednostupnjevnog sustava sa silom  $F^*$  i pomakom  $d^*$

Sila tečenja  $F_y^*$ , koja predstavlja maksimalnu nosivost idealiziranog sustava je jednaka poprečnoj sili pri bazi pri formiranju plastičnog mehanizma. Početna krutost idealiziranog sustava se određuje na način da površine ispod stvarne i idealizirane sila-pomak krivulje budu jednake, tj. pod pretpostavkom očuvanja ukupne energije sustava. (slika 6.9)



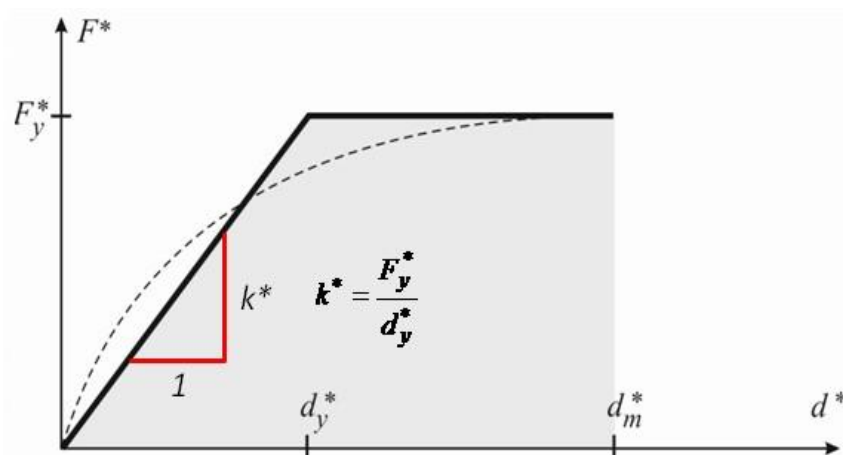
A - plastični mehanizam

Slika 6.9: Određivanje idealnog elasto-plastičnog dijagrama

Temeljeno na ovoj pretpostavci, pomak plastifikacije idealiziranog JS-a  $d_y^*$  je dan izrazom:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

gdje je  $E_m^*$  energija deformacije do formiranja plastičnog mehanizma,  $d_y^*$  točka aproksimacije pojave plastičnog zgloba, a A točka pojave mehanizma.



Slika 6.10: Prikaz početne krutosti idealiziranog JS-a

Kao što se može vidjeti na slici, početna krutost idealiziranog JS-a je jednaka omjeru sile tečenja  $F_y^*$  i pomaka plastifikacije idealiziranog JS-a. Stoga se period idealiziranog ekvivalentnog JS-a može odrediti kao:

Period  $T^*$  idealiziranog ekvivalentnog JS :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Nakon što se odredi period idealiziranog ekvivalentnog JS-a, preostaje još odrediti ciljani pomak ekvivalentnog JS-a. Ciljani pomak konstrukcije perioda  $T^*$  i neograničenog elastičnog ponašanja se određuje pomoću sljedećeg izraza:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\Pi} \right]^2$$

gdje je  $S_e(T^*)$  elastični spektar ubrzanja za period  $T^*$

Za određivanje ciljanog pomaka  $d_t^*$  kod konstrukcija u području malih perioda i kod konstrukcija u području srednjih i većih perioda primjenjuju se različiti izrazi. Period koji dijeli male od srednjih perioda je period  $T_c$ .

$$T^* < T_c \text{ (područje malih perioda)}$$

Ako je  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$  odgovor je linearan te slijedi;

$$d_t^* = d_{et}^*$$

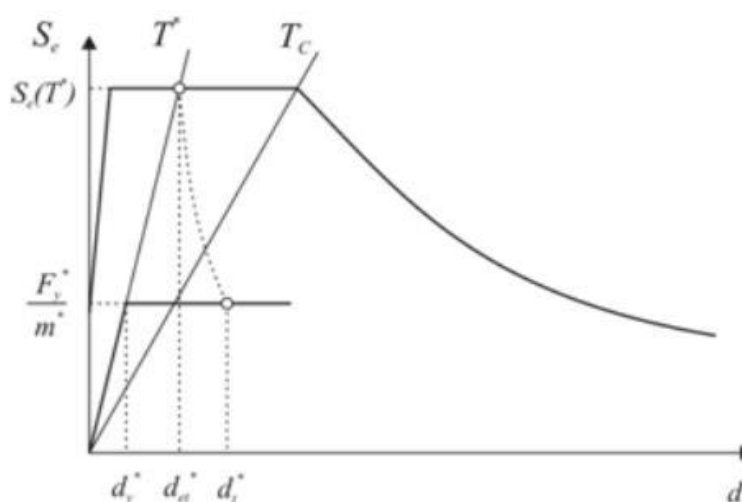
Ako je  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$  odgovor je nelinearan te slijedi;

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

gdje je  $q_u$  omjer ubrzanja u konstrukciji s neograničenim elastičnim ponašanjem  $S_e(T^*)$  i u konstrukciji

s ograničenom čvrstoćom  $F_y^*/m^*$

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$



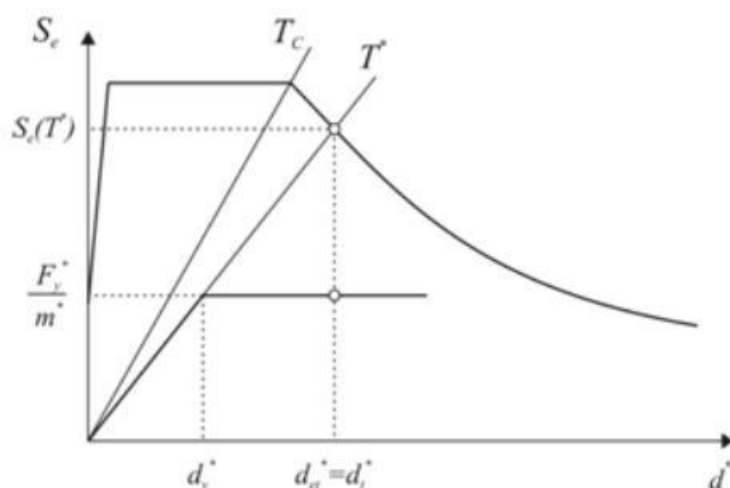
Područje malih perioda ( $T^* < T_c$ )

Slika 6.11: Grafički prikaz određivanja ciljanog pomaka za područje malih perioda

$T \geq T_c$  (srednji i veliki periodi)

$$d_t^* = d_{et}^*$$

uz uvjet  $d_t \leq 3 \cdot d_{et}^*$



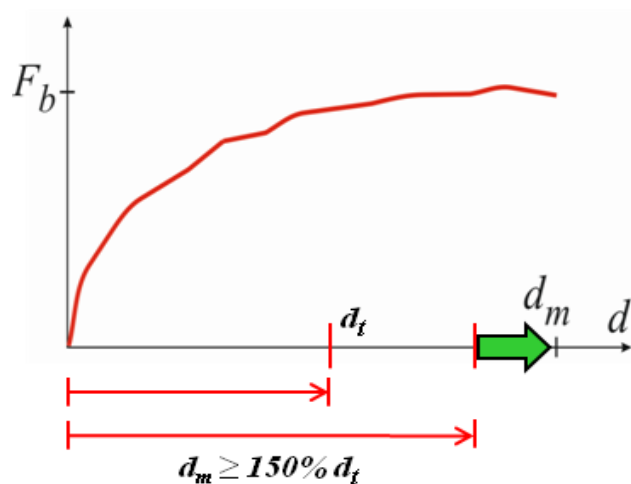
Područje srednjih i velikih perioda ( $T' \geq T_c$ )

Slika 6.12: Grafički prikaz određivanja ciljanog pomaka za područje srednjih i velikih perioda

Preostaje još odrediti ciljani pomak VS-a. On se lako može odrediti pomoću faktora transformacije, kao produkt ciljanog pomaka idealiziranog ekvivalentnog JS-a i faktora transformacije:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

Ciljani pomak se odnosi na kontrolni čvor.



