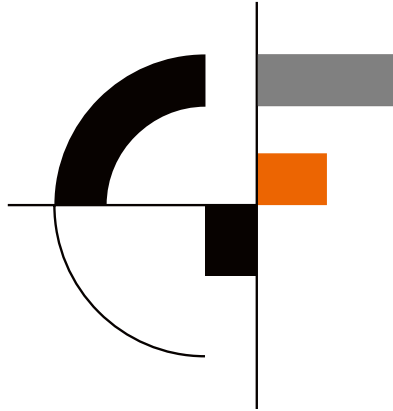


SVEUČILIŠTE U ZAGREBU  
GRAĐEVINSKI FAKULTET



# SKRIPTA IZ KOLEGIJA VISOKE GRAĐEVINE

DOC. DR.SC. ANĐELKO VLAŠIĆ, DIPL. ING. GRAĐ.  
DOC. DR.SC. GORAN PUŽ, DIPL. ING. GRAĐ.  
DOMINIK SKOKANDIĆ, MAG. ING. AEDIF.

Zagreb, 2018.



## **PREDGOVOR**

Ova skripta izrađena je za studente koji su upisali kolegij Visoke građevine na diplomskom studiju Građevinarstva, smjera Konstrukcije. Skripta prati program nastave predavanja i vježbi iz ovog kolegija.

Teorijski dio skripte (program predavanja kolegija – poglavlja 1 do 11) uglavnom je rađen prema literaturi Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991, i Bungale S. Taranath: Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010. Uz ovu literaturu, korišten je i niz drugih izvora, a popis se prema poglavljima nalazi na kraju skripte.

Primjer proračuna (program vježbi kolegija – poglavlje 12 i dodaci) obrađuje visoku zgradu (visina veća od 40 m) konstrukcijskog sustava nepovezanih posmičnih zidova koja sadrži jezgru sa povezanih posmičnim zidovima. Veći dio ovog primjera izrađen je prema poglavlju Beispiel 20a: Mehrgeschossiger Skelettbau iz knjige „Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Band 2: Ingenieurbau“ (Primjeri dimenzioniranja prema Eurokodu 2, Dio 2: Građevinarstvo), a obrađeni primjer je zamišljen kako bi bio prilagođen tipovima tlocrta i broju etaža zgrada koji se zadaju studentima za izradu programskog zadatka. Dodatno je obrađeno potresno opterećenje, gdje je za proračun perioda potrebno izraditi računalni model zgrade. Uz izuzetak određivanja tonova osciliranja na računalu, cijeli proračun se provodi bez upotrebe računala kako bi studenti bolje spoznali osnovne mehanizme prijenosa horizontalnih i vertikalnih opterećenja unutar složenog nosivog sustava visoke zgrade. Dodatak A i B opisuju postupke modeliranja zgrade računalnim programima SCIA Engineer i SOFISTI<sub>K</sub> za potrebe određivanja tonova osciliranja pri izračunu potresnog opterećenja.

Doc.dr.sc. Anđelko Vlašić, dip.ing.građ.

Doc.dr.sc. Goran Puž, dipl.ing.građ.

Dominik Skokandić, mag.ing.aedif.



## SADRŽAJ

<b>1</b>	<b>POVIJESNI PREGLED I PRIMJERI IZUZETNO VISOKIH GRAĐEVINA .....</b>	<b>7</b>
1.1	Osnovni pojmovi .....	7
1.2	Povijesni pregled.....	8
<b>2</b>	<b>OSOBITOSTI PROJEKTIRANJA I PROJEKTNI KRITERIJI .....</b>	<b>15</b>
2.1	Konceptualno projektiranje.....	15
2.1.1	Tlocrtni i visinski raspored nosivih elemenata .....	15
2.1.2	Iskoristivost tlocrta.....	17
2.1.3	Računska djelovanja, modeliranje i koncept sklopa.....	18
2.1.4	Utjecaj tehnologije izvođenja.....	19
2.1.5	Horizontalni pomaci .....	20
2.1.6	Požarno djelovanje.....	22
2.1.7	Ostala računska djelovanja.....	23
2.1.8	Utjecaj opreme na raspored nosivih elemenata .....	25
2.2	Nova stremljenja u arhitekturi visokih građevina.....	26
2.3	Neke odredbe građevinske regulative .....	29
<b>3</b>	<b>KONSTRUKCIJSKI SUSTAVI VISOKIH GRAĐEVINA.....</b>	<b>31</b>
3.1	Osnovna načela odabira sustava .....	31
3.2	Mjere konstrukcijske učinkovitosti .....	34
3.2.1	Indeks krutosti na savijanje.....	35
3.2.2	Indeks posmične krutosti .....	37
3.3	Oblici deformacije visokih građevina .....	38
3.4	Pregled osnovnih sustava .....	39
<b>4</b>	<b>OKVIRNE KONSTRUKCIJE.....</b>	<b>44</b>
4.1	Općenito.....	44
4.2	Ponašanje krutog okvira.....	46
4.3	Okviri sa spregovima .....	47
4.3.1	Tipovi spregova .....	49
4.3.2	Ponašanje pridržanog okvira .....	52
4.4	Okviri sa ispunom .....	54
4.5	Okvirni sustavi bez greda sa krutim stropnim pločama .....	55
4.6	Metode približnog proračuna okvira.....	57
4.6.1	Približno određivanje reznih sila u krutim okvirima za vertikalna djelovanja .....	57
4.6.2	Približno određivanje reznih sila u krutim okvirima za horizontalna djelovanja.....	58
4.6.2.1	Distribucija horizontalnih djelovanja.....	58
4.6.2.2	Proračun unutarnjih sila metodom portala .....	60
4.6.2.3	Proračun unutarnjih sila metodom konzole .....	63
4.6.3	Približni proračun pomaka krutog okvira .....	66



<b>4.7</b>	<b>Metode približnog proračuna sprega .....</b>	<b>69</b>
4.7.1	Određivanje sila u spregovima .....	69
4.7.2	Približni proračun pomaka sprega .....	70
<b>5</b>	<b>POSMIČNI ZIDOVI .....</b>	<b>73</b>
<b>5.1</b>	<b>Općenito .....</b>	<b>73</b>
<b>5.2</b>	<b>Ponašanje konstrukcije sa posmičnim zidovima .....</b>	<b>75</b>
<b>5.3</b>	<b>Proporcionalni i neproporcionalni zidovi .....</b>	<b>76</b>
5.3.1	Proračun proporcionalnih zidova .....	78
5.3.2	Proračun neproporcionalnih zidova .....	82
<b>5.4</b>	<b>Povezani posmični zidovi .....</b>	<b>84</b>
5.4.1	Koeficijent sprezanja .....	87
5.4.2	Spojne grede .....	91
5.4.2.1	Načini otkazivanja spojnih greda .....	92
5.4.2.2	Armiranobetonske spojne grede .....	94
5.4.2.3	Čelične spojne grede .....	96
5.4.2.4	Spregnute spojne grede .....	98
5.4.3	Metode proračuna povezanih posmičnih zidova .....	98
<b>5.5</b>	<b>Provjera po teoriji 2. reda .....</b>	<b>101</b>
<b>6</b>	<b>CIJEVNI SUSTAVI .....</b>	<b>103</b>
<b>6.1</b>	<b>Općenito .....</b>	<b>103</b>
<b>6.2</b>	<b>Utjecaj zaostajanja posmika ("shear lag effect") .....</b>	<b>107</b>
<b>6.3</b>	<b>Podvrste cijevnog sustava .....</b>	<b>112</b>
6.3.1	Povezane cijevi .....	113
6.3.2	Cijev s dijagonalama .....	115
6.3.3	Cijev u cijevi .....	116
6.3.4	Diagrid sustavi .....	117
<b>7</b>	<b>OUTRIGGER SUSTAVI .....</b>	<b>122</b>
<b>7.1</b>	<b>Načelo outrigger sustava .....</b>	<b>122</b>
<b>7.2</b>	<b>Fizikalno ponašanje outrigger sustava .....</b>	<b>126</b>
<b>7.3</b>	<b>Proračun horizontalnih pomaka sustava .....</b>	<b>129</b>
<b>8</b>	<b>HIBRIDNI SUSTAVI .....</b>	<b>134</b>
<b>8.1</b>	<b>Oblikovne i tlocrtne varijacije .....</b>	<b>134</b>
<b>8.2</b>	<b>Kombiniranje horizontalno ukružujućih elemenata .....</b>	<b>138</b>
8.2.1	Okviri s ispunom .....	138
8.2.2	Kombinacija zidova i okvira .....	138
8.2.3	Miješani spregovi .....	140
8.2.4	Okvirne cijevi ojačane dijagonalama – rešetkaste cijevi .....	141
8.2.5	Super-okviri ili mega-okviri .....	142
8.2.6	Raspoređeni sustav rešetki .....	144





8.3	Kombiniranje gradiva – spregnuti sustavi .....	145
<b>9</b>	<b>MEĐUKATNE KONSTRUKCIJE .....</b>	<b>147</b>
9.1	Uvodno.....	147
9.2	Betonske međukatne konstrukcije .....	148
9.3	Čelični sustavi međukatnih konstrukcija .....	154
9.4	Spregnuti sustavi međukatnih konstrukcija .....	155
9.5	Montažni sustavi međukatnih konstrukcija .....	156
9.6	Posebni zahtjevi na međukatne konstrukcije .....	157
<b>10</b>	<b>OPREMA VISOKIH GRAĐEVINA .....</b>	<b>159</b>
10.1	Regulativa područja građevinskih proizvoda.....	159
10.2	Izjava o svojstvima i oznaka građevinskog proizvoda .....	162
10.3	Fasadni elementi.....	164
10.4	Prozori i vrata .....	166
<b>11</b>	<b>OSOBITOSTI NUMERIČKOG MODELIRANJA .....</b>	<b>167</b>
11.1	Pristup proračunu .....	167
11.2	Ponašanje visokih zgrada .....	168
11.3	Modeliranje za približni preliminarni proračun .....	168
11.4	Modeliranje za točniji proračun.....	173
11.4.1	Modeliranje sa štapnim elementima .....	174
11.4.2	Modeliranje sa plošnim elementima.....	176
11.5	Postupci redukcije veličine modela.....	178
11.5.1	Simetrija i antimetrija.....	178
11.5.2	Ravninsko modeliranje trodimenzionalnih konstrukcija .....	180
11.5.3	Koncentriranje dijelova konstrukcije („lumping“) .....	182
11.5.4	Analogija širokih stupova i visokih greda .....	183
<b>12</b>	<b>PRIMJER PRORAČUNA VISOKE GRAĐEVINE SA POSMIČNIM ZIDOVIMA.....</b>	<b>185</b>
12.1	Tehnički opis i dispozicija .....	185
12.1.1	Konstruktivni sustav .....	185
12.1.2	Opis provedenog proračuna.....	185
12.1.3	Tlocrtni raspored konstrukcije .....	185
12.1.4	Skica konstrukcije .....	186
12.1.4.1	Tlocrt .....	186
12.1.4.2	Presjek A-A .....	187
12.1.4.3	Presjek B-B.....	188
12.2	Analiza opterećenja .....	189
12.2.1	Preliminarni proračun – određivanje dimenzija pojedinih elemenata.....	189
12.2.1.1	Materijali .....	189
12.2.1.2	Ploča .....	189



12.2.1.3	Stup .....	189
12.2.1.4	Zid .....	190
12.2.2	Vertikalna djelovanja – prema normi EN 1991-1-1 [4].....	191
12.2.2.1	Vlastita težina .....	191
12.2.2.2	Uporabno opterećenje .....	191
12.2.2.3	Opterećenje snijegom .....	194
12.2.2.4	Raspodjela vertikalnih opterećenja na nosive elemente .....	196
12.2.2.5	Ukupno stalno opterećenje.....	198
12.2.2.6	Ukupno uporabno opterećenje .....	199
12.2.2.7	Uporabno opterećenje sa redukcijom.....	200
12.2.3	Horizontalna djelovanja .....	202
12.2.3.1	Opterećenje vjetrom .....	202
12.2.3.2	Horizontalno opterećenje uslijed imperfekcija na zidove .....	215
12.2.3.3	Seizmičko opterećenje .....	217
12.2.3.3.3	Određivanje elastičnog spektra odziva.....	221
<b>12.3</b>	<b>Pračunske vrijednosti opterećenja .....</b>	<b>235</b>
12.3.1	Stalno opterećenje .....	235
12.3.2	Uporabno opterećenje – vertikalno (bez redukcije) .....	236
12.3.3	Uporabno opterećenje (vertikalno) – sa redukcijom .....	237
12.3.4	Horizontalno opterećenje – vjetar .....	238
12.3.4.1	Slučaj 1 – vjetar puše na veću površinu zgrade .....	238
12.3.4.2	Slučaj 2 – vjetar puše na manju površinu zgrade .....	239
<b>12.4</b>	<b>Prostorna stabilnost i krutost konstrukcije .....</b>	<b>240</b>
12.4.1	Karakteristike presjeka.....	240
12.4.1.1	Stubišna jezgra .....	240
12.4.1.2	Zidovi .....	246
12.4.2	Stabilnost na bočni pomak.....	248
12.4.3	Stabilnost na zakretanje oko vertikalne osi.....	249
<b>12.5</b>	<b>Raspodjela horizontalnih sila na vertikalne elemente .....</b>	<b>253</b>
12.5.1	Raspodjela horizontalnih sila .....	254
12.5.1.1	Raspodjela sila uslijed savijanja.....	254
12.5.1.2	Raspodjela sila uslijed torzije.....	256
12.5.2	Raspodjela horizontalnih sila od vjetra .....	258
12.5.2.1	Raspodjela sila u smjeru osi x (vjetar puše na manju površinu zgrade) .....	258
12.5.2.2	Raspodjela sila u smjeru osi x (vjetar puše na veću površinu zgrade) .....	262
12.5.3	Raspodjela horizontalnih sila od potresa .....	264
12.5.3.1	Raspodjela potresnih sila u smjeru osi x.....	264
12.5.4	Raspodjela potresnih sila u smjeru osi y .....	271
<b>12.6</b>	<b>Granično stanje uporabivosti – kontrola naprezanja u betonu .....</b>	<b>275</b>
12.6.1	Stubišna jezgra – smjer x.....	276
12.6.2	Stubišna jezgra – smjer y.....	277
12.6.3	Zid 1 (smjer x).....	278
12.6.4	Zid 2 (smjer x).....	279
12.6.5	Zid 3 (smjer y).....	280
12.6.6	Zid 3 (smjer y).....	281
<b>12.7</b>	<b>Granično stanje nosivosti – jezgra .....</b>	<b>282</b>
12.7.1	Raspodjela opterećenja na jezgru po etažama .....	282
12.7.2	Proračun naprezanja u karakterističnim točkama – stubišna jezgra.....	284



12.7.3	Zid jezgre u osi 9 (zid bez otvora) – kontrola izvijanja.....	287
12.7.3.1	Proračun duljine izvijanja i vitkosti zida u osi 9 .....	287
12.7.4	Zid u osi C – zid s otvorom – kontrola izvijanja .....	290
12.7.4.1	Proračun unutarnjih sila i naprezanja u zidovima uz otvore .....	292
12.7.4.2	Proračun duljine izvijanja i vitkosti – Zid u osi C (zid s otvorom).....	295
12.7.5	Proračun nosivosti zidova u potresnom području prema EN 1998-1.....	299
12.7.5.1	Općenito .....	299
12.7.5.2	Posebosti proračuna za DCM – prema EN 1998-1.....	299
12.7.5.3	Dimenzioniranje zida u osi C (zid s otvorom – zid 1) - EN 1998-1 [2] .....	304
12.7.6	Dimenzioniranje vezne grede iznad otvora u jezgri .....	310
12.7.6.1	Općenito .....	310
12.7.6.2	Određivanje uzdužne armature.....	311
12.7.6.3	Određivanje armature za preuzimanje poprečnih sila .....	313
12.7.6.4	Skica armature grede iznad otvora.....	315
<b>13</b>	<b>DODATAK A – UPUTE ZA IZRADU 3D MODELA ZA SEIZMIČKU ANALIZU NA RAČUNALU - SCIA .....</b>	<b>316</b>
13.1	Uvodno.....	316
13.2	Priprema podloge u AUTOCAD-u .....	317
13.3	Importiranje tlocrta u SCIA-u.....	318
13.3.1	Pokretanje SCIA-e i definicija projekta .....	318
13.3.2	Importiranje CAD file-a u SCIA-u .....	320
13.4	Definiranje konstrukcije u SCIA-I .....	323
13.4.1	Definiranje nosivih elemenata i rubnih uvjeta .....	323
13.4.2	Definiranje parametara za seizmičku analizu.....	329
13.5	Provedba seizmičke analize .....	332
13.6	Analiza rezultata .....	334
<b>14</b>	<b>DODATAK B UPUTE ZA IZRADU 3D MODELA ZA SEIZMIČKU ANALIZU NA RAČUNALU - SOFISTIK.....</b>	<b>338</b>
14.1	Uvodno.....	338
14.2	Priprema podloge u AUTOCAD-u .....	339
14.3	Zadavanje modela u SOFISTIKU .....	340
14.3.1	Pokretanje SOFISTIKA i definicija projekta .....	340
14.3.2	Zadavanje geometrije modela.....	341
14.3.3	Exportiranje modela iz SOFiPLUS-a u SSD .....	345
14.4	Proračun perioda .....	346
14.4.1	Određivanje faktora na težinu konstrukcije modela.....	346
14.4.2	Određivanje perioda .....	349
	<b>REFERENCE .....</b>	<b>353</b>

# 1 POVIJESNI PREGLED I PRIMJERI IZUZETNO VISOKIH GRAĐEVINA

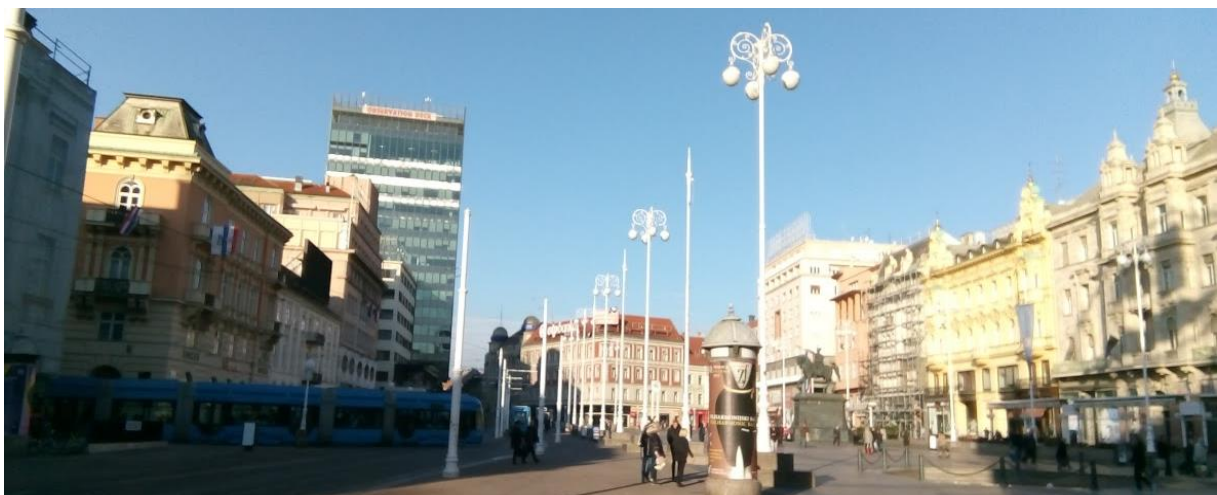
## 1.1 Osnovni pojmovi

Tema ove skripte su neboderi, odnosno visoke zgrade namijenjene radu ili stanovanju. S konstruktorskog motrišta, visoka građevina je ona na čije projektiranje presudan utjecaj imaju horizontalna djelovanja od vjetrova i potresa. S arhitektonskog motrišta svaka zgrada koja se visinom izdvaja iz svoje okoline i utječe na sliku grada može biti nazvana neboderom. Zgrade stambene ili poslovne namjene koje se znatno izdižu u visinu grada se zbog visoke cijene zemljišta i naglog rasta gradova, a najveći neboderi zbog prestiža države, korporacije ili čak pojedinca.

U stranoj literaturi postoji definicija prema kojoj se visokom zgradom smatra višekatnica koja doseže 35 do 100 metara visine, ili zgrada nepoznate visine koja ima 12 do 39 katova, dok je neboder viši od 100 metara, a supervisokom zgradom treba smatrati onu čija visina prelazi 300 m.

U Generalnom urbanističkom planu (GUP) grada Zagreba [1] stoji da je visoka građevina - građevina visine četiri i više nadzemnih etaža (najmanje suteren ili prizemlje, te tri kata).

U službenom pravilniku koji je vezan za zaštitu od požara [2] stoji definicija prema kojoj su visoki objekti zgrade kod kojih je završna kota poda najviše etaže predviđene za boravak ljudi, od razine okolnog terena na koji će se obavljati evakuacija veća od 22 m. Ova definicija vezana je za obavezne vatrogasne pristupe i mogućnost gašenja požara i evakuacije vozilom s ljestvama.



*Slika 1-1 – Neboder na glavnom zagrebačkom trgu - Trgu bana Josipa Jelačića ne bi zaslužio naziv visoke građevine da nije okružen znatno nižim zgradama*



Dakle, visoke zgrade nemaju jedinstvenu i apsolutnu definiciju, već je za svaku zgradu moguće odrediti spada li među visoke iz konteksta, ovisno o kontekstu građevine (kao što je prikazano na slici 1) i njezinim proporcijama (neke zgrade su vitke pa i pored skromne visine ostavljaju dojam visokih građevina) [3].

Kroz čitavu povijest čovječanstva bilo je prisutno nastojanje da se gradi u visinu, do neke mjere iz potrebe, ali najviše u težnji da se veličanstvenim djelom impresioniraju oni koji zgradu vide izdaleka i dožive izbliza. U ovome radu ne bavimo se tornjevima iz prošlih vremena, već govorimo o suvremenim zgradama u kojima se živi i radi i aktualnim trendovima u njihovom konstruiranju i projektiranju. Konkretno, povijest današnjih nebodera počinje sredinom 19. stoljeća, a od tog vremena u konstruktorskom smislu prepoznamo tri generacije visokih zgrada. Zgrade prve generacije imaju nosive zidove od kamena ili opeke, eventualno sa željeznim elementima i međukatnim konstrukcijama od željeznih nosača i drvenih grednika. Drugu generaciju predstavljaju zgrade sa čeličnim skeletom, okvirne konstrukcije sa zakovanim spojevima. Treća generacija, najbrojnija po zastupljenosti, sadrži cijevne konstrukcijske sustave i sustave s jezgrom, te njihove kombinacije, u izvedbi od čelika, betona, u kombinaciji dvaju materijala ili u spregnutoj izvedbi.

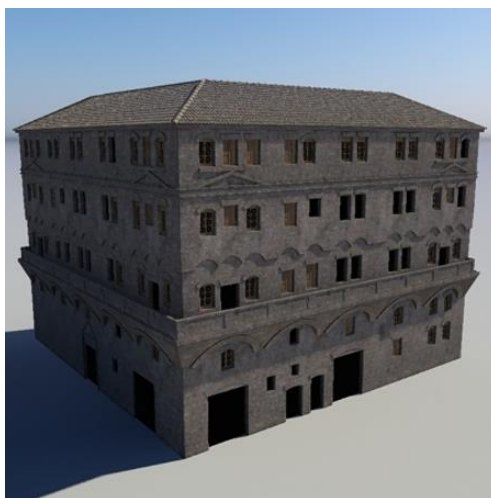
Visoke zgrade vrlo su zanimljive širokoj populaciji, pa su podaci o njima na internetu vrlo brojni i detaljni. Međutim, kao i kod drugih tema, teško je ocijeniti njihovu vjerodostojnost. U ovoj skripti korišteni su podaci s Wikipedie [4], ali i pouzdanijih stranica Vijeća za visoke građevine i urbano stanovanje (CTBUH – Council on Tall buildings and Urban Habitat) [5], koje se mogu preporučiti zbog velikog broja preglednih i stručnih radova koje su na raspolaganju.

## 1.2 Povijesni pregled

Zgrade su oduvijek bile spomenici doba u kojem su sagrađene i pokazatelji napretka i prosperiteta gradova i zemalja u kojima se nalaze. Suvremene višekatnice za rad i stanovanje imaju svoje ishodište u građevinama koje su nastale iz istih razloga zbog kojih se grade i danas: zbog vrijednosti zemljišta koje su vlasnici željeli čim bolje iskoristiti. To ne znači da one ne koriste materijale, oblike i postupke monumentalnih ne-stambenih gradnji, već da su prioriteti bili potpuno drugačiji od onih koji su oblikovali grobnice, hramove i katedrale.

Prvi dokumentirani prethodnici nebodera su antičke insule [4], zgrade Starog Rima koje su dosizale 7, prema nekim izvorima čak i 10 katova. Na masivne zidove oslanjali su se svodovi u nižim etažama, dok su stropovi viših etaža bili u drvenoj grednoj izvedbi. Vlasnici ili bogatiji korisnici radili su i živjeli u nižim, a siromašniji stanari u višim etažama. Najveći problem gradova u kojima su građeni ovi objekti bila je sigurnost u slučaju požara, potresa ili nenadanog rušenja uslijed slabe izvedbe. Takvi su događaji bili česti, pa su zakonodavci od antičkih vremena nastojali uvesti

red ograničavajući visinu ili katnost gradnji. Poznato je ograničenje cara Augusta koji je visinu zgrada u Rimu dekretom ograničio na 25 metara.



*Slika 1-2 – Suvremena rekonstrukcija Starorimske Insulae – stambeno – poslovne višekatnice [4]*

Građenje u visinu i stanovanje na visini nije bilo ograničeno samo na antičke gradove na izvorištu zapadne civilizacije, već su slične građevine nastajale i u drugim dijelovima Rimskog carstva, primjerice u Egipatskim gradovima, a vjerojatno i drugdje na srednjem i dalekom istoku. O njima ima malo pisanih tragova, ali se vjeruje da su u 11 stoljeću građene i do visine veće od 10 katova.

Danas postoji tradicija gradnje u nepečenoj opeci kojom su sagrađene zgrade koje i danas stoje u imponantnoj visini do 11 katova. Primjer koji se često navodi je pustinjaški grad Shibam, koji je u današnjem obliku nastao u 16 stoljeću. U nastojanju da se obrane od berberskih plemena njegovi su stanovnici gradili u visinu. Ipak, takvi primjeri bili su prije izuzetak nego pravilo, jer je život na višim etažama bio težak i nesiguran.



*Slika 1-3 – Višekatnice od nepečene opeke – grad Shibam, Jemen, 16. stoljeće. [6]*





*Slika 1-4 – Stambeni tornjevi u središnjoj Italiji – San Gimignano, srednji vijek [4]*

Srednji vijek u Europi donosi gradnju vrtoglavo visokih stambenih tornjeva relativno male tlocrtno površine. Sukladno tadašnjim životnim običajima svaka je etaža imala obično samo jednu prostoriju. Visina tornjeva sugerira da vlasnicima nije bilo važno samo stvoriti sigurno utočište za obitelj i zalihe, već i napraviti građevinu koja će biti višlja od svih ostalih. Najpoznatiji primjeri takvih gradnji su stambeni tornjevi u gradiću San Gimignano, u Toskani, odnosno središnjoj Italiji. Običaj gradnje visokih tornjeva unutar zidina grada vladao je i u drugim gradovima, pa je tako zabilježeno da je vlast u Firenci zakonom ograničila visinu svih urbanih građevina na 26 metara davne 1251. godine.

Svi navedeni primjeri ipak su graditeljski izuzeci, nastali iz ograničenja na širenje grada van obrambenih zidina. Klasične zidane zgrade prije industrijske revolucije dosežu najviše 11 do 14 katova (često se navodi primjer višekatnica u Edinburhu, Škotska), dok se krajnjim dometom smatra poslovna zgrada visoka 16 katova sagrađena u Chicagu 1891., sa zidovima koji su pri dnu bili debeli 2 m. U razdoblju industrijske revolucije razvijaju se materijali i njima prilagođene konstrukcije koje prethode pravim neboderima. U tom smislu navode se prve zgrade sagrađene dijelom od željeznih elemenata, kao okviri kojima vanjsko oplošje zatvara fasada koja više ne sadrži nužno zid kao nosivi element. Elementi potrebni za konstruiranje nebodera osmišljeni su i primijenjeni u Engleskoj, prije pravog razvoja visokih zgrada u SAD. Prve zgrade s fasadom izvedenom od velikih staklenih ploha sagrađene su u Liverpoolu u drugoj polovici 19. stoljeća. Osim materijala i novih konstrukcija, za udobno stanovanje na višim etažama trebalo je riješiti i problem penjanja na katove, kao i opskrbu vodom.

Kao što su konstrukcije prvih modernih zgrada sa čeličnim elementima imale uzor u strojevima, tako su i moderna dizala imala svoje prethodnike u rudnicima. To su bile nepouzdana i opasne sprave do izuma sigurnosne kočnice, koju je predstavio Elisha

Ottis 1852. godine. Može se reći da su čelik, staklo, dizalo i hidraulička pumpa stvorili preduvjete za brz rast zgrada u visinu krajem 19. stoljeća. Ekonomska moć i potreba za višestrukim korištenjem parcele stekli su se u velikim gradovima Sjedinjenih Država: New Yorku i Chicagu, te na Starom kontinentu, u Londonu. Od ta tri grada investitori i graditelji najveću slobodu imaju u New Yorku, koji nema ograničenje visine gradnje, pa preuzima dominaciju u izgradnji nebodera koja će trajati desetljećima.

Chicago se smatra kolijevkom nebodera jer su u njemu sagrađene zgrade kojima je objedinjen skup konstruktivnih elemenata potreban da se gradnja vine u visinu. Home Insurance Building, zgrada izgrađena u Chicagu 1885. godine, s relativno skromnih 12 katova (kao katove ovdje brojimo nadzemne etaže) sadrži sve elemente modernih nebodera. Glavni nosivi sustav zgrade je okvir od kovanog željeza, dok je čelični okvir prvi puta primijenjen četiri godine kasnije za izgradnju jedne deveterokatnice. Dijagonalna ukrućenja primijenjena su pri izvedbi dvadeseterokatnice 1891., nakon čega se težište razvoja seli u New York.



*Slika 1-5 – Home Insurance Building, Chicago, 1891., prva visoka građevina u s cjelovitim metalnim okvirnim nosivim sustavom [4]*





Slika 1-6 – Empire State Building u gradnji – New York 1930., izvorno visok 381 m [4]

U narednih 40 godina dogodio se nezapamćen rast u visinu, a ta je etapa okončala dovršenjem Empire State Building-a, nebodera sa 102 kata, koji je dovršen u jeku svjetske ekonomske krize 1931. godine. Rast u visinu je zaustavljen na nekoliko desetljeća, tijekom kojih su se razvile nove konstrukcije i poboljšale tehnike gradnje.

Prvi suvremeni neboderi imaju okvirnu nosivu konstrukciju sastavljenu od čeličnih stupova i greda. Empire State Building nije bio revolucionaran po nosivoj konstrukciji, već više po iznimnoj brzini gradnje, čak do 4,5 katova tjedno. Brzu izgradnju su omogućila tehnička pomagala, ali još više prefabrikacija dijelova i precizna organizacija dopreme na gradilište u zadanom roku, na zadano mjesto. Obzirom na logističke probleme, skućeno gradilište u prometnom centru grada i ponavljanje radova iz etaže u etažu, gradnja ovog nebodera dugo će biti primjer uspjeha u domeni organizacije građenja.

Novi radikalni iskoraci u projektiranju nebodera događaju se u 60-im godinama 20. stoljeća. Ubrzano se istražuju nove konstrukcije, koje su jasne u prijenosu sila na tlo, ali složene za proračun. Razvitak cijevnih sklopova bio je vrlo mukotrpan prije šire uporabe računala u provjerama nosivosti. Uz pomoć kompjutera konstruktori su mogli dokazati da neka konstrukcija uistinu djeluje kao trodimenzionalna cjelina, odnosno da nije samo skup greda, stupova ili okvira. Nosivi elementi elegantnih zgrada, maskirani u fasadama po čitavom oplošju, zajedno se ponašaju kao čvrsta cijev, koja uz potporu unutarnje jezgre preuzima horizontalna i vertikalna opterećenja. Arhitekti su dobili mogućnost oslobađanja unutarnjeg prostora etaža za prilagodbu raznim namjenama, a graditelji moćan sklop za nove rekordne visine.



*Slika 1-7 – Neboder Chestnut-Dewitt, prva zgrada konstruirana kao cijevni sustav – Chicago, 1965. [4]*

Projektant čije se ime spominje uz praktično korištenje nove strukture je Fazlur Khan, a prva zgrada s inovativnim nosivim sustavom vjerojatno je stambeni neboder u Chicagu, nazvan Chestnut-Dewitt. Cjelovito sagledavanje nosivog sustava velike zgrade, koje omogućuje kompjutorsko modeliranje, dovelo je do razvitka niza novih tipova nosivih konstrukcija. Kombinacije tih sklopova istražuju se i danas.

Novi rekord u visini postavljen je izgradnjom zgrada World Trade Centera u New Yorku 1972. godine, zgrada čije je tragično rušenje 2001. dovelo do radikalnih promjena u pristupu sigurnosti, pa i projektiranju konstrukcije visokih zgrada. Sjeverni, viši toranj imao je 110 katova, ukupne visine 417 metara. Gusto raspoređeni vanjski stupovi, povezani snažnim horizontalnim gredama zatvaraju fasade, povezujući se u nosivi sklop koji preuzima sva horizontalna i dio vertikalnih opterećenja. S obzirom na to da zatvara obod građevine, u kontinuitetu od dna do vrha, ovakav je sustav nazvan cijevnim. Preostalo vertikalno opterećenje preuzimaju stupovi središnje jezgre. Za korisnika je bitno što ovakav nosivi sustav oslobađa unutrašnjost zgrade od šume stupova koji ograničavaju slobodu u korištenju interijera. Znatni rasponi od jezgre do vanjske fasade mogu se pregrađivati sukladno potrebama različitih namjena.

Zgrada izvorno nazvana Sears Tower, koja je kasnije preimenovana u Willis Tower donijela je novi iskorak u visinu sa svojih 108 katova i 442 metra visine do vrha najviše etaže, ali još važnije, novu nosivu konstrukciju, koja se sastoji od više spregnutih cijevnih struktura – takozvanog snopa cijevi. Ovim sustavom prevladano

je ograničenje širenja jednocijevnog sustava, koje proizlazi iz povećavanja raspona stropne konstrukcije između jezgrenih stupova i oboda.

Među najvišim građevinama koje su značajne po konstruktorskim iskoracima ističe se još John Hancock Center, sustava cijevi sa spregovima. Križna ojačanja jasno su vidljiva na vanjskim fasadama. Zgrada je sagrađena u Chicagu 1969. godine, a visoka je 97 katova. Ekonomičnost novih i starijih konstrukcija usporedive visine može se ocijeniti usporedbom utroška gradiva materijala: dok je za Empire State Building utrošeno oko 200 kg čelika po m<sup>2</sup> tlocrtno površine zgrade, utrošak za John Hancock centar bio je gotovo upola manji.

Konstruiranje visokih zgrada bitno je određeno neslućenim porastom proračunskih mogućnosti, odnosno mogućnosti integralnog projektiranja pomoću računala. Prednosti koje je donijela primjena kompjutera ilustrirane su primjerima novih nosivih sustava, no osim njih pozitivnih posljedica projektantska sloboda, proizašla iz mogućnost računalnog modeliranja, ima i svojih mana svoju tamnu stranu. Računalom se može analizirati bilo kakav model i pokazati da li će zgrada izdržati sva proračunska opterećenja, međutim računalo neće pokazati da li je li sustav uistinu racionalan i ekonomičan. Izvedeni su mnogi tornjevi srednjih visina koji imaju kompliciranu i nedorečenu konstrukciju.



*Slika 1-8 – Lijevo: Neboder Willis Tower (poznat i kao Sears Tower) tijekom izgradnje, 110 katova, Chicago 1973, desno: John Hancock Center, 100 katova, Chicago 1969.[4]*



## 2 OSOBITOSTI PROJEKTIRANJA I PROJEKTNI KRITERIJI

### 2.1 Konceptualno projektiranje

#### 2.1.1 Tlocrtni i visinski raspored nosivih elemenata

Konstruktivni sustav visoke građevine sastoji se od vertikalnih i horizontalnih nosivih struktura koje zajedno osiguravaju nosivost, krutost i stabilnost sklopa. Konceptualno projektiranje je postavljanje osnovnih nosivih elemenata u tlocrtni i visinski raster. Na ovu fazu projektiranja isplati se potrošiti nešto više vremena, jer ispravno postavljen sklop omogućuje kasnije jednostavniju razradu, uz manja podešavanja izmjera pojedinih elemenata. Koncept treba biti primjeren osnovnim zahtjevima namjene, a ona je za nebudere uglavnom stambena ili poslovna, a može biti i kombinirana, npr. tako da niže katove zauzima poslovni prostor, a više stambeni. U većem broju visokih građevina nalaze se hoteli u dijelu prostora, a oni imaju svoje posebne zahtjeve.

Istaknimo razliku poslovnih i stambenih zgrada. Karakteristike poslovnog prostora su:

- instalacije se vode horizontalno - u stropovima
- tipična visina kata poslovne zgrade iznosi 3.5 m ili više

Iz navedenog proizlazi da je cijevna struktura s jezgrom prirodan izbor za poslovne zgrade s prostorom za iznajmljivanje.

Značajke bitne za stambeni prostor:

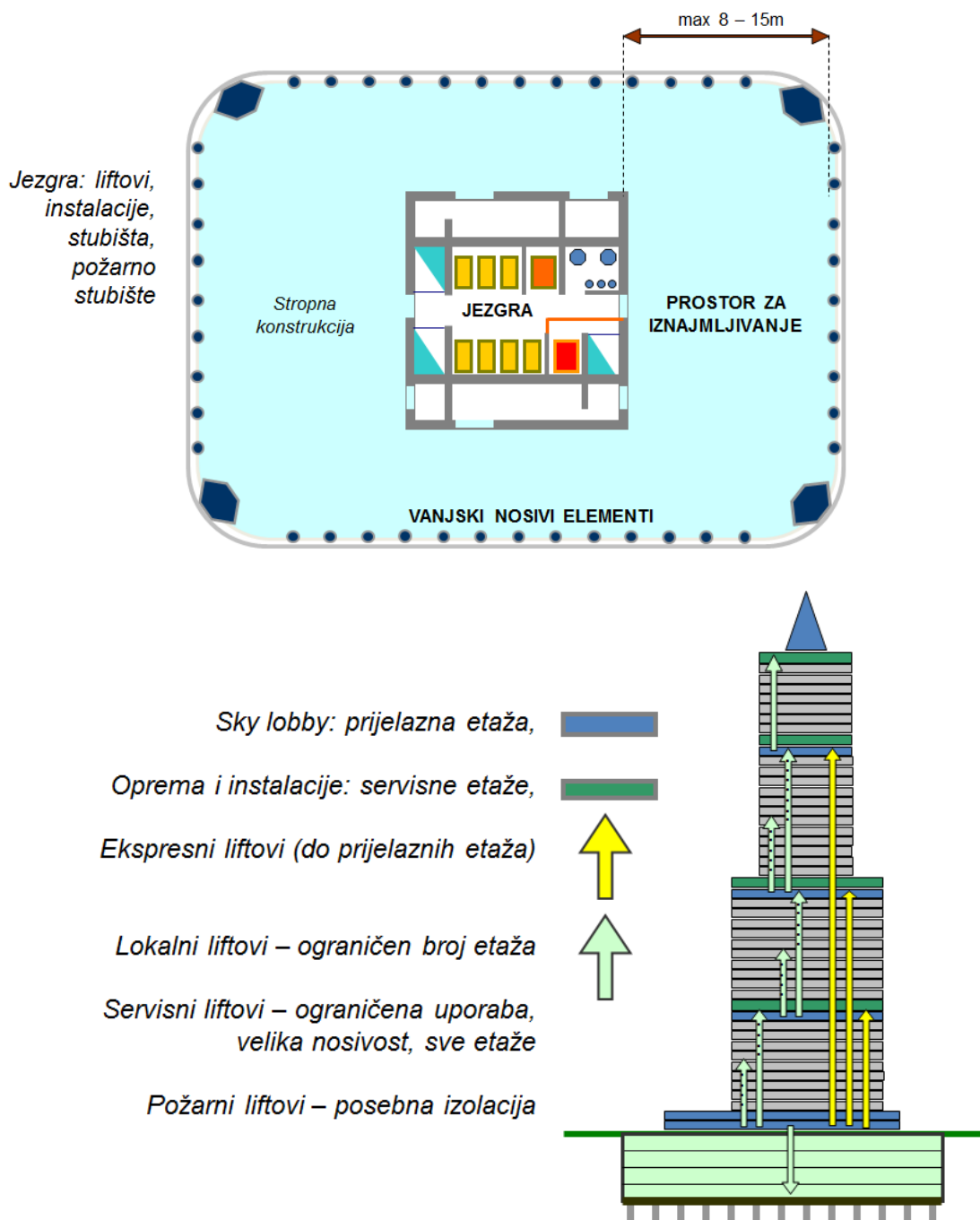
- instalacije se vode vertikalno
- visoke stropne konstrukcije nisu potrebne, eventualno na hodnicima
- tipična visina kata za stambene i hotelske zgrade iznosi od 2.7 m

Za stambene zgrade prirodno je odabrati sustave s posmičnim zidovima. Na kvalitetu prostora utječe i veličina prozora, pa su stambene zgrade često razvedenog tlocrta, koji omogućuje da više prostorija dobije pristup danjem svjetlu.

Poslovna i stambena zgrada iste katnosti mogu se visinom razlikovati za 20%. Raspored prostora unutar poslovne zgrade obično obilježava središnja jezgra, koja zatvara servisni prostor. Oko jezgre često su hodnici, a iz njih se ulazi u pojedinačne urede, koji tako većinom dobivaju prirodno osvjetljenje. Traži se fleksibilan uredski prostor, kojeg će korisnik preuređivati lakim (nenosivim) pregradama, prema vlastitim zahtjevima.

Raspored prostora u hotelu ili stambenoj zgradi može biti manje fleksibilan, ali su veći zahtjevi na pregrade (zvučna izolacija – domena građevinske fizike).

Osim tlocrtnog, bitan je i vertikalni raspored prostora, a njega određuju liftovi i servisne etaže. Naime, u građevinama koje su više od otprilike 30 katova posebne etaže služe za smještaj opreme i za prijelaz korisnika iz ekspresnih u lokalna dizala (Slika 2.1).



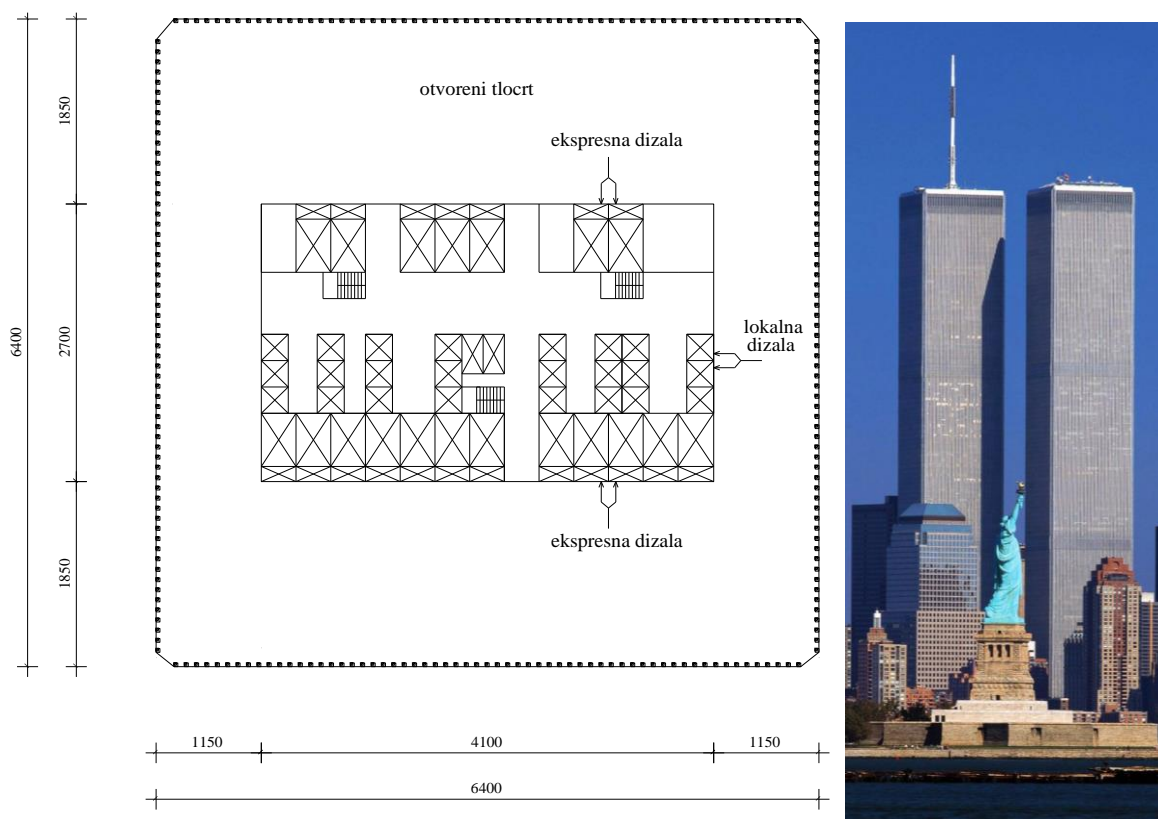
Slika 2-1 – Formiranje karakterističnog tlocrtnog (gore) i visinskog (dolje) rasporeda visoke građevine poslovne namjene.

Iz svega navedenog proizlaze neki nedostaci visokih u odnosu na konvencionalne građevine:

- viša cijena izgradnje po jedinici površine
- manje korisnog prostora u odnosu na ukupnu tlocrtnu površinu svih etaža
- viša cijena održavanja.

## 2.1.2 Iskoristivost tlocrta

Oblikovanjem prostora i geometrijom konstruktor i arhitekt nastoje opravdati investiciju, na taj način što nastoje na istom tlocrtu ostvariti što više kvalitetnog prostora za iznajmljivanje, odnosno korištenje (jedan je arhitekt definirao neboder kao stroj koji čini da građevinska parcela donosi novac). Učinkovitost neke zgrade obično se definira kao omjer netto površine prema ukupnoj površini. Netto površinu čini prostor koji se može prodati ili iznajmiti, dok „izgubljen“ prostor čine jezgra i nosivi elementi. Učinkovitost može ovisiti i o lokalnim propisima, koji definiraju dopuštenu visinu zgrada u nekome gradu, dopuštenu katnost (vidi GUP grada Zagreba). Prema nekim statistikama četverokatnica ostvaruje učinkovitost od oko 85%, dok je ona kod zgrada s 40 i više katova oko 70%.



Slika 2-2 – Karakteristični tlocrtni raspored i pogled na tornjeve - blizance Svjetskog trgovinskog centra (WTC – World Trade Center), zgrada koje su srušene tragičnim terorističkim činom 11. rujna 2001. [12]

Učinkovitost bitno ovisi o oblikovanju jezgre i racionalnosti svih konstruktivnih – nosivih elemenata, pa vrijedi podsjetiti se na njihove bitne značajke. Glavni nosivi elementi su obično stupovi i zidovi, povezani međukatnim konstrukcijama u razini svake etaže. Zidovi odvajaju i zatvaraju prostorije, te čine jezgru – kruti sklop zidova koji bitno sudjeluje u prijenosu opterećenja, a obično zatvara dizala, stubišta a ponekad i druge manje važne prostorije.



*Slika 2-3 – Primjeri zagrebačkih nebodera: lijevo – stambeni toranj na Prisavlju s posmičnim zidovima, desno – poslovni toranj okvirnog sklopa s jezgrom na Zagrebačkoj aveniji*

Poseban element čine zidovi s otvorima (za vrata i prozore). Stupovi prenose gravitacijsko opterećenje, u nekim slučajevima i horizontalne sile, a imaju i znatnu ulogu u arhitektonskom oblikovanju. Često su povezani gredama, koje kod visokih zgrada mogu biti znatnih dimenzija. Međukatne konstrukcije trebaju biti lake i tanke, a opet dovoljno krute da stabiliziraju sklop i povežu ostale elemente. Glavna im je uloga prijenos vertikalnog opterećenja do vertikalnih elemenata i raspodjela horizontalnog opterećenja na te vertikalne elemente. Spregovi imaju ulogu dodatne stabilizacije sklopa sačinjenog od horizontalala i vertikala.

### **2.1.3 Računska djelovanja, modeliranje i koncept sklopa**

Nakon što je postavio koncept koji odgovara odabranoj arhitektonskoj formi, projektant ga provjerava na zadana opterećenja koristeći proračunske modele. Razvitak informatičkih mogućnosti za proračun konstrukcija oslobađa kreativni potencijal projektanta, ali ne vodi izravno optimalnom rješenju. Prije ere računala projektanti su nastojali osmisliti jednostavan sklop kojeg je moguće sagledati i analizirati ograničenim računskim modelom, što je za posljedicu imalo jasnu konstrukciju. Kasnije su se razvili sklopovi s miješanim konstrukcijskim sustavom – u eri moćnih računskih alata nije nužno imati jednostavan model. Treba naglasiti da bi konstruktor trebao biti u stanju sagledati i predvidjeti ponašanje cjelovite zgrade kako bi znao koristiti mogućnost optimalizacije sklopa i pojedinih konstruktivnih elemenata. Program i računalo daju rezultate, vrijednosti unutarnjih sila, a ne usmjerenje prema boljem rješenju problema.

Jedno od polazišta za projektiranje konstrukcije je analiza opterećenja, stoga treba razmotriti specifičnosti koje se javljaju kod visokih građevina. Stalno i korisno opterećenje po katovima ne mijenja se bitno s visinom (promjene se događaju kada se promijeni namjena prostora, te kod servisnih etaža). Vlastita težina stropne konstrukcije etaže po jedinici površine približno je stalna, neovisno o visini. Za razliku od toga, opterećenje na stup se približno linearno linearno se povećava s visinom. Momenti savijanja uzrokovani poprečnim – horizontalnim opterećenjima rastu s kvadratom visine građevine. Zbog toga je jedan od najvažnijih projektnih kriterija za visoke građevine onaj koji se odnosi na horizontalna djelovanja: vjetar i potres (u našoj zemlji, koja se nalazi u seizmički aktivnom području, često je potresna kombinacija opterećenja mjerodavna za dimenzioniranje većine elemenata nosivog sklopa).

Provjere koje se ne smiju izostaviti pri proračunskoj analizi strukture ovdje će biti nabrojane u formi teksta, a kasnije ćemo ih provoditi proračunski:

- zgrada ne smije popustiti pod posmičnim djelovanjem
- horizontalni pomaci za posmična djelovanja ne smiju biti preveliki
- zgrada ne smije prevrnuti (uvjet stabilnosti građevine kao krutog tijela)
- stupovi ne smiju popustiti u vlaku ili tlaku
- horizontalni pomaci (drift index) ne smiju biti preveliki.

Budući da visoke građevine imaju vertikalnu dimenziju veću od horizontalnih – tlocrtnih izmjera, provjera na prevrtanje postaje značajnija nego kod običnih građevina. Cijela zgrada se mora provjeriti na prevrtanje kao kruto tijelo oko jednog od rubova temelja. Momentu prevrtanja oko tog ruba odupire se stabilizirajući moment od djelovanja stalne težine građevine. Stabilizirajući moment mora biti veći od momenta prevrtanja za prihvatljivi faktor sigurnosti.