Slika 6.13: Grafički prikaz rezerve nosivosti izražene kroz ciljani pomak

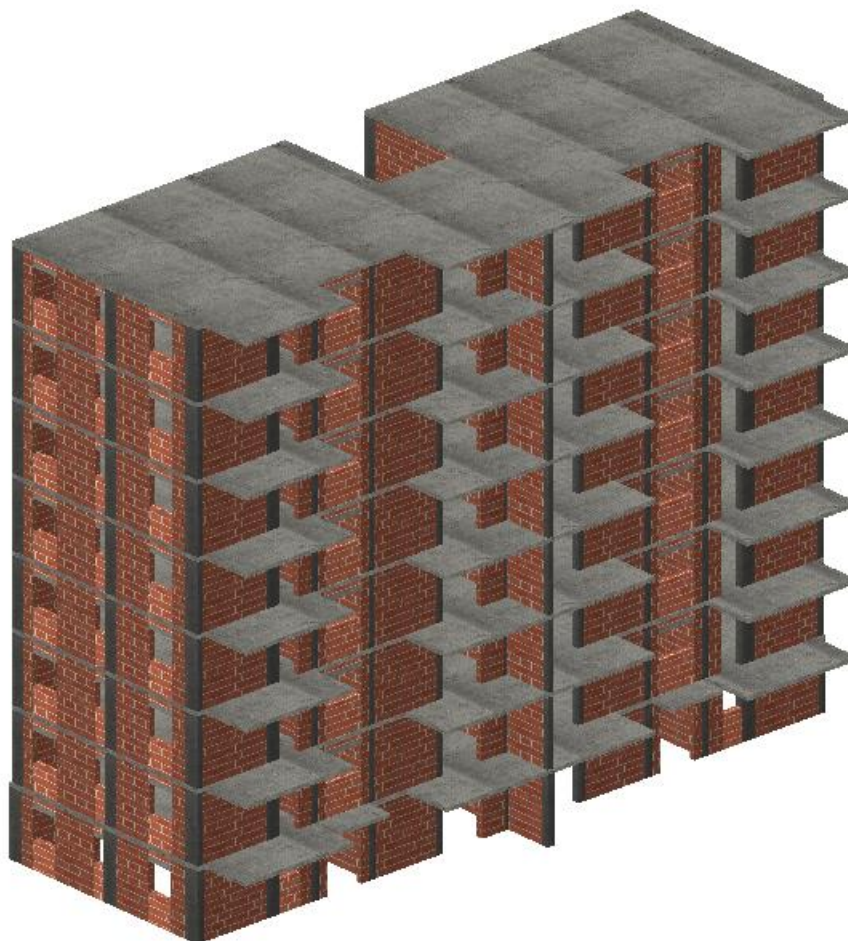
Ciljani pomak kod dokazivanja graničnog stanja nosivosti predstavlja onaj pomak vrha konstrukcije koji se očekuje za zadani potres i svojstva konstrukcije. Smatra se da konstrukcija zadovoljava GSN ako je pomak vrha konstrukcije pred kolaps barem 150% veći od ciljanog pomaka.

## 7. Proračunski model

### 7.1 Uvod

Proračun metodom naguravanja napravljen je u programu AmQuake koji kombinirajući metodu ekvivalentnog okvira i metodu naguravanja provodi dokaz potresne otpornosti.

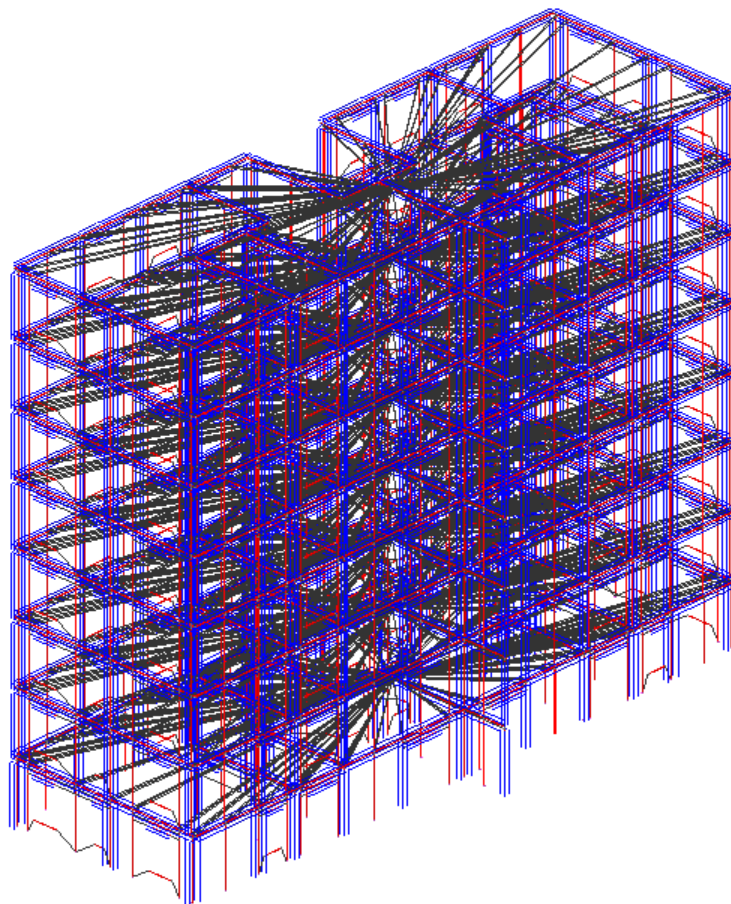
Napravljen je model za predmetnu stambeno-poslovnu zgradu (Slika 7.1.), sa osam etaža, tlocrtno približno pravokutna dimenzija 28.95 x 9.60 m prvi kat, te 28.85 m x 9.50 m ostalih 7 katova. Svijetla visina svih etaža iznosi 2.9 m. Debljina međukatne AB ploče 0,18 m, što daje ukupnu visinu objekta od 23.2 m.



Slika 7.1: Prikaz proračunskog model



Na rezultate proračuna utječu postavke vezane za mrežu konačnih elemenata, pa je zato potrebno s posebnom pozornosti odabrati pojedine opcije u programu. Osnovna ideja leži u modeliranju svih nosivih elemenata 1D grednim elementima. To se odnosi na vertikalne i horizontalne elemente poput zidova, vertikalnih serklaža, horizontalnih serklaža, nadvoja nad vratima i sl. Iduća pretpostavka odnosi se na međukatnu konstrukciju, koja je u svojoj ravnini beskonačno kruta, dok je izvan te ravnine njena krutost zanemariva. Provedba navedenog modela i nelinearnog proračuna zahtijeva upotrebu kvalitetne mreže KE, te prikladno modeliranje krutih veza između grednih elemenata (*Slika 7.2.*).

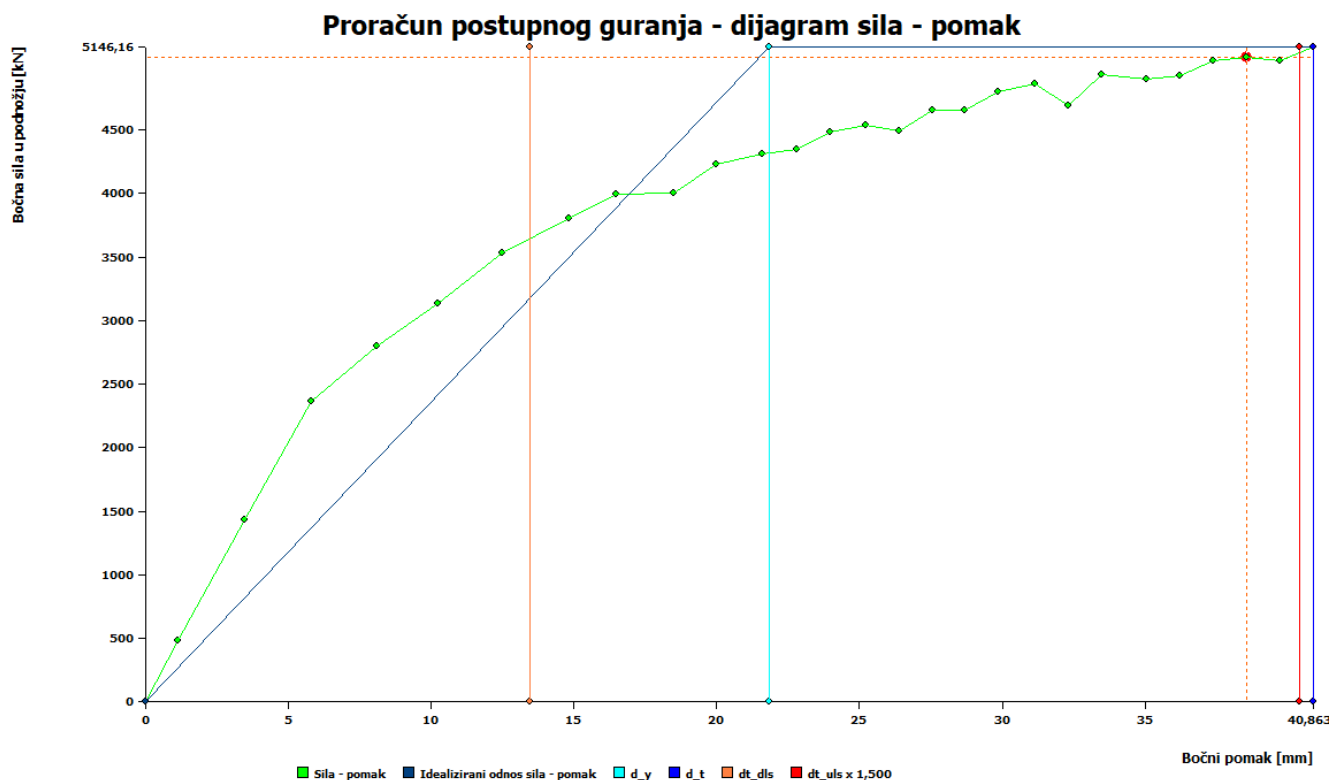


*Slika 7.2: Mreža konačnih elemenata za proračunsku konstrukciju*

U nastavku su prikazani rezultati proračuna za promatrani model.

## 7.2 Rezultati proračuna postupnog naguravanja

### a) Jednoliko opterećenje – smjer X

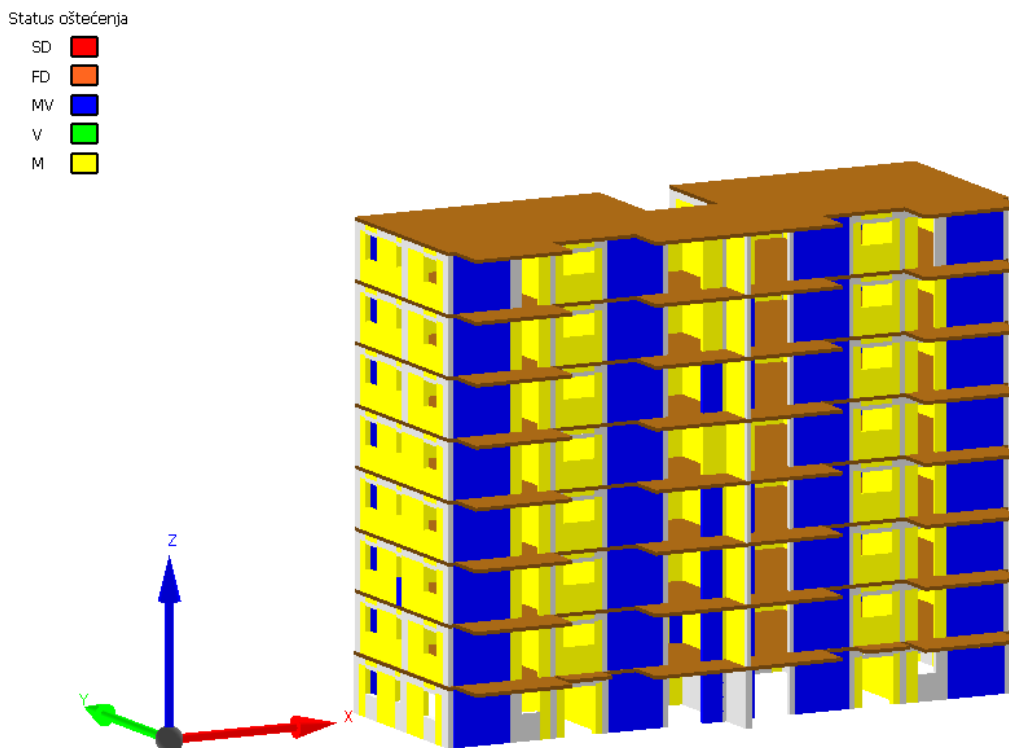


Slika 7.3: Dijagram sila – pomak ( x smjer)

Na (Slici 7.3.) primjećujemo da je ciljani pomak za granično stanje uporabljivosti (označen narančastom bojom), te iznosi 13,466 mm, dok kapacitet za GSU iznosi 40.863 mm, što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Također primjećujemo da je zadovoljeno i granično stanje nosivosti (GSN). Ciljani pomak proračunske konstrukcije za GSN, pomnožen s faktorom 1.50, iznosi 40.398 mm i označen je crvenom bojom, dok kapacitet za GSN iznosi 40.863 mm (Slika 7.4.). Iz prikazanih rezultata možemo zaključiti da promatrana konstrukcija može izdržati takav pomak.

(2) X+, exc. pos, tri	
Ciljani pomak za GSU [mm]:	13,466
Kapacitet za GSU [mm]:	40,863
Granično stanje uporabljivosti	Ispravno
Ciljani pomak za GSN x 1,50	40,398
Kapacitet za GSN [mm]:	40,863
Granično stanje nosivosti:	Ispravno

Slika 7.4: Vrijednosti pomaka za GSU i GSN ( x smjer)



Slika 7.5: Oštećenje konstrukcije pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u X smjeru

**Status oštećenja**

SD	<span style="color: red;">■</span>
FD	<span style="color: orange;">■</span>
MV	<span style="color: blue;">■</span>
V	<span style="color: green;">■</span>
M	<span style="color: yellow;">■</span>