#### **2.1.4 Utjecaj tehnologije izvođenja**

Kao i kod mnogih drugih građevina, mnogi elementi visokih zgrada trpe najveće opterećenje tijekom izvedbe. Podsjetimo se, brzina izvedbe je temeljni čimbenik na koji se može utjecati a povezan je s isplativosti investicije i minimiziranjem troškova kamata. S druge strane, većina visokih zgrada gradi se na prenapučenim gradskim lokacijama, s otežanim pristupom i bez dovoljno mjesta za gradilišna skladišta. Te okolnosti zahtijevaju pažljivo planiranje i organizaciju gradilišta te inovativno i vrlo precizno planiranje faza izvedbe. Povoljno je to što ujednačenost katnih konstrukcija kod većine visokih zgrada s mnogo katova promiče izvedbu s ponavljajućim postupcima i korištenjem prefabriciranja. Napredak u izvedbi visokih građevina omogućio je razvitak učinkovitije opreme i poboljšanih postupaka izvedbe kao:

- klizna i podizna oplata
- pumpanje betona
- uporaba dizalica velike nosivosti.



Za nas je bitno da razumijemo da je proračun dovršene građevine samo jedan dio provjera koje valja provesti. Ponekad će trebati načiniti proračunske provjere faza izvedbe, s opterećenjima koja su veća od onih u redovitoj uporabi. Konkretno, katna konstrukcija u izvedbi oslanja se na niže katove, a opterećenja tijekom gradnje na podupirajuće katne konstrukcije nadmašuju djelovanja tijekom normalne uporabe, zbog težine svježeg betona i skele. Nezgoda je u tome što projektant u fazi izrade glavnog projekta ne zna detalje postupka izvedbe, stoga mora koncipirati strukturu s razumnom zalihom dodatne nosivosti.



*Slika 2-4 – Detalj izvedbe poslovne zgrade od armiranog betona – skela i oplata.*

### **2.1.5 Horizontalni pomaci**

Slijedeći segment proračuna na koji valja posebno skrenuti pozornost kod visokih građevina je ograničenje horizontalnih pomaka. Krajnje pojednostavnjeni model visoke zgrade je konzolna greda upeta u temelje. Horizontalni pomak konzole uslijed djelovanja vjetera naziva se drift. Parametar horizontalne krutosti: kazalo horizontalnog pomaka, odnosno drift indeks je odnos maksimalnog horizontalnog pomaka vrha zgrade i visine zgrade. Već je rečeno da je horizontalna krutost od najvećeg značaja kod projektiranja visokih građevina. Prisjetimo se propisa - za

granično stanje nosivosti (GSN) bitno je odrediti da li se učinci drugog reda trebaju uzeti u obzir, a to se događa onda, kada je vjerojatno da oni značajno utječu na stabilnost konstrukcije ili na dosizanje graničnog stanja nosivosti u kritičnim presjecima. Kod razmatranja graničnih stanja uporabe (GSU) bitno je ograničiti deformiranje elemenata tako, da ono ne utječe na njihovo pravilno funkcioniranje ili izgled.

Dakle, horizontalni pomaci moraju se ograničiti zbog:

- sprečavanja utjecaja po teoriji drugog reda (djelovanja na deformiranom sustavu, geometrijska nelinearnost)
- funkcioniranja ne-konstrukcijskih dijelova, kao što su liftovi i vrata
- sprečavanja prekomjernog raspucavanja i time uzrokovanog gubitka krutosti
- izbjegavanja preraspodjele opterećenja na nenosive pregrade, ispune, obloge i ostakljene površine
- sprečavanja dinamičkih gibanja, koja uzrokuju nelagodu korisnika ili nepovoljno djeluju na osjetljivu opremu

Ograničenje horizontalnih pomaka u propisima zahtijeva dvije provjere: katni pomak i pomak vrha zgrade. Dakle, svaki kat ima kazalo međukatnog pomaka (inter-story drift index), kojim se provjeravaju lokalne prekomjerne deformacije.

Različite zemlje koriste vrijednosti od 1/1000 do čak 1/200, a u normi koja vrijedi u Hrvatskoj HRN EN 1990 [7], vrijednost je definirana u Nacionalnom dodatku (NA) iste norme [8]. Za višekatne zgrade, granične vrijednosti za karakteristične kombinacije djelovanja iznose  $H_1/300$  (katni pomak), odnosno  $H/500$  (ukupni horizontalni pomak), gdje je  $H_1$  visina kata, a  $H$  ukupna visina građevine.

Kada se provjerava ispunjavanje ograničenja horizontalnih pomaka tijekom projektiranja, pažljivo se ispituje krutost spojeva, poglavito kod prefabriciranih konstrukcija, da se realizira potrebna horizontalna krutost konstrukcijskog sustava i spriječi progresivno rušenje (progressive collapse). Ne smiju se zanemariti ni torzijske deformacije, poglavito kod čeličnih okvira uslijed dnevnih temperaturnih horizontalnih pomaka.

Ako proračun pokaže da je horizontalni pomak konstrukcije prekomjeran, može ga se smanjiti slijedećim mjerama:

- promjenom geometrijskog oblika (promjenom načina odupiranja horizontalnim djelovanjima)
- povećanjem krutosti na savijanje horizontalnih elemenata
- povećanjem krutosti uključenjem krućih zidova ili dijelova jezgre
- ugradbom prigušivača, pasivnog ili aktivnog tipa.

To je jedna od bitnih razlika visokih građevina u odnosu na niske građevine.

Dinamički pomaci, odnosno vibracije koje se kod gipkih zgrada mogu pojaviti u normalnoj uporabi ograničavaju se zbog udobnost korisnika. Naime, zgrade podvrgnute i horizontalnim i torzijskim pomacima (uključivo aerodinamičke pojave

poput vrtloženja i preostale standardne utjecaje) mogu kod korisnika izazvati reakciju, od osjećaja nelagode do akutne mučnine.

Norma HRN EN 1990 [7] postavlja zahtjev da vlastita frekvencija vibracija konstrukcije ili konstrukcijskog elementa treba biti iznad primjerenih vrijednosti koje ovise o funkciji zgrade i izvoru vibracija, i koje su dogovorene s investitorom ili mjerodavnim tijelom državne uprave. Ako je vlastita frekvencija vibracija konstrukcije manja od primjerene vrijednosti, treba provesti točniji proračun dinamičkoga odziva konstrukcije uzimajući u obzir prigušenje, da se odredi primjerenost konstrukcije za kriterije udobnosti. Razmatraju se mogući izvori vibracija: hodanje, sinkronizirano gibanje ljudi, strojevi, vibracije temeljnog tla od prometa i djelovanje vjetra. Izvori se specificiraju za svaki projekt – nema normiranih vrijednosti.

### **2.1.6 Požarno djelovanje**

Požar je jedan od najekstremnijih uvjeta koje se postavlja na zgradu, a u visokim građevinama protupožarne mjere zadiru u svaki aspekt projekta, budući da su i gašenje i evakuacija povezani s problemima koji su višestruko manji kod građevina koje ne spadaju u visoke. Podsjetimo se, kriterij visoke građevine za požarnu regulativu postavljen je na 22 metra, što odgovara visini koju doseže oprema za gašenje. Norma HRN EN 1990 [7] zahtijeva da se proračun na djelovanje požara temelji na proračunskim scenarijima, koji moraju uzeti u obzir:

- modele razvoja temperature u konstrukciji
- modele mehaničkog ponašanja konstrukcije pri povišenoj temperaturi.

Zahtijevano ponašanje konstrukcije izložene požaru treba provjeriti globalnim proračunom, proračunom podsklopova ili proračunom elemenata, kao i primjenom rezultata ispitivanja.

Modeli razvoja, odnosno raspon temperatura i trajanje požara moraju se procijeniti iz vjerojatnog uzroka i materijala u zgradi, koji mogu služiti kao gorivo za širenje i nastavak požara. Kod razrade scenarija izučavaju se mogući izvori ventilacije, a moraju se uzeti u obzir i izlazi sa alternativnih putova. Brzina širenja požara, količina oslobođene energije, vrsta i količina produkata izgaranja ovise o vrsti ugrađenih nekonstruktivnih materijala.

Za modeliranje mehaničkog ponašanja bitno je ponašanje različitih konstrukcijskih komponenata, što znači da je bitno poznavati ponašanje različitih konstrukcijskih gradiva. Većina građevnih materijala kod promjene temperature nije stabilna jer se pri zagrijavanju u njima događaju fizikalne i kemijske promjene na razini mikrostrukture. Složeni procesi gubitka mehaničkih svojstava izučavaju se u sklopu požarnog inženjerstva, a ovdje će biti dan samo podsjetnik na neke bitne značajke betona i čelika.

Izlaganjem visokim temperaturama u požaru beton trajno gubi svoju čvrstoću, ali je bitno znati da se proces nastavlja i nakon hlađenja: beton može izgubiti još do 20%

čvrstoće nakon prestanka djelovanja požara. Zagrijavanjem armiranobetonskih elemenata dolazi i do narušavanja interakcije između betona i armaturnog čelika. Debljina zaštitnog sloja betona bitno utječe na pad čvrstoće u požaru – čim je veća, pad čvrstoće je manji. Pozitivan utjecaj imaju i veće dimenzije: čim je presjek masivniji, pad čvrstoće je manji.

Što se tiče čelika, s povećanjem temperature padaju osnovne mehaničke karakteristike: čvrstoća, granica popuštanja i modul elastičnosti. Iznad temperature od 300° C to smanjenje postaje značajno, a npr. granica popuštanja čelika kod 700° C iznosi samo 15% granice popuštanja kod 20° C, dok modul elastičnosti pada na svega 45% početne vrijednosti.

Razredba – klasifikacija građevinskih materijala i proizvoda prema reakciji na požar radi se prema europskoj normi koja je prihvaćena u Hrvatskoj: HRN EN 13501-1:2010 [11]. Građevinski proizvodi klasificiraju se u razrede A1, A2, B, C, D, E i F. Za proizvode klasificirane u više razrede smatra se da zadovoljavaju sve zahtjeve bilo koje od nižih razreda. Proizvodi klasificirani u razrede A1 i A2 smatraju se nezapaljivima (beton, staklo, keramika itd.) dok se proizvodi ostalih razreda smatraju zapaljivima. Dodatna klasifikacija zapaljivih proizvoda radi se prema količini dima koje oslobađaju izloženi požaru.

Projektiranje požarne sigurnosti u visokim zgradama u posljednje se vrijeme ne provodi ispunjavanjem određenih propisanih zahtjeva, već razradom scenarija koji, osim požara, obuhvaćaju i druge izvanredne događaje, npr. posljedice terorističkog djelovanja, a najbolja rješenja traže se tehnikama analize rizika. Razrada požarnih scenarija, odnosno analiza rizika, predstavlja znatno složeniji zadatak od odabira gradiva i konstrukcije, jer mora odgovoriti na pitanja specifična za visoke građevine:

- strategiju evakuacije
- pristup vatrogasaca požaru
- kretanje dima i kontrola vatre.

Specifičnosti visokih građevina proizašla su iz određenih iskustava: primjerice, u slučaju požara ne predviđa se uvijek kompletna evakuacija zgrade, već premještanje u posebne prostore - sigurne etaže ili etaže ispod one zahvaćene požarom. Također se predviđa i korištenje liftova koji su posebno projektirani i osigurani tako da mogu funkcionirati i u slučaju kada je dio zgrade zahvaćen požarom. Izučavanje požarnih scenarija prelazi granice ove skripte.

### **2.1.7 Ostala računska djelovanja**

Puzanje i skupljanje kod betonskih konstrukcija visokih građevina također predstavlja problem koji zahtijeva dodatnu pozornost u odnosu na uobičajene sklopove. Kod vrlo visokih građevina ukupni (kumulativni) vertikalni pomaci od puzanja i skupljanja mogu izazvati konstrukcijske probleme i dodatne sile u horizontalnim konstrukcijskim elementima, poglavito u gornjim dijelovima zgrade.

Važni čimbenici za određivanje dugotrajnih deformacija od skupljanja i puzanja uključuju:

- značajke betona
- povijest opterećivanja
- starost betona kod nanošenja opterećenja
- odnos volumen/oplošje konstruktivnih elemenata
- postotak armature u promatranim konstrukcijskim elementima.

Ranije je istaknuto kako se kod izvedbe nastoji čim više ubrzati tehnološki proces. Također se podsjećamo da se pri izvedbi često koristi pumpani beton. Oba faktora uvjetuju projekt betona koji ima povećano skupljanje i puzanje u odnosu na uobičajene betone, a situaciju dodatno komplicira korištenje masivnih elemenata. Zbog toga za visoke građevine sa značajnim udjelom betonskih elemenata potrebno je načiniti pokusne elemente, koji će izmjerama i postotku armiranja biti bliski ugrađenim u konstrukciju, i onda ih ispitati kako bi se ustanovili realni parametri skupljanja i puzanja, koji se uvode u proračun. Kod provjere dugotrajnih pomaka ne smije se izostaviti djelovanje nejednolike temperature (to vrijedi i za sklopove od čelika).

Slijedeće opterećenje o kojemu valja povesti računa je nejednoliko slijeganje oslonaca jer mali diferencijalni pomaci temelja kod visokih zgrada izazivaju velika nagibanja. Ako dođe do zakretanja cjelokupnog temelja sa diferencijalnim slijeganjem, nastali horizontalni pomaci uvećati će se s visinom zgrade i značajno povećati maksimalni katni pomak i utjecaje teorije drugog reda.

Vertikalna (gravitacijska) i horizontalna djelovanja na konstrukciju predaju se na tlo preko sustava temelja. Ako se radi o stjenovitom tlu, odgovarajući temelji mogu biti plitki, bušeni piloti ili duboki podrumi. Na lokacijama sa slabim tлом diferencijalni pomaci se moraju izbjeći posebnim temeljnim konstrukcijama. Tipično rješenje je pločasti temelj (mat foundation/ raft foundation), kod kojeg je težina iskopanog tla jednaka značajnom dijelu ukupne težine zgrade. Taj postupak naziva se „djelomično kompenzirani temelj“ („partially compensated foundation“).

Interakcija tla i konstrukcije obuhvaća i statičko i dinamičko ponašanje, a takve provjere obično rade specijalisti za probleme tla i temeljenja – geomehaničari. Statičko ponašanje tla i konstrukcije se općenito analizira pojednostavnjenim modelima posteljice, uobičajeno koristeći metodu konačnih elemenata (MKE). Kod razmatranja dinamičkih utjecaja, mora se uključiti i interakcija tla i konstrukcije i sva pojačanja dinamičkog učinka do kojih dolazi ako se vlastite frekvencije konstrukcijskog sustava zgrade i temelja podudaraju. Posebna provjera vrši se za interakciju strukture i tla kod potresa. Potresna djelovanja mogu izazvati prekomjerne hidrostatske pritiske i može doći do likvefakcije tla. Takve okolnosti moraju se uzeti u obzir i po mogućnosti izbjeći.



### 2.1.8 Utjecaj opreme na raspored nosivih elemenata

Prema definiciji iz Zakona o gradnji, opremu građevine čine pojedinačni uređaji, strojevi, procesne instalacije i drugi proizvodi ugrađeni u građevinu radi tehnološkog ili drugog procesa kojemu je namijenjena građevina.

Već u ranoj fazi projektiranja treba uzeti u obzir utjecaj opreme zgrade na nosivi sustav, ponajprije kod izračuna stalnog opterećenja. Projektant konstrukcije morao bi imati osnovna saznanja o teškoj opremi, a pogotovo o onoj, koja može izazvati dinamičke učinke (vibracije). Spomenuti će se neki problemi o kojima treba voditi računa:

1. liftovi – potrebno je poznavati njihov raspored, nosivost (kod visokih zgrada ugrađuju se servisni liftovi nosivosti do 5 tona), predviđeni položaj i masu strojarnice, a kod vatrogasnih liftova treba predvidjeti odijeljeni vodonepropusni šaht i protupožarne zidove
2. opskrba vodom – poznavati mase i raspored pumpi, cijevi, spremnika, te razraditi scenarije do kojih može doći uslijed otkazivanja instalacije
3. fasade – prijenos opterećenja na nosivi sklop
4. grijanje, ventilacija, klimatizacija – otvori, visine, instalacije, položaj i masa uređaja-izmjenjivača topline (oprema koja mora biti na vrhu zgrade može imati značajnu masu koja utječe na osnovnu dinamičku karakteristiku!)
5. sigurnosna oprema (npr. pumpe, cijevi i spremnici vode za slučaj požara)
6. posebna oprema.

Instalacije vodovoda mogu predstavljati važno ograničenje u projektiranju nebodera. Kod ranijih konstrukcija visokotlačne pumpe crpile su vodu u spremnike na vrhu nebodera, dok se danas predviđaju međucrpke i spremnici za vodu na servisnim etažama. Crpke na svakoj servisnoj etaži snabdijevaju gornji trakt, a u spremnicima se drže rezerve vode za normalnu i za hitnu potrošnju. Strojarnice liftova, spremnici vode, visokotlačne pumpe i uređaji za ventilaciju i grijanje zahtijevaju značajno ojačavanje servisne etaže. Ukoliko ona predstavlja i mjesto za evakuaciju s posebnim sigurnosnim mjerama, zadatak projektanta postaje još kompleksniji.

Primjerice, u najvišoj zgradi na svijetu, Burj Khalifa – Tornju Kalifa vodovodni sustav dovodi prosječno 946.000 l vode na dan kroz 100 km cijevi (toranj ima, između ostalog, bazen na 76. katu). U zgradu je ugrađeno 213 km cijevi koje služe sustavu za zaštitu od požara i još 34 km za rashladnu vodu za sustav klimatizacije.

Projektiranje fasada – vanjskih ovojnica zgrade pretvorilo se u specijalističku djelatnost, budući da one u modernim visokim građevinama imaju višestruku namjenu: štite korisnike od vanjskih djelovanja (sprečavaju ulaz vode i zraka u unutrašnjost zgrade), utječu na energetske učinkovitost, a često i sadrže određene instalacije (npr. ventilaciju). Na spojevima fasadnih elemenata i podne ploče uobičajeno se formira i požarna barijera (jedan od osnovnih protupožarnih zahtjeva je onaj da se spriječi vertikalno širenje iz niže u višu etažu, ali i širenje na susjedne zgrade). Fasade najčešće čine paneli koji se montiraju usporedno s gradnjom. Oni

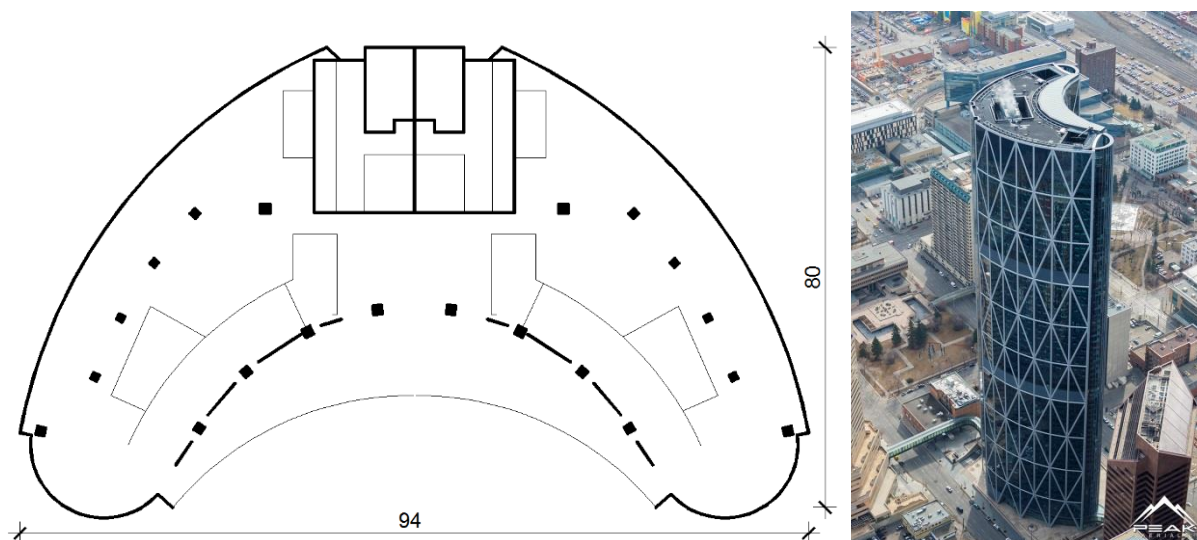
mogu biti značajne mase, a najčešće se sastoje od aluminijskih profila i ploča lameliranog kaljenog stakla. Paneli se ne smiju sudarati kada dođe do pomaka konstrukcije (npr. u slučaju potresa), pa se ugrađuju na takav način da su mogući njihovi relativni pomaci čak i do 75 mm, ovisno o veličini panela. Te dilatacije između panela omogućuju njihovo skupljanje i širenje, pa se javlja problem brtvljenja trajno elasto-plastičnim nepropusnim materijalom. Neke zgrade zatvorene su fasadom određene otpornosti na eksploziv.

Održivost visokih zgrada zasebna je tema koja proizlazi iz svega što je nabrojano o resursima potrebnim za njihovu izgradnju i održavanje. Održivi razvoj definira se kao iskorištavanje resursa, usmjeravanje ulaganja, orijentacija tehnološkog razvitka i institucijske promjene koje omogućuju ispunjavanje potreba ne samo naše već i budućih generacija. Bez posebnog dokazivanja razvidno je da je utrošak gradiva i energije za izgradnju i funkcioniranje visokih građevina veći nego za niske građevine, a jedina je prednost u korištenju prostora – neboder zauzima manju tlocrtnu površinu u odnosu prema iskoristivom prostoru u zgradi od uobičajenih građevina. Današnji trendovi u projektiranju idu za tim da se smanji utrošak energije, npr. za ventilaciju, grijanje i rasvjetu, međutim teško ih je svesti na razinu uobičajenih zgrada.

## **2.2 Nova stremljenja u arhitekturi visokih građevina**

Tijekom posljednjih desetljeća razvijene su nove tehnologije, gradiva i građevni proizvodi, kao i novine u tehnologiji izvedbe visokih građevina, no čini se da je najveći iskorak napravljen u tehnikama projektiranja potpomognutim računalom (CAD i BIM tehnologije). Time su se u dizajnu nebodera, i općenito zgrade, otvorile nove mogućnosti. Na arhitektonskim natjecajima pojavljuju se neboderi koji odskaču od ustaljenog izgleda. Već je u uvodnim poglavljima istaknuto kako je motiv za gradnjom u visinu često potaknut težnjom ka prestižu – naručitelji teže za međunarodnim prepoznavanjem, traži se spektakularan, poseban izgled visokih građevina, zahtijevaju nove forme i funkcionalnosti (primjerice, naglasak na energetske učinkovitosti i okolišnim obzirima – „zelena gradnja“). Arhitekti postaju sve smjeliji u razvoju oblika i međusobno se natječu u inovativnosti. U zgradama je nosiva struktura podređena arhitekturi, pa varijacije tlocrta i sustava visoke građevine traže nove forme. Istodobno, glavni čimbenici uspjeha konstrukcije ostaju sigurnost, funkcionalnost (uporabljivost) i racionalno održavanje.

Neki od zahtjeva međusobno su suprotstavljeni, pa konstruktor dolazi u situaciju da koristi rješenja koja nisu prošla provjeru iskustva. Povijest graditeljstva puna je primjera gdje prekomjerno povjerenje u računske provjere vodi u pogreške. Usprkos tome, mnoge suvremene građevine pokazuju da su uspješne inovacije uvijek moguće, pa će u nastavku biti kratko opisan jedan primjer sinergije neuobičajenih arhitektonskih zahtjeva i uspješnog odgovora konstruktora.



Slika 2-5 – Zgrada The Bow, Calgary, Kanada, visine 237 m, 57 katova, poslovne namjene, otvorena 2013. godine, karakteristična konstrukcija u tlocrtu kata i pogled na zgradu [1]

Zgrada zvana The Bow najviša je s čeličnim okvirom u Kanadi, a građani Calgary-a već je smatraju jednim od simbola grada. Karakterizira je neuobičajen tlocrt i nosiva vanjska rešetkasta konstrukcija – sustav zvan diagrid. Neuobičajeni arhitektonski zahtjevi su ispunjeni: zgrada sadrži prostor na višim katovima na kojem se uzgajaju biljke - „nebeske vrtove“, u sklopu atrija koji se proteže cijelom visinom zgrade, u odsječcima visine od po 6 katova. Arhitekti su na taj način, u dogovoru s naručiteljem, željeli potaknuti socijalizaciju zaposlenika tvrtki koje dijele radne prostore ove poslovne zgrade. Zaobljeni oblik zgrade je odabran jer najbolje iskorištava ograničeni prostor parcele. Takvim oblikom se dobiva najviše obodnih prostorija i stvara se javni prostor unutar luka na južnoj strani. Osim toga i utjecaj vjetera je puno povoljniji nego na istoj zgradi pravokutnog oblika.

Tim projektanta je istraživao više mogućih konstrukcija koje sadrže vanjsku, cijevnu diagrid konstrukciju. Odabran je hibridni sklop s betonskom jezgrom, jakim stupovima i vanjskom cijevnom strukturom koja se sastoji od nekoliko spojenih rešetki [1].

Ovakvih primjera može se naći pregršt u vrelima koja su dostupna na internetu [2], stoga preporučamo da studenti sami istraže najnovije domete vezane uz učinkovito projektiranje, građenje i održavanje visokih građevina. Podsjetimo se faktora koje pri tome treba ocjenjivati:

- korištenje gradiva
- konstruktivni sklop – strukturu
- tehničke mogućnosti izvedbe
- mogućnosti servisiranja potreba korisnika uz razumno održavanje
- upečatljivost građevine i estetski domet
- energetska učinkovitost i utjecaj na okoliš.



Teškoće u ostvarivanju zadanih kvaliteta zgrade proističu iz ograničenja koja sužavaju mogućnost odabira optimalnog nosivog sklopa. Između ostalih, to su:

- planiranje unutarnjeg prostora
- odabrani materijali
- metoda građenja i rokovi
- odabir vanjske obloge – fasada
- ograničenja lokacije
- položaj instalacijskih sustava
- proporcije i visina konstrukcije
- posebni sigurnosni zahtjevi.

Posebno treba istaknuti posebnosti građenja visokih zgrada. Priprema gradnje, u smislu rješavanja imovinsko-pravnih problema vezanih uz zemljište – parcelu, ishođenje uvjeta, dozvola, projektiranja i istražnih radova, troši mnogo vremena koje je u razvoju investicijskog projekta vrlo dragocjeno. Dakle, brzina izgradnje bitno utječe na isplativost, pa postoji značajan pritisak na konstruktora da ubrza tehnološki postupak.

Slijedeći problem je skućeno gradilište, najčešće u središtu grada, sa značajnim ograničenjima mogućnosti dostave i skladištenja materijala. Ovakvi problemi potakli su razvitak posebnih tehnologija, kao i prefabrikacije elemenata, a za projektante je bitno spomenuti i korištenje takozvanih BIM tehnologija [13].

Složenost zadatka projektiranja visokih građevina dovela je do toga da se za njihovo projektiranje koriste napredne računalne tehnologije, s namjerom da se stvori virtualni – računalni model koji će se nadograđivati i dalje upotrebljavati u izvedbi i održavanju složenih građevina. Building Information Modelling (BIM) uobičajeno se definira kao poslovni proces stvaranja i korištenja podataka za projektiranje, građenje i upotrebu građevine kroz čitav životni vijek, a Building Information Model zapravo znači objedinjeni digitalni prikaz fizičkih i funkcionalnih karakteristika građevine. Building Information Management po tome predstavlja organizaciju i kontrolu poslovnog procesa korištenjem digitalnih informacija kroz čitav životni vijek građevine. Objedinjavanjem računalnih prikaza građevine i gotovo svih njezinih elemenata nastaje BIM model kao zajednički resurs znanja koji čini pouzdanu osnovu za prikaz projekta i odlučivanje u pripadajućim procesima, uključujući upravljanje troškovima, upravljanje građenjem, projektni menadžment i održavanje tijekom čitavog životnog ciklusa zgrade.

Projektiranje ovom tehnikom započinje u tri osnovne prostorne dimenzije (3D), i onda se nadograđuje planiranjem vremena izvedbe kao četvrtom dimenzijom (4D) uz automatsko planiranje troškova kao petom dimenzijom projekta. BIM podrazumijeva projektiranje kao kombinaciju „objekata“ koji imaju svoju geometriju, definirane međusobne odnose i atribute po kojima se omogućuje automatski odabir i naručivanje te procjena troškova, kao i praćenje tijeka materijala. Nastoji se realizirati mogućnost da se virtualni informacijski model kojeg je pripremio projektantski tim

preda glavnom izvođaču i njegovim kooperantima, a zatim i vlasniku, odnosno upravitelju, s time da svaki sudionik u projektu dodaje svoja specifična znanja jednom zajedničkom modelu. Na taj se način rizik gubitka informacija bitno se smanjuje.

### **2.3 Neke odredbe građevinske regulative**

Posebni propisi, pravila i norme koje univerzalno vrijede za visoke građevine ne postoje, pa će u ovom poglavlju biti izdvojeni neki elementi važeće regulative u graditeljstvu koji imaju specifičan utjecaj na visoke građevine.

Osnovni zakon koji uređuje projektiranje, građenje, uporabu i održavanje građevina u Republici Hrvatskoj je Zakon o gradnji [5]. Kod proučavanja projektiranja visokih građevina najviše smo usmjereni na osiguranje mehaničke otpornosti i stabilnosti konstrukcije, međutim treba se podsjetiti da je to tek jedan od temeljnih zahtjeva. Zakon traži da svaka građevina, ovisno o svojoj namjeni, mora biti projektirana i izgrađena na način da tijekom svog trajanja ispunjava temeljne zahtjeve za građevinu, a oni su ujednačeni za cijelo područje Europske unije. Temeljni zahtjevi za građevinu su:

1. mehanička otpornost i stabilnost
2. sigurnost u slučaju požara
3. higijena, zdravlje i okoliš
4. sigurnost i pristupačnost tijekom uporabe
5. zaštita od buke
6. gospodarenje energijom i očuvanje topline
7. održiva uporaba prirodnih izvora.

Neki od tih zahtjeva samo su spomenuti u ovoj skripti, međutim, za cjelovitost projekta potrebno ih je u projektu sve detaljno obraditi, o čemu se uči na drugim kolegijima i fakultetima.

Općenito, naš je prvi cilj da građevine i njihovi sastavni elementi budu dimenzionirani tako da s prihvatljivom sigurnošću mogu preuzeti opterećenja i pomake tijekom gradnje i uporabe, kao i da posjeduju odgovarajuću trajnost tijekom predviđenog životnog vijeka.

Za projektiranje konstrukcija koristimo norme, prvotno Eurokodove. Važno je znati da norme same po sebi nisu obavezne u primjeni – za njih kažemo da su u dobrovoljnom području. Na njihovu primjenu obavezuje tehnička specifikacija, a kod nas su to Tehnički propisi, kao dio regulative graditeljskog zakonodavstva. Za projektiranje konstrukcije veoma je bitan Tehnički propis za građevinske konstrukcije [6]: tehnička specifikacija koja nam naređuje obaveznu primjenu eurokodova i propisuje korištenje važeće (datirane) norme. Dakle, u projektiranju smo obavezni služiti se propisanom normom. Prva u nizu normi za projektiranje je HRN EN 1990 [7], s nacionalnim dodatkom [8] koja se odnosi na konstrukcije od svih gradiva i donosi opća pravila za proračun. Svrha proračuna je osigurati da je vjerojatnost

dosizanja bilo kojeg pojedinačnog graničnog stanja manja od prihvatljive vrijednosti za promatrani tip konstrukcije. Podsjetimo se definicije graničnih stanja:

- granična stanja nosivosti (GSN) odgovaraju djelovanjima koji uzrokuju rušenje (otkazivanje), opasna za ljude i s velikim financijskim gubicima; vjerojatnost rušenja mora biti mala
- granična stanja uporabljivosti (GSU) sadrže kriterije za uporabni vijek građevine, a s obzirom da posljedice nisu katastrofalne, dopušta se mnogo veća vjerojatnost događanja.

Konstrukcija mora biti tako dimenzionirana da se može oduprijeti vertikalnim i horizontalnim djelovanjima, i stalnim i promjenjivim, koja nastaju tijekom izvedbe i tijekom životnog vijeka građevine (60 – 100 godina). Djelovanja ovise o veličini i obliku zgrade i njenoj lokaciji, a zadaju se u skladu s normom HRN EN 1991 [8] i nacionalnim dodatkom istoj normi [9].

Kombinacije djelovanja ovise o vjerojatoj točnosti procjene stalnih i pokretnih djelovanja i o vjerojatnosti istovremene pojave različitih kombinacija vertikalnih djelovanja, stalne težine i pokretnog opterećenja, zajedno sa silama vjetera ili potresa. Točnost tih djelovanja uključena je u analizu po graničnim stanjima propisanim parcijalnim faktorima sigurnosti. Osnovni zahtjev proračuna po graničnim stanjima jest da konstrukcijski sustav ima dovoljnu čvrstoću (otpornost) i ostane stabilan za najveća vjerojatna opterećenja tijekom svog životnog vijeka. Da bi se to ostvarilo, potrebno je poznavati mjerodavne kombinacije djelovanja i formirati proračunski model, ili više njih za različite provjere. Temeljem podataka dobivenih provedenim proračunom, provodi se analiza svih kritičnih konstrukcijskih elemenata, čije otkazivanje može dovesti do progresivnog rušenja dijelova ili cijele konstrukcije.

Već je ranije istaknuto kako koncept nosive konstrukcije može biti presudan za izradu uspješnog projekta. Norma koju kolokvijalno zovemo Eurokod 8 ili EC 8 [3], [4], a bavi se projektiranjem konstrukcija otpornih na potres donosi neka opisna temeljna načela idejnog projekta konstrukcije. Radi se o setu pravila koja nam pomažu da koncipiramo logičan nosivi sklop ili da prepoznamo kvalitetu sklopa kojeg je netko drugi postavio (arhitekt) u smislu otpornosti na različita vanjska djelovanja, prvotno na potres. Konkretno, norma kaže slijedeće: *U potresnim područjima pitanje potresne opasnosti mora se uzeti u obzir u ranim fazama idejnoga projekta zgrade kako bi se stvorio konstrukcijski sustav koji, uz prihvatljive troškove, ispunjava temeljne zahtjeve.*

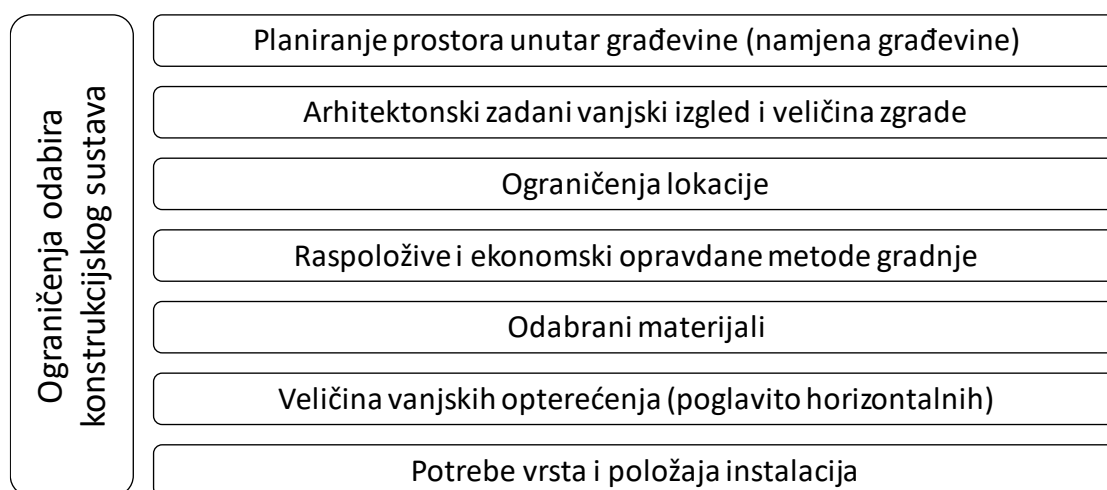
Vodeća načela idejnog projekta prema normi su slijedeća:

- jednostavnost konstrukcije
- jednoličnost, simetrija i prekobrojnost elemenata (redundantnost)
- otpornost i krutost u dva smjera
- otpornost i krutost na torziju
- kruta dijafragma u razini kata
- prikladni temelji.

### 3 KONSTRUKCIJSKI SUSTAVI VISOKIH GRAĐEVINA

#### 3.1 Osnovna načela odabira sustava

Prema jednoj od definicija visoke građevine, visoka građevina je svaka građevina gdje je dominantno djelovanje za dimenzioniranje nosivih elemenata horizontalno djelovanje. Zbog toga konstrukcijski sustav kod visokih građevina definiramo kao sustav koji ima primarni zadatak preuzeti ova horizontalna djelovanja, među kojima su dominantna opterećenje od vjetra i potresa. Idealno bi bilo kada bi konstruktor sam mogao odabrati najučinkovitiji sustav s obzirom na vrijednosti ovih opterećenja. Idealna konstrukcijska rješenja se, međutim, rijetko primjenjuju u praksi zbog niza ograničenja i nametnutih uvjeta koji slijede iz lokacije i namjene građevine.

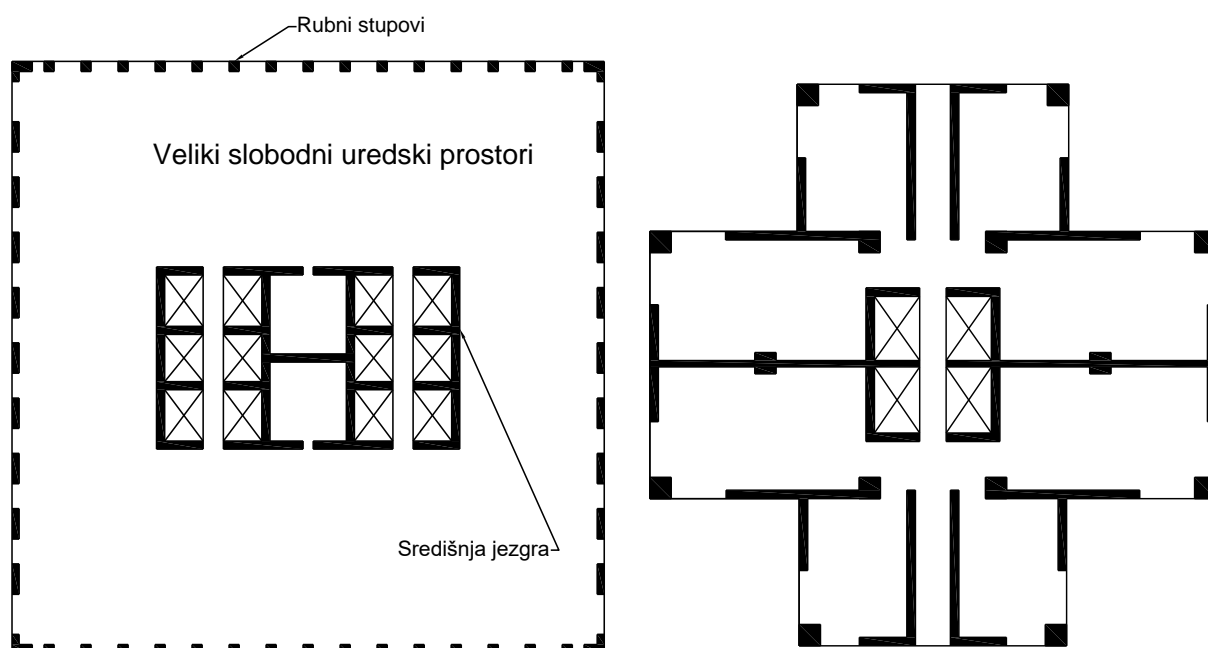


Slika 3-1 – Ograničenja odabira konstrukcijskog sustava

Namjena građevine u velikoj mjeri utječe na izbor konstrukcijskog sustava zbog potrebe ispunjenja funkcionalnosti i organizacije prostora. Danas se uglavnom razlikuju dvije namjene visokih zgrada – poslovna i stambena namjena.

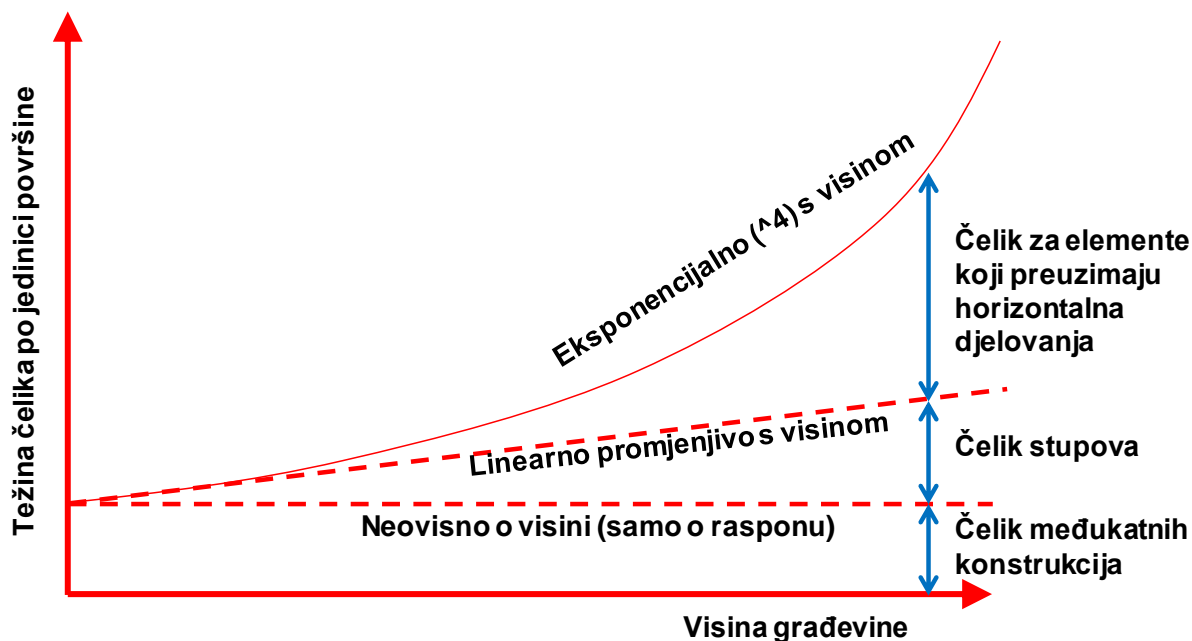
Kod zgrada poslovnih namjena zahtijevaju se veliki i otvoreni prostori sa što je moguće više prostora sa pogledom prema van. Prostori moraju biti modularni sa mogućnošću promjene pojedinih cjelina pa će se organizacija prostorija ostvarivati sa laganim ne nosivim pregradnim elementima lakih zidnih stijena. Glavni vertikalni nosivi elementi konstrukcijskog sustava smještaju se po obodu zgrade, i u okolini vertikalnih (često središnjih) komunikacijskih putova koji čine jezgru zgrade. S obzirom na potrebe promjena rasporeda prostorija, instalacije se vode horizontalno po katovima i smještene su u stropovima. Zbog toga je tipična visina etaže za poslovne zgrade oko 3,5 m ili više, što za 40-katnu zgradu daje visinu od oko 140 m.

Zgrade stambene namjene (zgrade sa stanovima i hoteli) imaju jednoliku podjelu prostora po visini koja se tijekom upotrebe neće mijenjati, pa je moguće predvidjeti vertikalne nosive elemente unutar tlocrta zgrade, skrivene unutar pregrada koje odvajaju pojedine stambene cjeline (stanove, prostorije). Instalacije se također mogu voditi vertikalno unutar ovih pregrada pa nisu potrebne visoke stropne konstrukcije, osim eventualno na hodnicima. Tipična visina kata za stambene i hotelske zgrade iznosi 2,7 m ili više, što za 40-katnu zgradu daje visinu od oko 108 m. U usporedbi sa zgradom poslovne namjene iste katnosti, ovo iznosi 80% njezine visine.



Slika 3-2 – Usporedba rasporeda elemenata konstrukcijskog sustava za zgradu poslovne (lijevo) i stambene (desno) namjene [2]

Na odabir konstrukcijskog sustava veliki utjecaj ima i veličina zgrade u koju spadaju njene tlocrtne izmjere i ukupna visina. Tlocrtne izmjere, najčešće određene prema ograničenjima lokacije, kod zgrada sa cijevnim sustavima određuju i najveći mogući ostvaren moment tromosti zgrade kada se ona promatra kao jedinstvena konzola. Veće tlocrtne izmjere omogućuju veće udaljenosti između pojedinih stranica cijevi ove konzole, a samim time i veću krutost zgrade. Elementi ovakvog konstrukcijskog sustava tada mogu biti izabrani sa manjim dimenzijama i na većim međusobnim razmacima. Visina zgrade direktno utječe na veličinu opterećenja, gdje se vertikalna opterećenja povećavaju po linearnoj funkciji, a horizontalna po eksponencijalnoj.



Slika 3-3 – Odnos količine čelika i visine građevine za pojedine dijelove konstrukcijskog sustava [2]

Odnos potrebne količine materijala po jedinici površine zgrade je različit za pojedine dijelove konstrukcijskog sustava. Za međukatne konstrukcije je ovaj odnos konstantan i neovisan o visini zgrade jer su međukatne konstrukcije jednake na svim etažama i ovise jedino o rasponima koje premošćuju. Materijal čelika stupova koji prenose isključivo vertikalno opterećenje raste sa povećanjem visine zgrade prema linearnoj funkciji jer se ukupno vertikalno opterećenje stupova povećava linearno prema dnu zgrade. Materijal konstrukcijskog sustava za preuzimanje horizontalnih djelovanja, međutim, raste prema eksponencijalnoj funkciji visine zgrade zbog takvog porasta opterećenja i vanjskog momenta prevrtanja zgrade.

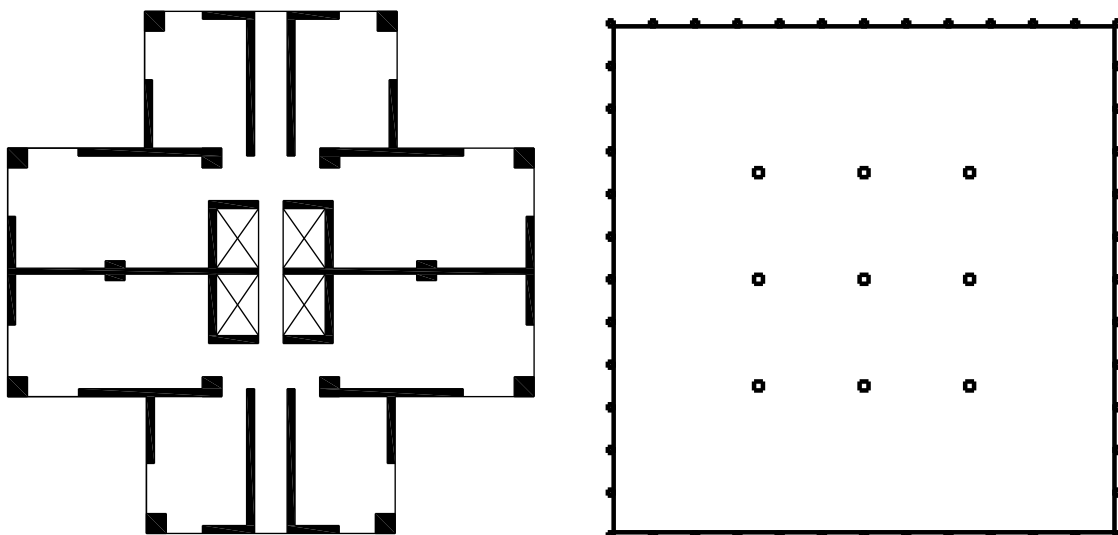
Odabir konstrukcijskog sustava nadalje ovisi i o raspoloživim i ekonomski opravdanim metodama gradnje s obzirom na mogućnosti monolitne ili montažne gradnje koje su karakteristične za pojedine materijala (čelik – montažna gradnja, beton – pretežno monolitna gradnja). Potrebe vrsta i položaja instalacija također imaju važnu ulogu u odabiru konstrukcijskog sustava zbog potrebe osiguranja prostora za njihovo vođenje unutar zgrade. Ovdje veliku ulogu imaju i elementi opreme zgrade (liftovi, strojarnice, sustavi za grijanje i hlađenje) i potrebe sustava za zaštitu od požara (evakuacijski putovi, sustavi za dojavu i gašenje požara, požarni sektori). Kod vrlo visokih zgrada uobičajeno se ostavljaju servisne etaže za smještaj ovih elemenata, u koje je onda moguće i smjestiti dijelove konstrukcijskog sustava za prijenos horizontalnog opterećenja. Ovo je karakteristično za outrigger konstrukcijske sustave.

Naposljetku, u današnje vrijeme na odabir konstrukcijskog sustava uvelike utječu estetski čimbenici arhitektonskog oblikovanja izgleda zgrade izvana i iznutra zbog težnje da se kod visokih zgrada njihovim izgledom prenese poruka dojmljivosti i dominacije u nekom prostoru.

Izbor konstrukcijskog sustava u današnje vrijeme, dakle, ovisi o optimalnom rješenju koje zadovoljava konstrukterske, arhitektonske, funkcionalne, ekonomske i društvene čimbenike.

### 3.2 Mjere konstrukcijske učinkovitosti

Pojednostavljeno, visoka građevina djeluje kao konzola sa temeljima upetim u tlo. Općenito se mogu razlikovati dva glavna slučaja djelovanja ove konzole. U prvom slučaju zgradu čini više odvojenih konzola koje mogu više ili manje zajednički djelovati koristeći krutosti horizontalnih spojnih elemenata. Horizontalni spojni elementi mogu biti ploče međukatnih konstrukcija, vezne grede između zidova, nosači diskretno razmješteni po visini zgrade (kao zidovi ili rešetke) unutar servisnih etaža, itd. S obzirom na odnose krutosti na savijanje vertikalnih i horizontalnih elemenata ostvariti će se određena razina sprezanja između odvojenih konzolnih vertikalnih elemenata pa se može ostvariti njihovo spregnuto djelovanje. Ako je krutost spojnih horizontalnih elemenata u relativnom odnosu mala (kao što je slučaj kod međukatnih konstrukcija male debljine – npr. ravna armiranobetonska ploča bez greda) ostvariti će se samo raspodjela horizontalnih opterećenja u omjeru krutosti odvojenih elemenata konzole uz izostanak spregnutog djelovanja.



Slika 3-4 – Tlocrt kojeg čine odvojeni elementi konzola (lijevo [2]) i tlocrt gdje su vertikalni elementi uključeni u djelovanje jedne jedinstvene konzole (desno)



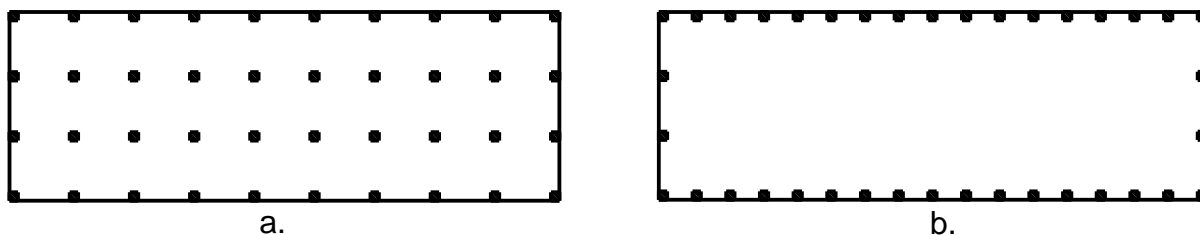
U drugom slučaju tlocrt čine vertikalni elementi malih dimenzija, gusto raspoređeni i međusobno povezani visokim horizontalnim elementima i/ili dijagonalama. Svi elementi tlocrta su međusobno povezani u cjelinu jedinstvenog presjeka, koji se kao cjelina odupire horizontalnom djelovanju. Kod ovakvog ukupnog presjeka konzole mogu se razlikovati pojasevi i hrptovi presjeka zavisno od smjera djelovanja horizontalnog opterećenja. Unutar tlocrta može se nalaziti još vertikalnih elemenata koji će u većini slučajeva prenositi samo vertikalno opterećenje međukatnih konstrukcija i koji se za preuzimanje vanjskog momenta prevrtanja mogu zanemariti.