SD – slom uslijed posmika

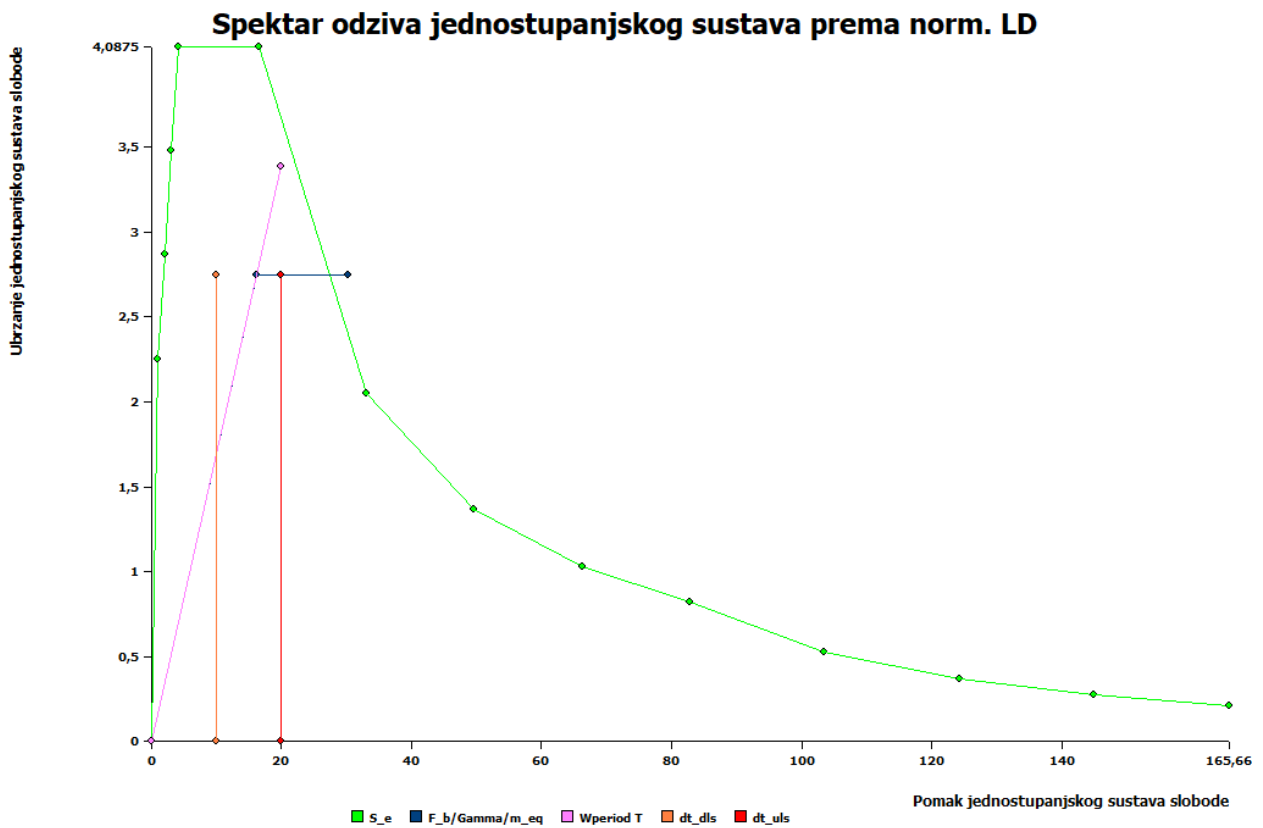
FD – slom savijanjem

MV – plastifikacija uslijed momenta i poprečne sile

V – dosegnuta nosivost na poprečnu silu

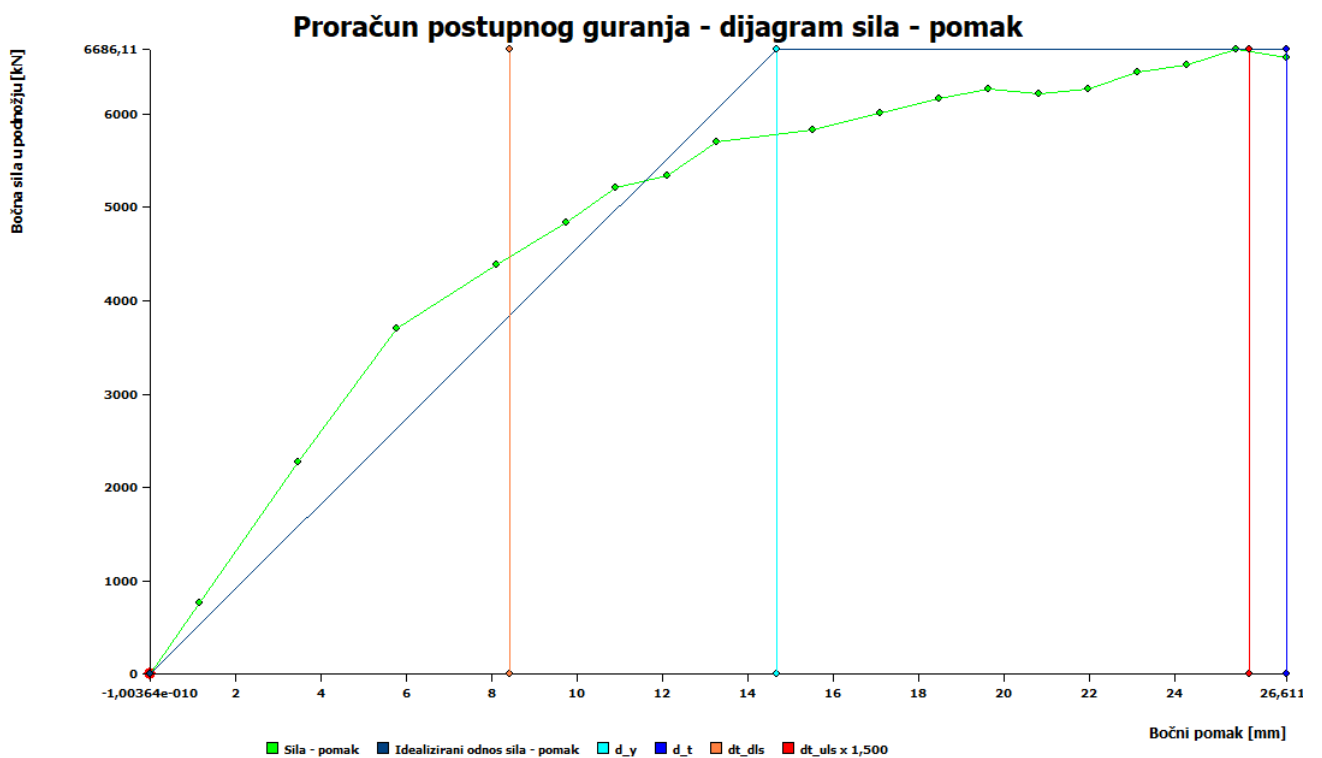
M – dosegnuta nosivost na moment savijanja

Na (Slici 7.5.) prikazano je ponašanje sustava pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u X smjeru. Na slici možemo primjetiti da je kod većine zidova dosegnuta nosivost na moment savijanja u smjeru okomitom na djelovanja horizontalnog opterećenja te u smjeru djelovanja. Također primjećujemo da u velikom broju elemenata dolazi do plastifikacije odnosno plastičnog ponašanja uslijed momenta i poprečne sile. Također primjećujemo da nije došlo do sloma uslijed posmika ili savijanja, kao i da nije dosegnuta nosivot na porečnu silu.