Prvi slučaj tlocrta je karakterističan za konstrukcijske sustave (povezanih) posmičnih zidova ili različitih mješovitih sustava s jezgrom, a drugi slučaj tlocrta je karakterističan tlocrt za cijevne konstrukcijske sustave.

### 3.2.1 Indeks krutosti na savijanje

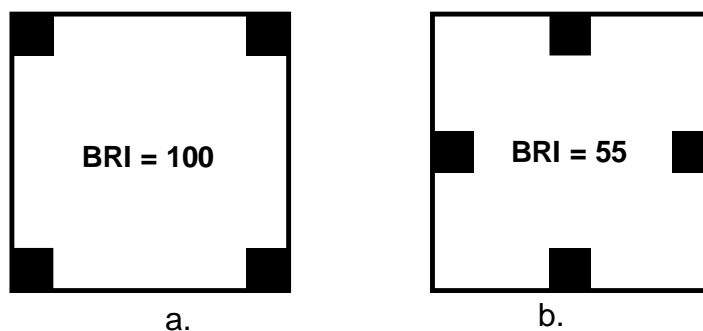
Mjera krutosti na savijanje zgrade može se definirati kao njezina učinkovitost u preuzimanju momenta prevrtanja koji slijedi iz vanjskih horizontalnih opterećenja. Tlocrt zgrade može se promatrati kao presjek štapa konzole, gdje se vertikalni elementi (presjeci pojedinih stupova) onda mogu proizvoljno razmjestiti unutar ovog presjeka. Razmještaj stupova će rezultirati određenom krutošću na savijanje ove konzole. Evidentno je da će za zgradu sa istim brojem stupova, razmještaj prema primjeru a. sa Slike 3-5 dati znatno manju krutost na savijanje nego razmještaj b. sa iste slike. Stupovi na primjeru b. su maksimalno udaljeni od neutralne osi presjeka zgrade što rezultira znatno većim momentom tromosti presjeka nego u slučaju a.

Kako bi se mogla uspoređivati učinkovitost na savijanje za različite tlocrtne rasporede, uveden je pojam indeksa krutosti na savijanje (BRI – "*Bending Rigidity Index*"). Najveća vrijednost ovog indeksa  $BRI=100$  može se za kvadratni oblik tlocrta dodijeliti slučaju kada su stupovi raspoređeni samo u kutove kvadrata (Slika 3-6 a). Mnogo nepovoljniji slučaj biti će kada su samo dva stupa raspoređena na vanjske stranice, a druga dva stupa u liniji neutralne osi presjeka. Stupovi u liniji neutralne osi presjeka odupiru se savijanju presjeka samo sa svojom krutošću na savijanje, ali ne i sa svojom aksijalnom krutošću.



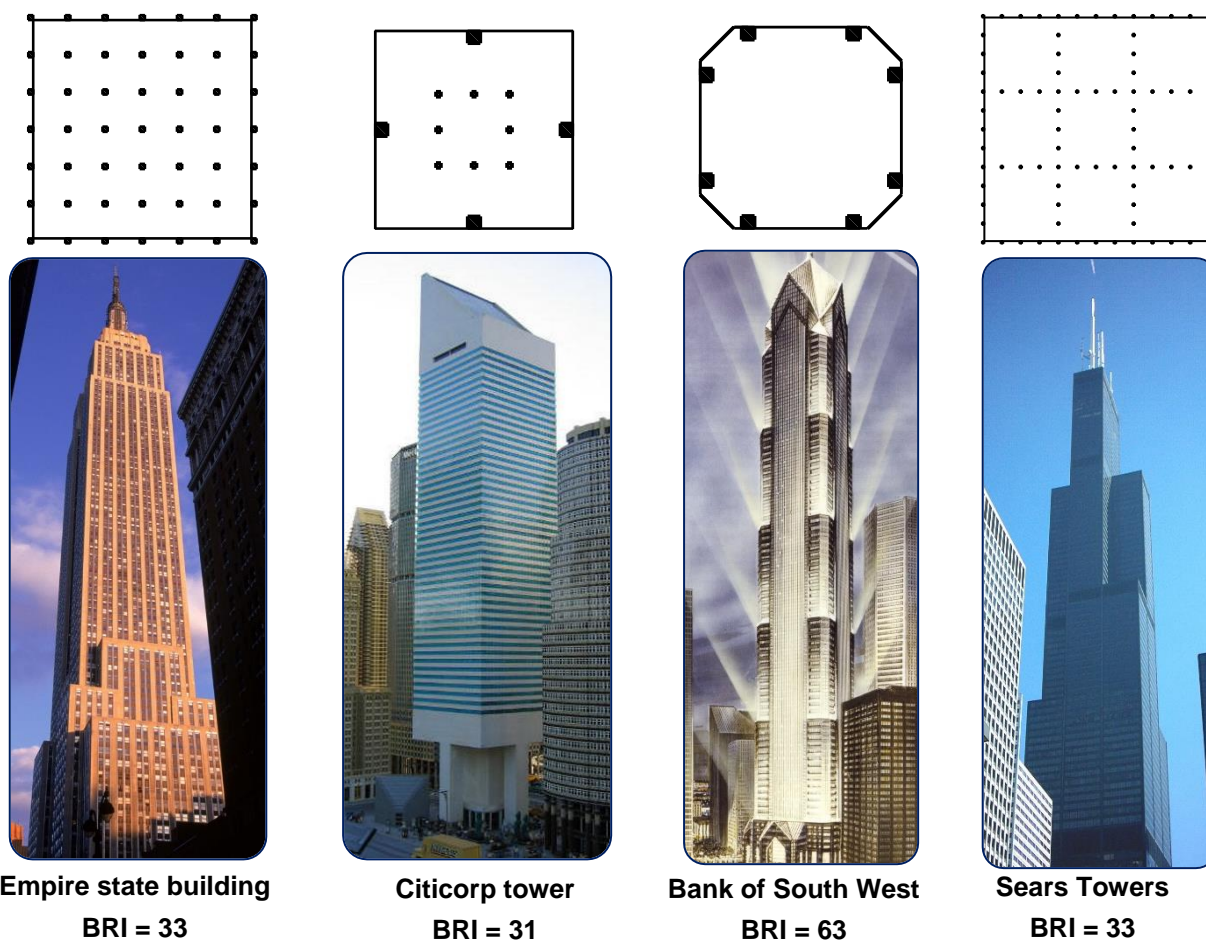
Slika 3-5 – Razmještaj vertikalnih elemenata unutar tlocrta [1]





Slika 3-6 – Najveći i najmanji indeks krutosti na savijanje za kvadratni tlocrt zgrade

Indeks krutosti na savijanje predstavlja, dakle, odnos ukupnog momenta inercije svih stupova u odnosu na središnju os i najvećeg mogućeg momenta inercije kada su svi stupovi (vertikalni elementi) postavljeni u najpovoljniji položaj.



Empire state building  
BRI = 33

Citicorp tower  
BRI = 31

Bank of South West  
BRI = 63

Sears Towers  
BRI = 33

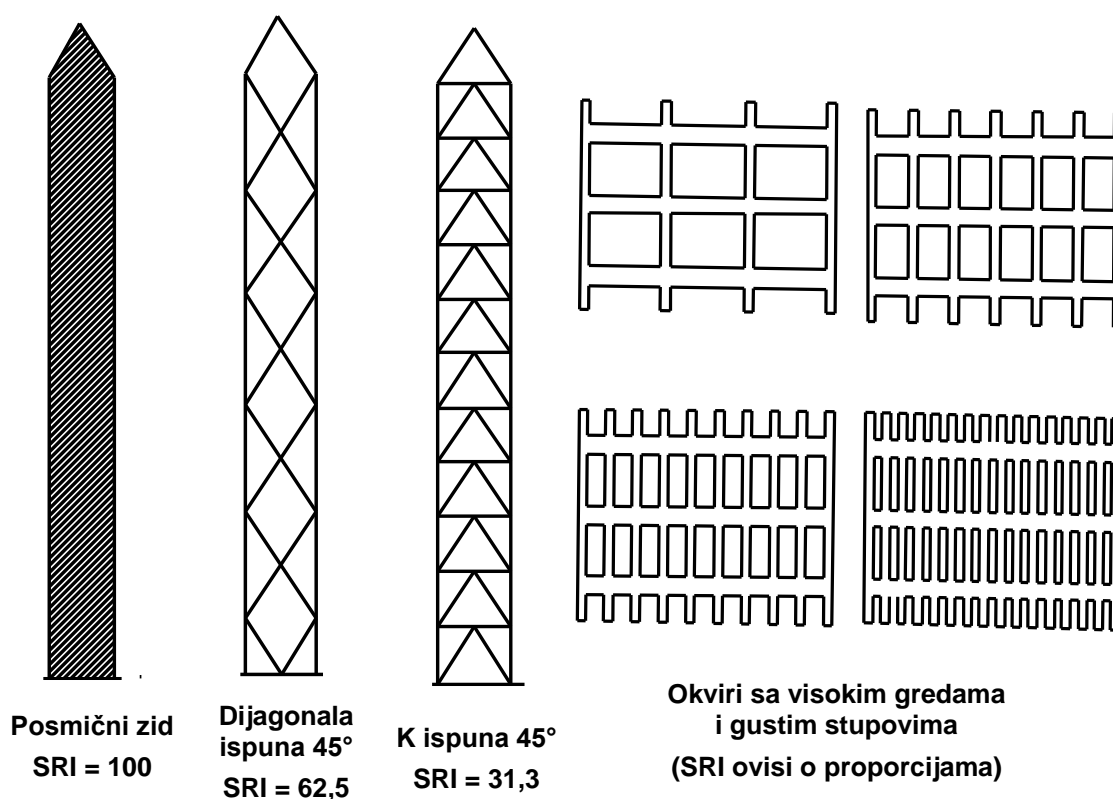
Slika 3-7 – Primjeri indeksa krutosti na savijanje nekih tlocrta zgrada [1]

### 3.2.2 Indeks posmične krutosti

Kako bi se vertikalni elementi stupova ponašali kao dijelovi integralnog sustava i zajednički djelovali kao dio istog presjeka, važno je da se međusobno povežu sa djelotvornim posmično krutim sustavom. Učinkovitost posmičnog ukrućujućeg sustava mjeri se Indeksom posmične krutosti (SRI – "*Shear Rigidity Indeks*"). Najučinkovitiji posmični ukrućujući sustav je onaj posmičnog zida bez otvora pa se za njega može definirati indeks posmične krutosti  $SRI=100$ . Prijenos posmika se u sustavima bez zidova ostvaruje preko elemenata ispune, u sustavima krutih okvira to su horizontalni elementi greda, a u sustavima rešetke to je ispuna od dijagonala i prečki.

Veličina indeksa posmične krutosti će kod okvira ovisiti o stupnju upetosti horizontalnih i vertikalnih elemenata, koji je u funkciji omjera njihovih dimenzija i veličine polja. Jači (viši) horizontalni elementi, i manji razmaci vertikalnih elemenata rezultirati će većim vrijednostima SRI. Upravo ovakvi rasporedi okvira čine danas najsuvremenije konstrukcijske sustave cijevi koji se koriste kod najviših zgrada.

Kod rešetaste ispune, SRI najviše ovisi o kutu pružanja dijagonalnih elemenata, gdje najveću učinkovitost i vrijednost SRI pokazuju elementi ispune koji su pod kutom od  $45^\circ$ .



Slika 3-8 – Primjeri indeksa posmične krutosti za različite vrste ispune [1]

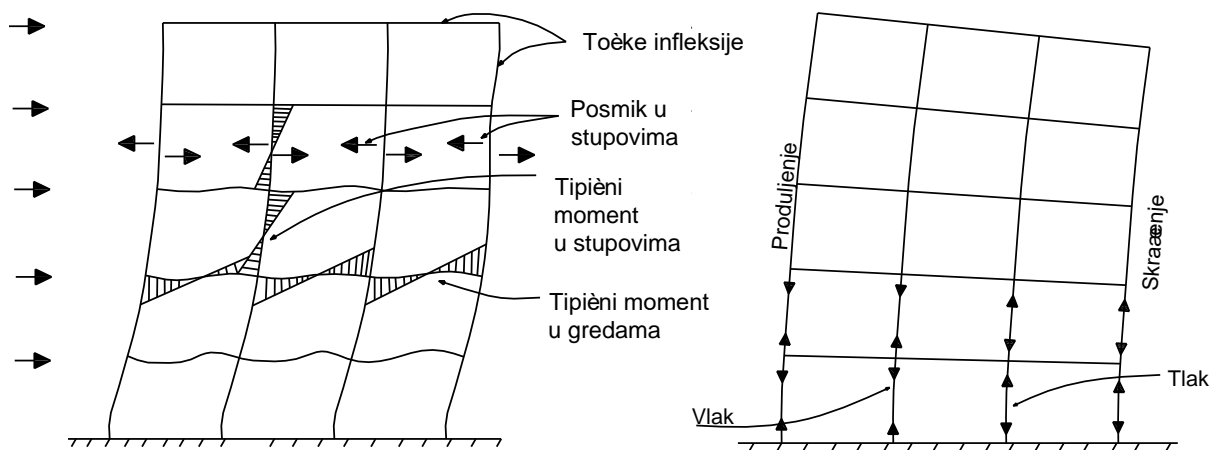
### 3.3 Oblici deformacije visokih građevina

Uslijed horizontalnog opterećenja konstrukcijski sustavi visokih građevina deformirat će se sa oblicima deformacijskih krivulja koje su svojstvene za pojedinu vrstu sustava, ili njihovu kombinaciju. Generalno, mogu se razlikovati dva glavna načina deformacije – posmični oblik i oblik od savijanja.

Kod posmičnog oblika deformacije opterećena strana zgrade se izvija konkavno, maksimalni nagib deformacije je blizu baze, a minimalni nagib deformacije je na vrhu zgrade. Posmik koji pripada svakom katu preuzima stup toga kata. Stupovi se unutar visine jedne etaže deformiraju sa zakrivljenosti promjenjivog predznaka i točkom infleksije otprilike na sredini stupa. Momenti u čvorovima uzrokuju isti takav oblik deformacije i u gredama. Pomak katova (story drift) se kod ovakvog oblika deformacije prema vrhu smanjuje.

Za oblik deformacije od savijanja je karakteristično kumulativno povećanje rotacije prema vrhu zgrade. Kut rotacije kod baze je zanemariv, a na vrhu zgrade najveći. Ukupni moment savijanja zgrade se preuzima na razini svake etaže sa spregom vlačnih i tlačnih sila u vertikalnim elementima (stupovima) na suprotnim stranama zgrade, koje rastu sa povećanjem njihove udaljenosti od težišta zgrade (linija neutralne osi savijanja zgrade). Produljenje i skraćenje svakog stupa uzrokuje pomak zgrade. Pomak katova (story drift) se prema vrhu povećava zbog akumulacije rotacije.

Za posmično krute sustave, koji imaju visoke indekse posmične krutosti (SRI) karakterističan oblik deformacije je od savijanja. To su sustavi sa posmičnim zidovima, ili dobro ukrućeni okviri sa spregovima. Kod klasičnih okvirnih konstrukcija sa poljima okvira većim od 3 m dominantan je posmičan oblik deformacije. Korisno je u konstrukciji kombinirati dva sustava kako bi se njihovim međudjelovanjem smanjili ukupni pomaci.



Slika 3-9 – Posmični oblik deformacije (lijevo) i oblik deformacije od savijanja (desno) [2]

### 3.4 Pregled osnovnih sustava

Podjela konstrukcijskih sustava visokih građevina može se definirati na nekoliko načina. Možda najrelevantnija podjela slijedi iz učinkovitosti sustava koja se može iskazati prema broju etaža koje pojedini sustav može ostvariti. Ova podjela ujedno pokazuje i povijesno pojavljivanje pojedinih sustava s obzirom postupno savladavanje rekorda najvećih visina građevina. Drugom podjelom razlikuju se sustavi prema razmještanju komponenti osnovnog sustava za preuzimanje horizontalnog opterećenja. Prema ovoj podjeli sustavi se dijele u dvije grupe – unutarnji i vanjski [3]. Pod unutarnje sustave se podrazumijevaju oni čiji je najveći dio horizontalnih ukrućujućih elemenata smješten u unutrašnjost tlocrta zgrade.

U unutarnje sustave spadaju:

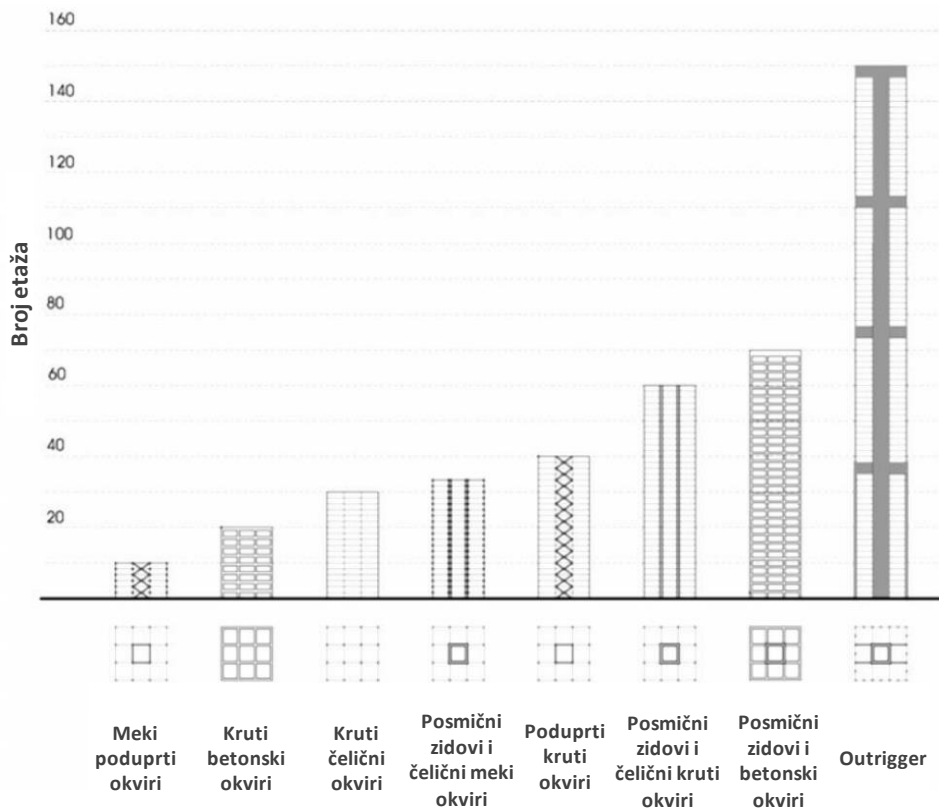
- kruti okviri
- ispunjeni okviri
- posmični zidovi i povezani posmični zidovi
- outrigger sustavi
- konzolni sustavi sa jezgrom
- viseći sustavi.

Kod vanjskih sustava glavni elementi sustava su smješteni na vanjskom obodu tlocrta zgrade. U vanjske sustave spadaju:

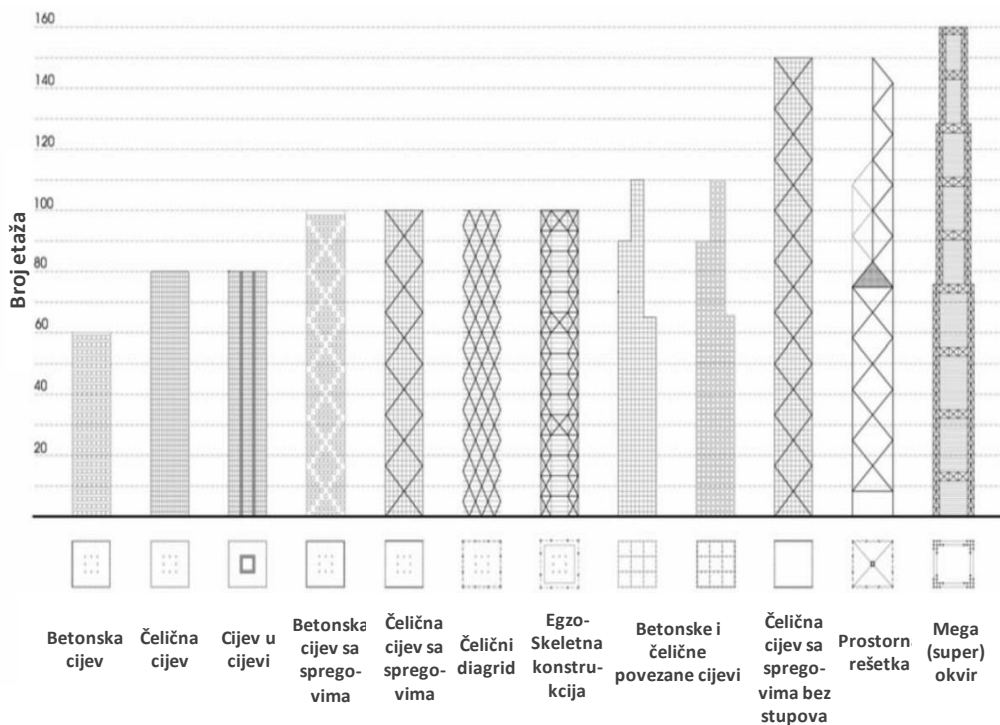
- cijevni sustavi,
- izvedenice cijevnih sustava – cijev u cijevi, povezane cijevi, cijevi sa spregovima,
- diagrid sustavi,
- mega (super) okviri,
- prostorni rešetkasti sustavi.

Općenito, sve ove vrste konstrukcijskih sustava mogu biti izvedene i od betona i od čelika. Ipak, neki sustavi su primjereniji i karakteristični za pojedine materijale, prvenstveno u pogledu ekonomičnosti s obzirom na svojstva betona (nosivost na savijanje i tlak) i čelika (nosivost na savijanje i vlak). U Tablici 3-3 mogu se vidjeti svojstvene pripadnosti pojedinog sustava i materijala.

Čelik se pojavio kao prvi materijal za izvedbu visokih zgrada i dominira u upotrebi u prvoj polovici 20.st. Odigrao je značajnu pionirsku ulogu pri pojavi i razvoju pojedinih od ovih konstrukcijskih sustava. Zbog najboljeg odnosa čvrstoće i težine, čelik je danas materijal rezerviran za najviše građevine. Omogućuje veće raspone, predgotovljenost elemenata i bržu izvedbu. Jedini je materijal za izvedbu visećih sustava i sustava prostornih rešetki. Nedostaci su mu potrebna protupožarna i antikoroziivna zaštita, potreba za fasadnim oblogama, i potreba za spregovima ili skupim i složenim momentnim spojevima okvira.



Slika 3-10 – Podjela unutarnjih konstrukcijskih sustava i mogući broj etaža [3]



Slika 3-11 – Podjela vanjskih konstrukcijskih sustava i mogući broj etaža [3]



Tablica 3-1 – Prednosti i nedostaci unutarnjih sustava [3]

Vrsta sustava	Podvrsta sustava	Materijal	Isplativi broj etaža	Prednosti	Mane	Primjeri
Kruti okvir	-	Čelik	30	Fleksibilnost u planiranju prostora etaža Brza izvedba	Skupi momentni spojevi Skupa protupožarna zaštita	860 & 880 Lake Shore Drive Apartments (Chicago, USA, 26 katova, 82 m), Business Men's Assurance Tower (Kansas City, USA, 19 katova), Seagram Building (New York, USA, 38 katova, 157 m)
		Beton	20	Fleksibilnost u planiranju prostora etaža Modularan prostor	Skupa oplata Spora izvedba	Ingalls Building (Cincinnati, USA, 16 katova, 65 m)
Spregom poduprti zglobni okviri	-	Čelični spreg + čelični zglobni okvir	10	Učinkovito preuzimanje horizontalnih sila pomoću spregova Manja visina greda	Smanjena mogućnost planiranja prostora zbog spregova Skupe izvedbe dijagonalnih spojeva	Niske zgrade
Zidom poduprti zglobni okvir	-	Betonski posmični zidovi + čelični zglobni okvir	35	Učinkovito preuzimanje horizontalnih sila pomoću zidova	Smanjena mogućnost planiranja prostora zbog zidova	77 West Wacker Drive (Chicago, USA, 50 katova, 203.6 m), Casselden Place (Melbourne, Australia, 43 katova, 160 m)
Mješoviti sustav zida ili sprega i krutog okvira	Poduprti kruti okvir	Čelični spreg + čelični kruti okvir	40	Učinkovito preuzimanje horizontalnih sila interakcijom sprega i okvira	Ograničenja unutarnjeg planiranja prostora	Empire State Building (New York, USA, 102 katova, 381 m), Seagram Building – gornji dio (New York, USA, 38 katova, 157 m)
	Okvir sa zidovima	Betonski zidovi + čelični kruti okvir Betonski zidovi + betonski okvir	60 70	Učinkovito preuzimanje horizontalnih sila interakcijom zida i okvira		Seagram Building – donji dio (New York, USA, 38 katova, 157 m) 311 South Wacker Drive (Chicago, USA, 75 katova, 284 m), Cook County Administration Building (Chicago, USA, 38 katova, 145 m)
Outrigger sustavi	-	Jezgra od posmičnog sustava (čelični spreg ili posmični zid) + Outrigger (čelična rešetka ili posmični zid) + Vanjski stupovi (čelik ili beton ili spregnuti)	150	Učinkovito preuzimanje momenta prevrtanja spregom sila u vanjskim stupovima outriggera	Outrigger ne doprinosi posmičnoj otpornosti zgrade	Taipei 101 (Taipei, Taiwan, 101 katova, 509 m), Jin Mao Building (Shanghai, China, 88 katova, 421 m)

Tablica 3-2 – Prednosti i nedostaci vanjskih sustava [3]

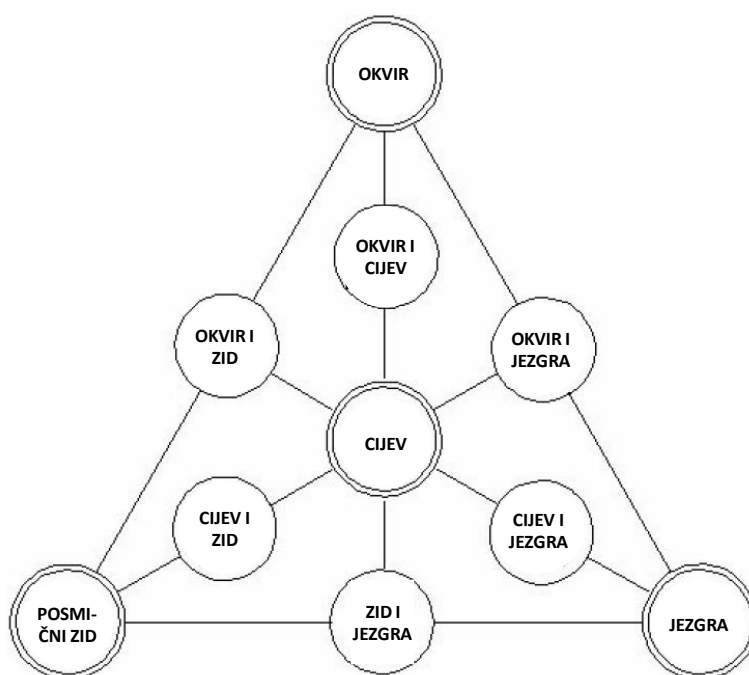
Vrsta sustava	Podvrsta sustava	Materijal	Isplativi broj etaža	Prednosti	Mane	Primjeri
Cijevi	Okvirna cijev	Čelik	80	Učinkovitost pri preuzimanju horizontalnih opterećenja sa najvećim momentom tromosti	Zaostajanje posmika smanjuje učinkovitost presjeka cijevi	Aon Center (Chicago, USA, 83 katova, 346 m)
		Beton	60		Gusti raspored stupova na obodu zatvara fasadu zgrade	Water Tower Place (Chicago, USA, 74 katova, 262 m)
	Cijev sa spregovima	Čelik	100 sa unutarnjim stupovima, 150 bez unutarnjih stupova	Moguć veći razmak između stupova Reducirano zaostajanje posmika	Dijagonale zaklanjaju pogled prema van	John Hancock Center (Chicago, USA, 100 katova, 344 m)
		Beton	100			Onterie Center (Chicago, 58 katova, 174 m), 780 Third Avenue (New York, USA, 50 katova, 174 m)
	Povezane cijevi	Čelik	110	Reducirano zaostajanje posmika	Unutarnje planiranje ograničeno zbog elemenata cijevi unutar zgrade	Sears Tower (Chicago, USA, 108 katova, 442 m)
		Beton				110
Cijev u cijevi	Vanjska okvirna cijev (čelik ili beton) + unutarnja cijev jezgre (čelik ili beton)	80	Učinkovitost pri preuzimanju horizontalnih opterećenja preko posmične jezgre i vanjske cijevi koja preuzima savijanje	Unutarnje planiranje ograničeno zbog posmične jezgre	181 West Madison Street (Chicago, USA, 50 katova, 207 m)	
Diagrid	-	Čelik	100	Učinkovitost pri preuzimanju horizontalnih opterećenja aksijalnim silama u dijagonalnim elementima	Složenost izvedbe spojeva rešetke diagrida	Hearst Building (New York, USA, 42 katova, 182 m), 30 St Mary Axe (London, UK, 41 katova, 181 m)
		Beton	60		Skupa izvedba oplata Spora izvedba	O-14 Building (Dubai)
Prostorne rešetke	-	Čelik	150	Učinkovitost pri preuzimanju horizontalnog posmika preko uzdužnih sila u elementima prostorne rešetke	Zaklonjen pogled prema van	Bank of China (Hong Kong, China, 72 katova, 367 m)
Super okviri ili Mega okviri	-	Čelik	160	Moguće ostvarenje super visina u budućnosti	Oblik zgrade je u velikoj mjeri ovisan o konstrukcijskom sustavu	Chicago World Trade Center (Chicago, USA, 168 katova, još neizvedeno)
	-	Beton	100			Parque Central Tower (Caracas, Venezuela, 56 katova, 221 m)
Egzoskeletni sustavi	-	Čelik	100	Prostor etaže je slobodan i otvoren prema van	Veliko toplinsko širenje i skupljanje jer su nosivi elementi izvan vanjske ovojnice fasade Toplinski mostovi	Hotel de las Artes (Barcelona, Spain, 43 katova, 137 m)

Tablica 3-3 – Karakteristični konstrukcijski sustavi s obzirom na materijal izvedbe

Karakteristični čelični konstrukcijski tipovi	Karakteristični armiranobetonski konstrukcijski tipovi
<ul style="list-style-type: none"><li>• Okviri sa spregovima</li><li>• Cijevi</li><li>• Outrigger sustavi</li><li>• Viseći sustavi</li><li>• Prostorne konstrukcije</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Kruti okviri</li><li>• Ispunjeni okviri</li><li>• Posmični zidovi</li><li>• Povezani zidovi</li><li>• Konstrukcije sa jezgrom</li></ul>

Beton se je počeo koristiti dva desetljeća nakon čelika u izvedbi visokih zgrada. Primarno su AB sustavi imitirali do tada poznate sustave iz čelika bazirane na elementima stupa i grede. Nakon 1940.g. je beton postao primarni materijal za ravne ploče i krute okvire, a veliki iskorak u korištenju armiranog betona su bili sustavi posmičnih zidova koji tada omogućuju savladavanja granice od 25 katova koja je vrijedila za okvirne armiranobetonske sustave naslijeđene od čelika. Danas, uz ove konstrukcijske sustave i betone visokih čvrstoća, dosegnuta je visina armiranobetonske zgrade od 100 katova.

Pojedini sustavi su najekonomičniji ako se koriste kombinacije čelika i armiranog betona. U kombiniranim sustavima prednjače konstrukcije sa jezgrama gdje je jezgru (najčešće armiranobetonsku) najučinkovitije kombinirati sa okvirnim sustavima i cijevnim sustavima.



Slika 3-12 – Mogućnosti kombinacije pojedinih konstrukcijskih sustava [4]

## 4 OKVIRNE KONSTRUKCIJE

### 4.1 Općenito

Kruti okvir, u upotrebi od kraja 19.st., bio je izvanredan napredak u konstrukterskom promišljanju. Prva zgrada na svijetu sa sustavom krutih čeličnih okvira sagrađena je u Chicagu 1885.g. Chicago je bila prirodna sredina za ovaj iskorak jer je u to doba bio središte američke željezničke mreže i industrije čelika. Fasade su i dalje davale izgled masivne građevine, bez naznaka unutarnjeg čeličnog skeleta, što je bilo uobičajeno za to doba jer projektanti još uvijek nisu u potpunosti razumjeli uporabu novog materijala čelika. Zgrada Empire State Building, također sustava krutog okvira, sagrađena je 1931. godine, dva tjedna prije početka velike depresije i postaje najviša zgrada na svijetu. Osnovni konstrukcijski sustav je čelični okvir (70.000 t) ubetoniran u beton sa dodatkom zgure. Težina čelične konstrukcije iznosila je 210 kg/m<sup>2</sup>, naspram svega 53 kg/m<sup>2</sup> koliko je bilo potrebno za izgradnju World Trade Center-a 1973.g. Ova razlika najbolje pokazuje različitost u učinkovitosti sustava krutog okvira i cijevnog sustava.



Slika 4-1 – Usporedba: okvirna zgrada Home Insurance Building 1885. (desno) [1] i prava masivna zgrada Monadnock Building 1891. (lijevo) [2]

Kruti okviri su sustavi sačinjeni od greda i stupova povezanih krutim vezama u čvorovima koji prenose moment savijanja. Horizontalna krutost ovakvog sustava ovisi o krutosti stupova, greda i njihove međusobne ostvarene upetosti. Bitna prednost krutih okvira su veliki otvori koji ostavljaju mogućnost slobodnog planiranja prozora i vrata jer se kruti okviri uobičajeno koriste za raspone od 6 – 9 m, pa ove vrijednosti čine veličinu otvora polja okvira. Problem koji se javlja je "gužva" koja se stvara u unutrašnjosti tlocrta zgrade gdje stupovi okvira onemogućuju ekonomično i estetsko korištenje prostora.

Otpornost sustava na horizontalna opterećenja se ostvaruje preko savojne krutosti stupova, greda i njihovih spojeva. Okvirni sustav aktivira se i kod prijenosa vertikalnih opterećenja, smanjujući tako momente savijanja u gredama. Kada se koriste kao jedini sustav za preuzimanje horizontalnih djelovanja, kruti okviri su ekonomični za zgrade do 25 katova. Iznad te visine sustav postaje premekan, a daljnje povećanje izmjera elemenata nije ekonomično rješenje. Kruti okviri idealni su za armiranobetonske konstrukcije zbog svojstvene krutosti spojeva, dok kod čeličnih okvira kruti spojevi otporni na savijanje znatno povećavaju cijenu izvedbe. Izmjere stupova i greda na bilo kojoj razini direktno ovise o veličini posmičnog (horizontalnog) opterećenja tako da se povećavaju prema dnu zgrade. Idealno, dakle, stropne konstrukcije sukladno zahtijevaju da nisu jednake na svim etažama, nego im se visina povećava prema dolje zbog potrebnih većih greda, tako da visina katova varira. Ovaj problem rješiv je dodavanjem spregova ili posmičnih zidova u kombiniranim sustavima.

Tablica 4-1 – Prednosti i nedostaci konstrukcijskog sustava krutog okvira

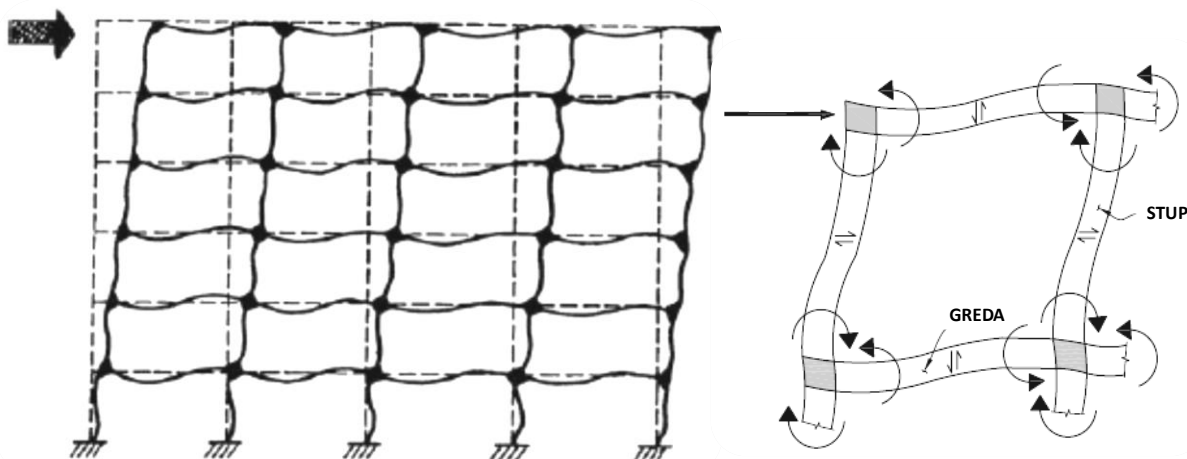
Prednosti sustava krutog okvira	Nedostaci sustava krutog okvira
<ul style="list-style-type: none"><li>• Jednostavnost i praktičnost pravokutne pravilne forme</li><li>• Otvorenost prostora bez zidova ili spregova omogućava veliku slobodu pri definiranju unutrašnjeg rasporeda</li><li>• Jednostavna analiza i proračun, mogu se uspješno koristiti približne metode proračuna sa velikom točnošću</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ekonomičnost do visine od svega 25 katova</li><li>• Relativno mala krutost na bočne pomake pa se za veće visine mora kombinirati sa drugim sustavima (posmični zidovi, jezgre, spregovi)</li><li>• Potreba za izvedbom skupih momentnih spojeva u čeličnoj izvedbi</li><li>• Potreba za sve većim dimenzijama elemenata grede prema dnu građevine – poteškoće u održavanju jednakih međukatnih konstrukcija u čitavoj građevini</li></ul>



Krutost okvira za horizontalna djelovanja ovisi o:

- veličini raspona polja okvira (obično je to 6 – 9 m)
- broju stupaca polja u okviru
- broju ravnina okvira u prostoru
- dimenzijama stupa
- visini grede u okviru

Može se zaključiti da je krutost okvira najviše definirana krutosti pojedinih njegovih elemenata na savijanje. Za dimenzioniranje okvira mjerodavno je savijanje elemenata stupova i greda pa će na povećanje krutosti okvira najviše utjecati povećanje visine grede i debljine stupa.

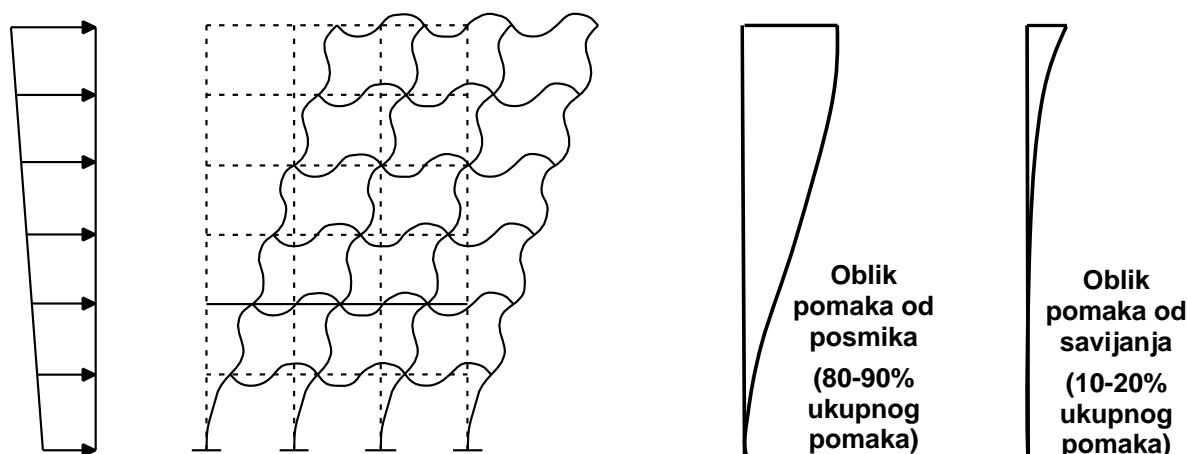


Slika 4-2 – Deformacija okvira i rezne sile u elementima greda i stupova [3]

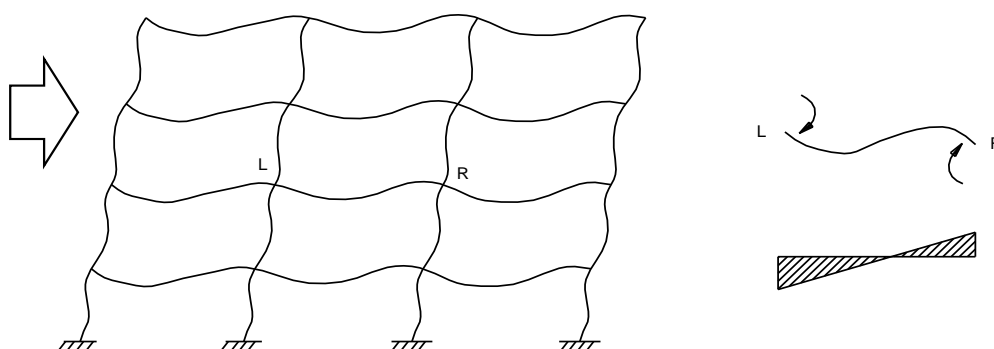
## 4.2 Ponašanje krutog okvira

Dominantan oblik deformiranja kod krutih okvira je posmičan oblik jer oko 90% deformacija slijedi prema ovom obliku deformiranja (Slika 4-3).

Uslijed horizontalnog opterećenja moment u gredi na strani na kojoj djeluje horizontalno opterećenje (L) ima suprotan predznak od onog koji proizlazi iz vertikalnih opterećenja (Slika 4-4). Na strani suprotnoj od djelovanja horizontalnog opterećenja (R) moment u gredi je jednakog predznaka kao i onaj od vertikalnih opterećenja. Uslijed vertikalnog opterećenja se u gredama javljaju negativni momenti u blizini stupova, i manji pozitivni momenti u sredini raspona. Stupovi sa momentom savijanja također sudjeluju u prijenosu vertikalnog opterećenja, pa su zbog toga stupovi kod krutih okvira većih dimenzija, a grede manjih dimenzija u usporedbi sa sustavima gdje su grede zglobno vezane sa stupovima.



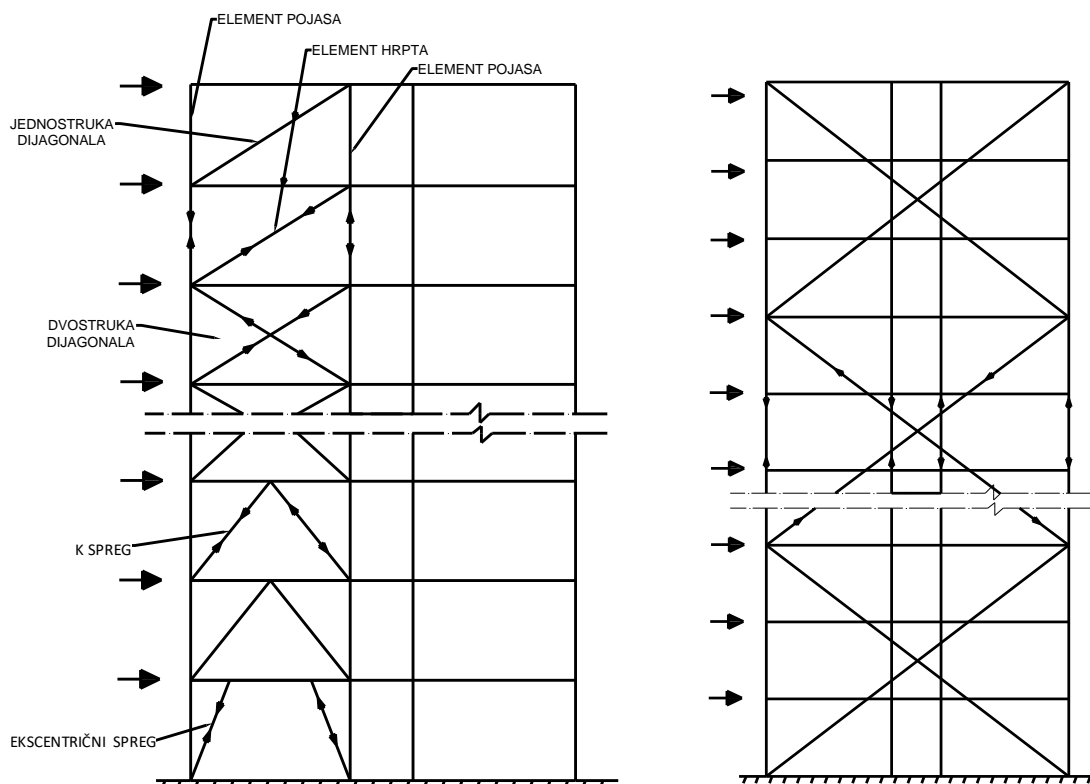
Slika 4-3 – Oblik deformacija kod okvira [4]



Slika 4-4 – Momenti savijanja u gredi kod okvira [4]

### 4.3 Okviri sa spregovima

Ako se okvirnom sustavu doda spreg u jedno ili više polja tada nastaje sustav poduprtog okvira („braced frame”). Na ovaj način je moguće povećanje broja katova sa dosadašnjih 25 na 60. Kod poduprtog okvira stupovi i grede prenose pretežno vertikalno opterećenje, a elementi sprega (sa pripadajućim vertikalnim elementima) tvore vertikalnu rešetku koja se odupire horizontalnom opterećenju. Povijesno su prve najviše zgrade u prvoj polovici 20.st. izvedene upravo u sustavu poduprtog okvira (Woolworth Tower, Chrysler Building, Empire State Building) [2]. Spregovi i grede vertikalne rešetke čine njezinu ispunu (hrbat), a stupovi čine njezine pojaseve. Spregovi su vrlo učinkoviti elementi jer savijanje i posmik preuzimaju uzdužnom silom (aksijalnim naprezanjem) i zbog toga mogu biti minimalnih dimenzija. Spregovi se obično izvode u visini jedne (ili dvije etaže), iako se sve više pojavljuju i noviji, moderniji sustavi gdje spregovi zauzimaju visinu od više etaža. Ovakvi spregovi se obično nazivaju "super spregovi" ili "mega spregovi". Povećavanjem dimenzija spregova (visine i širine polja u kojem se nalaze dijagonale) povećava se i djelotvornost sprega za preuzimanje horizontalnih opterećenja. Često se ovakvi veliki spregovi naglašavaju na fasadi kako bi se ostvario određeni arhitektonski dojam.

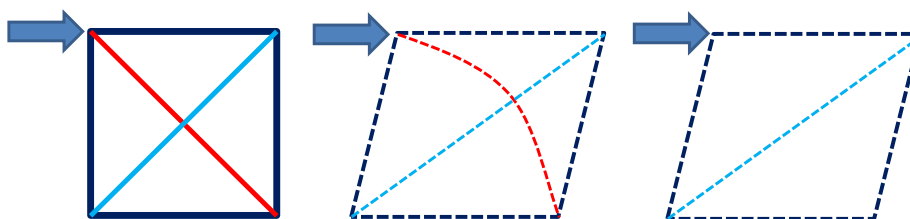


Slika 4-5 – Upotreba spregova za ukrućivanje okvira [5]

Spregovi zatvaraju unutarnji prostor ili vanjske otvore na zgradi pa ih treba smjestiti i koncipirati kako bi što manje smetali traženom rasporedu zgrade. Ovdje je važna suradnja arhitekta i inženjera jer kod visokih zgrada položaj spregova ne bi trebao biti primarno definiran arhitektonskim ciljevima nego strukturalnom učinkovitošću zgrade. Zbog promjenjivog predznaka horizontalnog opterećenja elementi spregova mogu imati i tlačne i vlačne sile. Dimenzioniranje na tlak je zbog izvijanja obično mjerodavno kod definiranja izmjera elemenata spregova. Zbog toga su K spregovi povoljniji od ostalih jer imaju kraće štapove (manja duljina izvijanja kod tlačnog djelovanja). Dvostruki spregovi se često dimenzioniraju samo na vlačna djelovanja, jer se tlačna dijagonala izuzima iz proračuna zbog izvijanja – dvostruki spregovi se u proračunu pretvaraju u jednostruke.

Tablica 4-2 – Ponašanje rešetke sprega kao vertikalne konzole

Stupovi	Dijagonale	Grede
<ul style="list-style-type: none"> <li>• elementi pojasa vertikalne rešetke</li> <li>• prenose moment savijanja</li> <li>• javljaju se osne tlačne i vlačne sile</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• elementi hrpta vertikalne rešetke</li> <li>• prenose posmik</li> <li>• javljaju se osne tlačne i vlačne sile</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• elementi hrpta vertikalne rešetke</li> <li>• prenose posmik</li> <li>• javljaju se osne vlačne i tlačne sile, ali i momenti savijanja u ekscentričnim spregovima</li> </ul>

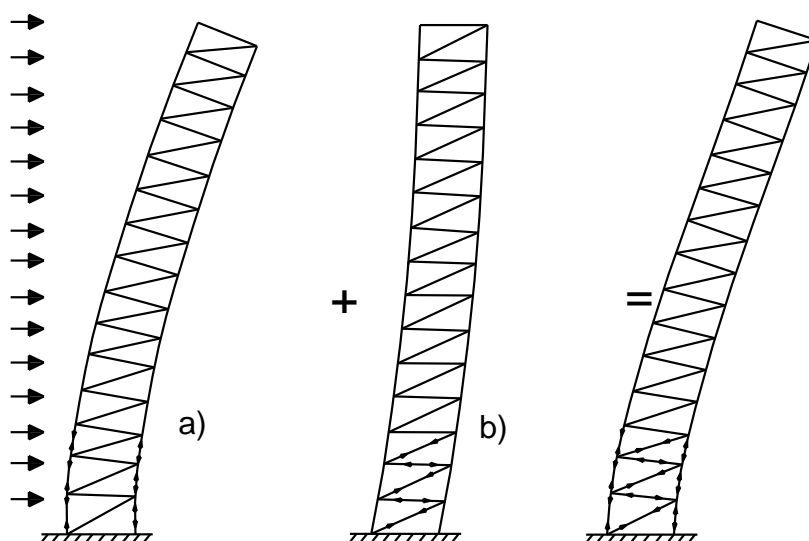


Slika 4-6 – Izuzimanje tlačne dijagonale kod izračuna sprega

Ugradnjom spregova polja okvira učinkovito se ukružuju pa se zgradi povećava indeks posmične krutosti (SRI), slično kao kod dodavanja posmičnih zidova. Konačni deformirani oblik rešetke je kombinacija savojnog i posmičnog oblika:

- savojni oblik deformacije je posljedica skraćivanja i produženja elemenata pojasa rešetke (aksijalna deformacija stupova)
- posmični oblik je posljedica skraćivanja i produženja štapova ispune (osna deformacija dijagonala i prečki), ponekad i savojne deformacija prečki kod ekscentričnih spregova

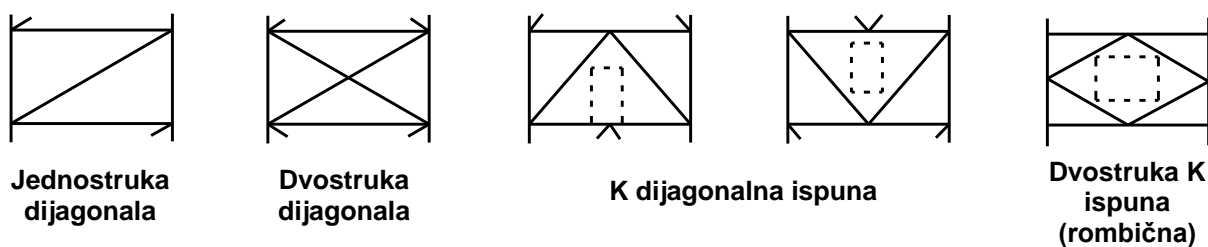
Prevladavajući utjecaj pojedinih od ovih deformacijskih oblika ovisi o vrsti sprega, a teži se tome da prevladava savojni oblik (slično posmičnom zidu).



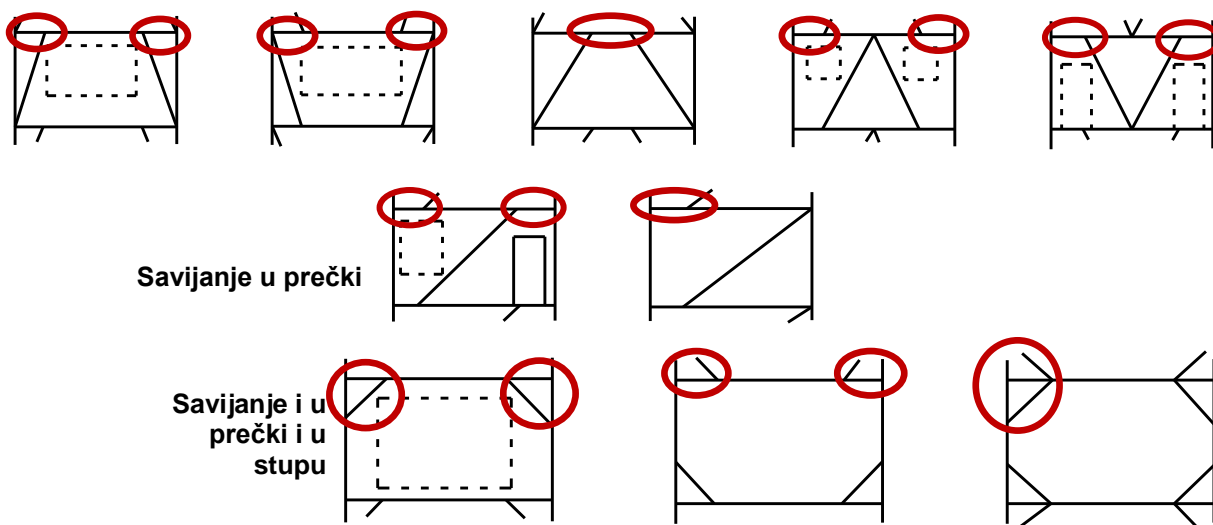
Slika 4-7 – Analiza ukupne deformacija sprega, a-savojni oblik, b-posmični oblik [5]

### 4.3.1 Tipovi spregova

Spregovi se mogu podijeliti u dvije grupe prema njihovoj učinkovitosti i razni duktilnosti. Prvu grupu čine centrični spregovi koji unutar polja okvira tvore pravilnu trokutnu vertikalnu rešetku. Kod ovakvih spregova nema savijanja u elementima ispune, a posmik se u rešetki prenosi sa uzdužnim silama u štapovima. Drugu grupu čine ekscentrični spregovi kod kojih se vertikalna komponenta sile štapa ispune uravnotežuje sa poprečnom silom u horizontalnom elementu. Ovaj element je zato u savijanju. Savijanje se može pojaviti i u vertikali rešetke (stupu) kada je štap ispune na njega priključen izvan područja čvora.



Slika 4-8 – Vrste centričnih spregova [4]

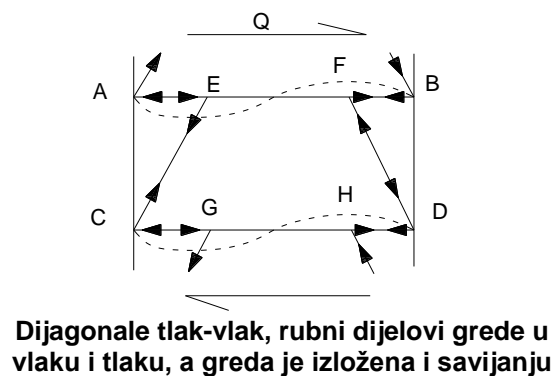
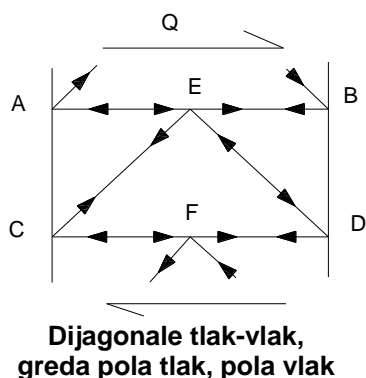
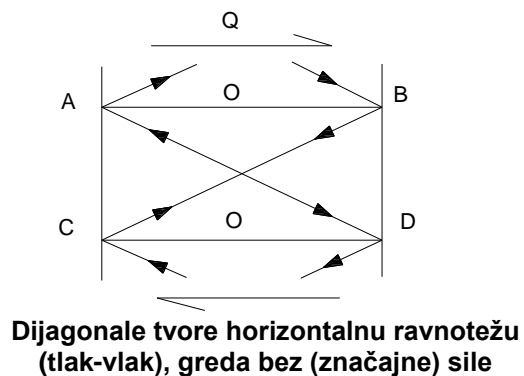
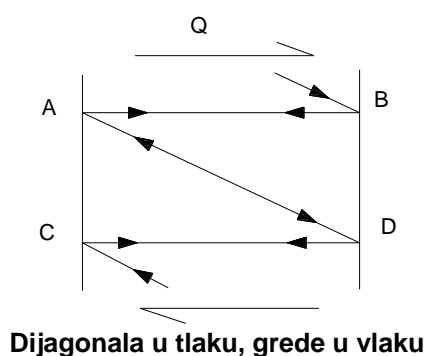


Slika 4-9 – Vrste ekscentričnih spregova [5]

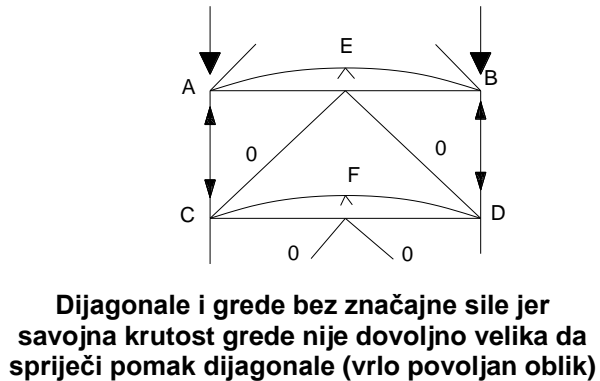
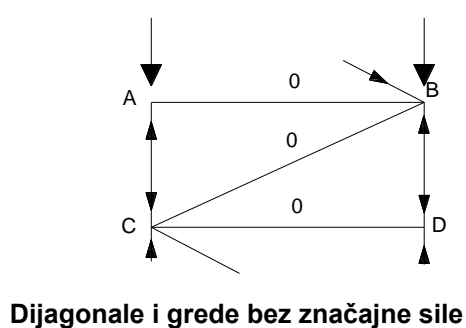
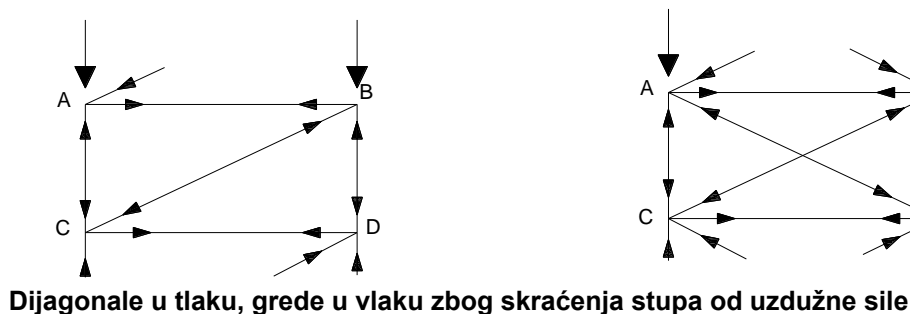
Dijelovi ekscentričnih spregova mogu djelovati i kao duktilni elementi za povećanje potresne otpornosti čeličnih zgrada [2]. Označeni elementi na Slici 4-9 djeluju kao posmično vrlo deformabilni dijelovi vertikalne rešetke koji određuju duktilno ponašanje građevine. Ovakvo ponašanje se u potresnom proračunu može uzeti u obzir povećanjem faktora ponašanja  $q$ . Ekscentrični spregovi, dakle, kombiniraju veliku elastičnu krutost za normalna djelovanja i veliki kapacitet disipacije energije preko plastične posmične deformacije za potresna djelovanja.

Slika 4-10 pokazuje unutarnje sile u elementima sprega uslijed posmika kao posljedice vanjskog horizontalnog opterećenja. No, unutarnje sile će se u rešetki sprega javiti i uslijed vertikalnog opterećenja, koje kod visokih zgrada može biti značajno jer stupovi rešetke prihvaćaju međukatne konstrukcije. Ovo je posebno izraženo na dnu građevine gdje je vertikalna sila u stupovima akumulirana težina građevine. Pojava unutarnjih sila uslijed vertikalnog opterećenja je analizirana na Slici 4-11.





Slika 4-10 – Unutarnje sile u elementima sprega uslijed horizontalnog opterećenja [4]



Slika 4-11 – Unutarnje sile u elementima sprega uslijed vertikalnog opterećenja [4]

### 4.3.2 Ponašanje pridrzanog okvira

Primarna uloga spregova kod ukrute okvira je da bi se okvirnoj konstrukciji smanjio pomak. Okvirna konstrukcija se može na nekoliko načina ukrutiti sa spregovima:

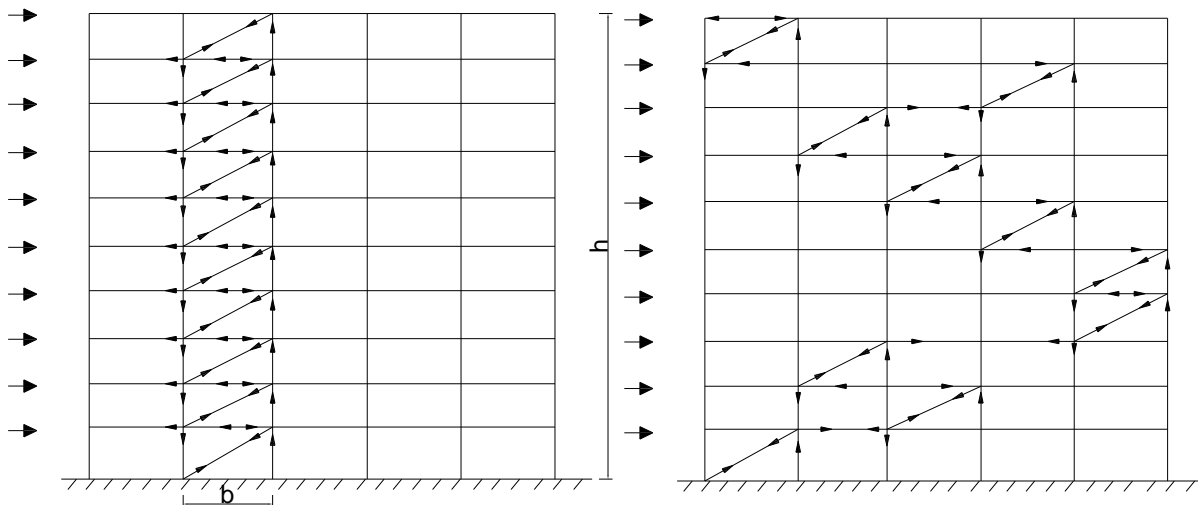
a) Spreg se nalazi u istom stupcu okvira

Kod ovakvog položaja sprega najveća vlačna sila se nalazi u donjem stupu sprega.

Kod vrlo visokih spregova (vitka rešetka) može se dogoditi da ova vlačna sila bude veća od ukupne tlačne sile od stalne težine građevine, pa se tada se javlja odizanje koje treba preuzeti vlačnim temeljom. Općenito se ovaj problem javlja kod odnosa visine i širine sprega  $h/b > 10$ . Zato je širina polja u kojima se nalaze spregovi vrlo važan parametar pridrzanog okvira.

b) Spreg se nalazi u različitim poljima okvira

Moguće je izvedba gdje se po visini zgrade ukružuju različita polja okvira. Aksijalne sile u stupovima će u ovom rasporedu biti znatno manje, ali je potrebno je osigurati prijenos posmika iz jednog ukrućenog polja u drugo na katu ispod. Ovaj prijenos posmika ostvaruje se horizontalno krutim međukatnim konstrukcijama (pločama) ili sa dodatnim horizontalnim spregovima u ravnini greda.

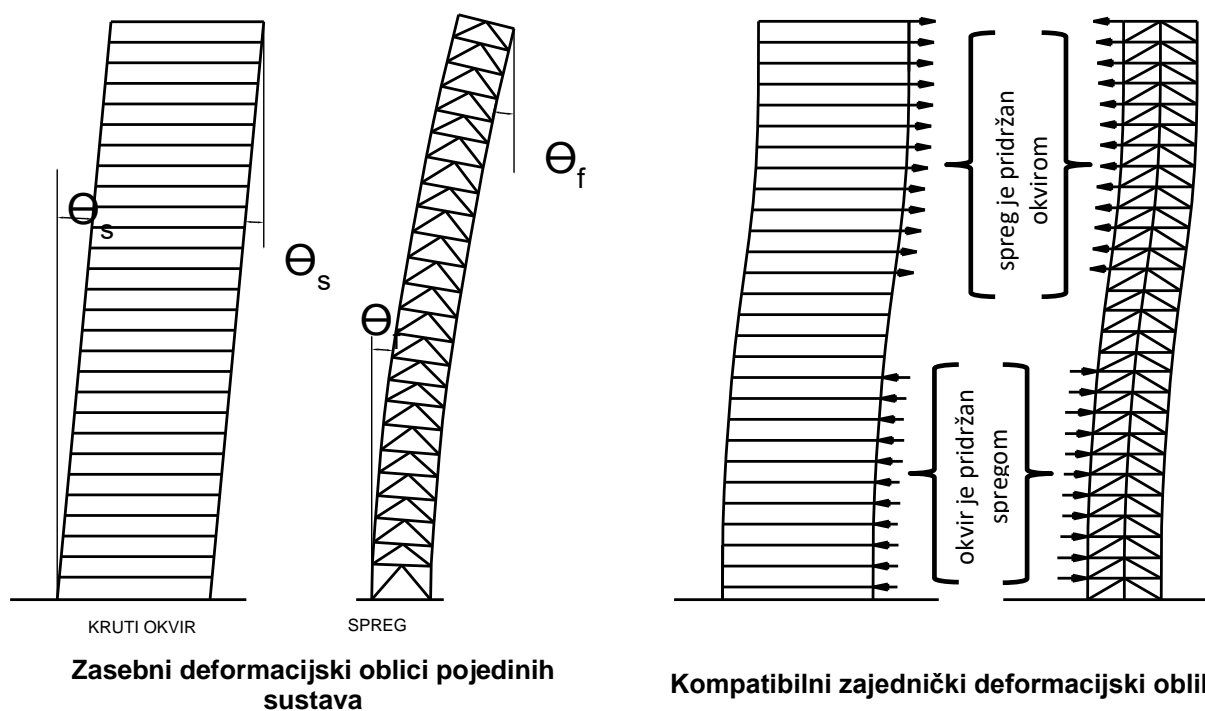


Slika 4-12 – Položaji sprega u okviru: spreg u stupcu okvira (lijevo) i spreg u različitim poljima (desno) [5]

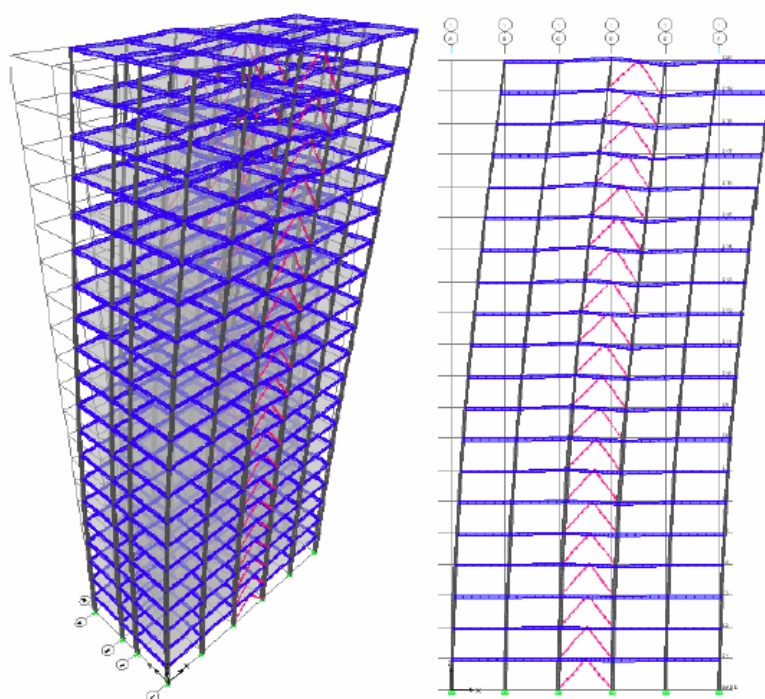
Moguća je i kombinacija različitih vrsta spregova ako nam u određenim područjima zgrade nisu izvedivi izabrani oblici (uslijed potreba za otvorima). No, nije dobro kombinirati izrazito krute spregove (centrični) i znatno manje krute spregove (ekscentrični) jer će onaj krući uvijek preuzeti glavninu djelovanja.

Ponašanje konstrukcije u kojoj je okvir pridrжан spregovima odgovara kombinaciji ponašanja pojedinih od ovih sustava. Pridržani okvir pri dnu preuzima deformirani

oblik od vertikalne rešetke (savojni oblik deformacije), a pri vrhu deformirani oblik krutog okvira (posmični oblik deformacije). Konačan deformirani oblik za horizontalna opterećenja je kombinacija najpovoljnijih oblika iz pojedinačnih slučajeva – spreg pridržava okvir pri dnu, a okvir pridržava spreg na vrhu.



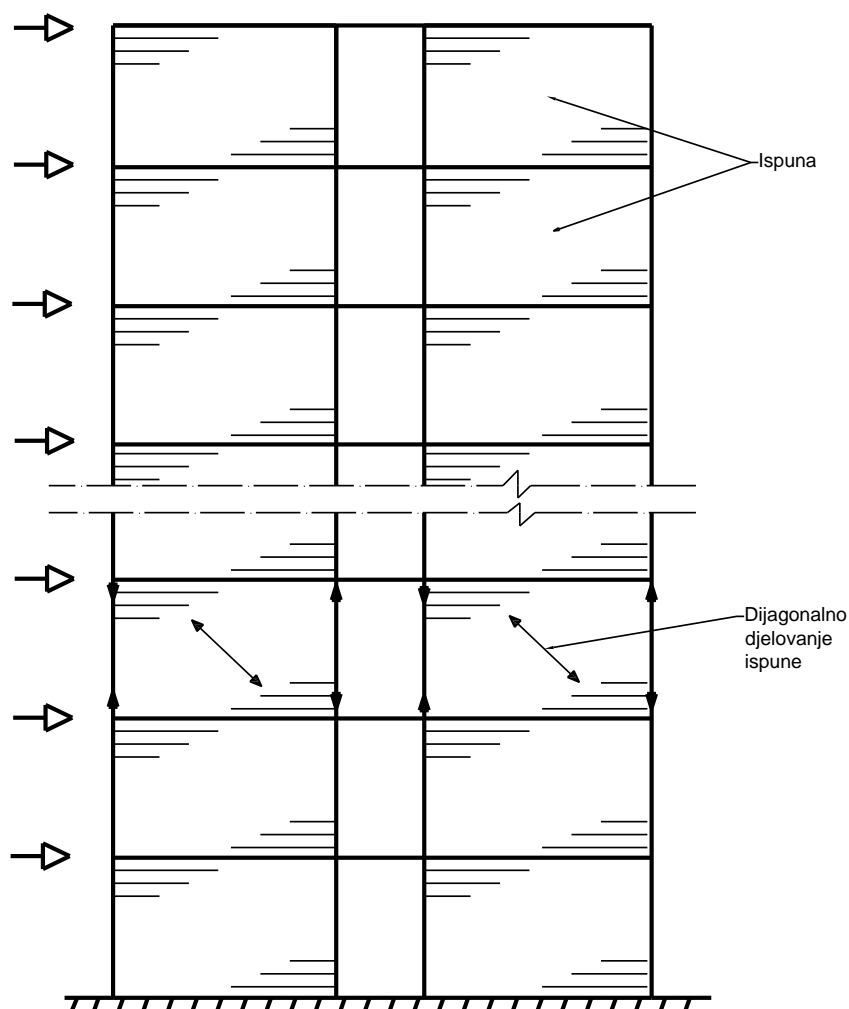
Slika 4-13 – Ponašanje pridržanog okvira – kompatibilnost pomaka okvira i sprega [4]



Slika 4-14 – Ponašanje pridržanog okvira – primjer na računalnom modelu visoke zgrade

#### 4.4 Okviri sa ispunom

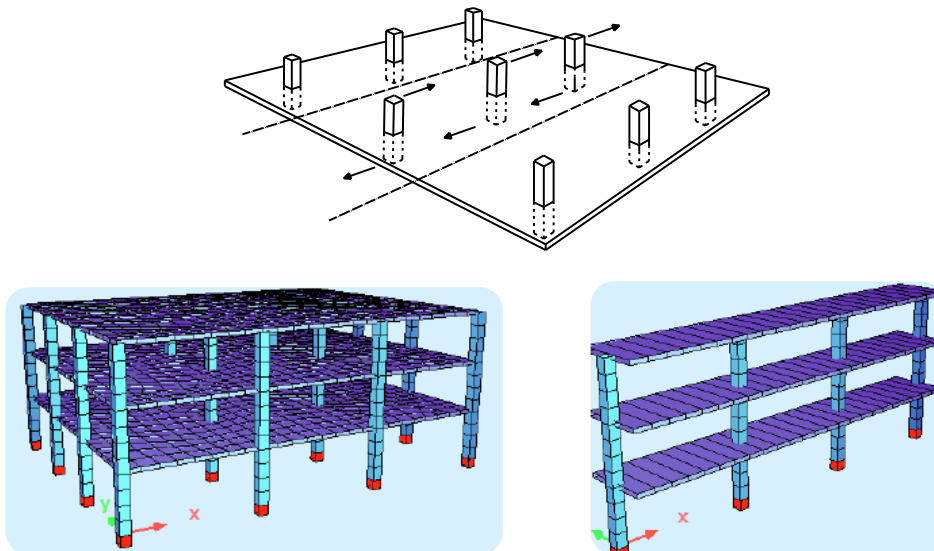
Statički sustav okvira s ispunom često se koristi u Europi za zgrade visoke do 30 katova. Osnovni dio sustava je armiranobetonski okvir, koji čine stupovi i grede, koji se tada ispunjava zidovima (panelima) od opeke ili blokova. Za horizontalne napadne sile ispuna djeluje kao tlačna dijagonala i tako ukružuje okvir. Okvir s ispunom nije lako proračunati zbog nejasnog toka preuzimanja bočnih horizontalnih djelovanja (razvoja tlačne dijagonale u ispuni) i zbog često nedovoljno poznatih karakteristika materijala ispune. U praksi se često događa da vlasnici zgrade uklone neke dijelove ispune, čime otpornost okvira nepredvidivo slabi.



Slika 4-15 – Okvir s ispunom [5]

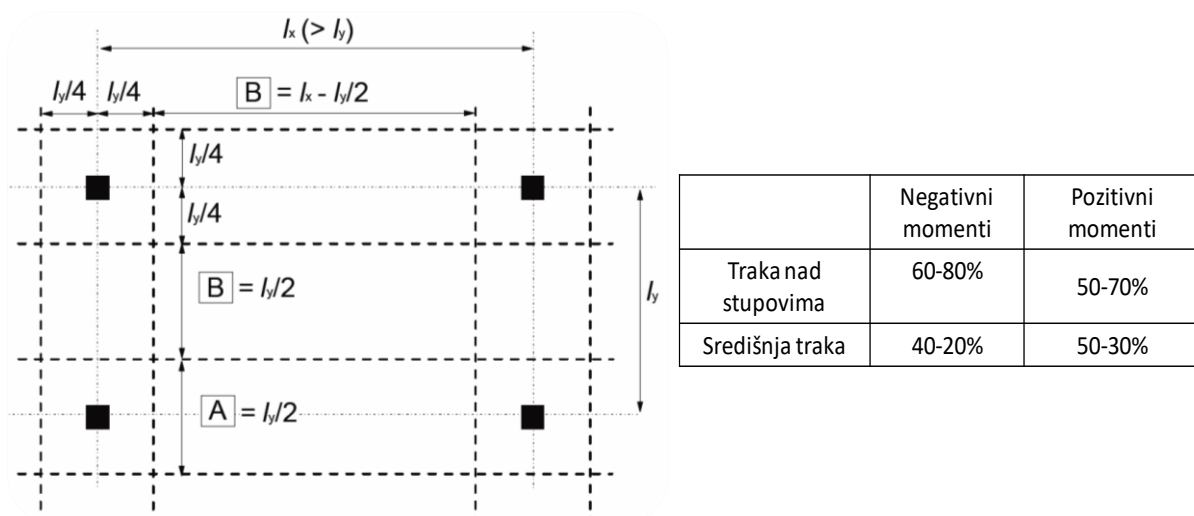
#### 4.5 Okvirni sustavi bez greda sa krutim stropnim pločama

Sustav gdje su grede okvira zamijenjene stropnim pločama koje su fiksno vezane za stupove ponaša se slično kao kruti okvir. Pomaci ovakvog sustava rezultat su deformacije stupova i savijanja ploče. U stropnim pločama se mogu se izdvojiti trake ploče koje u sustavu djeluju kao grede.



Slika 4-16 – Trake stropne ploče kao grede okvira [5] i mogući modeli ovakvog sustava

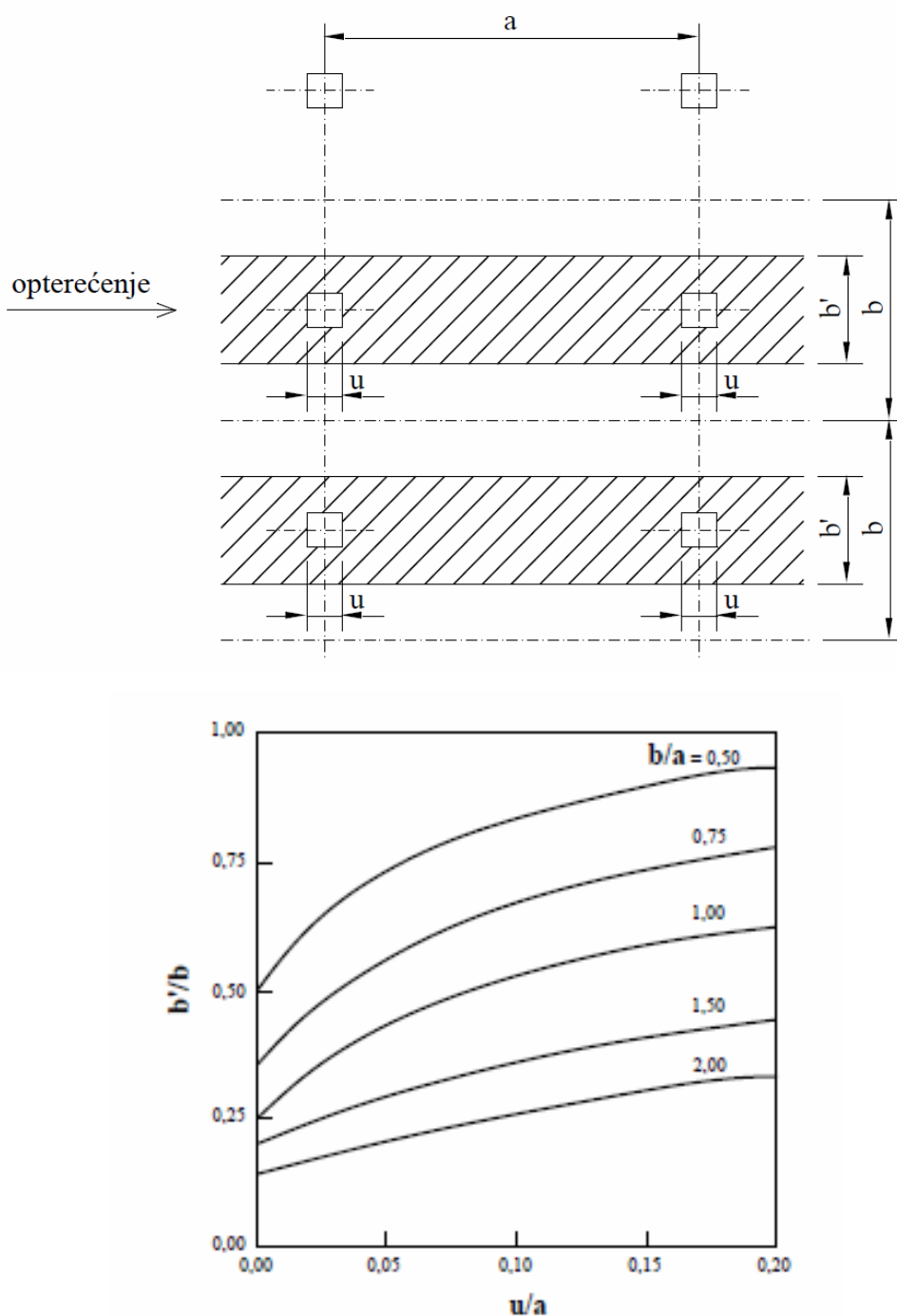
Krutost ovih traka zamjenjuje krutost greda u jednakovrijednom okviru, pa se proračun može provesti na jednak način. Prema EN 1992-1-1 krutost ploče se za horizontalna djelovanja reducira 40%, a raspodjela momenata savijanja iz zamjenjujućeg okvira u trake nad stupovima i središnje trake ostvaruje se kako je to prikazano na Slici 4-17.



Slika 4-17 – Raspodjela momenata iz zamjenjujućeg okvira u ploče [6]



Također, sudjelujuća širina trake može se odrediti prema dijagramu (prema Stafford Smith i Coull [2]) kako je to prikazano na Slici 4-18. Ovdje je vidljivo je da širina trake ( $a$  time i krutost grede okvira) najviše ovisi o dimenziji stupa i razmaku stupova  $u$  u smjeru pomaka. Drugi parametar utjecaja je odnos raspona stupova u oba smjera ( $b/a$ ). Kada ovaj odnos prelazi 1,5 tada utjecaj dimenzije stupa više nije značajan.



Slika 4-18 – Određivanje sudjelujuće širine ploče kada ona djeluje kao traka grede u okviru [5]

## 4.6 Metode približnog proračuna okvira

Općeniti postupak proračuna podrazumijeva [5]:

1. Analiza vertikalnih opterećenja
2. Preliminarno određivanje dimenzija elemenata na osnovu vertikalnih opterećenja uz dodatno pretpostavljeno povećanje za horizontalna djelovanja
3. Preliminarna analiza reznih sila u elementima za horizontalno djelovanje
4. Provjera pomaka
5. Povećanje dimenzija prema koracima 3. i 4. ako je potrebno
6. Provjera elemenata za najnepovoljniju kombinaciju vertikalnih i horizontalnih djelovanja, povećanje dimenzija prema potrebi
7. Kompjuterska analiza čitave konstrukcije prema teoriji 2. reda za detaljnu kontrolu otpornosti elemenata i pomaka, povećanje dimenzija prema potrebi.
8. Detaljno dimenzioniranje elemenata i spojeva.

### 4.6.1 Približno određivanje reznih sila u krutim okvirima za vertikalna djelovanja

Ako je veličina raspona približno jednaka (unutar 20% razlike) i ako je veličina stalne težine barem trećina veličine uporabnog opterećenja mogu se koristiti vrijednosti za moment savijanja u gredi iz Tablice 4-3 ( $w$  - opterećenje,  $L$  - raspon).

Tablica 4-3 – Ponašanje rešetke sprega kao vertikalne konzole

Veličina	Položaj u gredi	Iznos
Pozitivni moment savijanja	1	$w \cdot L^2 / 14$
	2	$w \cdot L^2 / 16$
Negativni moment savijanja	A	$w \cdot L^2 / 16$
	B	$w \cdot L^2 / 10$
	C	$w \cdot L^2 / 11$
	D	$w \cdot L^2 / 11$
Posmik	A	$1,15 \cdot w \cdot L / 2$
	B, C, D	$w \cdot L / 2$

Aksijalna (tlačna) sila u stupovima računa se prema doprinosu stalne težine i uporabnog opterećenja svakog kata. Moment savijanja svakog stupa uzima se kao razlika momenta grede lijevo i desno od stupa, jednako podijeljena na stup ispod i iznad grede. U slučaju ekscentričnog spoja grede i stupa u stupu se uzima u obzir i moment uslijed ekscentriciteta, jednako podijeljen na stup ispod i iznad grede.

#### 4.6.2 Približno određivanje reznih sila u krutim okvirima za horizontalna djelovanja

##### 4.6.2.1 Distribucija horizontalnih djelovanja

Kod prostornog okvira visoke zgrade je u prvom koraku potrebno odrediti distribuciju ukupnog horizontalnog djelovanja na pojedine ravnine okvira. Ova raspodjela je različita s obzirom na vrstu tlocrtne dispozicije zgrade, pa se mogu analizirati slučajevi kada je tlocrt simetričan i nesimetričan.

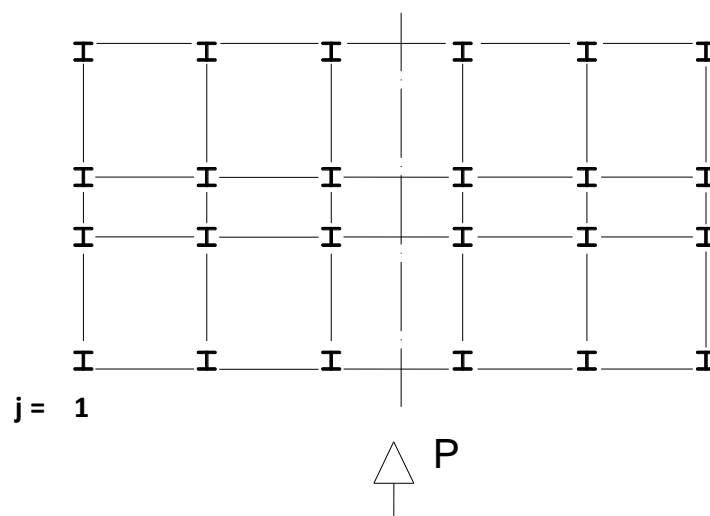
Kod simetrične dispozicije udio djelovanja  $P$  na pojedine okvire ( $j=1-6$ ) može se odrediti proporcionalno njihovim posmičnim krutostima ( $GA$ ) na razini svake etaže  $i$ .

$$Q_{ji} = \frac{Q_i (GA)_{ji}}{\sum (GA)_i} \quad Q_{ji} - \text{udio djelovanja na okvir } j \text{ na etaži } i$$

$$GA_j = \frac{12E}{h_i \left( \frac{1}{G_j} + \frac{1}{C_j} \right)} \quad h_i - \text{visina promatranog kata}$$

$$G_j = \sum (I_g / L)_j \quad L - \text{raspon promatranog polja okvira}$$

$$C_j = \sum (I_c / h_i)_j \quad I_g, I_c - \text{momenti tromosti grede i stupa}$$



Slika 4-19 – Simetrična dispozicija prostornog okvira za distribuciju horizontalnih djelovanja [5]

Kod nesimetrične dispozicije horizontalno opterećenje uzrokuje osim poprečnog posmika i torziju koja onda unosi dodatan posmik u ravninu svakog okvira.

$$\text{Centar posmika u svakoj etaži i: } \bar{x}_i = \left[ \frac{\sum (GA)_j x_j}{\sum (GA)} \right]_i$$

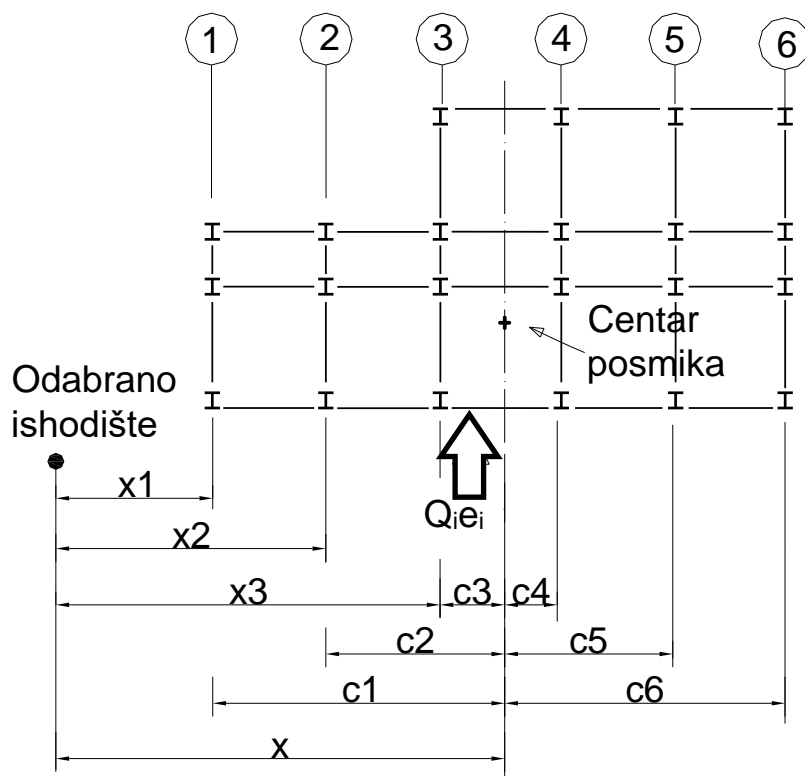
$$\text{Posmik u okviru j na etaži i: } Q_{ji} = \frac{Q_i (GA)_{ji}}{\sum (GA)_i} + \frac{Q_i e_i [(GA)c]_{ji}}{\sum [(GA)c^2]_i}$$

$Q_i$  - ukupni posmik u etaži i

$(GA)_{ji}$  - posmična krutost okvira j u etaži i

$e_i$  - ekscentricitet posmika  $Q_i$  od centra posmika u etaži i

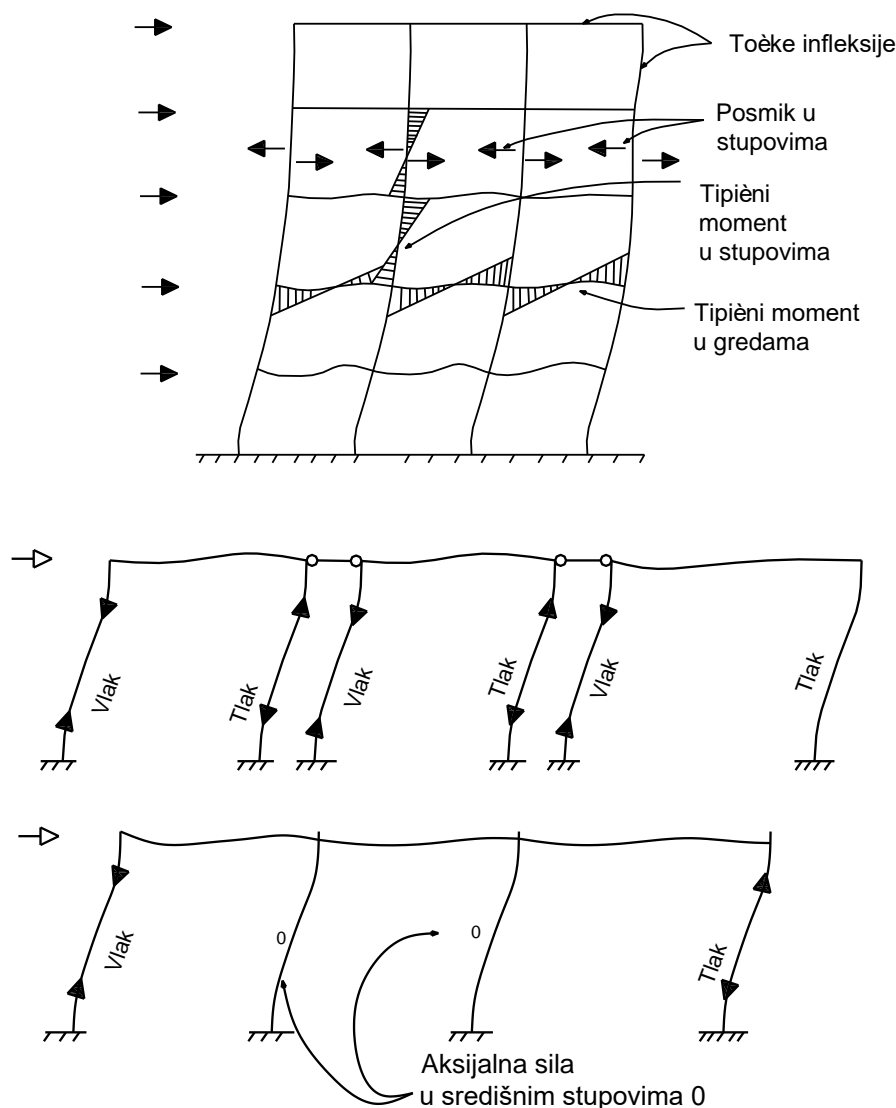
$c_j$  - udaljenost okvira j od centra posmika



Slika 4-20 – Nesimetrična dispozicija prostornog okvira za distribuciju horizontalnih djelovanja [5]

#### 4.6.2.2 Proračun unutarnjih sila metodom portala

Proračun metodom portala omogućuje približan proračun bez poznavanja dimenzija elemenata [2]. Primjenjiv je na krute okvire sa dominantnim posmičnim deformiranjem, što znači za zgrade do 25 katova sa odnosom visine i širine  $h/b \leq 4$ . Metodom se radi superpozicija stanja više okvira sa jednim otvorom kako bi se simulirao okvirni sustav sa više raspona (polja). Superpozicijom se aksijalne sile u unutarnjim stupovima poništavaju, ostavljajući samo aksijalne sile u rubnim stupovima. Metodom se može proračunati cijeli okvir ili samo dio okvira na izabranoj etaži. Analiza čitavog okvira podrazumijeva odvojenu analizu pojedinih njegovih dijelova, gdje svaki dio uključuje gredu u određenoj etaži i dio stupa iznad i ispod grede sve do točke infleksije. Proračun se provodi s lijeva na desno, odozgo prema dolje.

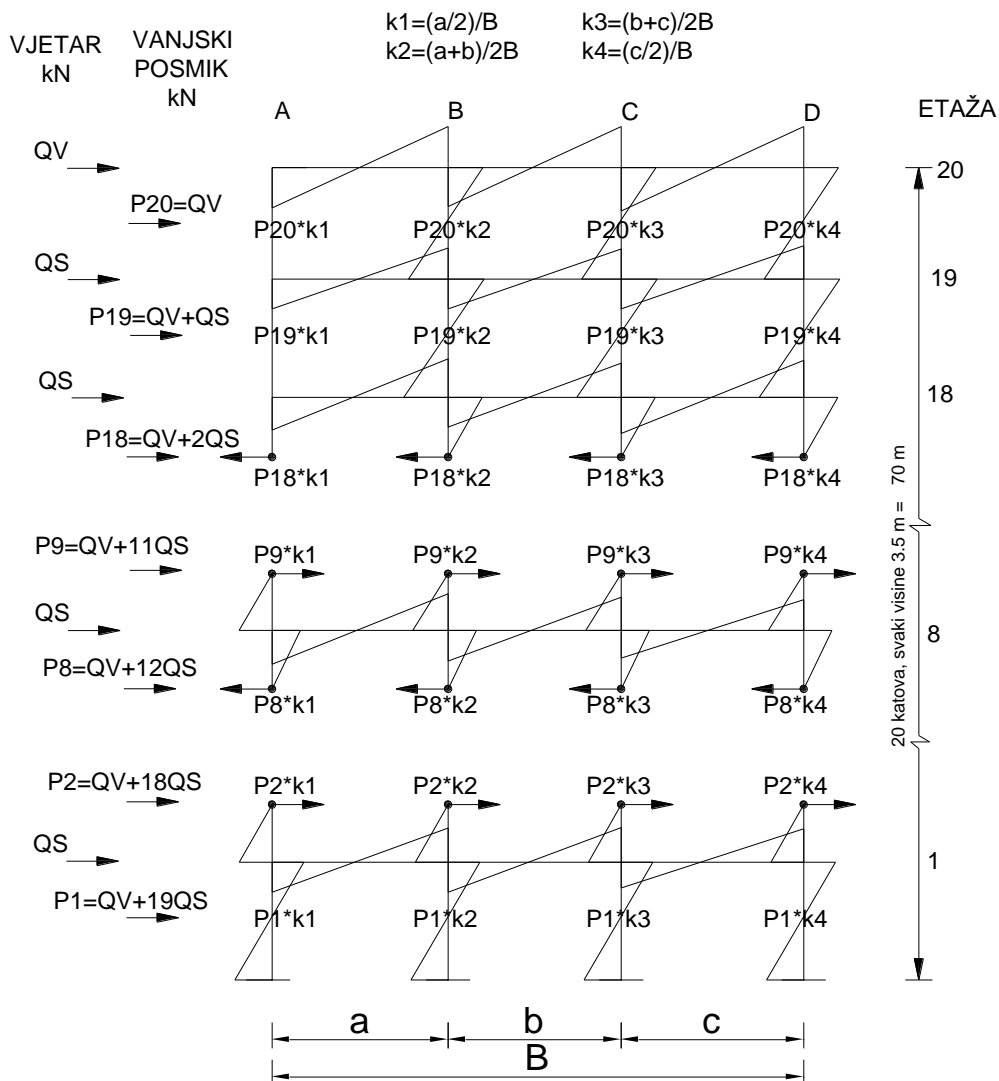


Slika 4-21 – Pretpostavke za proračun okvira metodom portala [5]



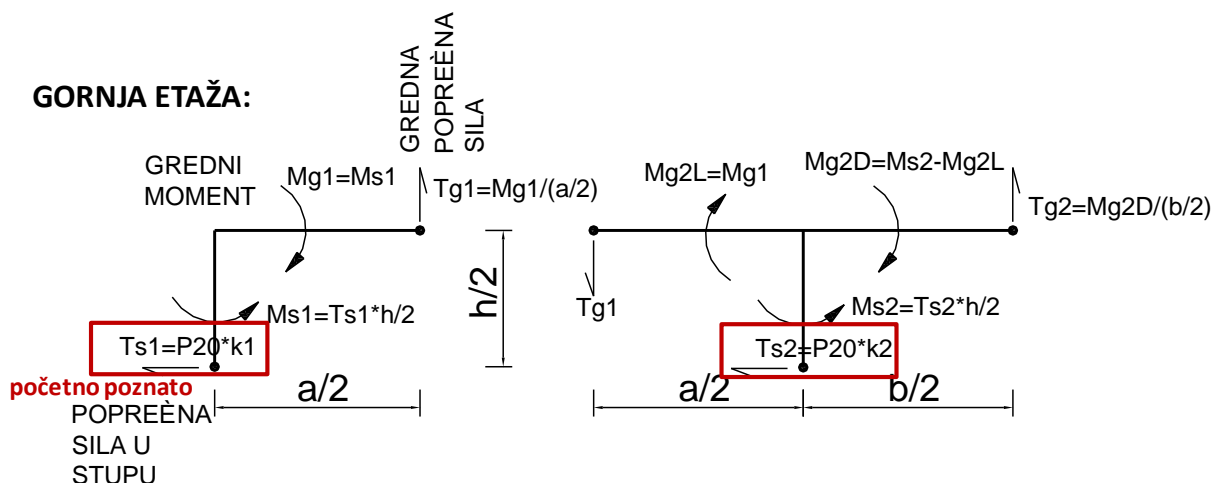
Postupak proračuna može se opisati sljedećim točkama:

1. Za proračunski okvir definira se posmična sila  $P_i$  na polovici visine svake etaže kao rezultat vanjskog djelovanja  $Q_v$  i  $Q_s$  (opterećenja na vrhu i na razini svake etaže)
2. Za svaki kat se raspodijeli ukupni posmik na stupove prema području koje oni pokrivaju (polovica raspona lijevo i desno od stupa)



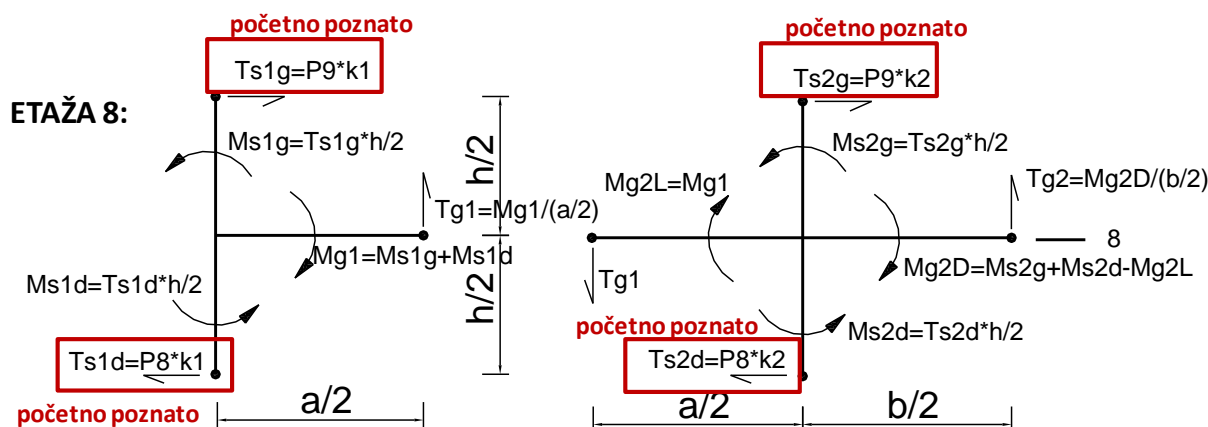
Slika 4-22 – Koraci 1 i 2 za proračun metodom portala [5]

3. Počevši od gornjeg lijevog čvora izračunava se najveći moment savijanja u stupu ispod čvora koji slijedi iz posmične sile iz točke 2. Ovdje je to 20-i kat.
4. U gredi mora djelovati suprotan moment kako bi se ostvarila ravnoteža čvora
5. Na suprotnom kraju iste grede djeluje moment jednakog iznosa, ali suprotnog predznaka
6. Posmik u gredi na sredini dobije se dijeljenjem momenta sa polovicom raspona



Slika 4-23 – Koraci 3 do 8 za proračun metodom portala [5]

7. Sada se mogu proračunati momenti i posmik za drugi čvor desno iz ravnoteže tog čvora – ponavljanje točaka od 3.-6.
8. Na ovaj način izračunaju se rezne sile u svakom čvoru na istoj razini krećući se s lijeva na desno
9. Nakon rješavanja jedne razine prelazi se na razinu ispod i na isti način je rješavamo
10. U konačnici se na ovaj način dobiva potpuni momentni dijagram i dijagram posmika za čitav okvir.