Slika 7.6: Spektar odziva jednostupnjevnog sustava za X smjer

**b) Jednoliko opterećenje – smjer y**



Slika 7.7: Dijagram sila – pomak ( y smjer)

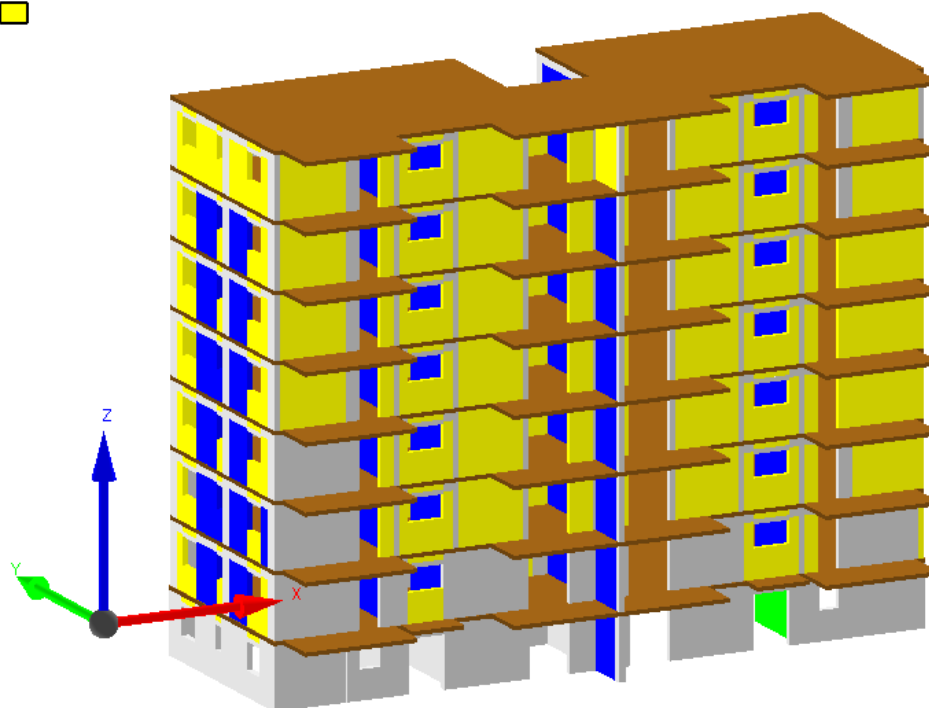
Na (Slici 7.7.) primjećujemo da je ciljani pomak za granično stanje uporabe (označen narančastom bojom), te iznosi 8.425 mm, dok kapacitet za GSU iznosi 26.612 mm što znači da proračunska konstrukcija zadovoljava granično stanje uporabe. Također primjećujemo da je zadovoljeno i granično stanje nosivosti (GSN). Ciljani pomak proračunske konstrukcije za GSN, pomnožen s faktorom 1.50, iznosi 25.762 mm i označen je crvenom bojom, dok kapacitet za GSN iznosi 26.612 mm (Slika 7.8.). Iz prikazanih rezultata možemo zaključiti promatrana konstrukcija može izdržati takav pomak.

(10) Y+, exc. pos, tri	
Ciljani pomak za GSU [mm]:	8,425
Kapacitet za GSU [mm]:	26,612
Granično stanje uporabljivosti	Ispravno
Ciljani pomak za GSN x 1,50	25,762
Kapacitet za GSN [mm]:	26,612
Granično stanje nosivosti:	Ispravno

Slika 7.8: Vrijednosti pomaka za GSU i GSN ( y smjer)

Status oštećenja

SD	<span style="color: red;">■</span>
FD	<span style="color: orange;">■</span>
MV	<span style="color: blue;">■</span>
V	<span style="color: green;">■</span>
M	<span style="color: yellow;">■</span>



Slika 7.9: Oštećenje konstrukcije pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u Y smjeru

### Status oštećenja

SD	<span style="color: red;">■</span>
FD	<span style="color: orange;">■</span>
MV	<span style="color: blue;">■</span>
V	<span style="color: green;">■</span>
M	<span style="color: yellow;">■</span>

SD – slom uslijed posmika

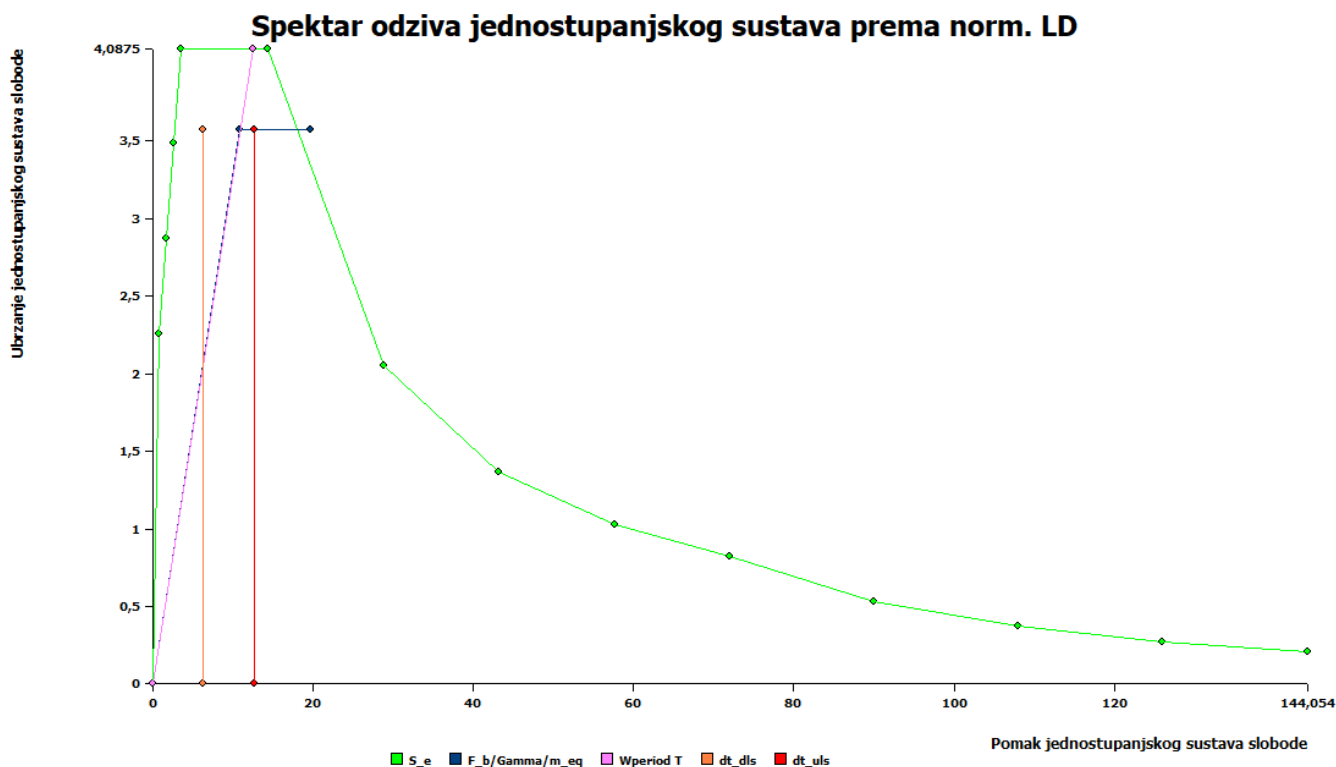
FD – slom savijanjem

MV – plastifikacija uslijed momenta i poprečne sile

V – dosegnuta nosivost na poprečnu silu

M – dosegnuta nosivost na moment savijanja

Na slici 7.9. prikazano je ponašanje sustava pri opterećenju od ukupne slomne poprečne sile u Y smjeru. Može se primjetiti da je dosegnuta i savojna i posmična otpornost u zidovima u smjeru horizontalnog djelovanja te dolazi do pojave plastičnog ponašanja. Vidljivo je da je i veliki broj zidova dosegao je svoju savojnu otpornost okomito na smjer djelovanja horizontalnog opterećenja.