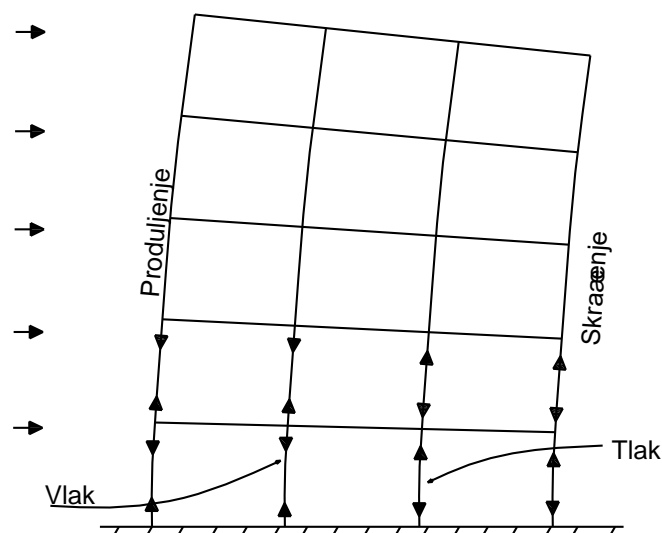


Slika 4-24 – Koraci 9 i 10 za proračun metodom portala [5]

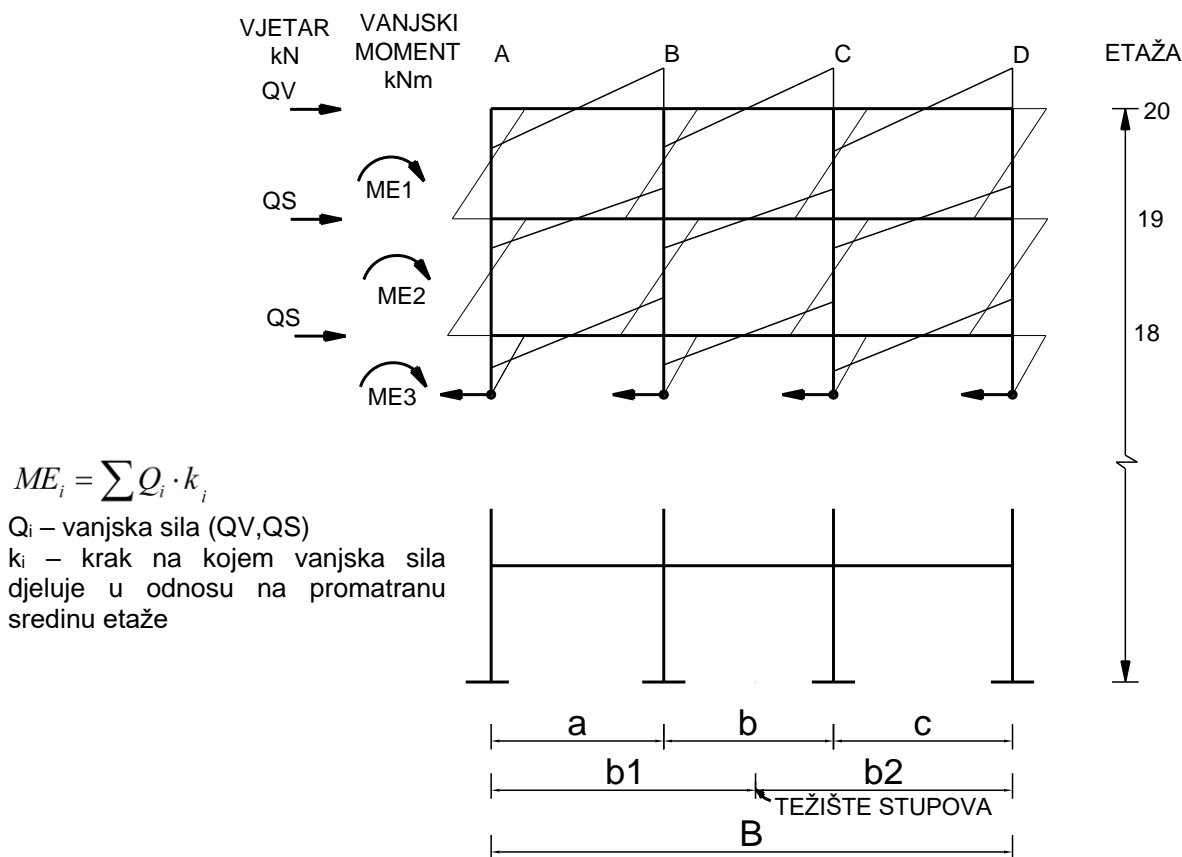
Prema ovoj metodi proračuna, uzdužna sila od horizontalnog opterećenja u svim stupovima osim vanjskim biti će nula jer se poprečne sile iz greda na unutarnjim čvorovima poništavaju. Samo kod vanjskih stupova postoji uzdužna sila koja je u svakoj etaži jednaka poprečnoj sili u gredi kod vanjskih čvorova. U stvarnosti ukupni moment od vanjskog opterećenja se raspodjeljuje na sve stupove, a ne samo na vanjske pa će ova metoda dati prevelike uzdužne sile u vanjskim stupovima, a zanemariti će uzdužne sile u unutarnjim stupovima. No, kada se ovako izračunatim uzdužnim silama pribroje one od stalnog opterećenja, greška nije velika. Jednostavnost ove metode i mogućnost izračuna svakog kata zasebno čini je najkorisnijom približnom metodom za proračun krutih okvira. Međutim, ako je okvir viši (više od 25 etaža) i vitkiji ( $h/b > 4$ ) tada metoda više nije dovoljno točna jer aksijalna deformacija stupova daje nezanemariv udio u ukupnom pomaku zgrade (posmična deformacija više nije izrazito dominantna). Tada će biti prikladnija proračunska metoda konzole.

#### 4.6.2.3 Proračun unutarnjih sila metodom konzole

Metoda konzole se koristi kada se visoki i vitki okvir savija prema konzolnom obliku deformiranja. Također je primjenjiva i kada su grede u okviru kruće. U praksi to znači da je primjenjiva za zgrade sa 25-35 etaža i odnosima  $h/b$  do 5. Metoda je slična kao i metoda portala, međutim, umjesto početnog pretpostavljanja vrijednosti poprečnih sila, ovdje se pretpostavljaju uzdužne sile u stupovima. Nedostatak ove metode je što ne dopušta odvojenu analizu svakog kata (kao u slučaju metode portala). Osnovna pretpostavka ove metode je da je sila u stupu proporcionalna njegovoj udaljenosti od središta zgrade [2].



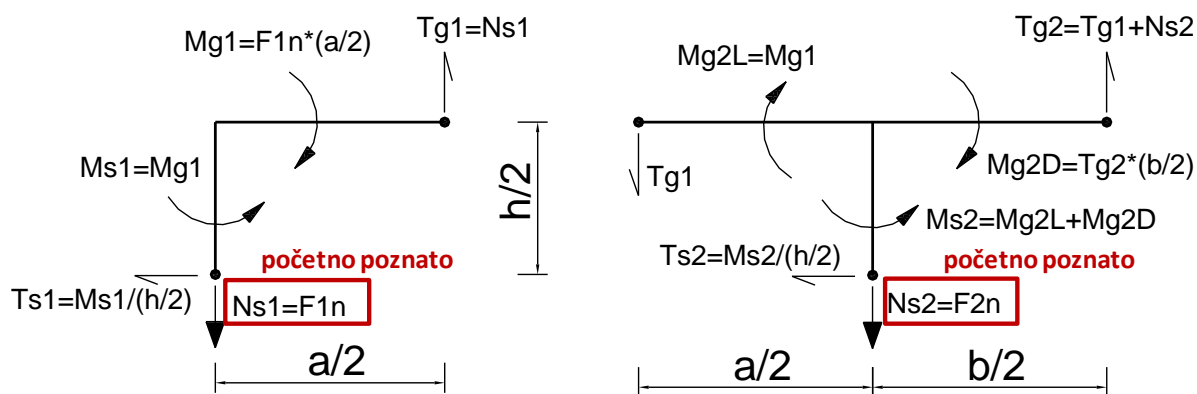
Slika 4-25 – Pretpostavke za proračun okvira metodom konzole [5]



Slika 4-26 – Koraci 1 do 3 za proračun metodom konzole [5]

Postupak proračuna može se opisati slijedećim točkama:

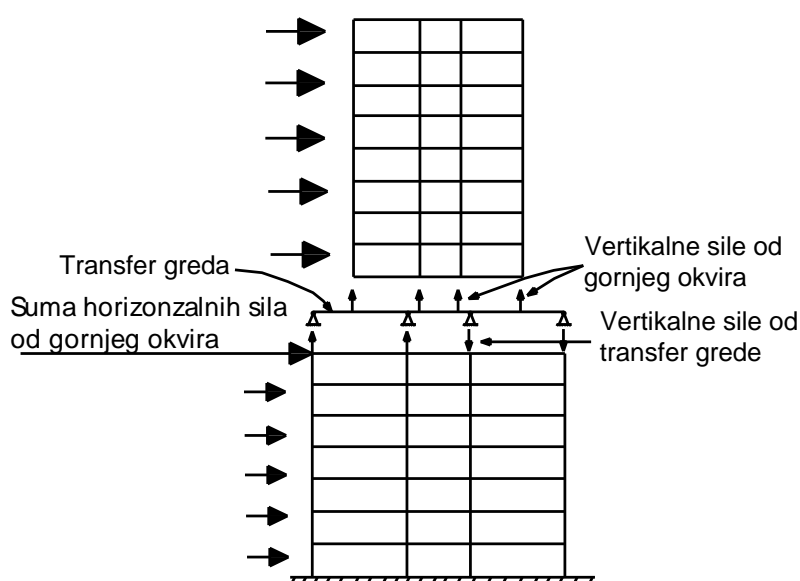
1. Za proračunski okvir definira se moment savijanja na polovici svake etaže (vanjsko opterećenje pomnoženo sa krakom na kojem djeluje)
2. Izračunava se težište zgrade uzimajući u obzir položaje stupova u okviru
3. Izračunava se moment tromosti svih stupova oko težišta zgrade:  $I = \sum A_j b_j^2$  ( $A_j$  – površina stupa  $j$ ,  $b_j$  – udaljenost stupa  $j$  od težišta zgrade)
4. Izračuna se sila u stupovima na svakoj etaži:  $F_{i,j} = \frac{ME_i}{I} \cdot b_j A_j$
5. Počevši od gornjeg lijevog čvora rješava se njegova ravnoteža
  - posmik u gredi slijedi iz sile u stupu ( $N_{s1} = T_{g1}$ ).
  - moment u gredi = posmik u gredi  $\times$  polovica raspona grede
  - moment u stupu = moment u gredi
  - posmik u stupu = moment u stupu  $\times$   $h_{\text{etaže}}/2$ .
6. Pomičući se lijevo rješava se ravnoteža idućeg čvora i tako dolazimo do ostalih reznih sila.
7. Nakon riješene jedne etaže, prelazi se na etažu niže i ponavlja se postupak iz točaka 5. - 6.



Slika 4-27 – Koraci 4 do 7 za proračun metodom konzole [5]

U slučaju da okvir po visini ima promjenu u tlocrtu može se koristiti metoda konzole tako da se gornji i donji okvir analiziraju odvojeno kao zasebne konstrukcije. Tada slijedi postupak [2]:

1. Proračun gornjeg okvira prema ranije opisanom postupku metode konzole.
2. Kako je transfer gređa obično mnogo kruća od stupova koji se na nju spajaju, moguće ju je pretpostaviti kao kontinuirano oslonjenu gređu.
3. Prema proračunu iz točke 1. dobiju se opterećenja na transfer gređu.
4. Iz statičkog sustava transfer gređe prema točki 2. dobiju se reakcije koje kao vertikalne sile djeluju na stupove donjeg okvira.
5. Osim ovih reakcija na donji okvir djeluje i horizontalna sila u razini transfer gređe koja je jednaka sumi posmika u donjim stupovima gornjeg okvira.



Slika 4-28 – Primjena metode konzole na zgradu sa različitim okvirima po visini [5]



Rezne sile u transfer gredi slijede iz superpozicije tri sustava – gornji okvir, donji okvir i sustav same transfer grede kao slobodno oslonjene grede. U slučaju da zgrada ima mali odnos  $h/b$  bolje je primijeniti metodu portala umjesto metode konzole za proračun gornjeg i donjeg okvira.

### 4.6.3 Približni proračun pomaka krutog okvira

Proračun pomaka može se provesti tek kad su definirane dimenzije elemenata okvira. Udio pomaka od posmične deformacije iznosi više od 90% za krute okvire sa odnosom  $h/b$  do 4. Za veće odnose  $h/b$  potrebno je uzeti u obzir doprinos skraćivanja stupova (savijanje okvira) u ukupni pomak. Pomak kata se krutih okvira općenito sastoji od tri komponente [2]:

$$\delta_i = \delta_{i,g} + \delta_{i,c} + \delta_{i,f}$$

$\delta_{i,g}$  - pomak od rotacije čvorova uslijed savijanja grede

$\delta_{i,c}$  - pomak od savijanja stupova

$\delta_{i,f}$  - pomak od savijanja cijelog okvira kao konzole (aksijalna deformacija stupova)

Deformacija od savijanja grede se računa tako da se stupovi pretpostave kruti na savijanje. Kut zaokreta čvorova može se tada definirati:

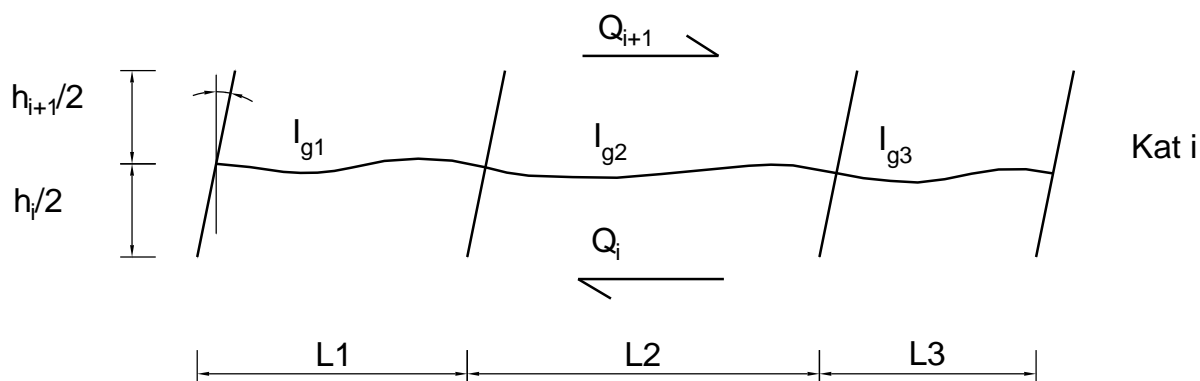
$$\theta_{i,g} = \frac{\text{ukupni moment u čvorovima}}{\text{ukupna rotacijska krutost čvorova}} = \frac{\frac{Q_i h_i}{2} + Q_{i+1} \frac{h_{i+1}}{2}}{6E \left[ \frac{I_{g1}}{L_1} + \left( \frac{I_{g1}}{L_1} + \frac{I_{g2}}{L_2} \right) + \left( \frac{I_{g2}}{L_2} + \frac{I_{g3}}{L_3} \right) + \frac{I_{g3}}{L_3} \right]} = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{24E \sum \left( \frac{I_g}{L} \right)_i}$$

$I_{gj}$  - moment tromosti pojedine grede

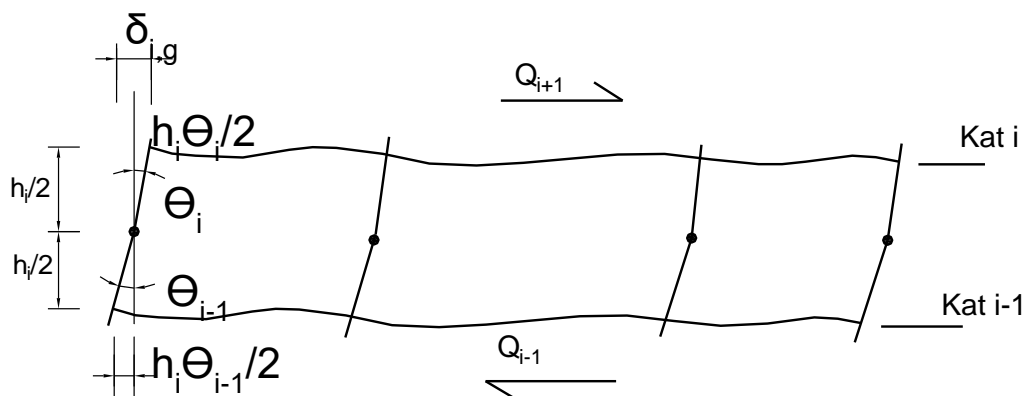
$L_j$  - raspon pojedine grede

$h_j$  - visina etaže

$Q_i$  - ukupan posmik u etaži i



Slika 4-29 – Deformacija grede okvira kada su stupovi kruti [5]



Slika 4-30 – Pomak kata uslijed savijanja grede okvira [2]

Iz ovog kuta zaokreta i isto tako izračunatog kuta zaokreta sa kata ispod, slijedi

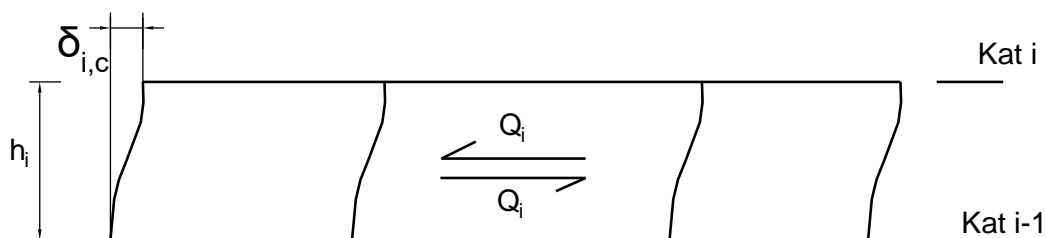
pomak kata:  $\delta_{i,g} = \frac{h_i}{2}(\theta_{i-1} + \theta_i)$

Ako su sve grede na katu jednake, ako su katovi iste visine i ako je jednolika raspodjela poprečnih sila po visini (prosjeak  $Q_{i+1}$  i  $Q_{i-1}$  je uvijek jednak  $Q_i$ ) pomak kata

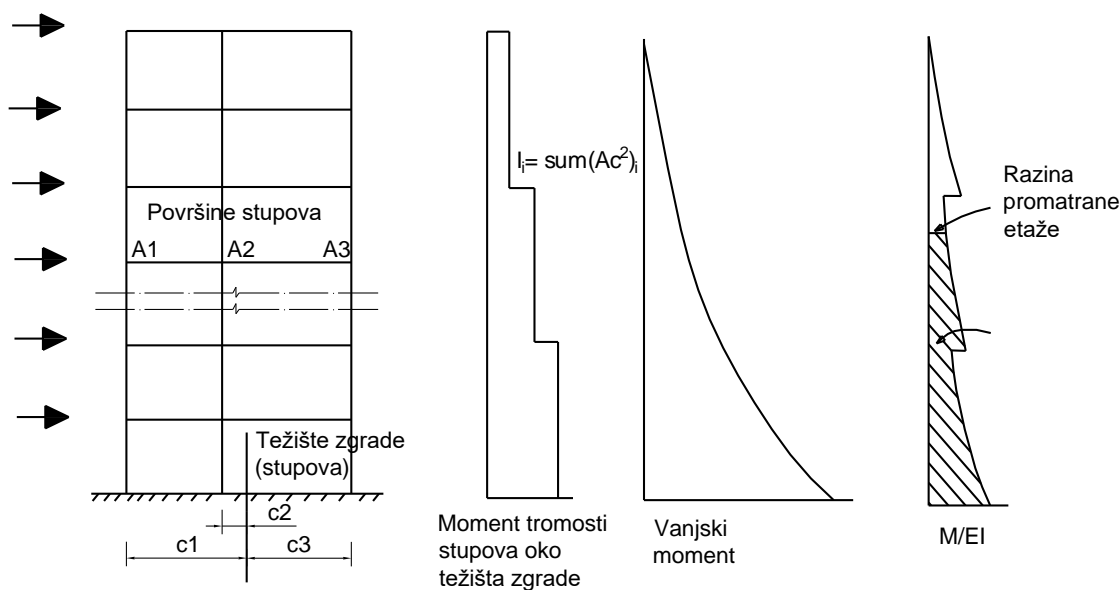
iznosi: 
$$\delta_{i,g} = \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum \left( \frac{I_g}{L} \right)_i}$$

Pomak kata uslijed savijanja stupova uzima se za slučaj da su grede krute na savijanje i slijedi iz analognog proračuna kao ranije za grede (raspon grede sada je

zamijenjen sa visinom stupa): 
$$\delta_{i,c} = \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum \left( \frac{I_c}{h} \right)_i}$$



Slika 4-31 – Pomak kata uslijed savijanja stupa okvira [5]



Slika 4-32 – Proračun za pomak katova od savijanja cijelog okvira kao konzole [5]

Pomak katova od savijanja cijelog okvira kao konzole je najveći na vrhu zgrade. Ovaj pomak može se procijeniti kada se zgrada pretpostavi kao konzola sa momentom tromosti koji odgovara momentima tromosti stupova oko težišta zgrade  $I = \sum A_j c_j^2$ . Ako je moment savijanja zgrade prema Slici 4-32, kut zaokreta kata  $i$  može se definirati kao površina dijagrama  $M/EI$ :  $\theta_{if} = A_0^i$ . Pomak kata  $i$  je tada:  $\delta_{if} = h_i \theta_{if} = h_i A_0^i$ .

Ukupni pomak se konačno može napisati kao suma prethodno definirana tri pomaka:

$$\delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum \left(\frac{l_g}{L}\right)_i} + \frac{Q_i h_i^2}{12E \sum \left(\frac{l_c}{h}\right)_i} + h_i A_0^i$$

$$G_i = \sum (l_g / L); \quad C_i = \sum (l_c / h)$$

$$\delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E} \left( \frac{1}{G} + \frac{1}{C} \right)_i + h_i A_0^i$$

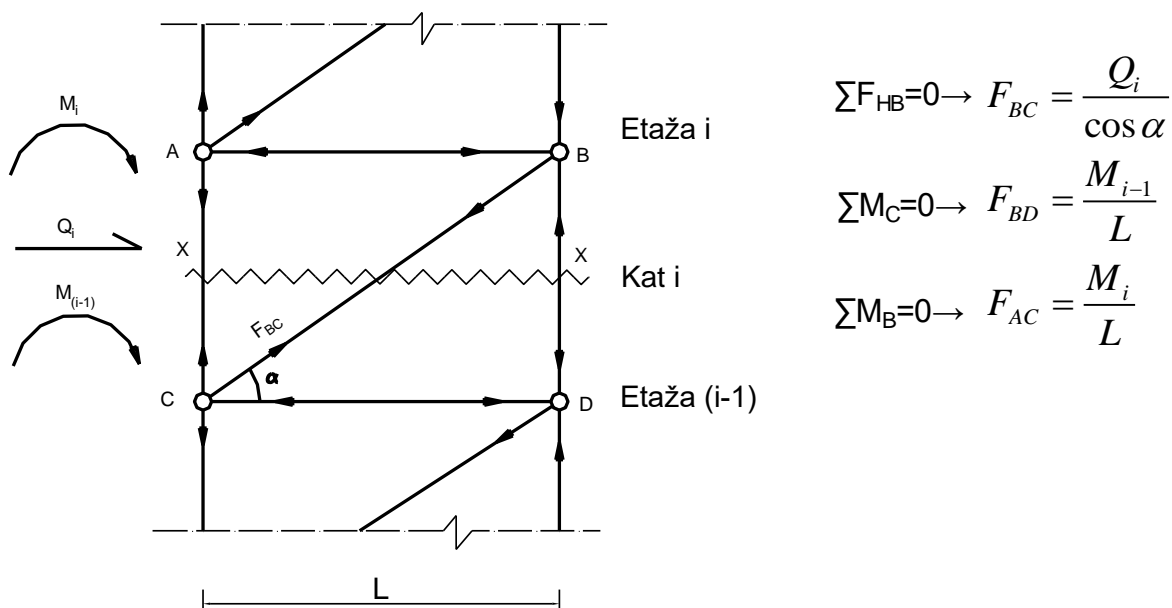
Prva etaža ima drugačiji izraz jer su donji stupovi upeti u temelj pa njihova točka infleksije u deformacijskoj liniji više nije na sredini:  $\delta_{1,g+c} = \frac{Q_1 h_1^2}{12E} \left( \frac{3}{2G_1} + \frac{4}{C_1} \right)$

Ukupni pomak (drift) vrha zgrade ( $n$ -ti kat) iznosi:  $\Delta_n = \sum_{i=1}^n \delta_i$ .

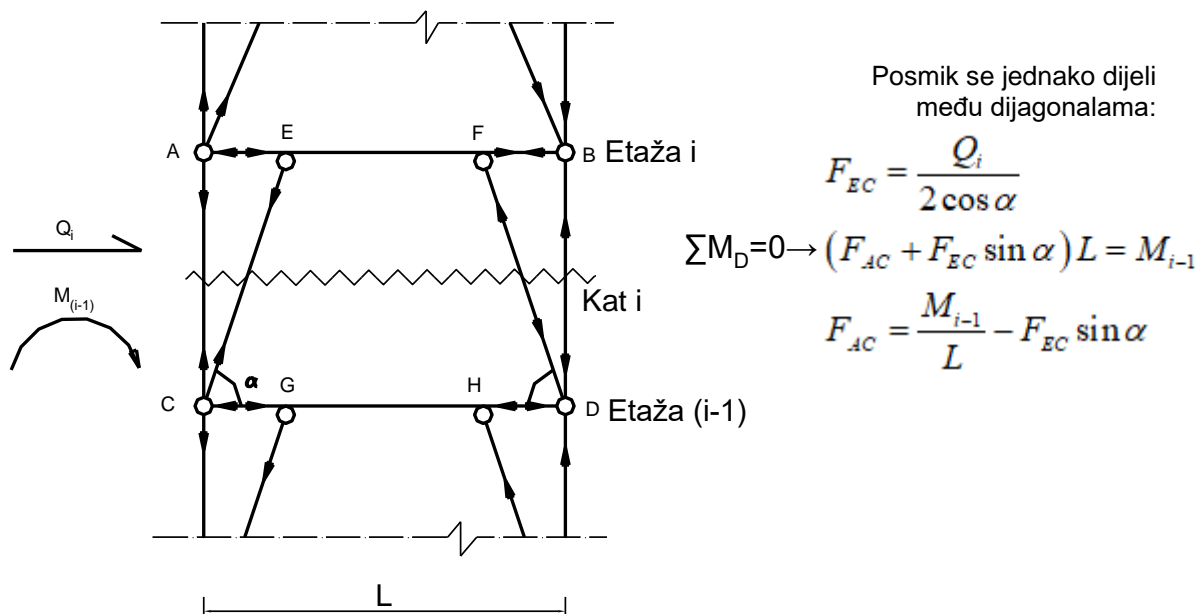
## 4.7 Metode približnog proračuna sprega

### 4.7.1 Određivanje sila u spregovima

U statički određenim spregovima moguće je odrediti sile prema jednostavnim jednadžbama ravnoteže čvorova.



Slika 4-33 – Primjer izračuna sila u spregu sa jednostrukim dijagonalama [5]



Slika 4-34 – Primjer izračuna sila u eksentričnom spregu [5]

#### 4.7.2 Približni proračun pomaka sprega

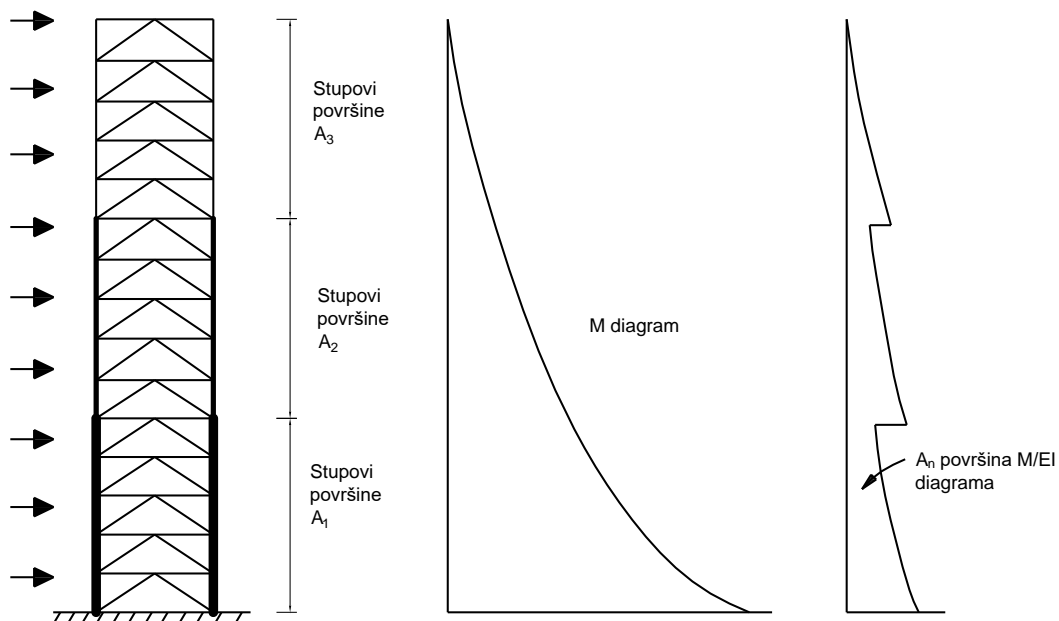
Fleksijski doprinos ukupnom horizontalnom pomaku na vrhu vertikalno postavljenog sprega dolazi od aksijalne deformacije stupa, a posmični doprinos dolazi od deformacija dijagonala i greda. U nižim poduprtim okvirima je posmični doprinos veći, a u višim je fleksijski veći. Kod jednostrukog sprega sa odnosom visine i širine sprega  $h/b=8$ , 60-70% ukupnog pomaka dolazi od fleksijske deformacije, a ostatak od posmične. Međukatni pomak (inter-story drift) raste prema vrhu građevine (jer se rotacija od fleksijske deformacije povećava prema vrhu) i pod većim je utjecajem fleksijskog dijela deformacije. Za ranije spomenutu građevinu će čak 95% vrijednosti međukatnog pomaka na vrhu dolaziti od fleksijske deformacije. Fleksijska komponenta pomaka može se dobiti iz površine momentnog dijagrama, a posmična komponenta iz izvedenih izraza prema vrstama rešetki. Ukupan pomak sprega zbroj je pomaka od fleksijskog i posmičnog utjecaja:

$$\Delta_n = \Delta_{n,f} + \Delta_{n,s}$$

Fleksijska komponenta pomaka sprega dobiva se preko izračuna momentnog dijagrama za čitav spreg. Ovaj dijagram se tada podijeli sa  $EI$ , gdje je  $I$  moment tromosti vertikala sprega (stupova) u odnosu na njihovo zajedničko težište. Međukatni pomak svakog polja sprega dobije se onda iz izraza:

$\delta_{i,f} = h_i \theta_i$ , gdje je  $\theta_i$  kut zaokreta kata, i jednak je površini dijagrama  $M/EI$  ispod

razine promatranog kata. Ukupan pomak vrha sprega iznosi:  $\Delta_{n,f} = \sum_{i=1}^n \delta_{i,f}$



Slika 4-35 – Proračun fleksijske komponente pomaka sprega [5]



TIP SPREGA	OZNAKE	POSMIĀNI MEĐUKATNI POMAK
JEDNOSTRUKA DIJAGONALA		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{L^2 A_d} + \frac{L}{A_g} \right)$
DVOSTRUKA DIJAGONALA		$\delta^s = \frac{Q}{2E} \left( \frac{d^3}{L^2 \cdot A_d} \right)$
K-ISPUNA		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{2d^3}{L^2 \cdot A_d} + \frac{L}{4 \cdot A_g} \right)$
EKSCENTRIĀNI SPOJ DVOSTRUKI		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{2m^2 \cdot A_d} + \frac{m}{2A_g} + \frac{h^2 \cdot (L-m)^2}{12 \cdot I_g \cdot L} \right)$
EKSCENTRIĀNI SPOJ JEDNOSTRUKI		$\delta^s = \frac{Q}{E} \left( \frac{d^3}{(L-2m)^2 \cdot A_d} + \frac{(L-2m)}{A_g} + \frac{h^2 \cdot m^2}{3 \cdot I_g \cdot L} \right)$

$Q$  posmik u katu  
 $A_d$  površina dijagonale  
 $A_g$  i  $I_g$  su površina i moment tromosti grede

Slika 4-36 – Proračun fleksijske komponente pomaka sprega [5]

Posmična komponenta pomaka sprega je funkcija vanjskog posmika i karakteristika dijagonala i greda određenog polja. Izrazi za izračun posmične komponente pomaka ( $\delta_{i,s}$ ) prikazani su za različite vrste rešetki na Slici 4-36. Ukupan pomak vrha sprega

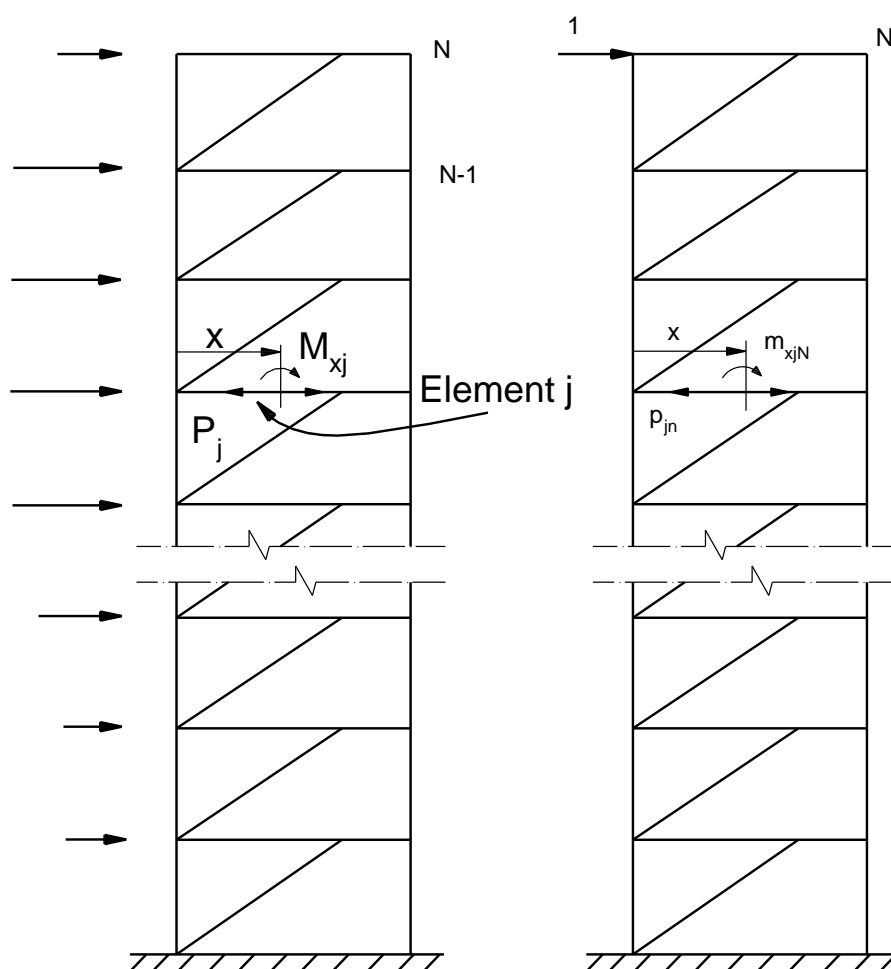
od posmika iznosi:  $\Delta_{n,s} = \sum_{i=1}^n \delta_{i,s}$ .

Pomak vrha sprega moguće je odrediti i metodom virtualnog rada. Ovom metodom se prvo moraju odrediti stvarne sile u elementima (uzdužne sile i momenti savijanja ako postoje u gredama sprega) pri stvarnom opterećenju (stvarne sile -  $P_j$ , stvarni momenti -  $M_{xj}$ ). Zatim se definiraju sile u tim istim elementima za opterećenje jediničnom silom u razini  $N$  u kojoj se želi odrediti pomak (sile od jediničnog opterećenja -  $p_{jN}$ , momenti od jediničnog opterećenja  $m_{xjN}$ ).

Pomak u razini N tada iznosi:

$$\Delta_N = \sum P \left( \frac{p_{jn} L}{EA} \right)_j + \sum \int_0^L M_x \left( \frac{m_{xjN}}{EI} \right)_j dx$$

Prvi član izraza predstavlja doprinos od elemenata sa uzdužnom silom, a drugi član predstavlja doprinos od elemenata sa momentima savijanja. Ova metoda je vrlo korisna za dobivanje ukupne linije pomaka čitave zgrade, jer se sa svega nekoliko jediničnih opterećenja mogu dobiti pomaci u karakterističnim točkama po visini i iscrtati linija pomaka.



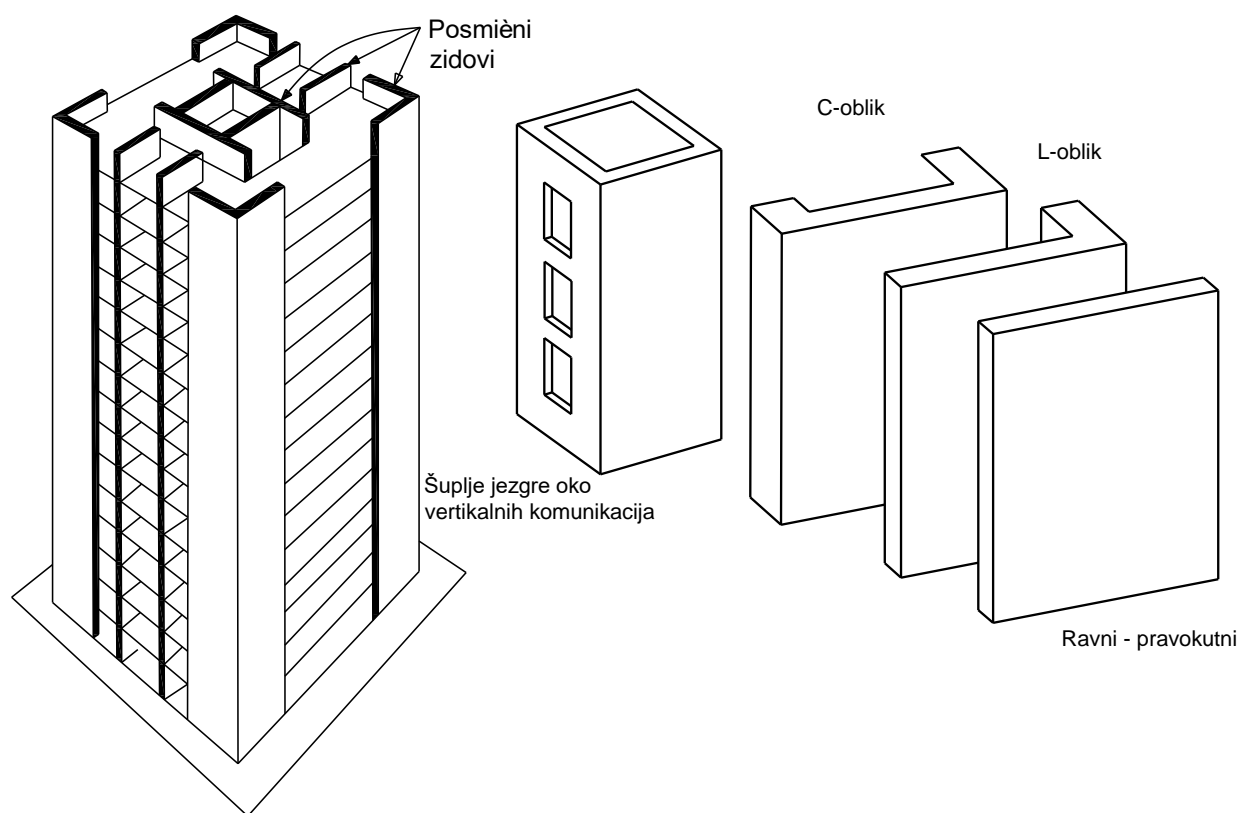
Slika 4-37 – Proračun pomaka vrha sprega metodom virtualnog rada [5]

## 5 POSMIČNI ZIDOVI

### 5.1 Općenito

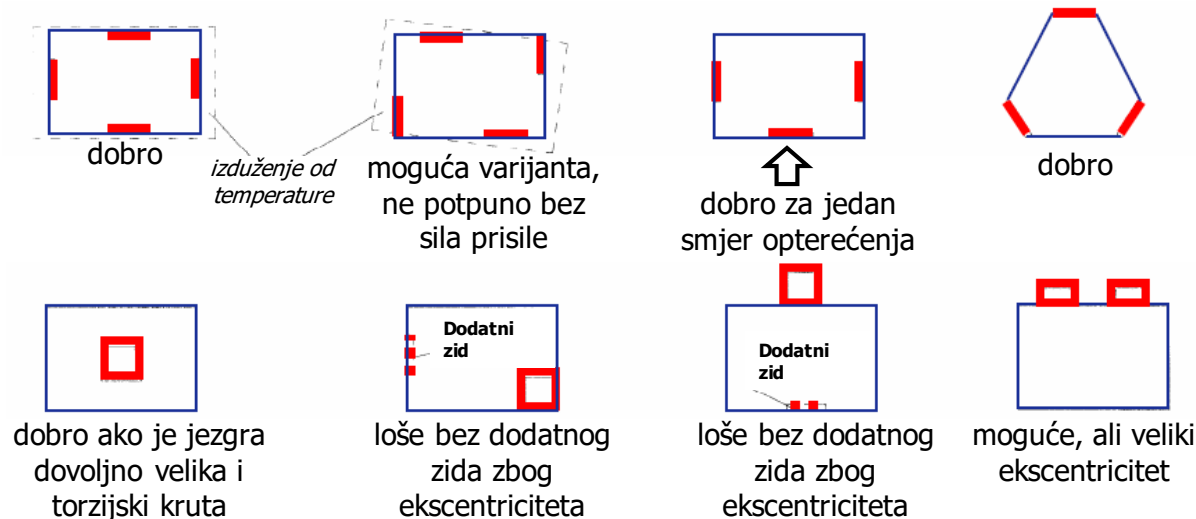
Kod konstrukcijskog sustava gdje posmični zidovi pružaju otpor horizontalnom opterećenju oni mogu biti dio komunikacijske vertikale zgrade koja se naziva jezgrom (ovdje se postavljaju liftovi, stubišta, instalacije, servisni putovi...) ili pregrade između različitih dijelova zgrada kada je ovakvu podjelu moguće voditi po čitavoj visini zgrade. Najučinkovitiji položaj je simetrično po obodu zgrade, što je obično u koliziji sa željama arhitekata. Također, idealno je kada su zidovi kontinuirani od vrha zgrade do temelja, na koje su kruto vezani. Zidovi mogu biti pojedinačni ili ravninski, L-oblika, T-oblika i U-oblika, uključujući i sve moguće kombinacije ovih oblika [1].

Posmični zidovi imaju veliku krutost unutar svoje ravnine i pogodni su za visine zgrada do 40 katova. Za veće visine potrebno ih je kombinirati s drugim sustavima. Povoljan položaj zidova u tlocrtu je onaj gdje vertikalno opterećenje od vlastite težine poništava vlak koji se javlja od momenta savijanja od horizontalnog opterećenja. Proračunavaju se kao uspravne konzole kojima je dominantni oblik deformacije savojni oblik.



Slika 5-1 – Zgrada sa konstrukcijskim sustavom posmičnih zidova [1]

U pogledu rasporeda zidova unutar tlocrta zgrade idealno je kada su težište i centar posmika što bliže jedan drugome, kako ne bi nastao veliki torzijski moment uslijed horizontalnih opterećenja. Velike udaljenosti ovih točaka rezultirati će dominantnim torzijskim ponašanjem, pa prvi vlastiti ton može postati torzijski što nije preporučljivo.

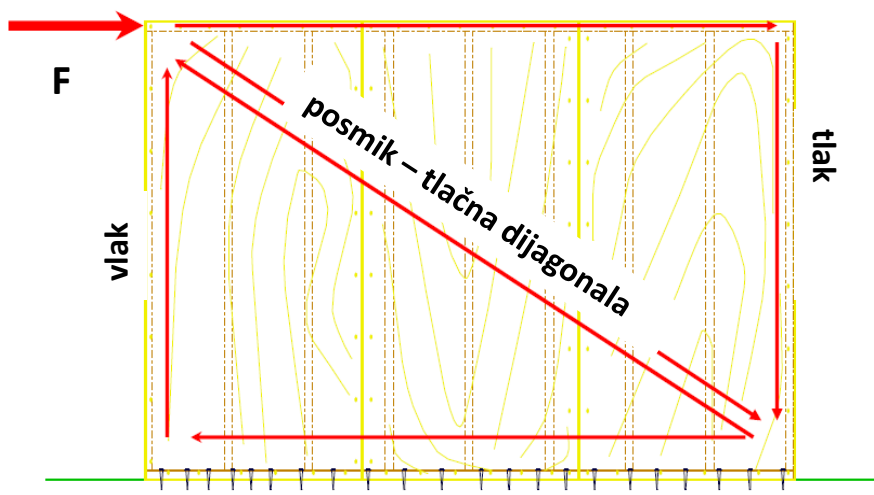


Slika 5-2 – Mogući tlocrtni razmještaji posmičnih zidova [2]

Obično se u prvoj iteraciji debljina zidova usvaja sa 2,5 cm za visinu svakog kata (praksa u Americi). To znači da se inicijalna debljina zida za 40-katnu zgradu uzima 100 cm. U sljedećim proračunskim koracima ta debljina će se smanjiti oko 2 cm po katu za više razine.

## 5.2 Ponašanje konstrukcije sa posmičnim zidovima

Posmični zidovi u horizontalnom ukrućujućem sustavu djeluju kao vertikalni konzolni diskovi koje se deformaciji odupiru svojom velikom posmičnom i savojnom krutošću. Uslijed horizontalnih djelovanja, koje svaki zid preuzima proporcionalno svojoj krutosti u ukupnom sustavu (odvojeni ili raščlanjeni diskovi), ili kao dio zajedničkog sustava (povezani posmični zidovi), u zidu se javljaju momenti savijanja i posmične sile (odvojeni zidovi) i uzdužne sile (samo kod povezanih posmičnih zidova). Zid primarno preuzima savijanje unutar svoje ravnine gdje posjeduje veliki moment otpora, pa se savijanje izvan ravnine, oko slabije osi obično zanemaruje. Uslijed ovog savijanja zid se ponaša kao visokostijeni konzolni nosač, pa će vlačna i tlačna naprezanja linearno rasti prema njegovim rubovima. Ova naprezanja uzrokuju izduženje i skraćenje točaka zida proporcionalno udaljenosti od njegovog težišta, u smjeru njegove visine, pa će se zid deformirati u savojnom obliku. Posmični oblik deformacije je obično zanemariv zbog velike posmične krutosti zida. Posmik se prenosi razvojem tlačne dijagonale unutar zida (Slika 5-3).



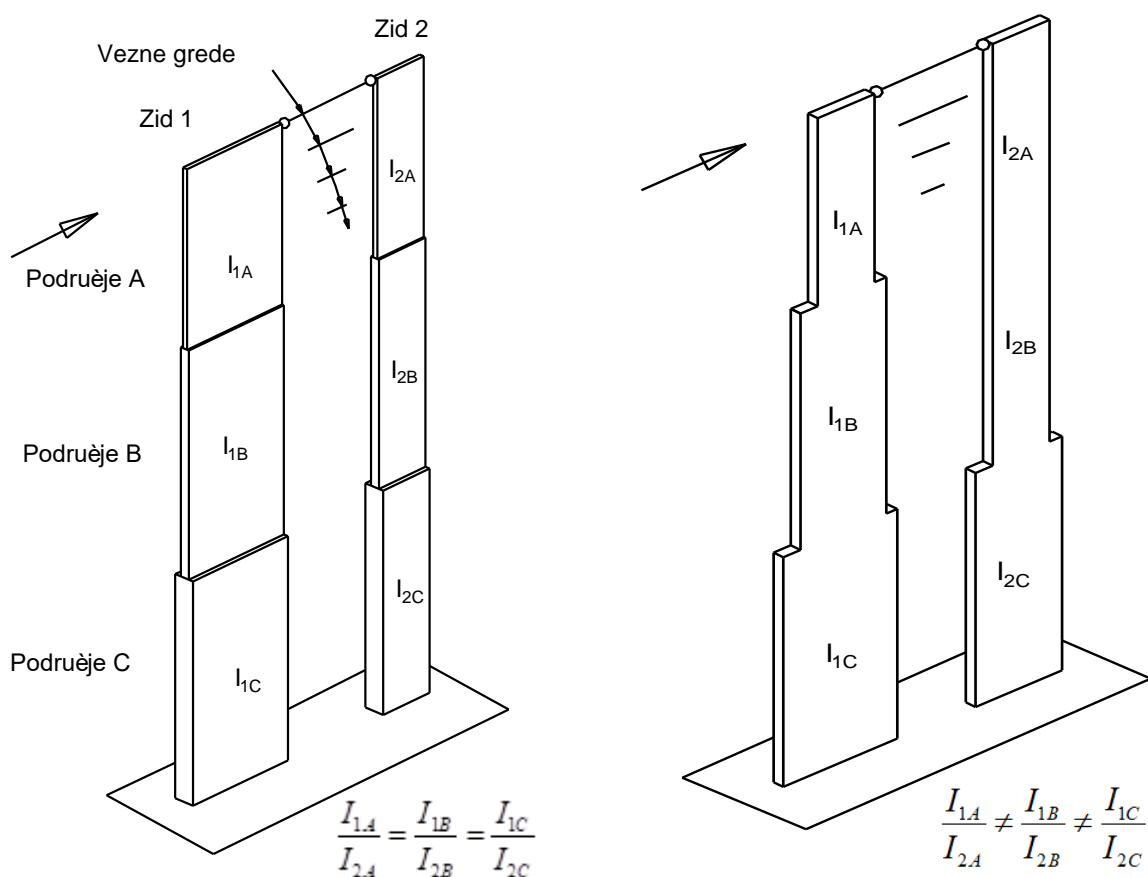
Slika 5-3 – Ponašanje zida pri horizontalnom opterećenju

Ukrućujući sustav posmičnih zidova naročito je učinkovit u preuzimanju potresnih djelovanja pa se zato neizostavno koristi u seizmički aktivnim područjima. Posmični zidovi otporni na potres moraju se posebno proračunati i armirati (u EN 1998-1 postoje pravila za zidove). Zahtjevi na duktilnost zida kod potresnog djelovanja realiziraju se geometrijskim odnosima, količinom i položajem armature, i vezama zida i grede i vezama zida sa ostatkom građevine i temeljem. Armatura se postavlja u horizontalnom i vertikalnom smjeru, na obje strane zida. Horizontalna armatura se mora dobro usidriti na krajevima zida. Na rubovima zida gdje su najveća vlačna i tlačna naprezanja postavlja se dodatna vertikalna armatura, ali i vilice za ovijanje. Ako je potrebno, ovi rubni dijelovi zida mogu se izvesti povećanih dimenzija kako bi se povećala količina ugrađene armature i duktilnost zida. Primjer armiranja prema EN 1998-1 nalazi se u poglavlju 12.