Slika 7.10: Spektar odziva jednostupnjevnog sustava za Y smjer

### 7.3 Analiza rezultata metodom naguravanja

Analiza metodom naguravanja obuhvaća područje grada Splita sa referentnim ubrzanjem sa kojim se ukazalo na neke zanimljivosti vezano za cjelokupnu temu ponašanja zidanih konstrukcija.

Tako je u prvenstveno prikazano kako je ovo granični slučaj za ovaj broj katova i ovo ubrzanje te da je za sva veća referenta ubrzanja tla, bez intervencije dodavanja većeg postotka AB serklaža ili prenamijene zidova od opeke u AB zidove, to granična vrijednost.

Inače X smjer je bio kritičniji, očekivano jer krajnja tri nosiva zida ima duplo veće površine od ostalih u tom smjeru pa samim time i krutost pa su na sebe navlačili ogromnu silu.

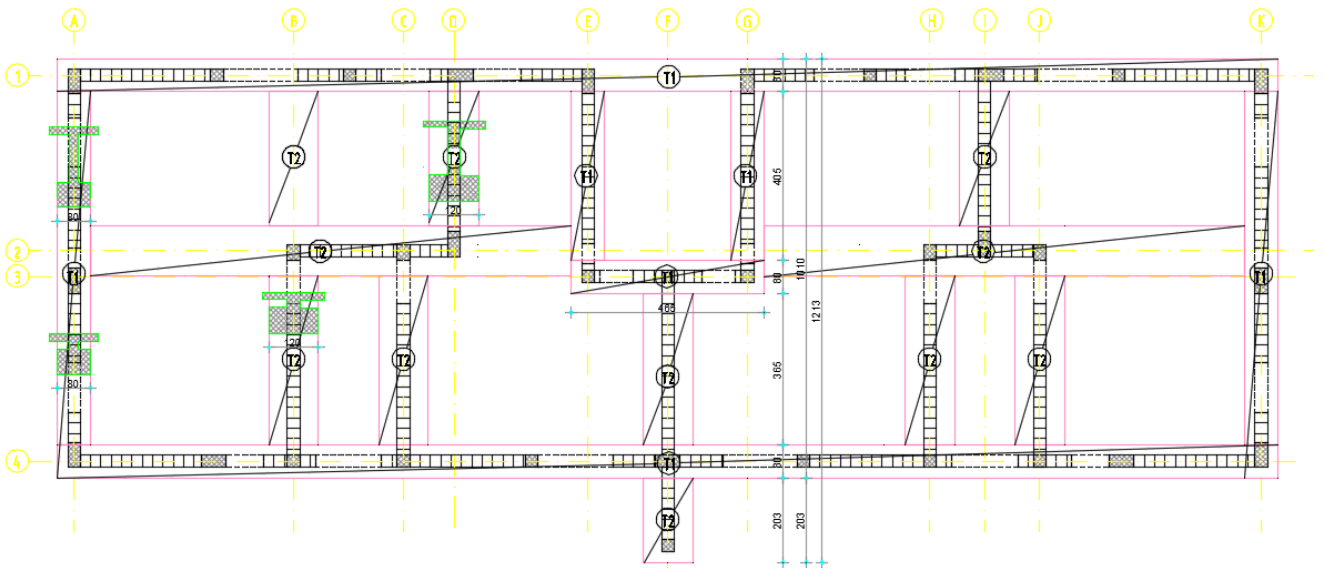
Kako je u pitanju zgrada sa 8 katova nije za čuditi se kako ni u Y smjeru nije bila puno bolja situacija, zidovi duljine nepunih 10 metara ipak su se nešto bolje ponašali uzevši u obzir da na sebi imaju nekoliko otvora koji su mu smanjili površinu, pa samim time i krutost. Još jedna olakotna okolnost za te zidove je i to što nasuprot sebe, relativno blizu imaju nekoliko zidova u istom smjeru koji su dosta opterećenja preuzeli na sebe. Namjerno se nije išlo u pretjerano dodavanje AB serklaža jer tada zgrada gubi smisao zidanih konstrukcija. Valja napomenuti kako je izneseni primjer samo "teoretska nosivost" i kako svi ovi proračuni više imaju svrhu informativnog karaktera pošto nisu uzeti baš svi potrebni i precizni podatci, te se nije moglo u okviru ovog rada ići u toliko detalja koji bi jasnije i preciznije pokazali neke aspekte ponašanja seizmičke otpornosti zidanih konstrukcija. Svaki od navedenih "zaključaka" morao bi obuhvatiti zasebnu i iscrpnu analizu kako bi se moglo s većom sigurnošću potvrditi točnost svih ovih pokazatelja. Što se tiče samih oštećenja nije ih se detaljno analiziralo i prikazalo ma da se njih praktički može isčitati iz dijagrama sila-pomaka. Tako nam nešto veći skokovi na dijagramu jasno pokazuju kada je došlo do nešto značajnijeg otkazivanja više zidova zajedno. Makar to baš ne odgovara stvarnom stanju otkazivanja koje bi trebalo biti ipak malo „ravnomjernije“ ali ukazuje na to da se preko određene sile značajno gubi nosivost većeg dijela zidova. Tada ovisno o „ostatku“ nosivih zidova ovisi hoće li doći do totalnog otkazivanja ili će uspjeti „ostatak“ zidova preuzeti i zadovoljiti uvjete nosivosti. Također treba spomenuti kako vertikalno opterećenje značajno utječe na nosivost horizontalno opterećenih zidova pa tako u modelima u AmQuakeu za povećanje od 1-2 kN/m<sup>2</sup> ziđe može podnijeti značajno veće potresno opterećenje. Praktički efekt je kao da je prednapeto ziđe. Što ukazuje da bi zidove koji dominantno preuzimaju horizontalna djelovanja trebalo na neki način dodatno vertikalno opteretiti. Naravno pri tome treba paziti na tlačna naprezanja.

Zaključak ovog dijela je da kod „zahtjevnijih“ slučajeva bila to veća katnost ili „veća“ potresna zona osim što možemo dodavati veći postotak ziđa možemo, ako je neophodno zamijeniti neke zidove od opeke s AB zidovima. To će nam donijeti potrebnu nosivost za zadovoljavanje uvjeta GSU i GSN.



## 8. Temeljne trake

Temelji su modelirani kao trake na kojima se nalaze nadtemeljni zidovi (Crtež 8.1.). Ovisno o opterećenju koje pojedini temelj preuzima na sebe i kontaktnim naprezanjima koja se javljaju u tlu, određena je širina temelja i potrebna armatura.



Crtež 8.1 – Prikaz temeljnih traka

Napravljen je pojednostavljeni proračun temeljnih traka na vertikalna djelovanja u MS Excelu, za oba smjera. Naprezanja ispod svih temeljnih traka zadovoljavaju dopuštenu nosivost tla od 600 kPa. Proračuni su prikazani u nastavku.

Tablica 8.1 - Prikaz vertikalnog djelovanja na temeljne trake u x smjeru

#### Proračun sila od potresa

$\sigma_{Rd} = 600$  kPa = računaska nosivost tla

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	širina	duljina	vlastita	vlastita	stalno	promjenjivo	računaska	računsko	
Temeljna traka	temelja	temelja	težina temelja	težina nadt. zida	djelovanje	djelovanje	vert. sila	naprezanje	$\sigma_{Ed}/\sigma_{Rd}$
	b [m]	L [m]	Ng,tem [kN]	Ng,zid [kN]	$N_G$ [kN]	$N_Q$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	$\sigma_{Ed}$ [kN]	[%]
<b>T1/A-K</b>	0.80	29.45	353.40	254.01	2503.0	485.0	4926.5	209.1	34.85
<b>T2/ A- E</b>	1.20	11.60	208.80	100.05	735.0	157.0	1644.7	118.2	19.69
<b>T2/G-K</b>	1.20	11.60	208.80	100.05	542.0	118.0	1325.6	95.2	15.87
<b>T3/E-G</b>	0.80	4.65	55.80	6.98	438.0	94.0	817.0	219.6	36.61
<b>T4/A-K</b>	0.80	29.45	353.40	44.18	2577.0	472.0	4723.7	200.5	33.42
			1180.20	505.26			$\Sigma N_{Ed,i} = 13437.6$	kN	

Tablica 8.2 - Prikaz vertikalnog djelovanja na temeljne trake u y smjeru

#### Proračun sila od potresa

$\sigma_{Rd} = 600$  kPa = računaska nosivost tla

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	širina	duljina	vlastita	vlastita	stalno	promjenjivo	računaska	računsko	
Temeljna traka	temelja	temelja	težina temelja	težina nadt. zida	djelovanje	djelovanje	vert. sila	naprezanje	$\sigma_{Ed}/\sigma_{Rd}$
	b [m]	L [m]	Ng,tem [kN]	Ng,zid [kN]	$N_G$ [kN]	$N_Q$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	$\sigma_{Ed}$ [kN]	[%]
<b>TA/1-4</b>	0.80	8.50	102.00	44.63	1330.0	293.0	2432.9	357.8	59.63
<b>TB/1-4</b>	1.20	7.40	133.20	11.10	1195.0	283.0	2232.6	251.4	41.90
<b>TC/2-4</b>	1.20	4.08	73.44	6.12	822.0	180.0	1487.1	303.7	50.62
<b>TD/1-2</b>	1.20	3.23	58.14	27.86	778.0	165.0	1413.9	364.8	60.80
<b>TE/1-3</b>	0.80	4.05	48.60	34.93	646.0	126.0	1173.9	362.3	60.38
<b>TF/3-4</b>	1.20	5.66	101.88	8.49	786.0	165.0	1457.6	214.6	35.77
<b>TG/1-3</b>	0.80	4.05	48.60	34.93	665.0	132.0	1208.5	373.0	62.17
<b>TH/2-4</b>	1.20	4.08	73.44	6.12	875.0	195.0	1581.2	322.9	53.82
<b>TI/1-2</b>	1.20	3.23	58.14	27.86	792.0	169.0	1438.8	371.2	61.87
<b>TJ/2-4</b>	1.20	4.08	73.44	6.12	1121.0	263.0	2015.3	411.6	68.60
<b>TK/1-4</b>	0.80	8.50	102.00	44.63	1330.0	293.0	2432.9	357.8	59.63
			872.88	252.78			$\Sigma N_{Ed,i} = 18874.6$	kN	

### 8.1 Proračun temeljnih traka na djelovanje potresa (globalni)

Težina nadtemeljnog zida:  $G_{ntz} = 758.04$  kN

Težina temelja:  $G_{tem} = 2053.08$  kN

Težina etaža:  $W = 25575.95$  kN

Ukupna težina konstrukcije:  $G = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + G_{ntz} + G_{tem} = 28387.1$  kN

Ukupna masa zgrade:  $m = W/g = 28009.19/9,81 = 2893.69$  t

Ukupna potresna poprečna sila na razini temelja iznosi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 1,635 \cdot 2855.16 \cdot 0,85 = 4021.5 \text{ kN}$$

Ukupan moment savijanja na temeljima:

$$M_{Ed} = F_b \cdot \left( \frac{2}{3} H + H_{ntz} + H_{tem} \right) = 4021.5 \cdot (15,47 + 1,3) = 67440.55 \text{ kNm}$$

Tablica 0.1 - Geometrijske karakteristike

Area	136.75 m <sup>2</sup>
Perimeter	261.4 m
Bounding box	X: -14,53 m .... 14,91 m
	Y: -6.98 m .... 5.14 m
Centroid	X: 0,00
	Y: 0,00
Moments of inertia	X: 1486.5 m <sup>4</sup>
	Y: 10209.0 m <sup>4</sup>
Product of inertia	XY: - 67807423
Radii of gyration	X: 3,29 m
	Y: 8,64 m
Principal moments and X – Y directions about centroid	I: 1486.0 m <sup>4</sup> along [1;0]
	J: 10210.0 m <sup>4</sup> along [0;1]

Kontrola naprezanja u tlu: smjer X

$$W_g^x = \frac{I_x}{y_g} = \frac{1486.0}{5.14} = 289.1 \text{ m}^3$$

$$W_d^x = \frac{I_x}{y_d} = \frac{1486.0}{6.98} = 212.9 \text{ m}^3$$

$$\sigma_g = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_g} = \frac{28387.1}{136.75} \pm \frac{67440.55}{289.1} = 207.58 \pm 233.3$$

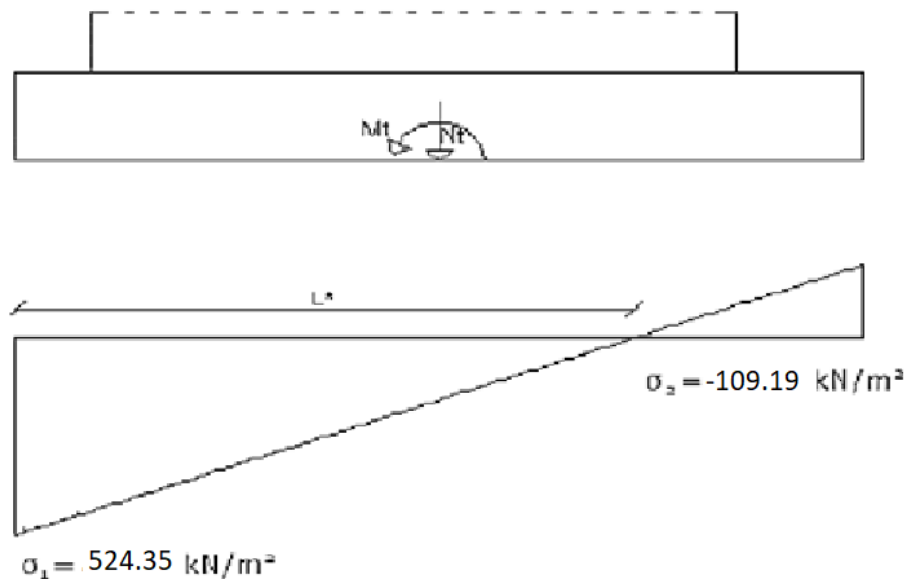
$$\sigma_g = 440.8 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_g = -27.52 \text{ kPa (vlak)} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_d} = \frac{28387.1}{136.75} \pm \frac{67440.55}{212.9} = 207.58 \pm 316.77$$

$$\sigma_d = 524.35 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_d = -109.19 \text{ kPa (vlak)} \leq \sigma_{dop}$$



Crtež 0.1 - Redukcija temeljne stope

Zbog pojave vlaka potrebno je napraviti redukciju temeljne stope:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{67440.55}{28387.1} = 2,38 \text{ m} \quad - \text{ ekscentricitet}$$

$$L^* = L \cdot \left(1 - \frac{2e}{L}\right) = 29,45 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 2,38}{29,45}\right) = 24,7 \text{ m} \quad - \text{ reducirana širina temeljne stope}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{L^* \cdot a} = \frac{2 \cdot 28387.1}{24,7 \cdot 10.10} = 227,60 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{dop}$$