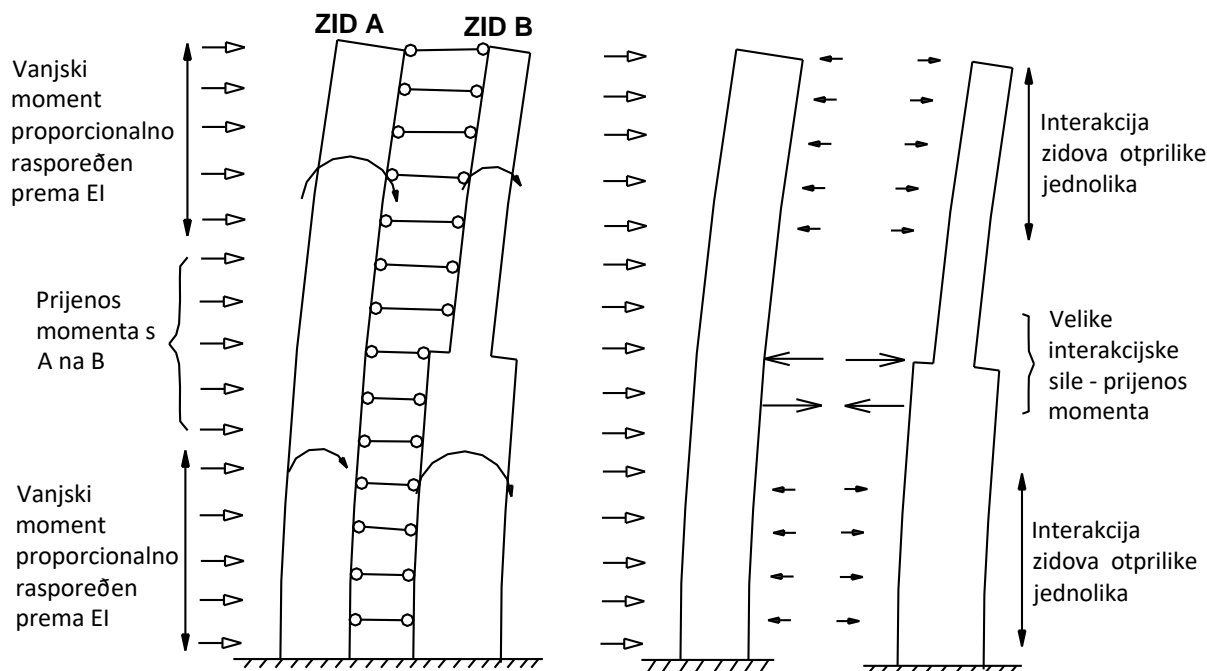


### 5.3 Proporcionalni i neproporcionalni zidovi

Zidovi se mogu projektirati kao *proporcionalni* i *neproporcionalni*. Kod proporcionalnih zidnih sustava odnosi fleksijskih krutosti su nepromjenjivi po cijeloj visini. Kod takvih zidova nema preraspodjele posmika i momenata na razinama promjene krutosti zidova. Ovaj sustav je statički određen i napadni momenti i poprečne sile raspodjeljuju se na pojedine zidove prema odnosima njihove fleksijske krutosti. Kod neproporcionalnih zidnih sustava odnosi fleksijskih krutosti nisu nepromjenjivi po cijeloj visini. Na katovima gdje se odnosi krutosti mijenjaju dolazi do preraspodjele posmika i momenata u zidovima. Ovaj je sustav statički neodređen i ručni proračun je vrlo složen pa se obično provodi ili metodom konačnih elemenata (FEM) ili zamjenskim okvirnim proračunom. Kod simetrične neproporcionalne zgrade veze između zidova A i B prisiljavaju ih na jednaku liniju deformacije za horizontalna djelovanja. Napadni moment se uvijek raspodjeljuje na oba zida u odnosu njihovih fleksijskih krutosti kao kod proporcionalne zgrade. Međutim, na kritičnim razinama gdje se mijenja odnos krutosti zidova, velike interakcijske poprečne sile u veznim elementima će uzrokovati preraspodjele momenata između zidova.



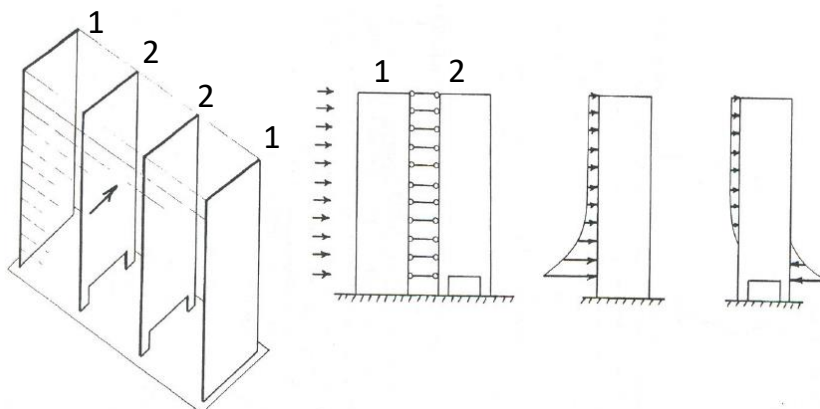
Slika 5-4 – Konstrukcijski sustav sa proporcionalnim (lijevo) i neproporcionalnim (desno) zidovima [1]



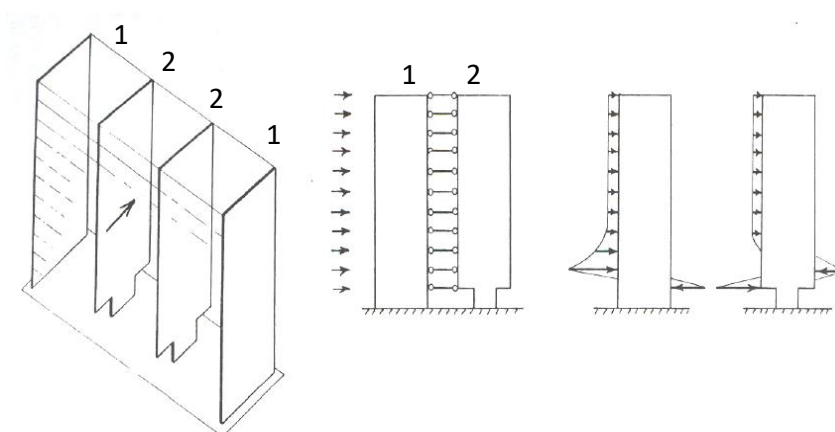
Slika 5-5 – Preraspodjela vanjskog momenta kod neproporcionalnih zidova [1]

Moment preraspodjele je dakle posljedica sprega horizontalnih sila i obrnutih sila na manjem broju etaža u okolini kritične razine. Ove promjene u posmiku mogu biti vrlo velike, tako da su poprečne sile i obratne poprečne sile često veće od ukupne napadne poprečne sile za to opterećenje. Ti ozbiljni lokalni utjecaji na zidove se na kritičnoj razini smanjuju unutar dva kata i približavaju nuli. Promjene u dijagramu momenata su mnogo manje nego one u dijagramu poprečnih sila.

Upotreba neproporcionalnih zidova je vrlo česta, pogotovo u hotelima i visokim zgradama za stanovanje. U prizemlju takvih zgrada su uobičajeni lobiji, recepcije ili konferencijske dvorane pa će se neki zidovi prekidati kako bi se oslobodio prostor. Redukcija zidova se tada obično radi unutar zgrade kako je to pokazano na Slici 5.6. Ovdje od dva unutrašnja zida preostala su samo dva rubna stupa. Raspored vanjskog opterećenja na ravnine zidova vidljiv je na dvije zadnje desne slike. Posmik koji slijedi iz ove raspodjele je vrlo velik u donjoj razini zidova, i suprotnog predznaka za dva zida. Još složenija situacija je kada su unutrašnji zidovi reducirani prema van (Slika 5.7). Tu zbog još više smanjene krutosti unutrašnjih zidova (dva rubna zida su puno kruća od kratkog središnjeg zida) dolazi do velike preraspodjele momenata savijanja sa unutrašnjeg zida 2 na vanjski zid 1 u presjeku iznad prizemlja i velikih posmičnih sila u oba smjera. Uslijed smanjenih unutrašnjih zidova 2 posmične sile u vanjskim zidovima 1 mogu se povećati dva ili više puta.



Slika 5-6 – Posmik kod unutarnje redukcije zida



Slika 5-7 – Posmik kod vanjske redukcije zida

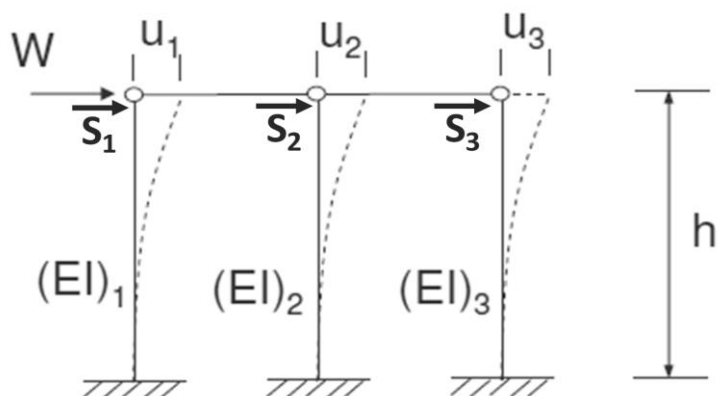
### 5.3.1 Proračun proporcionalnih zidova

Ako je sustav proporcionalan znači da nema redistribucije poprečnih sila i momenata na etažama. Nadalje, ako je konstrukcija simetrična u odnosu na os u kojoj djeluje opterećenje neće se rotirati oko vertikalne osi. Poprečna sila i moment u zidu  $j$  na etaži  $i$  može se tada odrediti iz ukupnog momenta i poprečne sile na toj etaži:

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i}; \quad M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum (EI)_i}$$

gdje je  $(EI)_{ji}$  savojna krutost pojedinog zida, a  $\sum (EI)_i$  suma krutosti svih zidova, na pojedinoj etaži.

Ovi izrazi slijede iz kompatibilnosti pomaka svih zidova na pojedinoj etaži s obzirom na to da su međusobno povezani međukatnim konstrukcijama. Međukatne konstrukcije djeluju kao dijafragme krute unutar svoje ravnine. U slučaju da su međukatne konstrukcije nedovoljno krute na savijanje, zidovi će se promatrati kao nepovezani, pa slijedi ponašanje kao na Slici 5-8.



Slika 5-8 – Kompatibilnost pomaka kod proporcionalnih zidova [2]

Vrijede izrazi za pomake i raspodjelu vanjskog djelovanja na svaki zid:

$$u_1 = \frac{S_1 \cdot h^3}{3 \cdot (EI)_1}$$

$$u_2 = \frac{S_2 \cdot h^3}{3 \cdot (EI)_2}$$

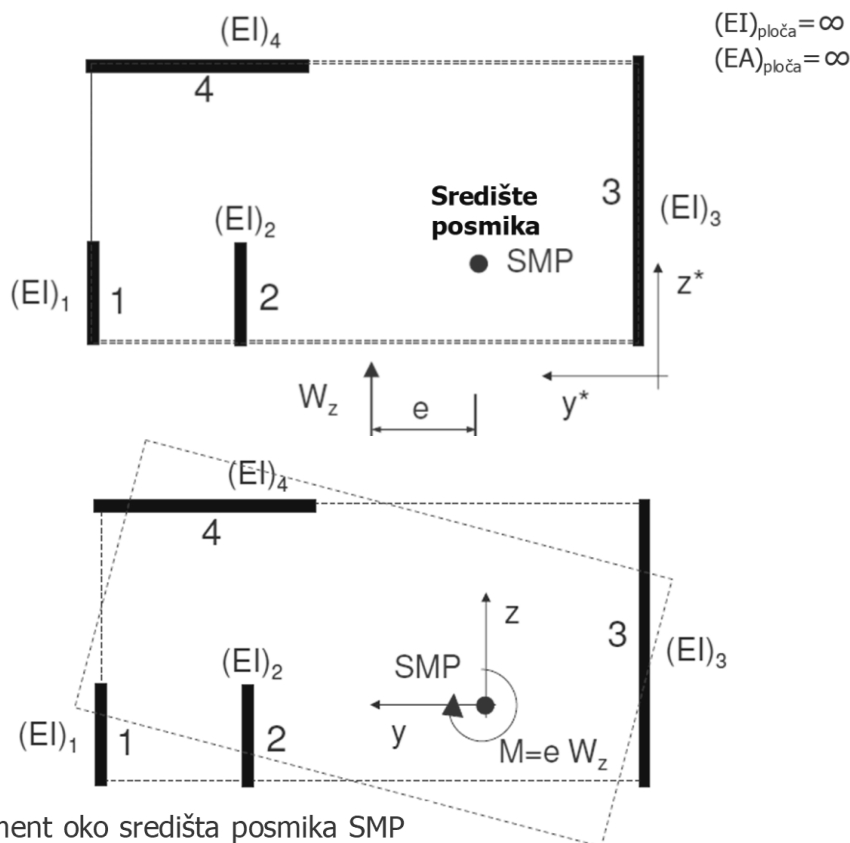
$$u_3 = \frac{S_3 \cdot h^3}{3 \cdot (EI)_3}$$

$$W = \sum S_i \quad S_i = \frac{3 \cdot u_i \cdot (EI)_i}{h^3}$$

gdje su:  $W$  ukupno horizontalno opterećenje na vrhu svakog zida,  $u_i$  pomaci na vrhu pojedinog zida,  $S_i$  dio horizontalnog opterećenja koje preuzima pojedini zid,  $h$  visina zidova,  $(EI)_i$  krutost pojedinog zida na savijanje.

Kompatibilnost pomaka na vrhu  $u = u_1 = u_2 = u_3$  daje konačan izraz raspodjele vanjskog djelovanja:

$$S_i = W \frac{(EI)_i}{\sum (EI)}$$



Slika 5-9 – Translacija i rotacija zgrade sa nesimetričnim tlocrtnim rasporedom [2]

U slučaju da zgrada nije simetrična tada će osim translacije biti prisutna i rotacija oko centra posmika (Slika 5-9). Raspodjela vanjskog opterećenja na pojedine zidove tada ima dvije komponente. Prva komponenta od translacije jednaka je kao u prethodnom slučaju za simetrične tlocrte. Druga komponenta slijedi iz rotacije i proporcionalna je udaljenosti pojedinog zida od centra posmika. Položaj centra posmika može se odrediti prema jednadžbi ravnoteže kada sila djeluje u centru posmika:

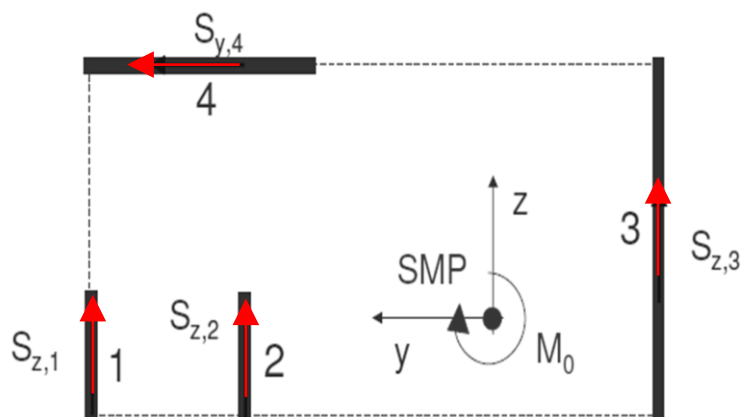
$$W_z \cdot y_0^* = \sum S_{z,i} \cdot y_i^*$$

$$W_z \cdot y_0^* = \sum \left[ W_z \frac{(EI)_{y,i} \cdot y_i^*}{\sum (EI)_{y,i}} \right] \Rightarrow y_0^* = \frac{\sum [(EI)_{y,i} \cdot y_i^*]}{\sum (EI)_{y,i}}$$

Isto tako:  $z_0^* = \frac{\sum [(EI)_{z,i} \cdot z_i^*]}{\sum (EI)_{z,i}}$

Raspodjela sila uslijed rotacije tada slijedi prema jednadžbi ravnoteže [2]:

$$M_0 = \sum (S_{z,i} \cdot y_i - S_{y,i} \cdot z_i)$$



Slika 5-10 – Sile u zidovima uslijed rotacije [2]

Pomaci vrha zgrade u z-smjeru uslijed sile  $S_{z,i}$ :

$$u_i = \frac{S_{z,i} \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{y,i}}$$

Pomaci vrha zgrade u y-smjeru uslijed sile  $S_{y,i}$ :

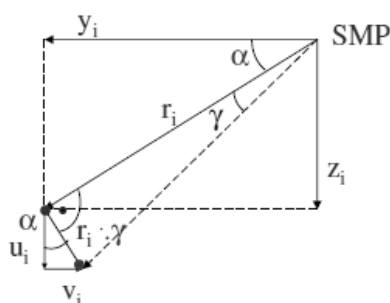
$$v_i = \frac{S_{y,i} \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{z,i}}$$

Odnos između pomaka i momenta iz jednadžbe ravnoteže:

$$M_0 = \sum \left( \frac{3 \cdot u_i \cdot E \cdot I_{y,i}}{h^3} \cdot y_i - \frac{3 \cdot v_i \cdot E \cdot I_{z,i}}{h^3} \cdot z_i \right)$$

Pomak proizvoljne točke od rotacije:

$$u_i = r_i \cdot \gamma \cdot \cos \alpha = \gamma \cdot y_i$$

$$v_i = -r_i \cdot \gamma \cdot \sin \alpha = -\gamma \cdot z_i$$


Slika 5-11 – Pomak od rotacije [2]

Uvrštavanje pomaka u momentnu jednadžbu:  $M_0 = \frac{3}{h^3} \cdot \gamma \cdot \sum (E \cdot I_{y,i} \cdot y_i^2 + E \cdot I_{z,i} \cdot z_i^2)$

Tada se može definirati krutost torzije krivljenja:  $E \cdot I_\omega = \sum (E \cdot I_{y,i} \cdot y_i^2 + E \cdot I_{z,i} \cdot z_i^2) \equiv C_M$

Zakretanje kao funkcija krutosti torzije krivljenja i torzijskog momenta:

$$\gamma = \frac{M_0 \cdot h^3}{3} \cdot \frac{1}{\sum (E \cdot I_{y,i} \cdot y_i^2 + E \cdot I_{z,i} \cdot z_i^2)} = \frac{M_0 \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_\omega}$$



Iz pomaka od zakretanja, sila u zidu od zakretanja tada slijedi:

$$u_i = \gamma \cdot y_i = \frac{S_{z,i} \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{y,i}} \Rightarrow S_{z,i} = \frac{3}{h^3} \cdot \gamma \cdot y_i \cdot E \cdot I_{y,i} \Rightarrow S_{z,i} = \frac{3}{h^3} \cdot \frac{M_0 \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{\omega}} \cdot y_i \cdot E \cdot I_{y,i}$$

Pa konačno slijede opće jednadžbe za izračun sila u zidovima od torzije [2]:

$$S_{z,i} = M_0 \cdot \frac{E \cdot I_{y,i} \cdot y_i}{E \cdot I_{\omega}}$$

$$S_{y,i} = -M_0 \cdot \frac{E \cdot I_{z,i} \cdot z_i}{E \cdot I_{\omega}}$$

Kod statički neodređenih ukružujućih sustava sile od pomaka (translacije) i od zakretanja (rotacije) nastaju uslijed nesimetričnog rasporeda i/ili djelovanja sila vjetrova ekscentrično obzirom na središte posmika. Sile od translacije i rotacije mogu se superponirati na slijedeći način:

$$- \text{ u y smjeru} \quad S_{y,i} = S_{y,i}^{\text{trans}} + S_{y,i}^{\text{rot}} = W_{y,i} \frac{(EI_z)_i}{\sum(EI_z)} - W_{y,i} \cdot e_z \cdot \frac{E \cdot I_{z,i} \cdot z_i}{\sum(EI_{\omega})}$$

$$- \text{ u z smjeru} \quad S_{z,i} = S_{z,i}^{\text{trans}} + S_{z,i}^{\text{rot}} = W_{z,i} \frac{(EI_y)_i}{\sum(EI_y)} + W_{z,i} \cdot e_y \cdot \frac{E \cdot I_{y,i} \cdot y_i}{\sum(EI_{\omega})}$$

$z_i, y_i$  – udaljenosti elementa od centra posmika;

$e_z, e_y$  – udaljenost vanjske sile i centra posmika

### 5.3.2 Proračun neproporcionalnih zidova

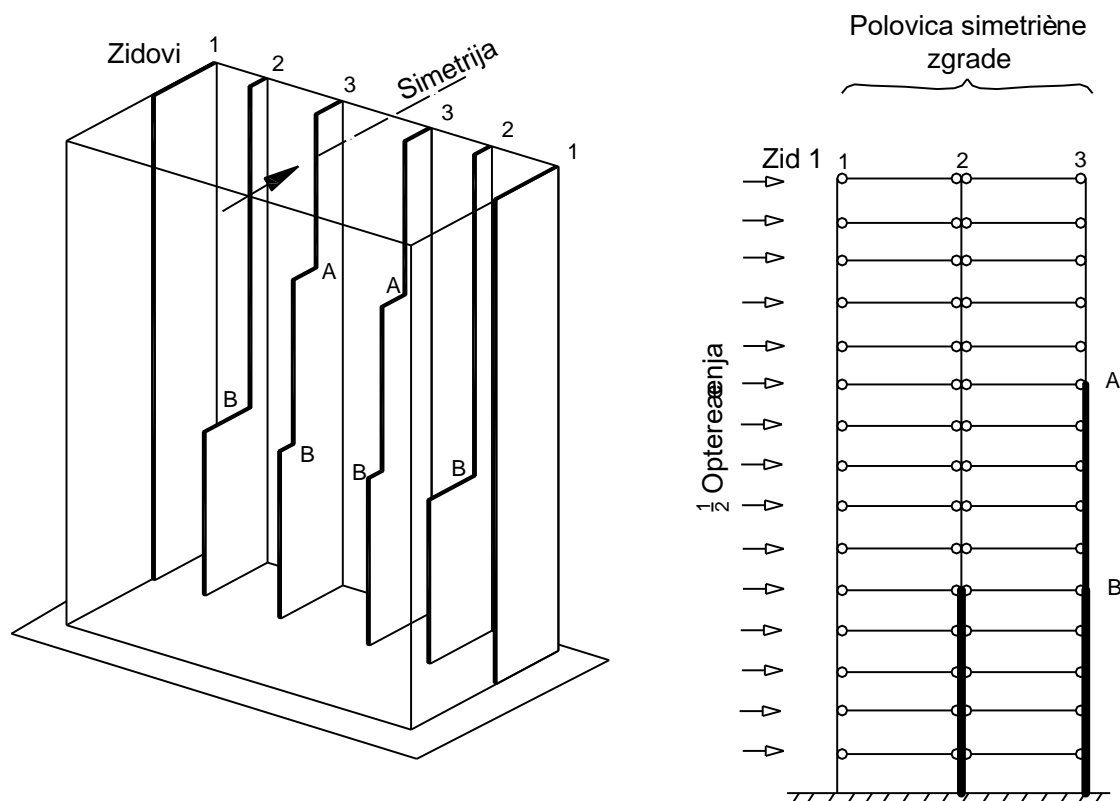
Kod neproporcionalnih rasporeda posmičnih zidova bez torzije (simetrični tlocrti) fleksijska krutost zidova nije nepromjenjiva uzduž visine pa se za bočna djelovanja konstrukcija pomiče i uvija, a krutost stropnih ploča prisiljava različite zidove na komplementarne pomake i tako unosi interaktivne horizontalne sile između njih.

Pojednostavljeni proračun [1] može se provesti iterativno (oznake prema Slici 5-12):

1. Vanjski (napadni) moment se prvo raspoređuje između zidova 1-3 prema njihovim krutostima.
2. Zbog promjene krutosti na etažama A i B ovako raspodijeljeni momenti neće biti u ravnoteži.
3. U etažama A i B se tada uvode ravnotežni momenti koji se dijele iznad i ispod čvora prema omjeru krutosti zidova iznad i ispod čvora
4. Sada više ne postoji ravnoteža sa vanjskim momentom u čvorovima ispod i iznad A i B pa se dodaje novi moment za ravnotežu koji se onda raspodjeljuje među svim zidovima u omjerima njihove krutosti

- Ponavljaju se koraci 2.-4. sve dok momenti iznad i ispod čvorova A i B nisu u ravnoteži i dok zbroj momenata svih zidova unutar jedne etaže nije jednak napadnom vanjskom momentu.

Zbog složenosti ručnog proračuna danas se gotovo isključivo koriste računalne metode proračuna gdje se mogu koristiti modeli kao na Slici 5-12.



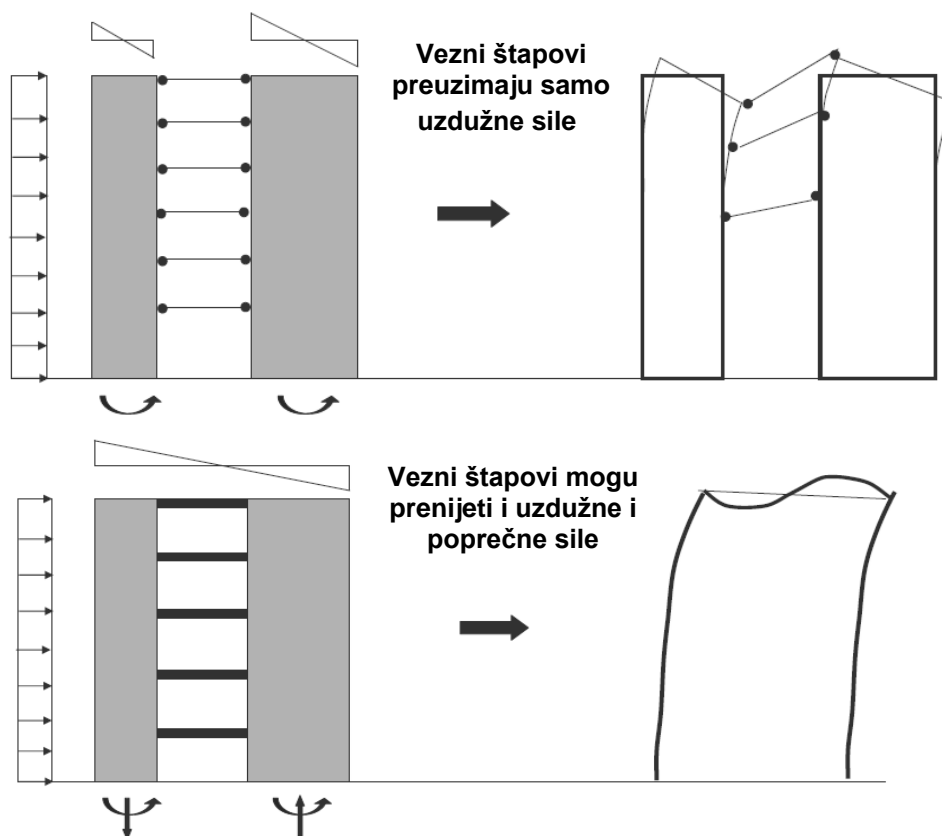
Slika 5-12 – Primjer modela zgrade sa neproporcionalnim zidovima [1]

## 5.4 Povezani posmični zidovi

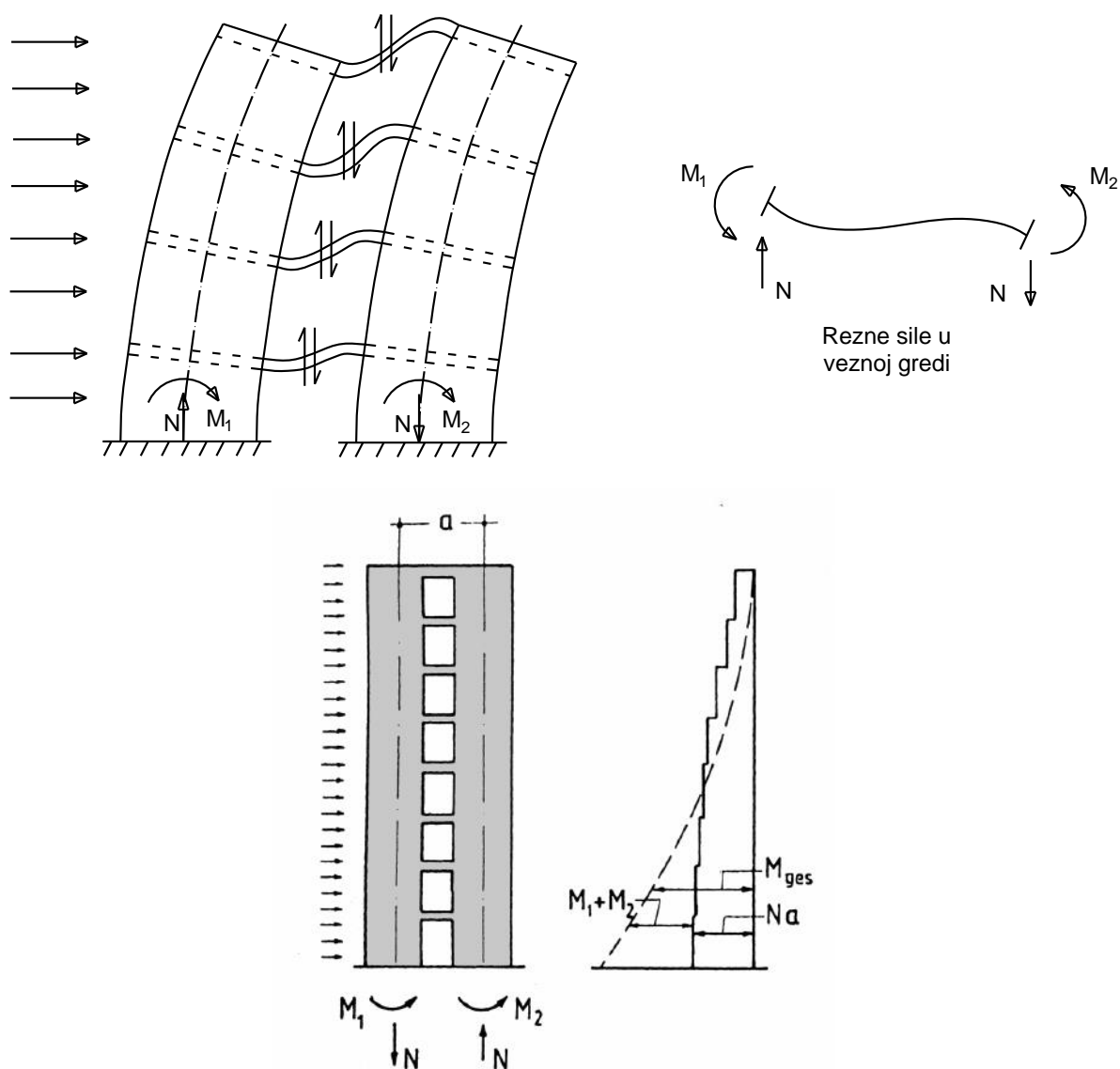
Konstruktivni sustav povezanih posmičnih zidova (*"Coupled Shear Wall Structures"*) je uobičajen konstruktivni sustav visokih zgrada. Sastoji se od dva ili više zidova u istoj ravnini (ili skoro u istoj ravnini), koji su na razinama katova povezani gredama ili krutim stropnim pločama. Posmično kruti spojni elementi (*"Shear-resisting members"*) uzrokuju da se zidovi u istoj ravnini donekle ponašaju kao „spregnuta“ konzola, savijajući se oko zajedničke težišne osi tih zidova.

Kod klasičnog konstruktivnog sustava (nepovezanih) posmičnih zidova, konstrukcija se bočnim opterećenjima odupire nezavisnim djelovanjem pojedinačnih zidova. Međutim, u mnogim praktičnim situacijama, zidovi su povezani elementima koji posjeduju fleksijsku krutost. I stropne ploče, ako su kruto povezane sa zidovima, mogu se ponašati kao spojne grede, čime se postiže dodatna posmična interakcija (međudjelovanje) između zidova.

Takve konstrukcije, koje se sastoje se od posmičnih zidova povezanih fleksijski krutim elementima, čime se postiže veća bočna krutost i djelotvornost sustava zidova, nazivaju se "povezani zidovi".



Slika 5-13 – Shema ponašanja nepovezanih zidova (gore) i povezanih zidova (dolje) [2]



Slika 5-14 – Momenti i uzdužne sile kod povezanih posmičnih zidova [1]

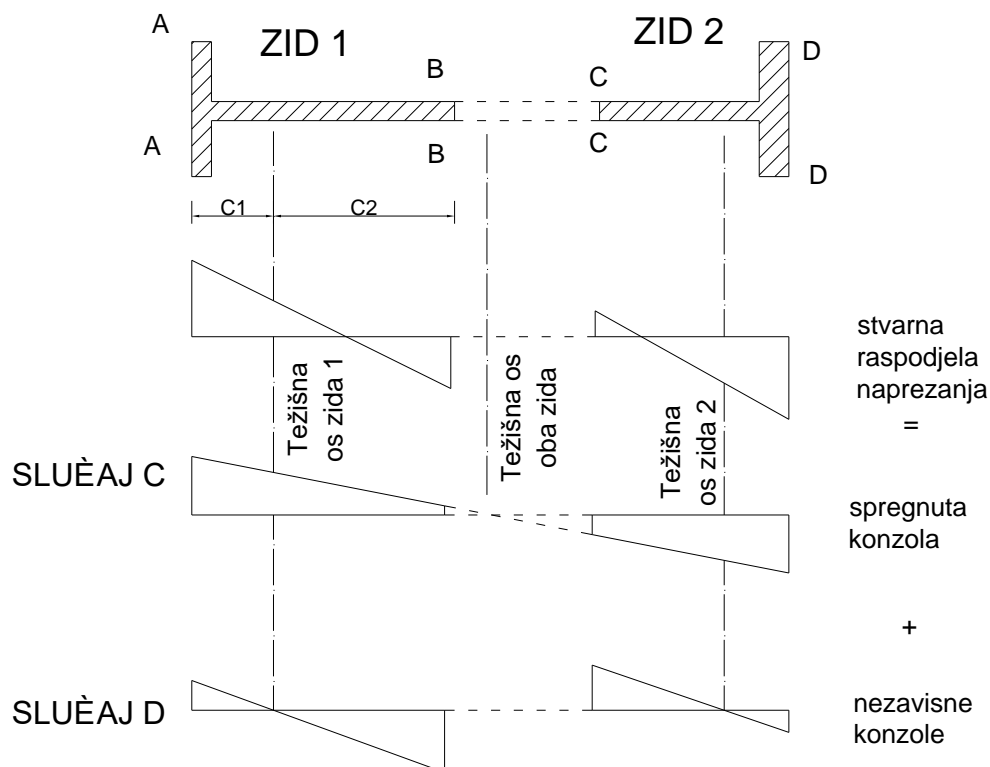
Kod savijanja zidova uslijed djelovanja bočnih opterećenja, krajevi spojnih greda su prisiljeni na vertikalni pomak i rotaciju. Greda se savija u dvostrukoj zakrivljenosti, sprječavajući slobodno savijanje zidova. Savijanje grede uzrokuje posmične sile na krajevima grede, koje pak uzrokuju uzdužne sile u zidovima – vlačnu na opterećenoj strani, i tlačnu na suprotnoj strani. Iz ovog sprega sila nastaje dodatni moment savijanja koji se odupire vanjskom momentu savijanja. Ukupni moment savijanja od vanjskog opterećenja je uravnotežen sumom momenata savijanja  $M_1$  i  $M_2$  koji se javljaju u pojedinim zidovima, i spregom uzdužnih sila  $N$  koje djeluju na kraku udaljenosti težišta zidova (Slika 5-14):

$$M = M_1 + M_2 + N \cdot a.$$

Posljednji član  $N$ -a predstavlja moment savijanja uzrokovan savijanjem spojnih greda koje sprečavaju čisto savijanje zidova. On ima vrijednost 0 u slučaju da su zidovi povezani zglobnim štapovima (Slika 5.13 gore) i maksimalnu vrijednost ako su spojne grede beskonačno krute (upete). Svrha spojnih greda je, dakle, smanjenje vrijednosti momenata savijanja u zidovima, tako da se dio nanesenog momenta preuzme uzdužnim silama u zidovima. Zbog relativno velikog kraka sila, relativno male osne sile u zidovima mogu uvelike doprinijeti većem momentu otpora. Maksimalno vlačno naprezanje od horizontalnog opterećenja se može znatno smanjiti uz pripomoć djelovanja tlačnog gravitacijskog opterećenja od vlastite težine zidova.

Ako je par posmičnih zidova povezan zglobnim štapovima koji prenose samo uzdužne (osne, normalne) sile, vanjski moment savijanja podijeliti će se pojedinačnim zidovima u omjerima njihovih savojnih krutosti. Naprezanja od savijanja su tada linearno raspoređena uzduž svakog zida, sa maksimalnom tlačnom i vlačnom vrijednosti na suprotnim rubovima zida (slučaj D sa Slike 5-15).

Ako su zidovi povezani krutim (upetim) gredama koje prenose i uzdužne i poprečne sile, nanesen moment savijanja će se preuzeti zajedničkim djelovanjem zidova, tj. savijanjem oko zajedničke težišne osi tih zidova. Naprezanja od savijanja su linearno raspoređena uzduž „spregnute“ cjeline, s maksimalnom vlačnom vrijednošću na opterećenju strani i maksimalnom tlačnom vrijednošću na strani suprotnoj opterećenju (slučaj C sa Slike 5-15).



Slika 5-15 – Stvarna naprezanja u povezanim zidovima kao kombinacija potpuno spregnutog djelovanja- jedinstvena konzola i potpuno neovisnog djelovanja dvaju konzola [1]

Stvarno ponašanje para povezanih zidova nalazi se između ova dva ekstremna slučaja, koji se mogu smatrati granicama konstrukcijskog ponašanja sustava povezanih zidova. Što su grede kruće, konstrukcija se približava ponašanju sustava kod kojeg zidovi čine jedinstvenu konzolu (kao da nema otvora u zidovima). U praksi, oblikovanjem greda i zidova, treba težiti rješenju gdje će krućim gredama i mekšim zidovima biti što više dominantno njihovo spregnuto ponašanje.

#### 5.4.1 Koeficijent spreznja

Istraživanja u posljednjih pola stoljeća pokazala su da ponašanje konstrukcijskog sustava povezanih zidova bitno ovisi o koeficijentu spreznja. Slika 5-16 prikazuje konstrukcijski sustav povezanih zidova, koji je deformiran pod utjecajem bočnog opterećenja, uzrokovanog vanjskim momentom prevrtanja (OTM – "OverTurning Moment"). Kao rezultat toga, na krajevima greda pojavljuju se momenti savijanja  $M_{b,i}$  i posmične sile  $V_{b,i}$ . Konstrukcijski sustav povezanih zidova odupire se momentu prevrtanja OTM-u spregom uzdužnih sila  $N$  u posmičnim zidovima na kraku  $l$ , nastalih kao sume posmičnih sila u gredama  $V_{b,i}$ , te kroz reakcijske momente savijanja u pojedinim zidovima  $M_1$  i  $M_2$ . Stoga može se definirati koeficijent spreznja  $CR$  ("Coupling Ratio") koji predstavlja omjer momenta prevrtanja preuzetog uzdužnim silama u zidovima  $N \cdot l$  i ukupnog momenta preokretanja OTM:

$$CR = \frac{N \cdot l}{OTM} = \frac{N \cdot l}{N \cdot l + \sum_j M_j} = \frac{l \cdot \sum_i V_{b,i}}{l \cdot \sum_i V_{b,i} + \sum_j M_j}$$

Mogu se sagledati slučajevi:

1. **CR = 0 %**

Kod ovog slučaja zidovi nisu povezani gredama, ili su povezani zglobnim štapovima koji ne uzrokuju momente savijanja, odnosno posmične sile na krajevima greda sila.

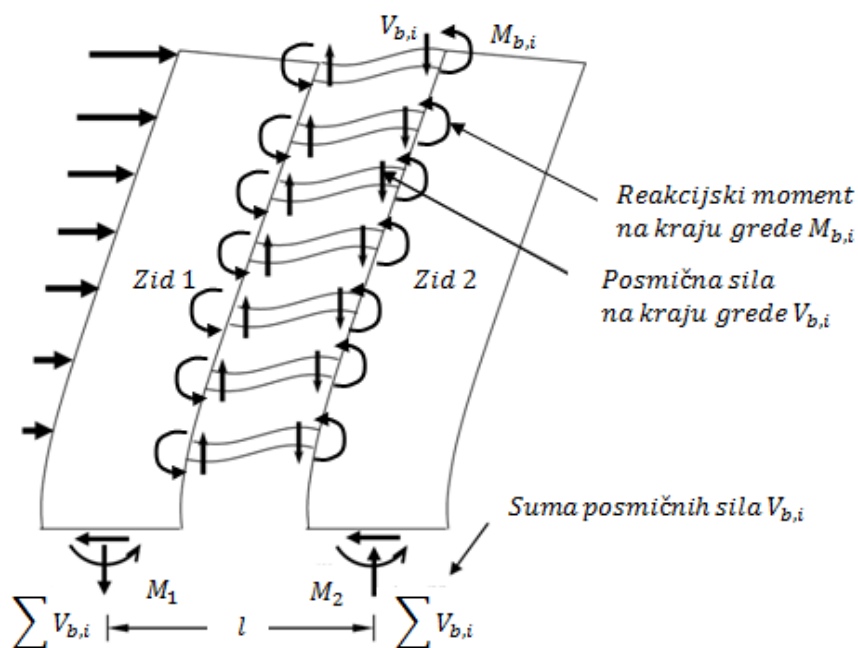
2. **CR = 50 %**

Ova vrijednost koeficijenta spreznja implicira da je polovica momenta preokretanja preuzeta uzdužnim silama u posmičnim zidovima, dok je preostala polovica preuzeta reakcijskim momentima savijanja u pojedinim zidovima.

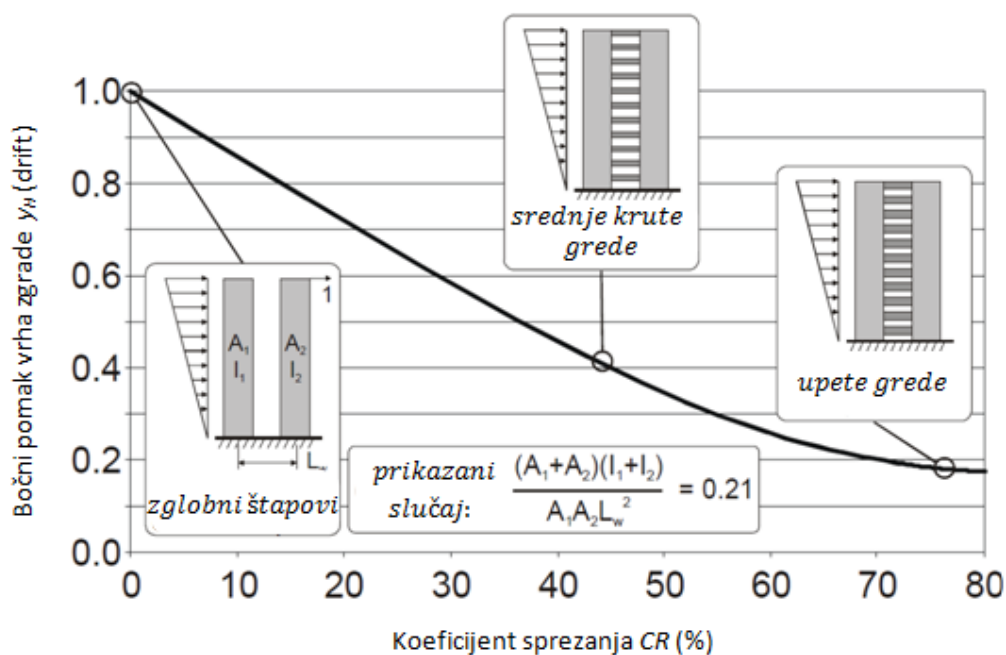
3. **CR = 100 %**

Ovo je teoretski slučaj, gdje su zidovi spregnuti kao jedinstvena konzola, što možemo predočiti tako da duljina spojnih gredi teži 0.





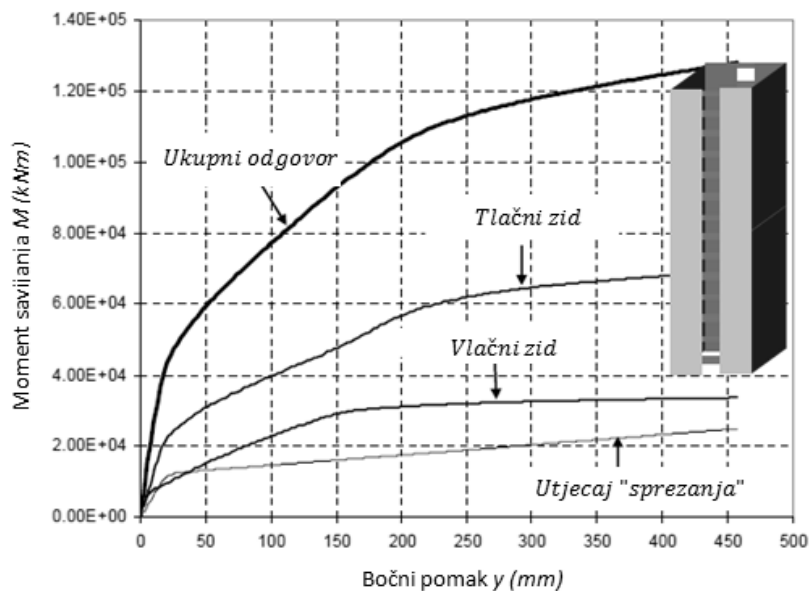
Slika 5-16 – Unutarnje sile u zidovima i gredama kod sustava povezanih zidova



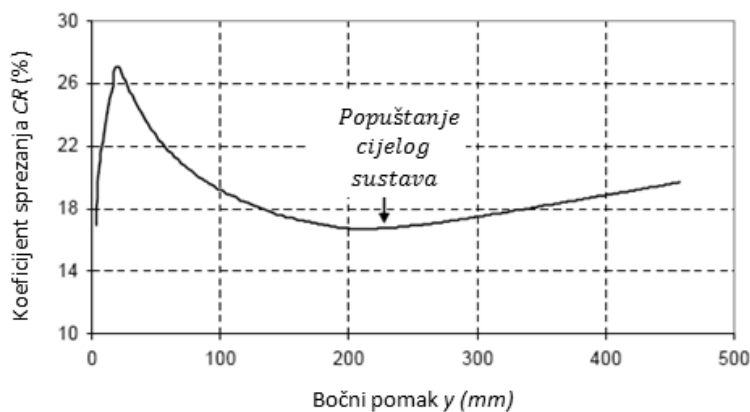
Slika 5-17 – Utjecaj spreznjanja na bočni pomak vrha zida (drift)

Slika 5-17 ilustrira povoljan utjecaj povezivanja dvaju zidova opterećenih trokutasto raspodijeljenim opterećenjem. Može se vidjeti kako utjecaj spreznjanja utječe na bočni pomak vrha zgrade.

Koeficijent  $CR$  tradicionalno se definira za kritično područje u podnožju zgrade. No vrijednost tog koeficijenta mijenja se uslijed promjene bočnog opterećenja, najviše zbog neelastičnog ponašanja konstrukcijskog sustava spojnih greda. Slika 5-18 prikazuje kako se koeficijent  $CR$  definiran za podnožje zgrade mijenja ovisno o bočnom opterećenju. Uslijed malog bočnog opterećenja, sustav se ponaša elastično. No kako se opterećenje povećava, raste i vrijednost koeficijenta  $CR$ , i on doseže svoju maksimalnu vrijednosti od 27%. Ova točka predstavlja točku popuštanja greda, te sada zidovi počinju zasebno sudjelovati u preuzimanju bočnih opterećenja. Vrijednost koeficijenta sprežanja doseže minimalnu vrijednost kada zidovi popuste u podnožju zgrade (točka popuštanja čitavog konstrukcijskog sustava). Nakon toga, vrijednost koeficijenta  $CR$  opet lagano raste jer su grede očvrstnule prije zidova. Slika 5-18 a prikazuje promjene u udjelima preuzimanja ukupnog momenta savijanja momentima u pojedinim zidovima i momentom sprežanja ovisno o bočnom pomaku zgrade.



(a) Odnos momenta savijanja i bočnog pomaka za pojedine konstrukcijske elemente

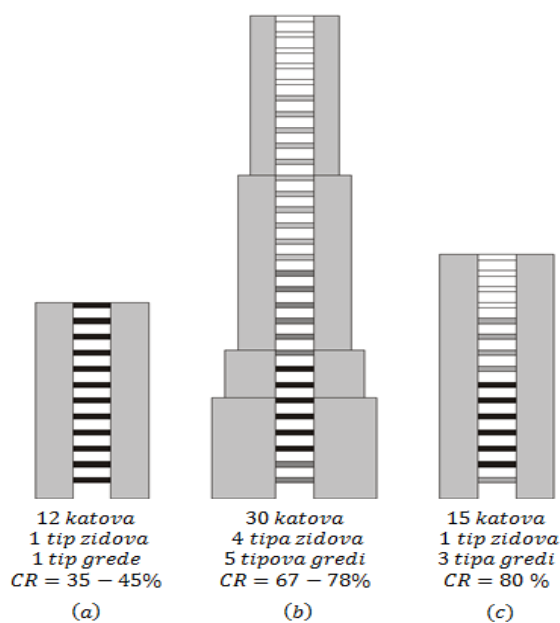


(b) Odnos koeficijenta sprežanja  $CR$  i bočnog pomaka

Slika 5-18 – Promjena momenata i koeficijenta sprežanja uslijed bočnog pomaka zgrade

Izbor prikladnog koeficijenta sprezanja CR uvelike ovisi o procjeni i iskustvu inženjera. Male su konstrukcijske koristi od korištenja malog koeficijenta CR, jer će se momenti savijanja i bočni pomaci zidova jako razlikovati u odnosu na bolje povezane zidove. Primjer za to su stropne ploče koje ne sudjeluju u preuzimanju bočnih djelovanja, premda se moraju projektirati s dovoljnom duktilnošću kako bi se zadovoljili uvjeti kompatibilnosti sa zidovima. S druge strane, visoka vrijednost CR-a rezultira neizmjereno visokim zahtjevima vezanim uz duktilnost spojne grede. Tada se smanjuju momenti savijanja u zidovima, tako da se mogu koristiti njihovi manji poprečni presjeci. Visoki CR rezultira većim uzdužnim silama u zidovima koje onda smanjuju duktilnost zidova. Ovi utjecaji iniciraju da visoka vrijednost CR-a može dovesti do za praksu neprimjerene nedovoljno duktilne konstrukcije.

Na Slici 5-19 prikazani su primjeri različitih zgrada sa drugačijim koeficijentima sprezanja. U primjeru (a) je prikazana 12 katna zgrada sa jednakim gredama, jednoliko raspoređenim preko ukupne visine zgrade. Preporuka za ovu zgradu je da se vrijednost CR-a kreće od 35-45%. Ako se radi o nešto višoj zgradi onda se preporuča korištenje više različitih tipova spojnih greda. Za 30-katnu zgradu (b), upotrijebljeno je pet različitih grupa greda s različitim stupnjem sprezanja. Ovom kombinacijom, postiže se ukupni koeficijent sprezanja CR koji se kreće u granicama od 67-78%. Za 15 katnu zgradu (c), korištene su tri grupe greda. One u podnožju zgrade imale su najveći CR, dok one pri vrhu najmanji CR. To je rezultiralo ukupnim koeficijentom sprezanja koji iznosi 80%. Može se zaključiti da su male konstrukcijske prednosti kod uporabe CR-a manjeg od 30%. Također gornja granica ne bi smjela prelaziti vrijednost od 60-80%, ovisno o broju katova.



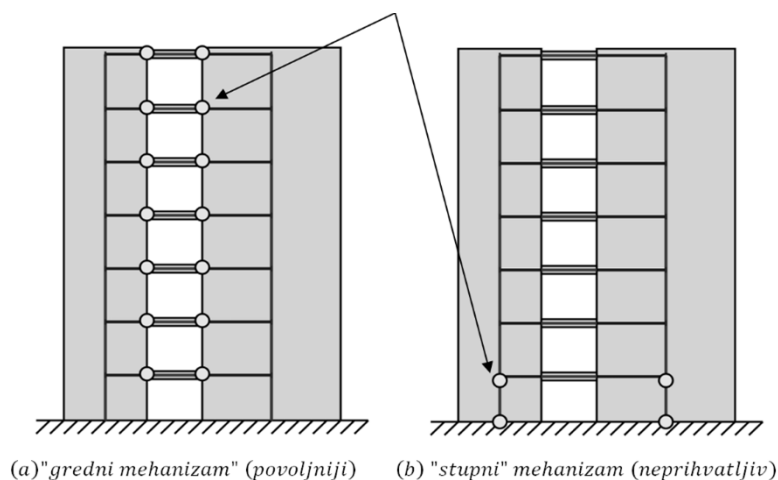
Slika 5-19 – Prikaz rezultirajućeg koeficijenta sprezanja CR-a za različite sustave povezanih zidova

## 5.4.2 Spojne grede

Spojne grede definiraju se kao horizontalne veze između dvaju ili više vertikalnih posmičnih zidova, razdvojenih sa pravilnim rasporedom otvora po visini, koji su predviđeni za prozore, vrata ili hodnike. Mogu biti visoke i niske, a češće se koriste visoke grede. Većina propisa i preporuka definira visoku gredu sa odnosom svijetlog raspona / visine manjim ili jednakim 1,25-2 za prostu gredu (jedan red otvora) ili 2,5 za kontinuiranu gredu (više redova otvora).

Prilikom seizmičkog djelovanja grede moraju pokazati dobra duktilna svojstva (sposobnost nelinearnog odgovora konstrukcije), kako bi popustile prije zidova, što je vrlo bitno jer se tada veći dio seizmičke energije disipira plastičnim deformiranjem konstrukcije. Uslijed seizmičkog djelovanja će tako doći do istodobnog stvaranja plastičnih zglobova na krajevima spojnih greda po cijeloj visini zgrade, tj. dolazi do pojave "grednog" mehanizma otkazivanja. Takav način otkazivanja je mnogo povoljniji u odnosu na "stupni" mehanizam sloma, gdje se plastični zglobovi prvo formiraju u vertikalnim elementima zidova jedne etaže ("meka" etaža), uglavnom u podnožju zgrade.

Kod grednog mehanizma sloma unesena seizmička energija jednoliko je raspoređena po visini zgrade, za razliku od drugog slučaja gdje se energija koncentrira u podnožju zgrade, uzrokujući tako iznenadni kolaps zgrade. Iz ovog možemo zaključiti da se vertikalni zidovi konstrukcijskog sustava povezanih zidova moraju dimenzionirati kao krući elementi, dok se horizontalne spojne grede dimenzioniraju kao duktilni elementi. Prilikom sprezanja zidova treba imati na umu da se kapacitet duktilnosti povećava sa povećanjem koeficijenta sprezanja. Spojne grede se, dakle, trebaju projektirati tako da se izbjegne prejako sprezanje zidova, koje uzrokuje da se sustav ponaša kao jedinstvena konzola, s jako malim okvirnim ponašanjem. Također treba se izbjeći preslabo sprezanje zidova, jer ono uzrokuje da se zidovi ponašaju kao zasebne cjeline.



Slika 5-20 – Gredni i stupni mehanizam otkazivanja povezanih zidova

### 5.4.2.1 Načini otkazivanja spojnih greda

Spojne grede su izložene fleksijskim, posmičnim, i kombinaciji ove dvije vrste deformacije i moraju biti dovoljno krute, čvrste i duktilne kako bi se ostvarilo željeno ponašanje. Lokalno otkazivanje greda može dovesti do mnogo ozbiljnijeg, globalnog otkazivanja konstrukcije.

Razlikuju se tri osnovna načina otkazivanja grede:

1. Fleksijski (savijajući) način sloma

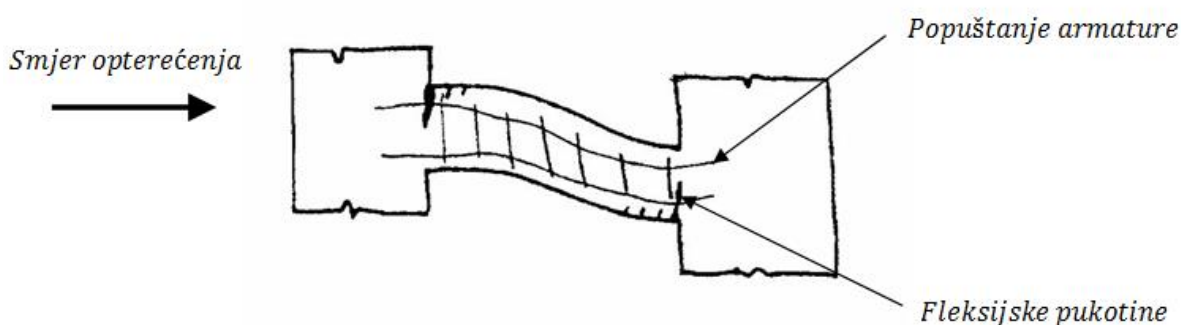
Kod fleksijskog načina sloma grede se deformiraju po dvostrukoj zakrivljenosti savijanja. Do otkazivanja dolazi prilikom drobljenja betona u tlačnim područjima, i popuštanja armaturnog čelika. Ovaj način sloma je karakterističan za niske grede sa malim fleksijskim kapacitetom.

2. Posmični način sloma

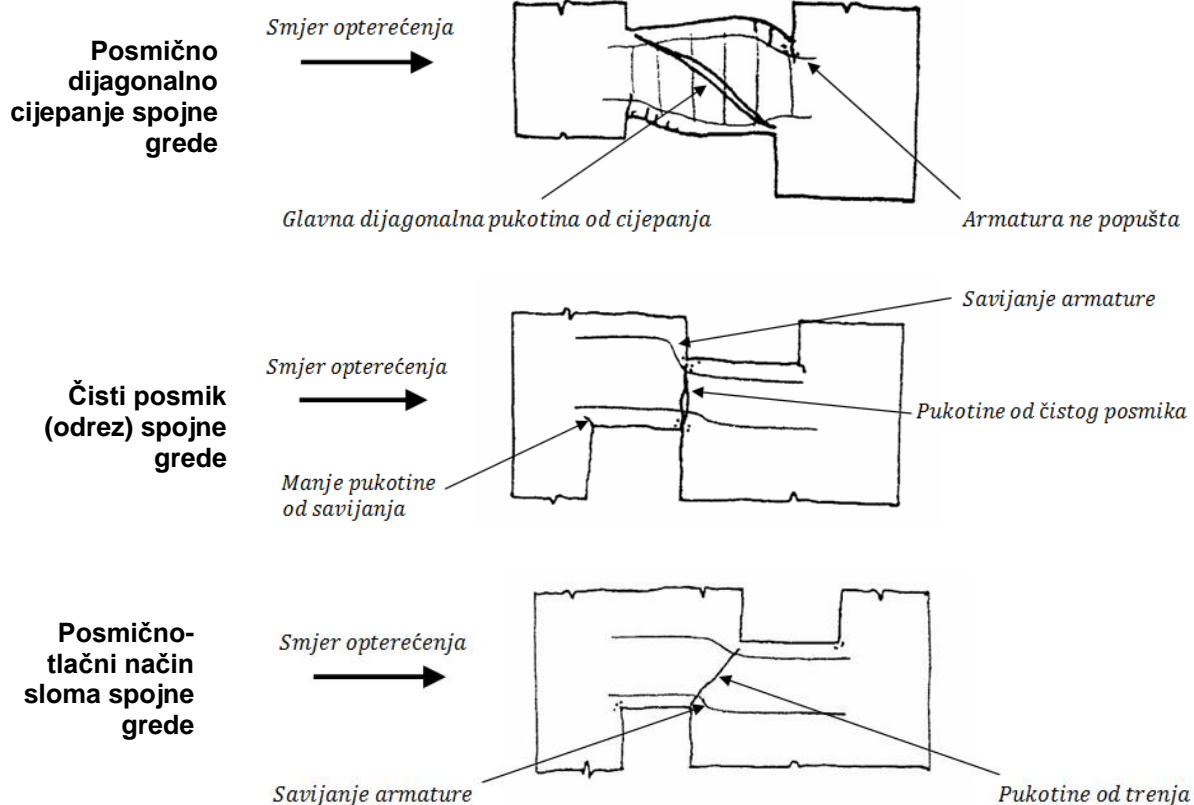
Čiste posmične deformacije će se pojaviti kada su donja i gornja zona uzdužne armature u vlaku. Karakteriziran je formiranjem dijagonalnih pukotina koje povezuju nasuprotne krajeve grede, ili čistim odrezom (posmikom).

3. Kombinirani fleksijsko-posmični način sloma

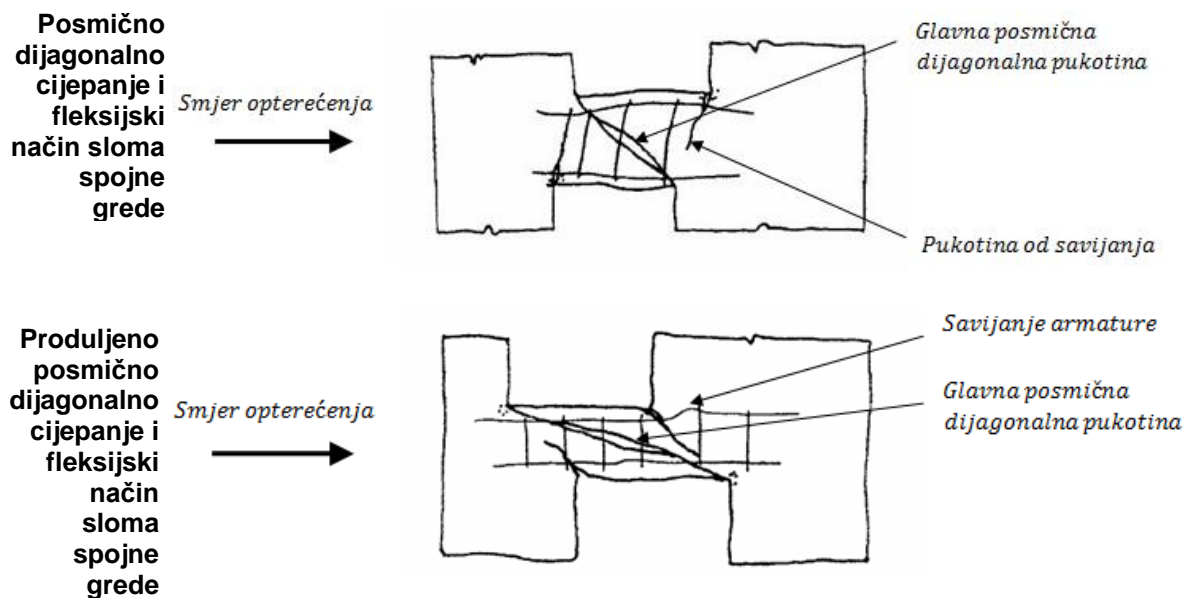
Karakteristika ovog načina sloma je formiranje pukotina od savijanja na upetim krajevima grede, i posmičnih dijagonalnih pukotina na predjelu hrpta grede. Na krajevima dijagonalnih pukotina dolazi do drobljenja betona, i ta mjesta predstavljaju mjesta stvaranja plastičnih zglobova. Na tim mjestima dolazi do velikih deformacija uslijed rotacije grede, što na kraju uzrokuje otkazivanje grede.



Slika 5-21 – Fleksijski način sloma spojne grede [5]



Slika 5-22 – Posmični načini sloma spojne grede [5]



Slika 5-23 – Kombinirani načini sloma spojne grede [5]



### 5.4.2.2 Armiranobetonske spojne grede

Armiranobetonske spojne grede se mogu projektirati tako da imaju konvencionalnu uzdužnu armaturu, ili u novije vrijeme, dijagonalnu armaturu. Za odnos raspona i visine grede ( $l/h$ ) manji od 2, grede izvedene sa dijagonalnom armaturom pokazuju bolja duktilna svojstva i disipaciju seizmičke energije u odnosu na konvencionalne grede s uzdužnom armaturom. Za veći odnos  $l/h$  od 2 do 5, dijagonalna armatura nije više toliko učinkovita zbog blažeg kuta pružanja šipki armature.

Učinkovita spojna greda uglavnom ima odnos  $l/h$  manji od 3. Što je odnos  $l/h$  manji, djelovanje sidrenja grede značajno će doprinijeti posmičnoj čvrstoći u odnosu na fleksijsku čvrstoću. Kod konvencionalnih greda s uzdužnom armaturom, armatura u gornjoj i donjoj zoni je pod istodobnim djelovanjem vlačne sile, kao rezultat dijagonalnog pucanja. Preporučljivo je da se povećana duktilnost zbog tlačnih šipki ne uzima u obzir prilikom projektiranja grede.

Spojne grede za koje vrijedi  $v > 0,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$  ( $v$  - nominalno posmično naprezanje,  $f_{ck}$  - karakteristična čvrstoća betona) zahtijevaju projektiranje na posmičnu silu. Bolja posmična veza može se ostvariti tako da se krajevi šipki armature saviju kako bi se ostvarila bolja interakcija između zida i grede. Na taj način područje plastifikacije se proširuje i na okolni zid, po unutrašnjoj strani zida. Međutim, ovakav detalj prouzrokuje poteškoće pri izvedbi i dodatne troškove.

Druga alternativa je dijagonalno armirana greda. Ovako postavljena armatura je možda i jedino pravo rješenje za preuzimanje potencijalnog uzdužnog posmika. Također pokazuje i dobre histerezne karakteristike za odnos  $l/h$  manji od 3.

Prilikom jakog seizmičkog djelovanja, odgovor spojnih greda je veći u odnosu na zidove. One prelaze u neelastično područje ponašanja, te dolazi do velikih rotacija krajeva grede. Stoga je neophodno osigurati odgovarajuće sidrenje kako bi se smanjile te velike rotacije krajeva grede. Što je duljina sidrenja veća, to je mogućnost izvijanja tlačnih šipki na granici zida i grede (gdje su najveće pukotine) manja. No, dijagonalna armatura je vrlo komplicirana za izvedbu zbog gustog rasporeda armature u sredini raspona grede i na spoju sa zidovima.

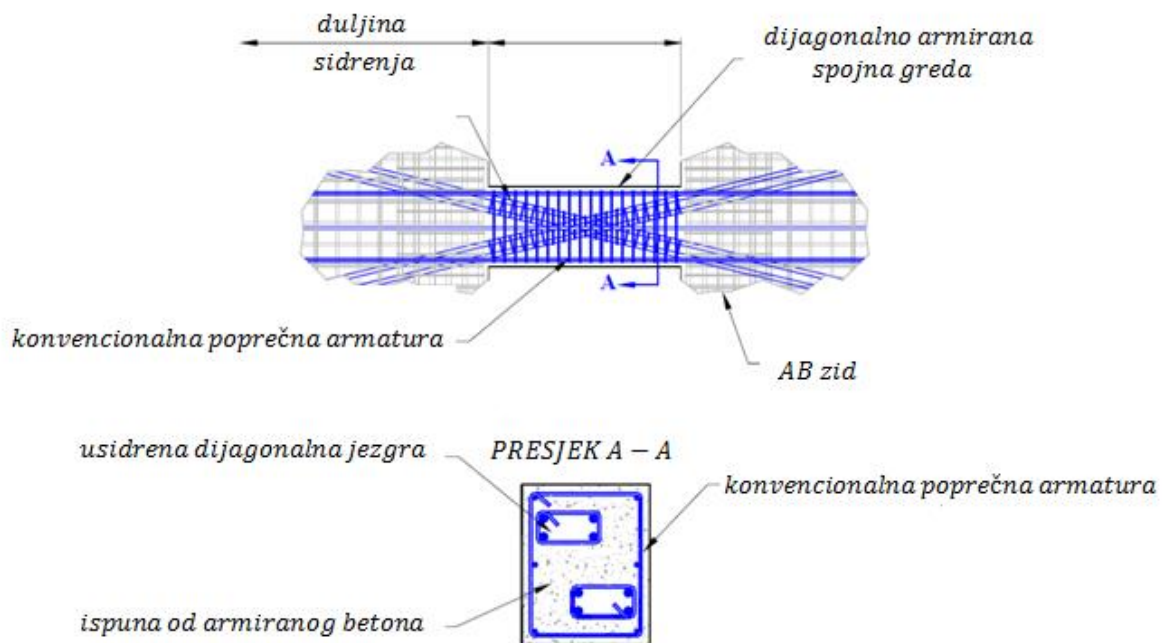
Elastična analiza dostatna je za utvrđivanje približne raspodjele unutarnjih sila u zidovima i gredama, i time teoretskog stupnja sprežavanja konstrukcijskog sustava povezanih zidova. No, zbog stvarne raspodjele sila koja varira u vlačnom i tlačnom zidu, i time u spojnim gredama, te neelastičnog ponašanja na spoju grede i zida, dolazi do smanjenja tog teoretskog koeficijenta sprežavanja. Taj utjecaj se može uzeti u obzir smanjenjem karakteristika poprečnog presjeka, uzimajući tako u obzir pukotine i gubitak krutosti uslijed cikličkog opterećenja.

Kod fleksijskog načina sloma, spojne grede sa horizontalnom armaturom, standardno se projektiraju i dimenzioniraju kao i klasične grede kada vrijedi:

$$V_{Ed} \leq 0,33 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d; \quad L/h \geq 4,0$$

gdje su  $V_{Ed}$  – projektirana vrijednost poprečne sile,  $b_w$  – širina grede,  $d$  – statička visina grede,  $L$  – svjetli raspon grede,  $h$  – ukupna visina grede.

U protivnom, vrijedi posmični načina sloma, i obavezno se koriste spojne grede sa dijagonalnom armaturom. Iako je poželjno da svaka dijagonalna grupa ukrštenih armatura ima jednaku količinu i promjer šipki kao i nasuprotna dijagonalna grupa, to je uglavnom neizvedivo.



Dijagonalno armirana spojna greda

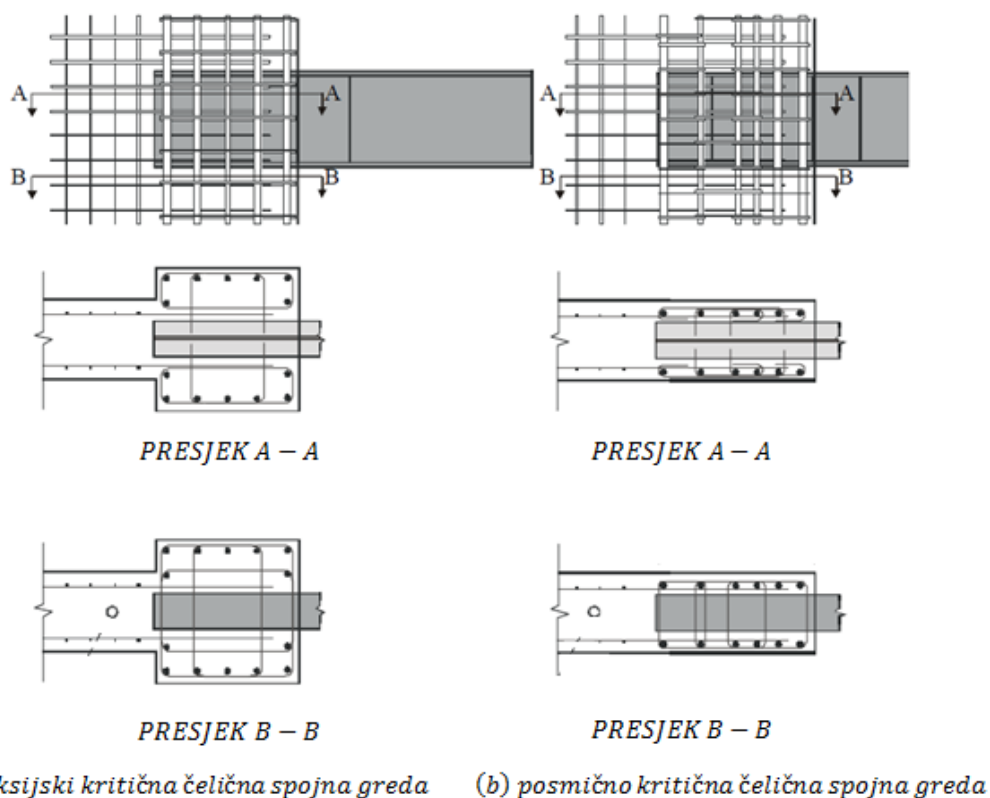


Slika 5-24 – Detalj armiranja dijagonalnom armaturom

### 5.4.2.3 Čelične spojne grede

Prednosti čeličnih spojnih greda dolaze do izražaja u slučajevima kada je visina grede ograničena, ili gdje dovoljan kapacitet i krutost ne mogu biti ekonomski ostvareni armiranobetonskom gredom. Ovisno o duljini grede, čelične spojne grede mogu biti projektirane tako da unesenu seizmičku energiju disipiraju ili savijanjem, ili posmičkom. Međutim za većinu spojnih greda, najpovoljnije je gredu projektirati kao posmično kritičnu (*"shear critical"*), jer takvi elementi imaju poželjniji oblik disipacije seizmičke energije. Takav izbor nije moguć kod armiranobetonskih greda.

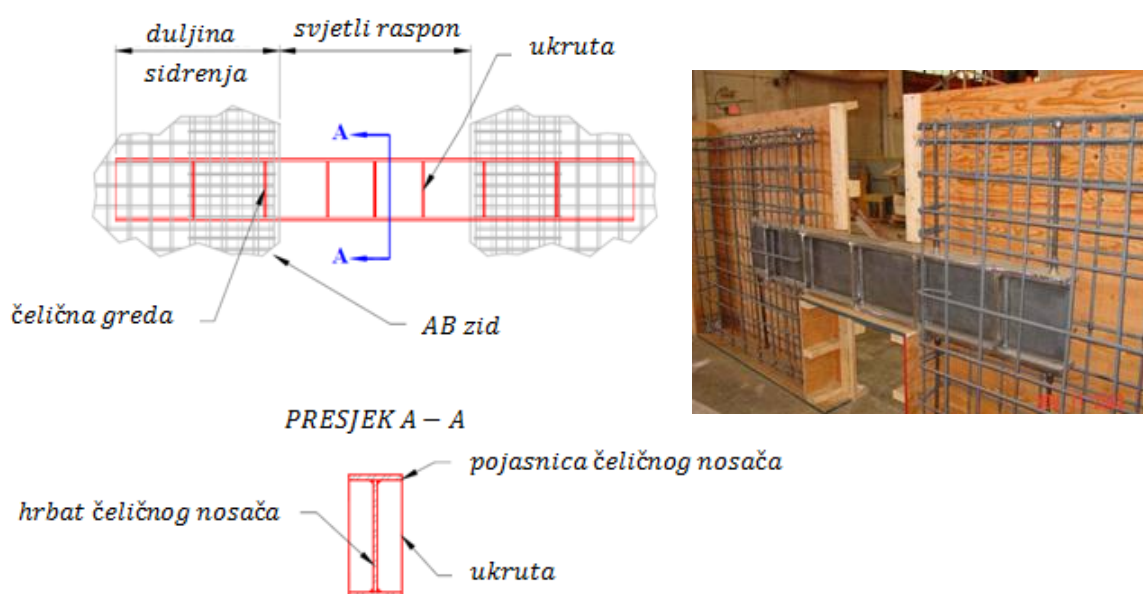
Spoj između spojne grede i zida ovisi o tome je li granično područje spoja klasično armirano ili sadrži ugrađene konstrukcijske čelične stupove. U drugom slučaju, veza je ostvarena direktnim spojem između čelične grede i stupa. Tada se može upotrijebiti standardni postupak projektiranja za čelične konstrukcije. Tako spregnuti konstrukcijski sustav neće zahtijevati korištenje veće količine armature u graničnom području spoja. Međutim, moraju se provesti odgovarajuće mjere kako bi se spriječila otkazivanja slična onima kao kod čeličnih okvira otpornih na savijanje uslijed djelovanja potresa. Ako je granično područje spoja armirano uzdužnom i poprečnom armaturom, tada je gredu potrebno usidriti u zidove i povezati sa graničnim područjem. Fleksijski kritična spojna greda zahtijeva više armaturnog čelika u području spoja, jer je veći dio momenta prevrtanja preuzet djelovanjem zidova.



Slika 5-25 – Sidrenje fleksijski i posmično kritične čelične spojne grede

Za dodatno ojačanje spoja, ugrađeni čelični elementi mogu biti izvedeni sa vertikalnom armaturom zavarenom za pojasnice čeličnog nosača spojne grede, ili sa posmičnim moždanicima, kako bi se postigla bolja otpornost na horizontalna djelovanja. Vertikalne šipke su sa pojasnicom povezane mehaničkim moždanicima koji su zavareni za pojasnice čeličnog nosača. Te šipke moraju biti dovoljno dugačke i dovoljnog promjera, kako bi se osigurala dovoljna krutost grede. Preporuča se korištenje 8 šipki promjera  $\text{Ø}25$  kako bi se postigla željena interakcija između zida i grede. Također se preporuča da je dvije trećine te vertikalne armature jednoliko raspodijeljeno na udaljenosti od jedne polovice duljine sidrenja čeličnog nosača spojne grede do unutrašnje strane zida. Ta armatura mora biti u području rubnog elementa, koji ne prelazi širinu od 2,5 širine pojasnice čeličnog nosača. Zadovoljenjem ovih uvjeta zadovoljiti će se i uvjeti vezani uz ograničenje širine pukotina.

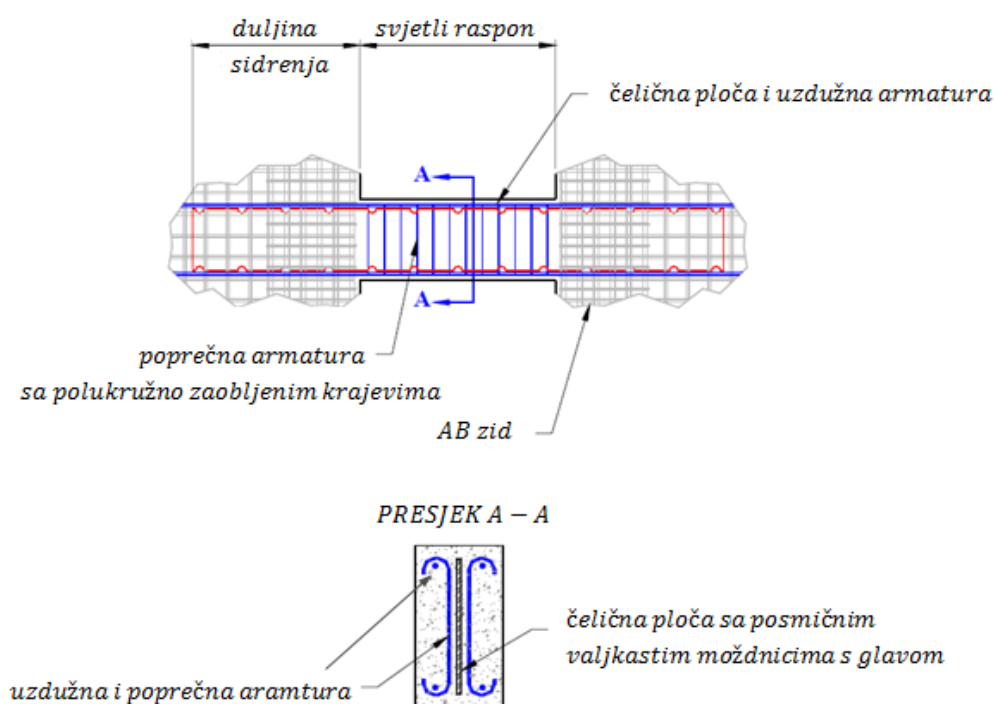
Za čelične spojne grede koriste se standardne metode za proračun krutosti. Pri projektiranju čeličnih spojnih greda treba pretpostaviti da grede nisu upete odmah u točki dodira vertikale zida. Dodatnu fleksibilnost zbog odmaknute točke sidrenja (veća duljina grede) obavezno treba uzeti pri proračunu, kako bi se osiguralo da su sile u zidovima i bočni pomaci izračunate s dovoljnom točnošću. Može se uzeti da je „efektivna“ točka upetosti čelične ili spregnute čelično-betonske spojne grede smještena od unutrašnjeg lica zida na udaljenosti od jedne trećine usidrene duljine grede. Tako se dobiva izraz za efektivnu duljinu spojne grede  $L_{\text{eff}} = L + 0,6L_e$ , gdje je  $L$  svjetli raspon grede, a  $L_e$  duljina sidrenja jednog kraja čeličnog nosača. Gornji izraz se primjenjuje kod metode zamjenskog okvira.



Slika 5-26 – Detalj sidrenja čeličnog nosača spojne grede

#### 5.4.2.4 Spregnute spojne grede

Spregnute čelično-betonske spojne sastoje se od čelične grede koja je uobičajeno u potpunosti obložena betonom. Na taj se način iskorištavaju prednosti i betona koji preuzima tlačna naprezanja, i čelika koji preuzima vlačna naprezanja. Obložni sloj betona se obavezno uzima u obzir pri proračunu krutosti i duljine sidrenja. No najvažnija svrha obložnog betona jest da sprečava bočno torzijsko izvijanje čeličnog nosača. Nominalna debljina zaštitnog betona oko čeličnog nosača osigurava dovoljnu otpornost na izvijanje pojasnice i hrpta čeličnog nosača, i zbog toga se čelični nosači izvode bez ukruta.



Slika 5-27 – Spregnuta spojna greda sa čeličnom pločom u sredini

#### 5.4.3 Metode proračuna povezanih posmičnih zidova

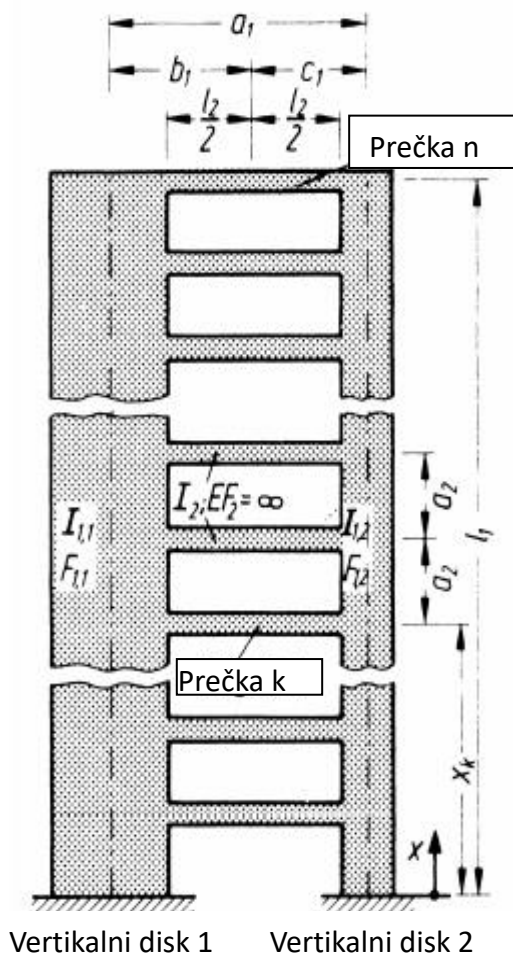
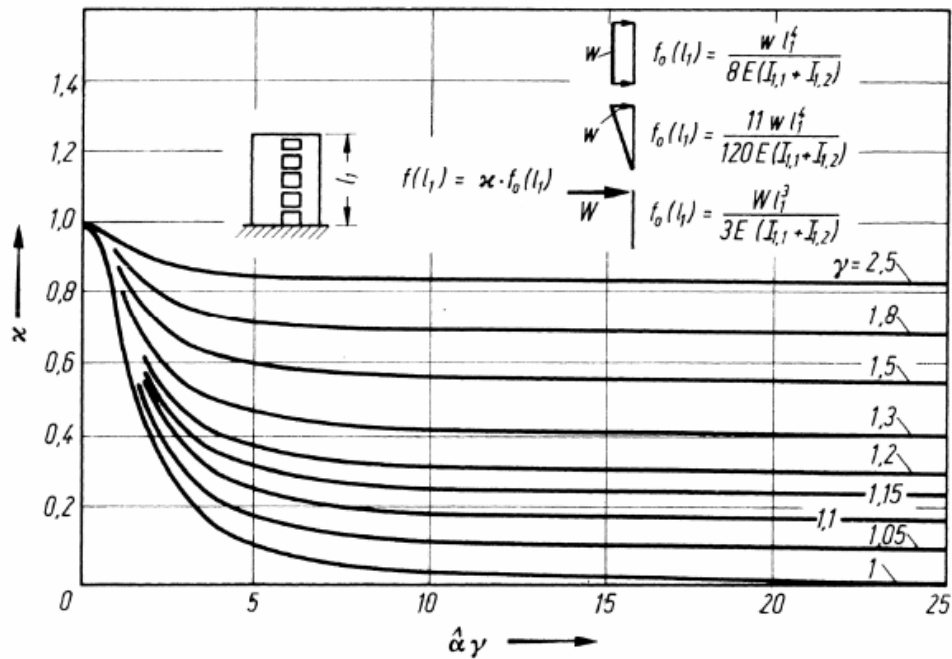
Proračun konstrukcijskog sustava povezanih zidova moguć je uvođenjem zamjenske krutosti:

$$I_{eff} = \frac{I_{1,1} + I_{1,2}}{\kappa}$$

Faktor  $\kappa$  je odnos pomaka stvarnog zida sa otvorom (povezani zidovi) i nespregnutog zida čija je krutost zbroj krutosti dvaju odvojenih zidova ( $I_{1,1} + I_{1,2}$ ) [4].

Vrijednost ovog faktora moguće je dobiti prema Slici 5-28.





$$\Delta = \frac{c_1 \cdot I_{1,1} - b_1 \cdot I_{1,2}}{I_{1,1} + I_{1,2} + 12 \cdot \frac{l_2}{a_2} \cdot \frac{I_{1,1} \cdot I_{1,2}}{I_2}}$$

$$\bar{b}_1 = b_1 + \Delta \quad \bar{c}_1 = c_1 - \Delta$$

$$\eta = 12 \cdot \left( \frac{\Delta}{l_2} \right)^2 + \frac{a_2}{l_2^3} \cdot \left( \bar{b}_1^2 \cdot \frac{I_2}{I_{1,1}} + \bar{c}_1^2 \cdot \frac{I_2}{I_{1,2}} \right)$$

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{12 \cdot a_1^2 \cdot l_1^2}{a_2 \cdot l_2^3 \cdot (1 + \eta)} \cdot \frac{I_2}{I_{1,1} + I_{1,2}}$$

$$\gamma^2 = 1 + \frac{I_{1,1} + I_{1,2}}{a_1^2} \cdot \left( \frac{1}{F_{1,1}} + \frac{1}{F_{1,2}} \right)$$

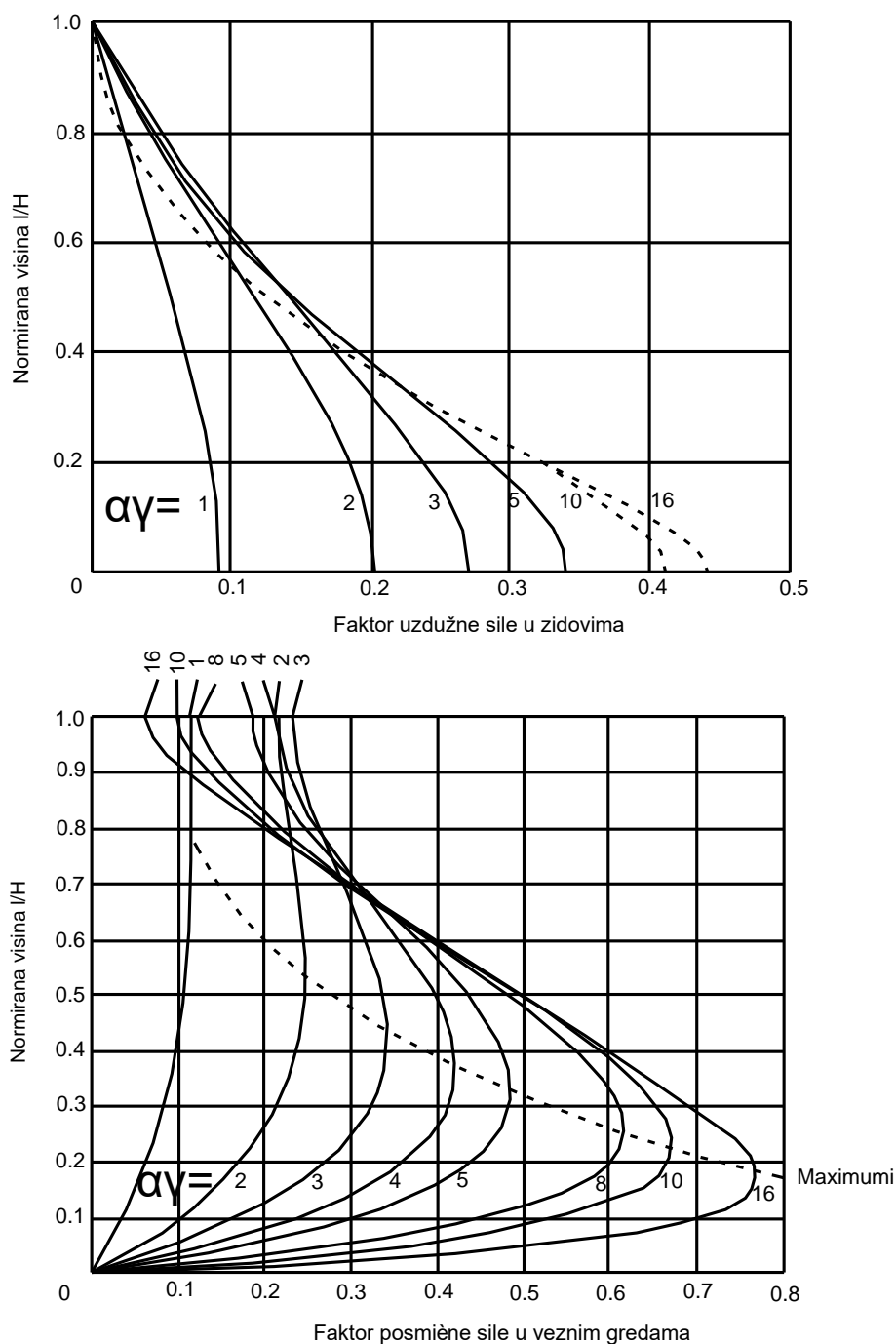
$$I_{eff} = \frac{I_{1,1} + I_{1,2}}{\kappa}$$

 Slika 5-28 – Vrijednost faktora  $\kappa$  za zamjenski zid [3], [6]



Na Slici 5-29 se vidi promjena uzdužnih sila u zidovima i posmične sile u veznim gredama za različite vrijednosti faktora  $\alpha\gamma$ .

Sprezanje između dvaju zidova je veće ako su spojne grede kruće (veći faktor  $\alpha\gamma$ ) pa je zato vidljivo da sa porastom ovog faktora rastu uzdužne sile u zidovima i posmik u gredama (uzdužna sila u zidu je posljedica posmika u gredi). Sa povećanjem  $\alpha\gamma$  najveći posmik u gredi se pomiče na donje grede.



Slika 5-29 – Utjecaj faktora  $\alpha\gamma$  (krutost grede) na uzdužne sile u zidovima i poprečne sile u gredama [1]

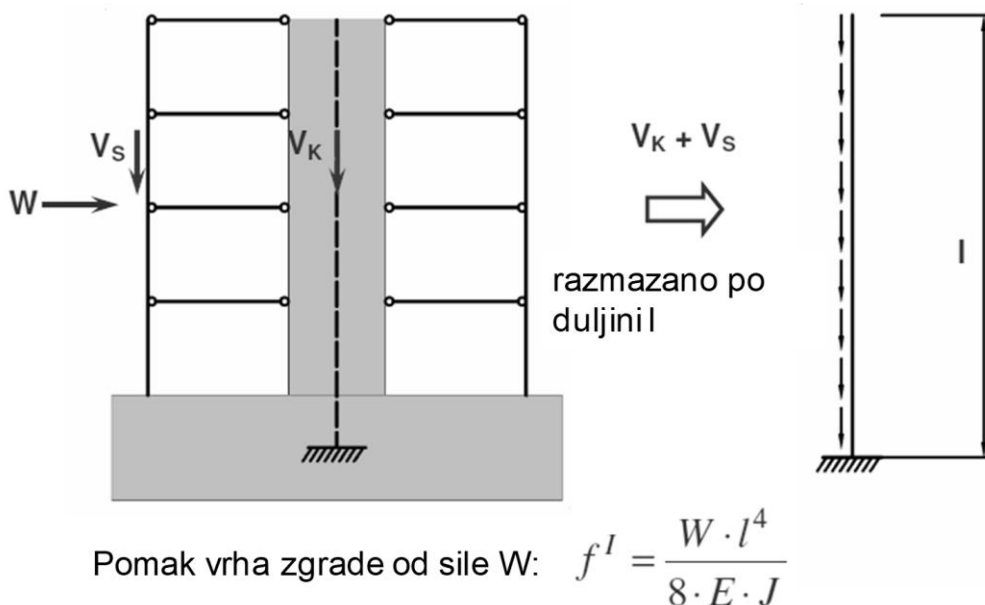
## 5.5 Provjera po teoriji 2. reda

Obzirom na nesigurnosti numeričkog modela slijedi da primjena teorije II reda nije potrebna ako vrijedi:

$$\frac{M''}{M'} \leq 1,1$$

To znači da ako moment savijanja uslijed deformacije prema teoriji II reda raste za manje od 10%, proračun prema teoriji I reda može izostati. Dalje vrijedi:

$$M'_u = 1,75 \cdot \frac{W \cdot l^2}{2} \Rightarrow M''_u = 1,75 \cdot \frac{W \cdot l^2}{2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1,75 \cdot (v_K + v_S) \cdot l^3}{8EI}}$$



Slika 5-30 – Pomak zida od horizontalnog opterećenja [3], [4]

$v_s, v_k$  – kontinuirano vertikalno opterećenje u stupovima i zidu.

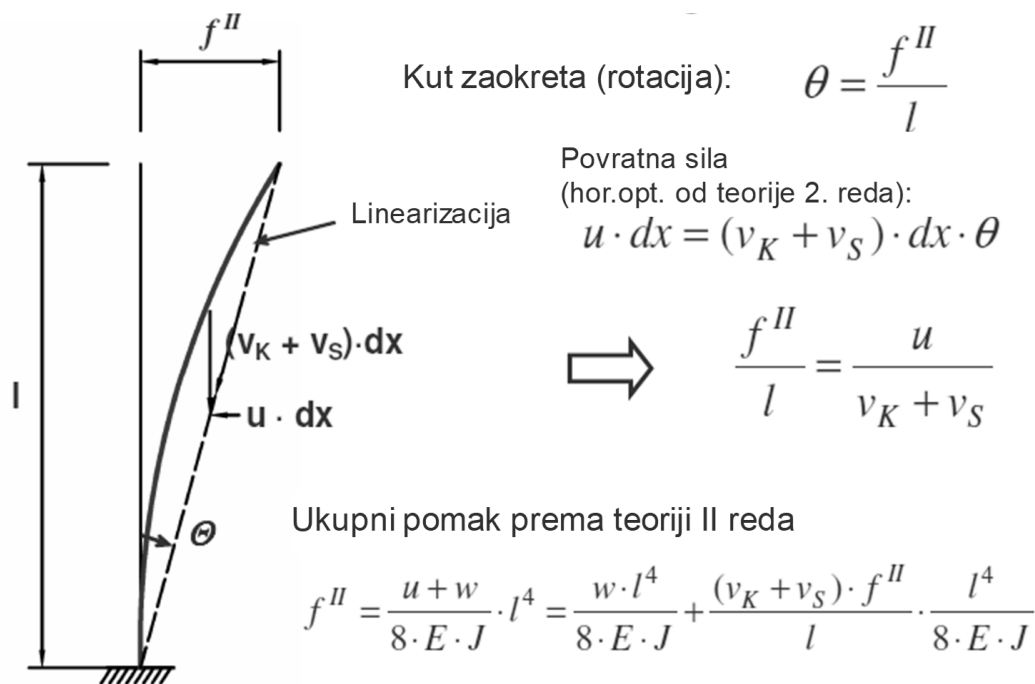
Smanjenje krutosti uslijed raspucavanja [3]:

$$(EI)'' = 0,7 \cdot (EI)'$$

$$\Rightarrow \frac{M''_u}{M'_u} = \frac{1}{1 - \frac{1,75 \cdot (v_K + v_S) \cdot l^3}{8EI \cdot 0,7}} \leq 1,1 \Rightarrow \frac{1,1 \cdot 1,75 \cdot (v_K + v_S) \cdot l^3}{5,6 \cdot EI} \leq 0,1$$

Provjera potrebe proračuna po teoriji 2. reda slijedi kada nije zadovoljen izraz:

$$\alpha = l \cdot \sqrt{\frac{(v_K + v_S) \cdot l}{EI}} \leq \sqrt{\frac{0,56}{1,1 \cdot 1,75}} = 0,54 \approx 0,6$$



Slika 5-31 – Pomak prema teoriji II reda [3], [4]

Prema EN 1992-1-1 5.8.2 (6) [7] utjecaj teorije II reda smije se zanemariti, ako vrijedi:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

Gdje su:

$F_{V,Ed}$  ukupno vertikalno opterećenje (na pridružane elemente i ukružujuće elemente)

$n_s$  broj katova

$L$  ukupna visina zgrade iznad razine pridržanja momenta

$E_{cd}$  proračunska vrijednost modula elastičnosti betona

$I_c$  moment tromosti neraspucalog presjeka ukružujućeg elementa (ukružujućih elemenata)

$k_1 = 0,31$  preporučena vrijednost koeficijenta

Gornji izraz vrijedi samo ako su ispunjeni sljedeći uvjeti:

- torzijska nestabilnost nije mjerodavna, to znači da je zgrada relativno simetrična globalne posmične deformacije su zanemarive
- ukružujući elementi su kruto upeti u temelje, to znači da je zakretanje zanemarivo
- krutost ukružujućih elemenata je relativno nepromjenjiva po visini
- ukupno vertikalno opterećenje raste otprilike jednako na svakom katu
- $k_1$  se može zamijeniti sa  $k_2$  (preporučena vrijednost 0,62), ako se može dokazati da su ukružujući elementi neraspucali za granično stanje nosivosti

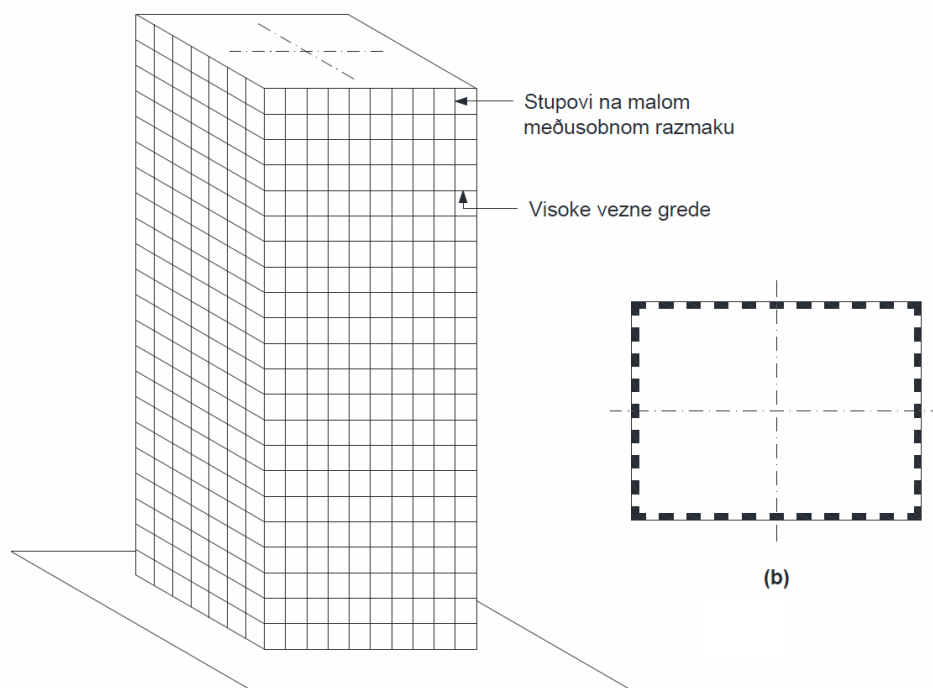
## 6 CIJEVNI SUSTAVI

### 6.1 Općenito

Šezdesetih godina 20. stoljeća inženjer Fazlur Khan, porijeklom iz Bangladeša, otkriva novi konstrukcijski sistem kao izvedenicu iz krutih okvira – cijevni sistem – i time počinje novo doba u gradnji nebodera. Prva zgrada ovog sustava je 43 katna DeWitt-Chestnut Apartment Building izvedena u Chicagu (SAD, Illinois), dovršena 1963. godine. Najveći broj građevina s preko 40 katova od tog vremena nadalje je cijevnog sustava, pa ovaj sustav postaje jedno od najvažnijih modernih dostignuća u projektiranju i gradnji visokih zgrada. Nosivi sustav ove građevine sastoji se od obodne okvirne cijevi koja preuzima horizontalna opterećenja (primarno od vjetra), unutarnjih stupova koji preuzimaju vertikalna opterećenja te od pune armiranobetonske međukatne ploče. Stupovi obodne cijevi postavljeni su na međusobnom osnom razmaku od približno 1,7 metara. Khan je dalje sudjelovao i u konstruiranju čelične cijevi sa spregovima (John Hancock center, Chicago, 1970.) i sustavu povezanih okvirnih cijevi (Sears ili Willis Tower, Chicago, 1974.).



*Slika 6-1 – DeWitt-Chestnut Apartment Building (lijevo) i John Hancock center (desno)*



Slika 6-2 – Shema konstrukcije cijevnog sustava [1]

Cijevni konstrukcijski sustav nastaje kada se stupovi i grede iz okvira rasporede samo po obodu zgrade i tvore vanjsku ovojnicu. Na ovaj način se drastično povećava moment tromosti čitave zgrade i povećava se njen Indeks krutosti na savijanje (BRI). Svi elementi cijevi djeluju zajedno kao dio jednog presjeka.

Prednosti cijevnog sustava su:

- ostvarive visine do 90 katova, u slučaju povezanih cijevi i do 130 katova
- omogućava razvoj efikasnijeg i jednostavnijeg postupka izvedbe u odnosu na okvir
- sustav je prikladan za izvedbu u armiranom betonu i čeliku
- ponavljanje tlocrta kroz katove omogućuje korištenje predgotovljenih elemenata i bolju prilagodbu skele i oplata za betoniranje na mjestu
- formira se čista i jasno izražena konstrukcija
- modularan, visoko iskoristivi unutarnji prostor slobodan od zidova i stupova – pogodno za poslovne prostore.

Nedostaci cijevnog sustava su:

- zamjetan utjecaj zaostajanja posmika kod preraspodjele sila u stupovima (utjecaj "shear laga" – poglavlje 6.2)
- mrežasto pročelje s istim, malim i uskim prozorima, i jednoličnim ponavljanjem katova
- u prizemlju je potrebno imati veće otvore za ulaze pa se izvode visoke transfer grede ili zakošeni stupovi gdje se reducira broj stupova prema prizemlju.

Iako je cijevni sustav najracionalniji za zgrade pravokutnog (kvadratnog) tlocrta, može se prilagoditi i drugim tlocrtnim oblicima, pa se danas grade i zgrade cijevnog sustava sa tlocrtima različitih geometrijskih oblika kao npr. trokut, krug i dr. Ako su stranice cijevi proporcionalnih dimenzija, svaka zatvorena forma je ostvariva. Problem nastaje ako se presjek mijenja po visini ili zgrada ima značajne istake koje su karakteristične za modernu arhitekturu, pa diskontinuitet panela cijevi izaziva značajne probleme. Kod značajno različitog odnosa između stranica cijevi (npr. za pravokutne tlocrte sa omjerom stranica većim od 1:2,5) potrebno je zgradu dodatno ukrotiti sa spregovima na kraćoj stranici cijevi.