Kontrola naprezanja u tlu: smjer Y

$$W_d^y = \frac{I_y}{y_d} = \frac{10210}{14,91} = 684.77 \text{ m}^3$$

$$W_l^y = \frac{I_y}{y_l} = \frac{10210}{14,53} = 702.68 \text{ m}^3$$

$$\sigma_d = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_d} = \frac{28387.1}{136.75} \pm \frac{67440.55}{684.77} = 207.58 \pm 98.48$$

$$\sigma_d = 306.33 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_d = 109.1 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_l = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_l} = \frac{28387.1}{136.5} \pm \frac{67440.55}{702.68} = 207.58 \pm 95.97$$

$$\sigma_l = 303.82 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

$$\sigma_l = 111.88 \text{ kPa} \leq \sigma_{dop}$$

## 8.2 Potrebna armatura

Minimalna armatura za temeljnu traku T<sub>1</sub>:

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{bh}{100} = 0,15 \cdot \frac{80 \cdot 60}{100} = 7,2 \text{ cm}^2 \quad \text{odabrano } 4\phi 16 (A_s = 8,04 \text{ cm}^2)$$

Minimalna armatura za temeljnu traku T<sub>2</sub>:

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{bh}{100} = 0,15 \cdot \frac{1,20 \cdot 60}{100} = 10,8 \text{ cm}^2 \quad \text{odabrano } 6\phi 16 (A_s = 12,06 \text{ cm}^2)$$

Minimalna armatura za nadtemeljni zid 1:

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{bh}{100} = 0,15 \cdot \frac{30 \cdot 115}{100} = 5,2 \text{ cm}^2 \quad \text{odabrano } 3\phi 16 (A_s = 6,06 \text{ cm}^2)$$

## 9. Zaključak

Zadatak ovog diplomskog rada bila je parametarska analiza te procjena potresne otpornosti zidanih zgrada na području grada Splita u koje se promatrana zgrada nalazi. Za predmetnu višekatnu konstrukciju, proračun je proveden na dva načina. Prvo je proveden pojednostavljeni proračun koristeći pravila za jednostavne zidane zgrade (*HRN EN 1996; Tehnički propis za građevinske konstrukcije*), a zatim u računalom program AmQake. Ocjenjuje se potresna otpornost zidanih zgrada uvažavajući granično stanje nosivosti i granično stanje deformabilnosti. Navedena granična stanja su provjerena nelinearnom statičkom metodom postupnog naguravanja prema EC8, uvažavajući EC6, EC2 i odgovarajuće hrvatske nacionalne dodatke.

Nakon provedenog pojednostavljenog proračuna možemo uočiti da konstrukcija zadovoljava s tog gledišta na vertikalno i potresno djelovanje, što je kasnije potvrđeno i iskazima iz računalnog programa. Predmetni objekt je karakterističnog pravokutnog (izduženog) oblika te zahvaljujući dovoljnom udjelu nosivih zidanih zidova u dva ortogonalna smjera, uslijed vertikalnog i potresnog djelovanja nije prekoračena računaska nosivost blokova od opeke te je konstrukcija dosegla katnost od 8 etaža.

Nakon detaljne analize rezultata zaključujemo da je pravilna geometrija jako važan čimbenik, odnosno, da zgrada mora imati dovoljno zidova u dva ortogonalna smjera i pravilno posložene vertikalne serklaže da bi mogla preuzeti potresno opterećenje. Zide uvelike ukrućuje zgradu što inducira velike potresne sile, a samim time i oštećenja pri djelovanju potresa. Pojavom oštećenja krutosti se smanjuju a povećaju se vlastiti periodi. Krute konstrukcije imaju kratke vlastite periode što znači da im je ubrzanje najvažniji parametar dok fleksibilne imaju dugačke vlastite periode i najvažniji parametar im je pomak. Što znači da imaju manju krutost i manje potresne sile ali veće pomake. Zbog odizanja temelja i raspucanja zid kod nelinearnog proračuna brzo ispadne iz rezonantnog djelovanja. Tako nastaje velika razlika između prvog i drugog perioda oscilacija što je svojstveno za krute konstrukcije. Može se zaključiti da zidane zgrade u seizmički aktivnim područjima trebaju imati pravilnu geometriju, tj. pravilnost u tlocrtu i po visini, postići pravilnosti u krutosti zidova i temelja u dva ortogonalna pravca.

Temelji su važni iz više razloga. Slijeganje temelja kod krutih zgrada izaziva značajna oštećenja i pukotine.. Zbog velike krutosti u zidu se za male vrijednosti slijeganja razvijaju velike sile, međutim zbog male vlačne čvrstoće se brzo razvijaju pukotine. Značajan utjecaj na diferencijalna slijeganja koja se javljaju osim temeljne konstrukcije izaziva i tlo kao podkonstrukcija pa je potrebno posebnu pozornost posvetiti tom problemu. Važno je temelje dobro povezati, pogotovu u smjeru pružanja zidova koji preuzimaju horizontalna djelovanja, s ciljem 'aktiviranja' što većeg vertikalnog (stabilizirajućeg) djelovanja. U tom slučaju je važna i savojna krutost nadtemeljnih zidova. Širinu temelja treba odabrati s ciljem ujednačavanja kontaktnih naprezanja, što osigurava jednakost slijeganja na terenu jednolikih mehaničkih (deformacijskih) svojstava. U ovom radu nije detaljno razrađena problematika temelja već je zbog složenosti problematike zidanih konstrukcija pozornost isključivo stavljena na samo zide ali je zbog važnosti problema skrenuta makar pažnja na temelje.

Naravno da je u praksi cijela konstrukcija uzajamno ovisna međutim da bi se jedan segment teoretski kvalitetno mogao obraditi potrebno je „zaključati“ neke druge aspekte kako se međusobno ne bi „isprepletali“ različiti utjecaji što je često slučaj u „konstrukterstvu“. Naročito ovo vrijedi kada su u pitanju potresi i njihovo razorno djelovanje na konstrukciju.



## **10. Prilozi**

Prilog 1: Tlocrt prizemlja M 1:100

Prilog 2: Tlocrt karakteristične etaže 2-8, M 1:100

Prilog 3: Presjek A – A, M 1:100

Prilog 4: Presjek B – B, M 1:100

Prilog 5: Južno pročelje zgrade, M 1:100

Prilog 6: Sjeverno pročelje zgrade, M 1:100

Prilog 7: Istočno/zapadno pročelje zgrade, M 1:100

Prilog 8: Plan pozicija temeljnih traka, M 1:100

## 11. Literatura

- [1] Trogrlić B. Zidane konstrukcije – predavanja, Split, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije Split, 2018
- [2] Tehnički propis za građevinske konstrukcije
- [3] Europska norma EN 1992 – Projektiranje betonskih konstrukcija, 2004.
- [4] Europska norma EN 1996 – Projektiranje zidanih konstrukcija, 2004..
- [5] Europska norma EN 1998 – Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija, 2004.
- [6] Červenka J., Jendele L., Janda Z, AmQuake: Program Documentation, Prag, Cervenka Consulting Ltd, 2011
- [7] Aničić D., Franko T., Zidane konstrukcije: Priručnik za investitore, projektante, Karlovac, Wienerberger Ilovac d.d., 2010.
- [8] Mihanović A., Dinamika konstrukcija, udžbenici Sveučilišta u Splitu, Split, 1995.
- [9] Radnić J. i suradnici, Zidane konstrukcije 1: Priručnik, Zagreb, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, 2007
- [10] Sorić Z., Zidane konstrukcije 1, Udžbenici Sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 2015.
- [11] [www.insysme.eu](http://www.insysme.eu)