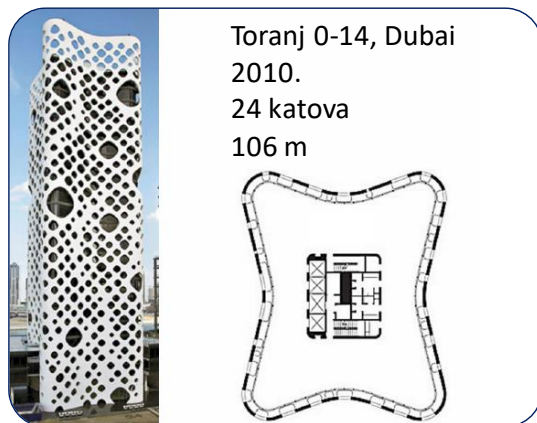
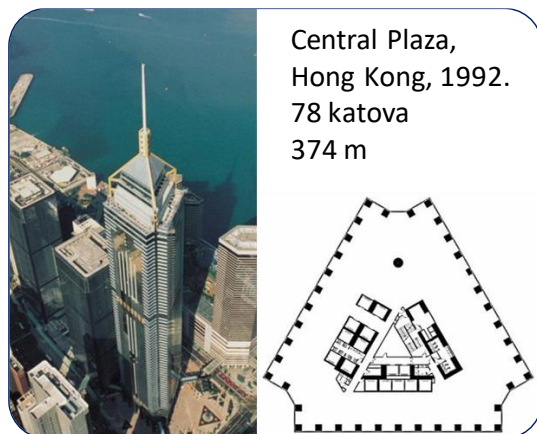
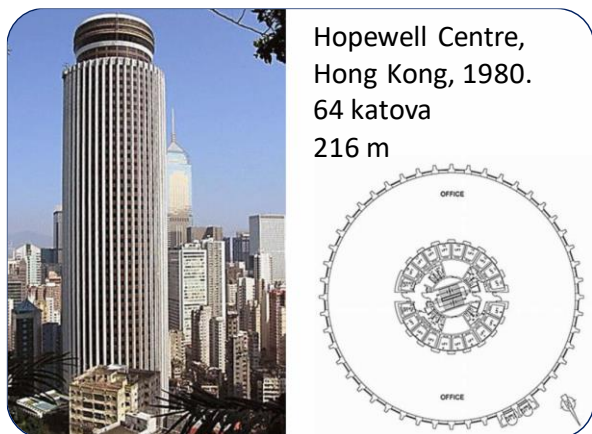
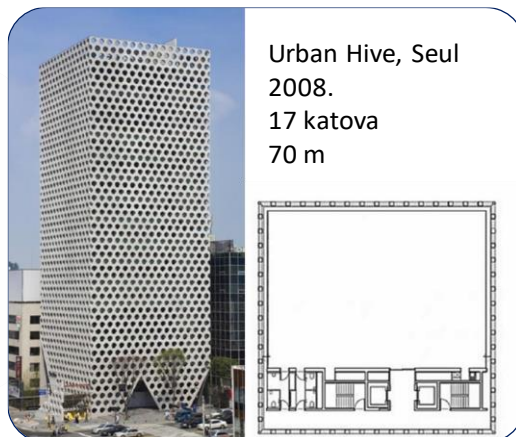
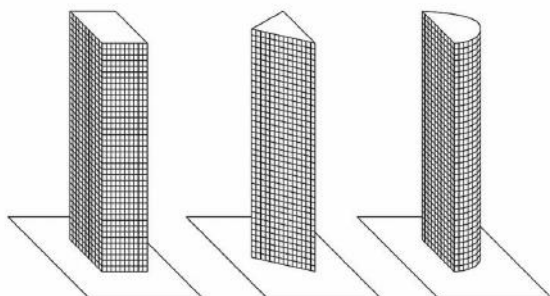
Pravokutne okvirne cijevne konstrukcije konstruirane su od četiri vrlo kruta okvira (panela), koji su kruto spojeni u kutovima i zajedno oblikuju cijev po obodu zgrade. Okviri su sastavljeni od stupova postavljenih na malom razmaku (tipično 1,5 do 5 m), međusobno povezanih krutim visokim prečkama. Moguće je postići učinak cijevi i sa većim razmakom stupova, ali tada se moraju koristiti vrlo krute grede i stupovi velikih dimenzija, ili se cijev mora dodatno ukrotiti dijagonalama. Dobar primjer za ovo je 28 katna zgrada od armiranog betona u New Orleansu sa stupovima širine 1,5 m postavljenim na međusobnom razmaku od 7,5 m, te povezanih gredama visine 1,5 m.

Kod izvedbe u čeliku čvorovi su uobičajeno u zavarenoj izvedbi, a već okrupnjeni dijelovi stupova i greda ugrađuju se kao prefabricirani elementi okvira spajanjem u sredini (polju) grede.

Promatrajući sustav kao konzolu, horizontalna opterećenja preuzimaju okviri u stranicama položenim u smjeru djelovanja opterećenja kao hrptovi, dok preostala dva okvira, okomita na smjer horizontalnog opterećenja, djeluju kao pojasnice te konzole. Obodna cijev preuzima 100% horizontalnog djelovanja i 75-90% vertikalnih djelovanja. Preostala vertikalna djelovanja preuzimaju unutarnji stupovi ili jezgra.

U proračunu cijevnog sustava pretpostavlja se da je krutost međukatne konstrukcije u ravnini velika pa se ploče ponašaju kao krute dijafragme. Stropne ploče tako održavaju oblik presjeka cijevi pri njenom savijanju i torziji. Međutim, stropna konstrukcija ne može osigurati vezu cijevnih okvira okomitih na djelovanje vjetra (pojasnica cijevi) i usporednih sa djelovanjem vjetra (hrptovi cijevi). Zato su okviri cijevi su izloženi djelovanjima u svojoj ravnini, dok su djelovanja izvan ravnine zanemariva. Kada je zgrada izložena horizontalnim opterećenjima, svrha stropne konstrukcije je uglavnom prenijeti horizontalne sile na različite vertikalne elemente (pogotovo kod sustava "cijev u cijevi"). Iz ovih razloga međukatna konstrukcija može biti ista na svim katovima.



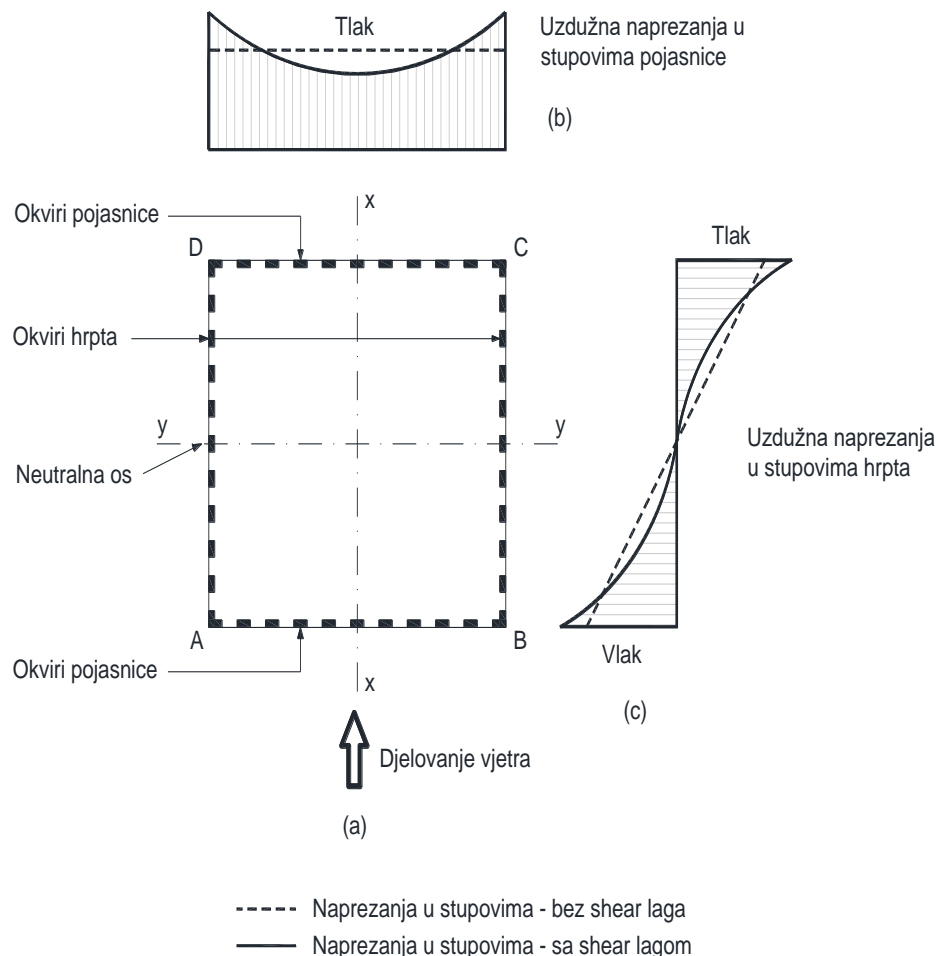


Slika 6-3 – Različiti tlocrtni oblici kod cijevnog sustava



## 6.2 Utjecaj zaostajanja posmika ("shear lag effect")

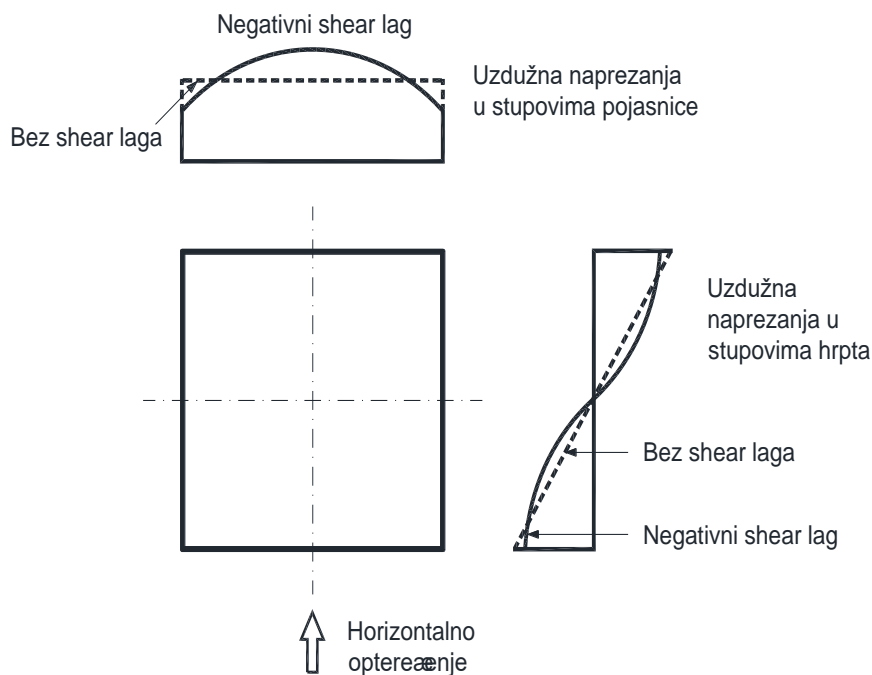
Shear lag efekt javlja se kod mnogih vitkih cijevnih elementa izloženih horizontalnim djelovanjima (npr. kod sandučastih nosača mostova). Javlja se također u konstrukcijskim elementima zgrada kao što su zidovi ili okviri cijevnih sustava. Prema Bernoullijevoj hipotezi, pri savijanju nosača ravni poprečni presjeci ostaju ravni i okomiti na savijenu os nosača. Ova pretpostavka može biti točna samo u slučaju ako je posmična krutost poprečnog presjeka šupljeg nosača beskonačno velika ili u slučaju da na nosač ne djeluje posmična sila. Ako posmična sila postoji, javlja se posmični tok duž pojasnica i hrptova, a tako i efekt shear laga. Za okvirnu cijev izloženu horizontalnom opterećenju normalni naprezanja u kutnim stupovima na dnu su najveći, a raspodjela je nelinearna i za okvir koji djeluje kao hrbat (paralelno smjeru opterećenja) i za okvir koji djeluje kao pojas (okomito na smjer opterećenja). Razlog za to je što naprezanja (uzdužna sila) u stupovima prema sredini okvira zaostaju za onima prema rubovima jer trpe od deformacija uzrokovanih posmikom u ravnini plohe okvira. Ovaj posmik deformira grede okvira koje se tada savijaju, a njihova deformacija uzrokuje da su u kutnim stupovima veće uzdužne sile nego u stupovima prema sredini presjeka.



Slika 6-4 – Utjecaju zaostajanja posmika na presjek zgrade cijevnog sustava (pozitivni shear lag)

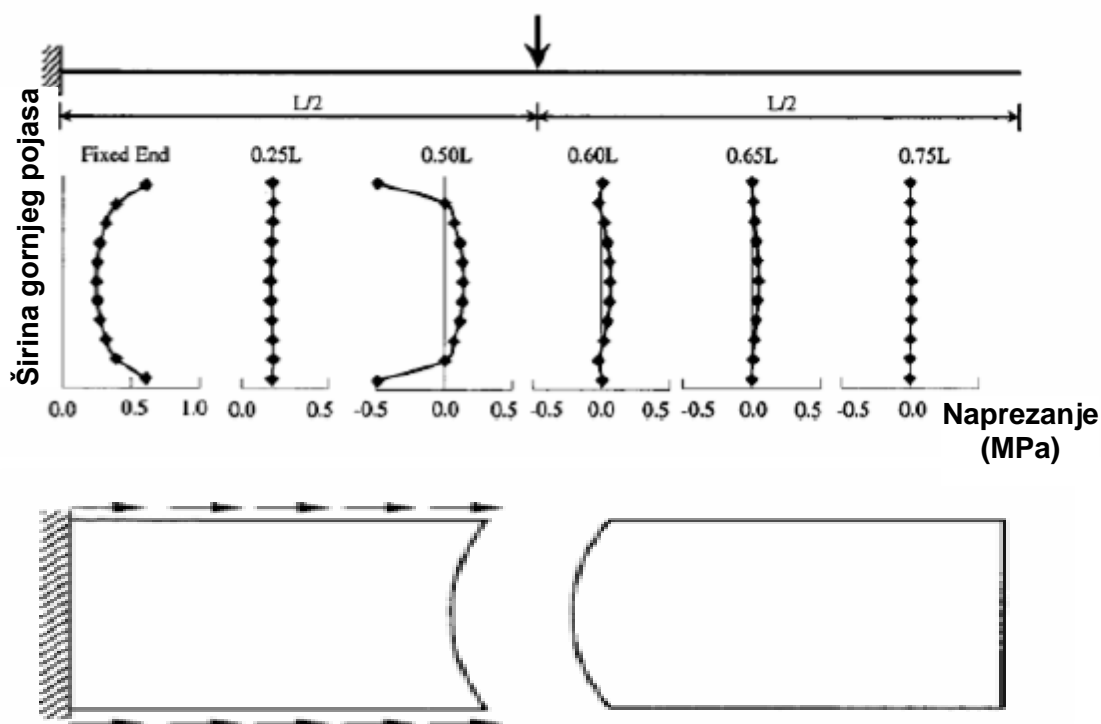
Prema Slici 6-4, promatra li se vertikalna konzolna cijev koja se savija zbog djelovanja horizontalnog opterećenja, stupovi na stranama usporednim na neutralnu os izloženi su vlačnim i tlačnim silama kao pojas presjeka. Okviri paralelni sa smjerom djelovanja horizontalnog opterećenja (okviri AD i BC) izloženi su savijanjima i posmiku u ravnini kao hrbat presjeka. Vezne grede opterećene posmičnom deformacijom od shear laga se savijaju kao i grede u bilo kojem okviru. Fleksibilnost i deformacija veznih greda uzrokuje shear lag koji povećava naprezanja u kutnim stupovima te smanjuje naprezanja u unutrašnjim stupovima panela pojasnica (AB i DC) i panela hrptova (AD i BC). Osnovna otpornost na horizontalna djelovanja ostvaruje se hrptovima koji se deformiraju tako da su stupovi A i B u vlaku, a stupovi D i C u tlaku. Osnovna interakcija između hrpta i pojasnice ostvaruje se preko vertikalnih pomaka kutnih stupova. Ovi pomaci uzrokuju vertikalni posmik u gredama pojasnica DC i AB koji one dalje prenose u stupove pojasa prema sredini presjeka kao uzdužnu silu. Zbog toga što se posmična deformacija greda akumulira prema sredini presjeka, svaka slijedeća uzdužna sila u stupu biti će manja – svaki slijedeći stup manje se uzdužno deformira pa ima manju uzdužnu silu. Na ovaj način, efekt zaostajanja posmika smanjuje učinkovitost sandučastog poprečnog presjeka.

Prethodno objašnjeno ponašanje je "pozitivni shear lag". Kod konzolnih statičkih sustava (a visoka zgrada je upravo takav sustav), pojavljuje se i efekt "negativnog shear laga". Kod negativnog shear laga veće uzdužne sile preuzimaju stupovi cijevi koji se nalaze u sredini.



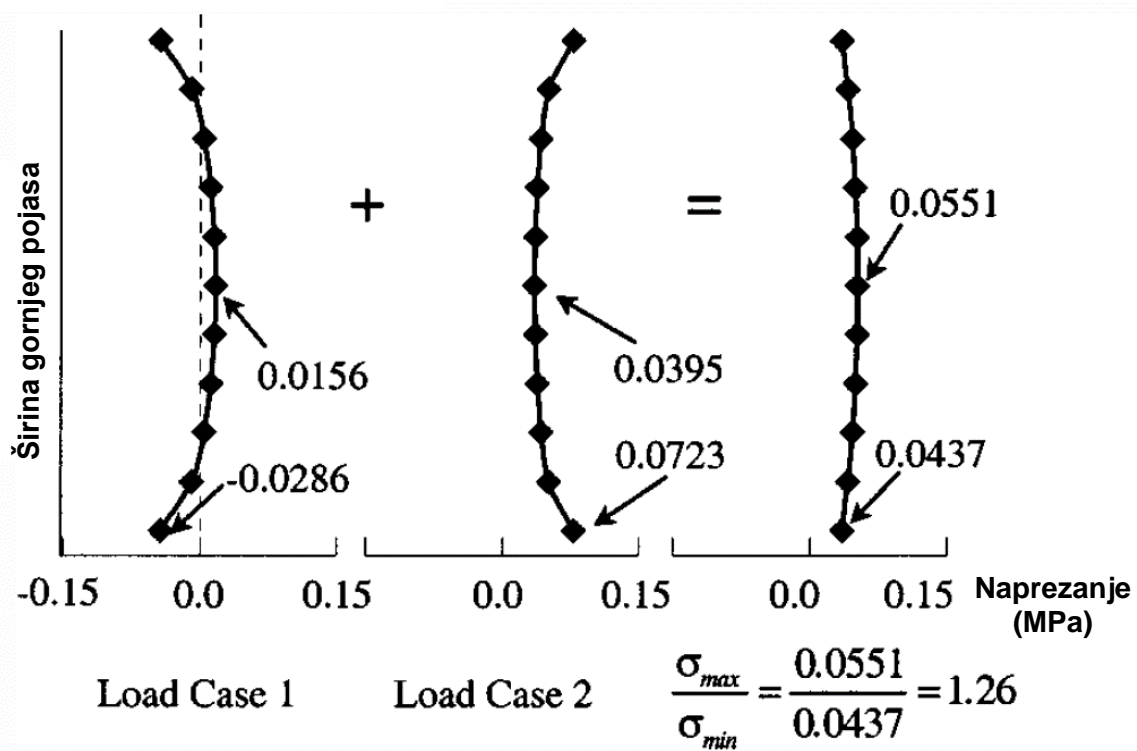
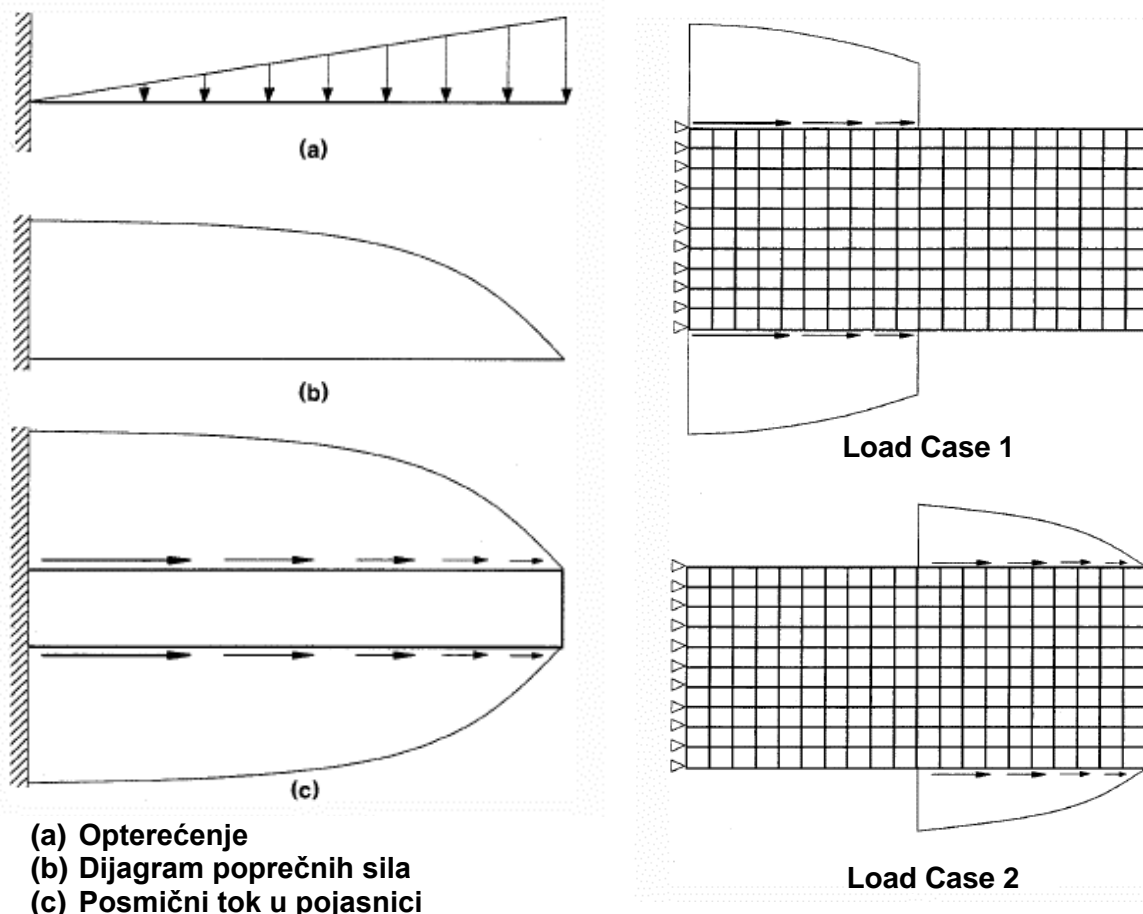
Slika 6-5 – Efekt negativnog zaostajanja posmika (negativni shear lag)

Razlog zbog kojeg dolazi do negativnog zaostajanja posmika može se analizirati na Slici 6-6. Slika prikazuje jedan konzolni nosač koji je na sredini opterećen koncentriranom silom. Naprezanja u gornjem pojasu nosača su prikazana na dijagramima ispod. U području gdje je konzola upeta javlja se pozitivni shear lag zbog posmične uzdužne deformacije pojasa. Na kraju konzole ova deformacija pojasa više ne postoji jer tu više ne postoje momenti i poprečne sile. Kako bi se deformacija gornjeg pojasa sa početka konzole ispravila do njenog kraja, dolazi do naprezanja u pojasnici koja se mijenjaju na suprotan način od naprezanja uslijed pozitivnog shear laga. Na udaljenosti većoj od četvrtine dužine nosača mjereno od upetog kraja, naprezanje uzrokovano savijanjem u kutovima poprečnog presjeka izmjereno je manje od naprezanja u sredini pojasnice. Ovo naprezanje se, dakle, javlja se zbog kompatibilnosti pomaka – presjek konzole na njezinom kraju je uvijek ravan.

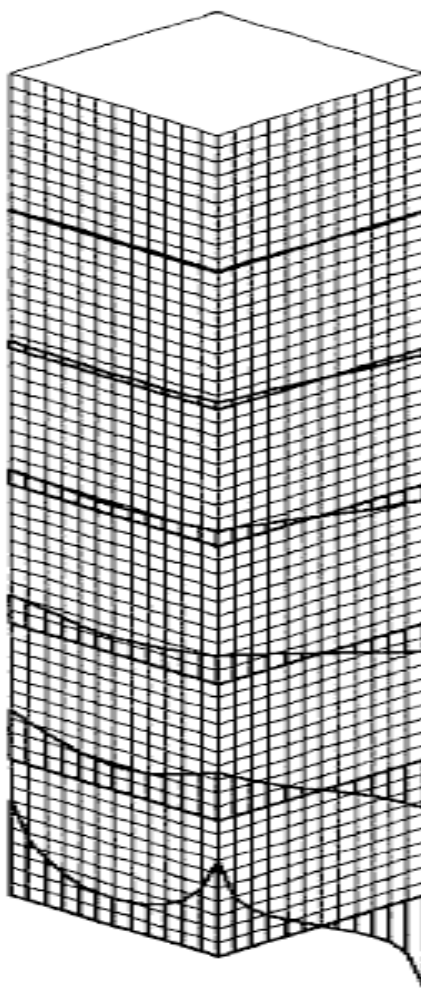


Slika 6-6 – Promjena naprezanja u pojasu konzole uslijed djelovanja negativnog zaostajanja posmika [2]

Opterećenje konzole se uvijek može rastaviti na dio koji uzrokuje pozitivni i dio koji uzrokuje negativni shear lag. Ukupna naprezanja su tada superpozicija ova dva opterećenja. Na Slici 6-7 može se vidjeti da je konačan shear lag (c) zbroj pozitivnog shear laga (b) i negativnog shear laga (a) od pripadajućih opterećenja konzole. Ukupna promjena resultantnog shear laga po visini zgrade može se vidjeti na Slici 6-8.



Slika 6-7 – Ukupni shear lag kao zbroj utjecaja pozitivnog i negativnog shear laga na sredini konzole [2]



Slika 6-8 – Promjena shear laga po visini zgrade [2]

Efekt shear laga će uzrokovati i savijanje podnih konstrukcija s obzirom da ravni poprečni presjeci više ne ostaju ravni. Posljedice su deformacije unutarnjih pregrada i sekundarnih konstrukcijskih elemenata, koje se kumulativno povećavaju s visinom zgrade. Shear lag se može smanjiti na slijedeće načine:

1. tako da se poveća broj polja obodnog okvira cijevi (povećava se krutost okvira)
2. uporabom dodatnog konstrukcijskog sustava uz sustav okvirne cijevi (npr. jezgra)
3. posmična krutost okvirne obodne cijevi može se povećati dodavanjem dijagonala na obodnu okvirnu cijev građevine
4. dodavanjem rešetki po obodu zgrade u razini jednog ili više kata
5. dodavanjem unutarnjih okvirnih panela (povezane cijevi)

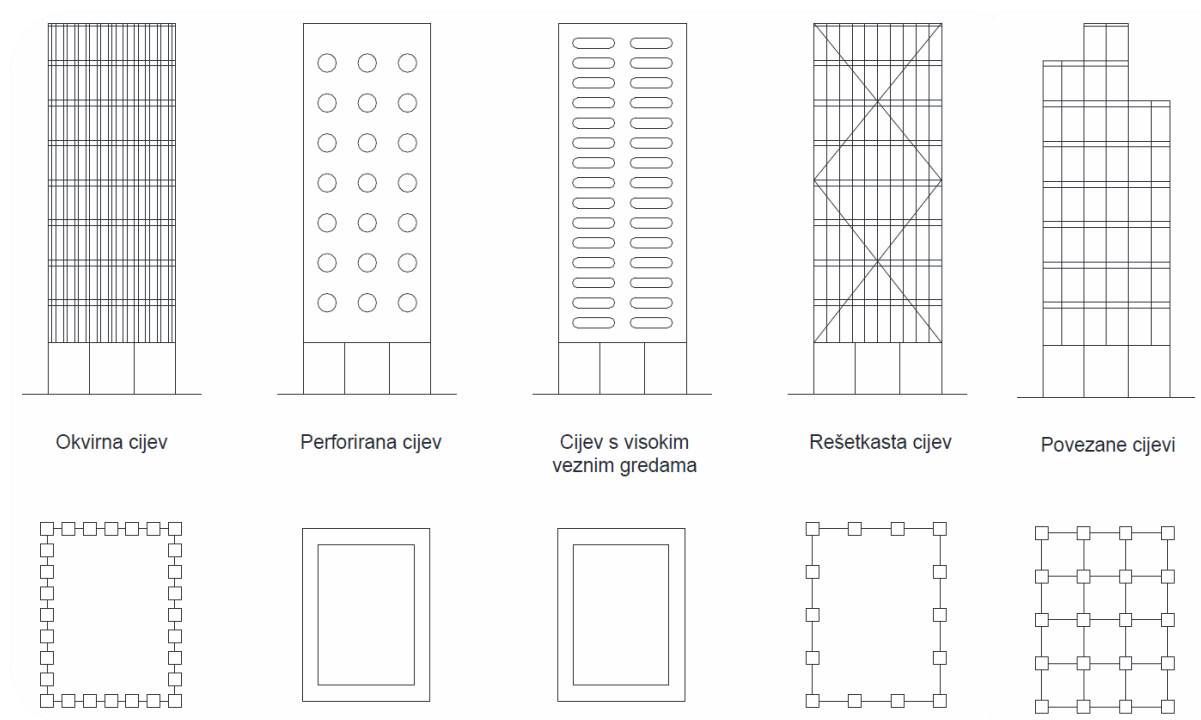
### 6.3 Podvrste cijevnog sustava

Krutost cijevnog konstrukcijskog sustava se može povećati na sljedeće načine:

- smanjivanjem razmaka između obodnih stupova cijevi
- povećavanjem visine veznih greda koje povezuju obodne stupove
- dodavanjem rešetki/stabilizacijskih vezova ili posmičnih zidova unutar zgrade
- dodavanjem unutarnje cijevi kao vertikalnog elementa jezgre (sustav "cijev u cijevi")
- dodavanjem dijagonala na obod zgrade(okvirne cijevi s dijagonalama)
- kombiniranjem više cijevi u istom tlocrtu (sustav povezanih cijevi)

U ovoj težnji da se dodatno poveća krutost, ali i da se smanje nepovoljni utjecaju zaostajanja posmika, razvile su se sljedeće podvrste cijevnog sustava:

1. Povezane cijevi
2. Cijevi sa dijagonalama
3. Cijev u cijevi (ili cijev s jezgrom)
4. Diagrid
5. Hibridni mješoviti sustavi



Slika 6-9 – Podvrste cijevnih sustava

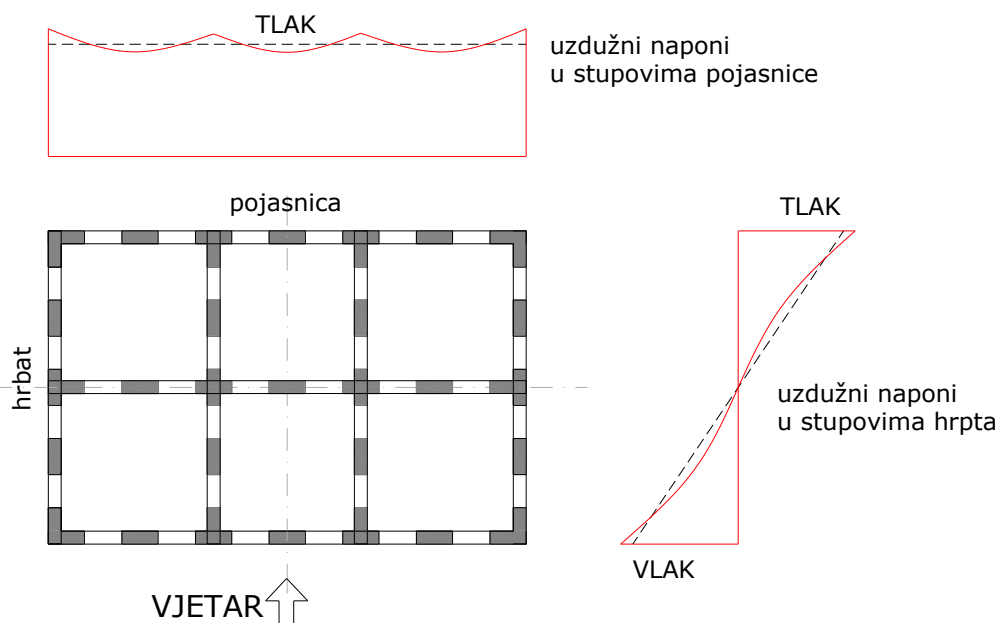


Tablica 6-1 – Prednosti i nedostaci pojedine podvrste cijevnog sustava

Vrsta cijevnog sustava	Materijal	Max. broj katova za učinkovitost sustava	Prednosti	Nedostaci	Primjeri građevina
Okvirne cijevi	Čelik	80	Slobodan prostor	Visoki shear lag	Aon Center, Chicago, SAD 83 kata, 345 m
	Beton	60			Water Tower Place, Chicago, SAD, 74 kata, 262 m
Cijevi s dijagonalama	Čelik	150	Veći razmaci između obodnih stupova, smanjen shear lag	Dijagonale zatvaraju vanjsku fasadu, složeni spojevi dijagonala	John Hancock Center, Chicago, SAD, 100 katova, 344 m
	Beton	100			Onterie Center, Chicago, SAD, 58 katova, 174 m
Povezane okvirne cijevi	Čelik	110	Smanjen shear lag, lakše promjene u tlocrtu izostavljanjem pojedinih cijevi po visini	Smanjene mogućnosti planiranja prostora	Sears Tower, Chicago, SAD 108 katova, 442 m
	Beton	110			Carnegie Hall Tower, New York, SAD, 62 kata, 230 m
Cijev u cijevi	Čelik ili beton	80	Jezgra preuzima posmične utjecaje	Potreba za krutim međukatnih konstrukcijama za povezivanje jezgre i cijevi	181 West Madison Street, Chicago, SAD, 50 katova, 207 m

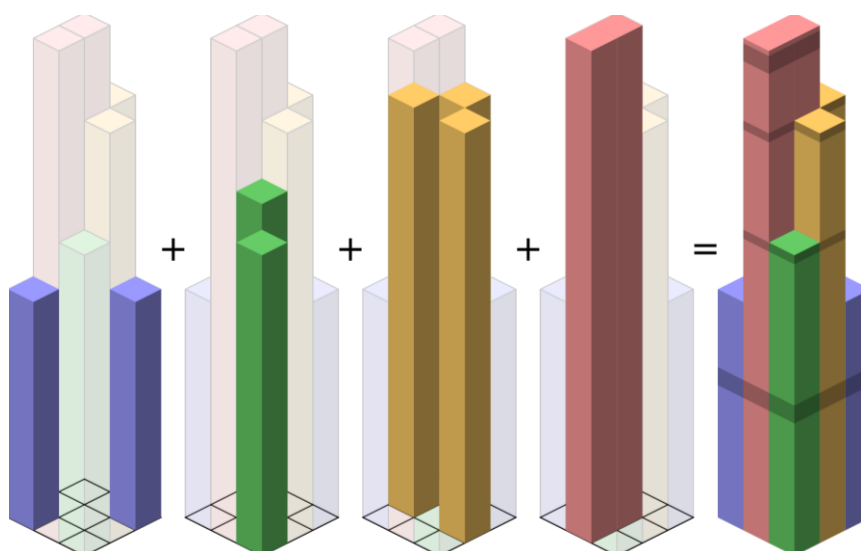
### 6.3.1 Povezane cijevi

Sustav međusobno povezanih cijevi nastaje spajanjem dviju ili više pojedinačnih cijevnih konstrukcija. Povezane cijevne konstrukcije ostvaruju veću krutost od pojedinačne cijevi. Glavna prednost u odnosu na pojedinačne okvirne cijevi je smanjivanje efekta shear laga. Velika krutost stropnih ploča u ravninama prisiljava unutarnje okvire hrptova na savijanje jednako onom vanjskih hrptova (raspodjela opterećenja na hrptove) pa je posmično djelovanje koje prenosi svaki hrpat proporcionalno njegovoj lateralnoj krutosti. S obzirom da se krajnji stupovi unutarnjih hrptova pomiču izravno u smjeru hrptova, oni će biti izloženi većoj uzdužnoj sili u odnosu na stupove kod obične nepovezane okvirne cijevi, kod koje se ti stupovi neizravno pomiču zbog povezanosti sa vanjskim hrptovima preko veznih greda. Unutrašnji hrptovi bitno smanjuju utjecaj posmične deformacije (shear lag) u pojasevima pa su sile u stupovima raspoređena ravnomjernije nego kod konstrukcijskog sustava s jednom cijevi. Povezane cijevi, dakle, ostvaruju mnogo veću fleksijsku krutost nego jedna cijev, međutim na račun ograničenja u unutrašnjem planiranju prostora.



Slika 6-10 – Zaostajanje posmika kod sustava povezane cijevi

Kod sustava povezanih cijevi promjene u tlocrtu mogu se izvoditi znatno jednostavnije. Visina pojedinačne cijevi može biti prekinuta na bilo kojoj razini bez utjecaja na cjelovitost konstrukcijskog sustava. Učincima torzije koji se javljaju zbog nesimetričnosti konstrukcije odupiru se zatvoreni presjeci pojedinih modula. Veći razmaci stupova i grede manje visine, koje su dopuštene efikasnim sustavom povezanih okvirnih cijevi, omogućuju veće prozorske otvore nego što je to moguće kod pojedinačnih okvirnih cijevi. Prednost sustava je i velika torzijska krutost zgrade.



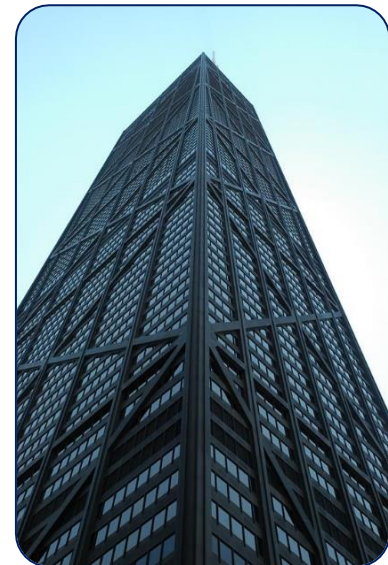
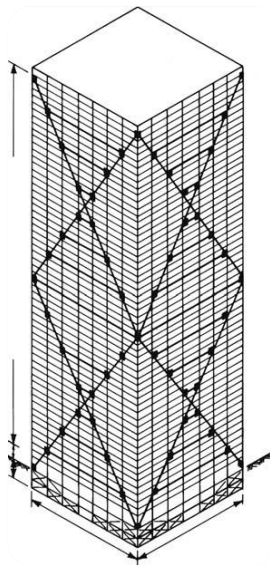
Slika 6-11 – Mogućnosti promjene tlocrta kod sustava povezanih cijevi

### 6.3.2 Cijev s dijagonalama

Povećanje učinkovitosti okvirne cijevne konstrukcije može se ostvariti dodavanjem dijagonalnih elemenata na stupove i grede vanjske cijevi. Vanjski stupovi tada će biti na većem međusobnom razmaku, a dijagonale, obično nagnute pod  $45^\circ$ , povezuju stupove i vezne grede te zajedno formiraju okvirnu cijev sa spregovima. Spregovi osiguravaju zajedničko djelovanje vanjskih stupova pri pružanju otpornosti gravitacijskim i horizontalnim silama. Dijagonale su spojene su na stupove i grede na svakom međusobnom sjecištu. Ovakav sustav se često koristi za pravokutne tlocrte sa omjerom stranica većim od 1:2.5 i omogućuje konstruiranje viših zgrada s većim razmacima stupova okvira cijevi.

Kod čeličnih cijevnih sustava, dijagonale su sastavljene od dodatnih čeličnih elemenata pričvršćenih na stupove i vezne grede. Kod armiranobetonskih cijevnih sustava, dijagonale se formiraju betonskom ispunom prozorskih otvora između stupova i veznih greda. U proračunskom modelu, paneli dijagonala se tada modeliraju kao membrane pločastih konačnih elemenata ili kao dijagonale unutar jednog polja okvira.

Dijagonale preuzimaju dio horizontalnog bočnog opterećenja, sudjeluju u prijenosu gravitacijskog opterećenja, povećavaju krutost hrptenih okvira za prijenos posmika, prenose aksijalno opterećenje sa više na manje opterećene stupove pa pospješuju efikasnost srednjih stupova (smanjuju učinak zaostajanja posmika). Konstrukcijski sklop se za horizontalna djelovanja ponaša slično kao spregovima pridržani okvir. Stupovi mogu biti postavljeni na većem razmaku, što omogućuje mnogo veće prozore nego kod konvencionalnih cijevi (John Hancock zgrada - razmak stupova na široj fasadi 12.2m, na užoj 7.62m).

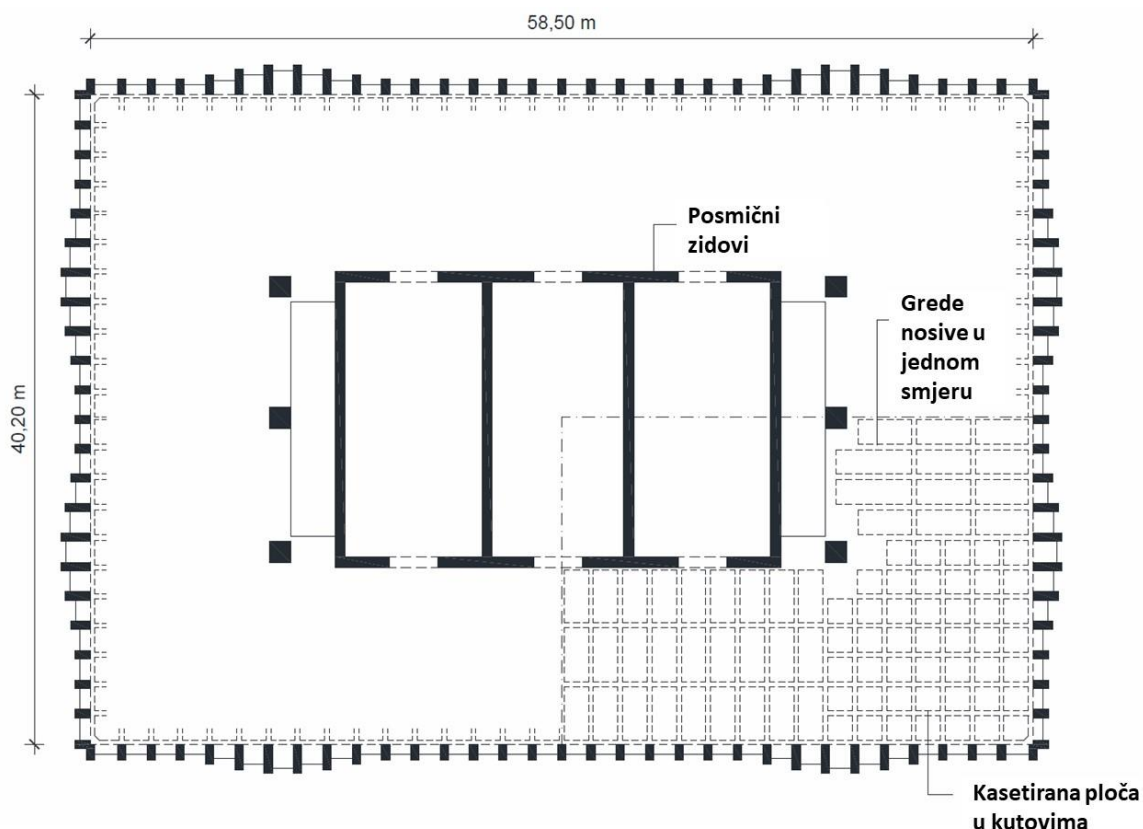


Slika 6-12 – Cijev s dijagonalama [2]

### 6.3.3 Cijev u cijevi

Kod sustava cijevi u cijevi vanjska i unutarnja cijev djeluju zajedno tako da je unutrašnja cijev vitka i proračunata da preuzima posmične utjecaje, dok je vanjska proračunata da preuzima utjecaje uslijed savijanja. Kod čeličnih zgrada unutrašnja cijev jezgre može se formirati od okvira sa spregovima, a kod armiranobetonskih zgrada jezgru čine posmični zidovi. Česti su i miješani sustavi gdje je vanjska cijev čelična, a unutarnja armiranobetonska. Vanjska i unutarnja cijev povezane su međukatnom konstrukcijom koja raspodjeljuje vanjska opterećenja između njih. Prednost sustava je povećana bočna krutost, pa cijevni sustav postaje ekonomičan do visine od 120 katova.

Primjer sa Slike 6-13 prikazuje tlocrt One Shell Plaza zgrade u Houstonu koja je bila prva zgrada projektirana na principu sustava cijev u cijevi. Izvedena je od od laganog betona gdje je vanjska cijev formirana kao mreža blisko postavljenih stupova i greda, dok unutarnju cijev tvore posmični zidovi jezgre. Slobodan prostor između vanjske i unutarnje cijevi iznosi oko 12,2 m. Vanjska i unutarnja cijev povezane su betonskim gredama i kasetiranom međukatnom konstrukcijom.



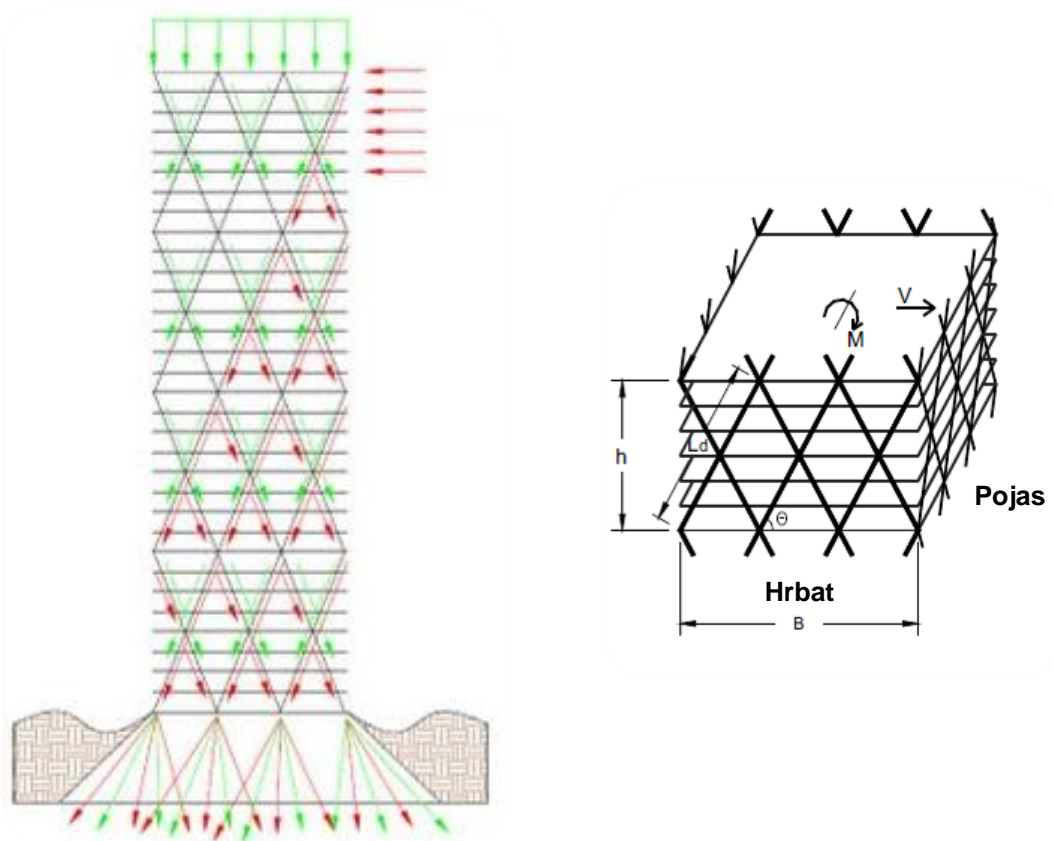
Slika 6-13 – Cijev u cijevi – tlocrt One Shell Plaza zgrade (Houston, 1971)

### 6.3.4 Diagrid sustavi

Diagrid sustavi su izvedenice cijevnih sustava gdje je vanjska cijev zamijenjena ljuskom od rešetke koja čini stabilnu prostornu formu. Rešetku čine kosi stupovi (dijagonale) i grede koji tvore trokutastu mrežu elemenata. Prijenos horizontalnih i vertikalnih opterećenja se u diagrid sustavu ostvaruje uzdužnim silama u štapovima ove rešetke.

Diagrid sustav danas postaje iznimno popularan zbog vizualne atraktivnosti koja proističe iz jednostavnosti i transparentnosti konstrukcijske učinkovitosti. Efikasnost sustava slijedi iz ukupne krutosti na savijanje zgrade koja se ostvaruje aksijalnim djelovanjima u štapovima. Savijanje štapova je vrlo malo i slijedi uglavnom iz vertikalnih djelovanja međukatnih konstrukcija koje čine sekundarnu horizontalnu ispunu modula kada se proteže preko više etaža. Prijenos horizontalnih djelovanja je preko čvorova glavnog modula.

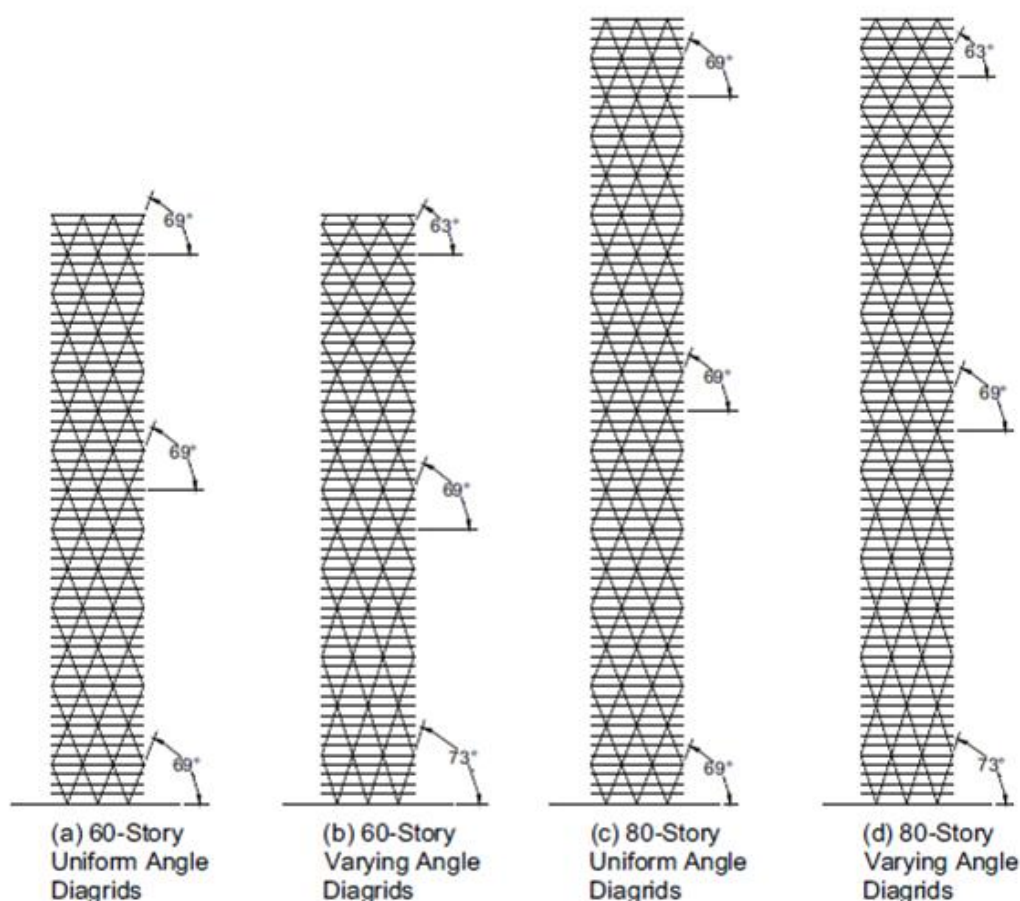
Geometrija rešetke definirana je jednim trokutnim modulom čija visina ovisi o broju katova koji obuhvaća 1 modul, a uobičajeno to iznosi 2-6 katova, kada je prosječna visina katova od 3,5-4,15 m. Optimalan kut dijagonala u rešetki ovisi o visini zgrade i iznosi od 60-70°.



Slika 6-14 – Shema diagrid sustava [3, 4]



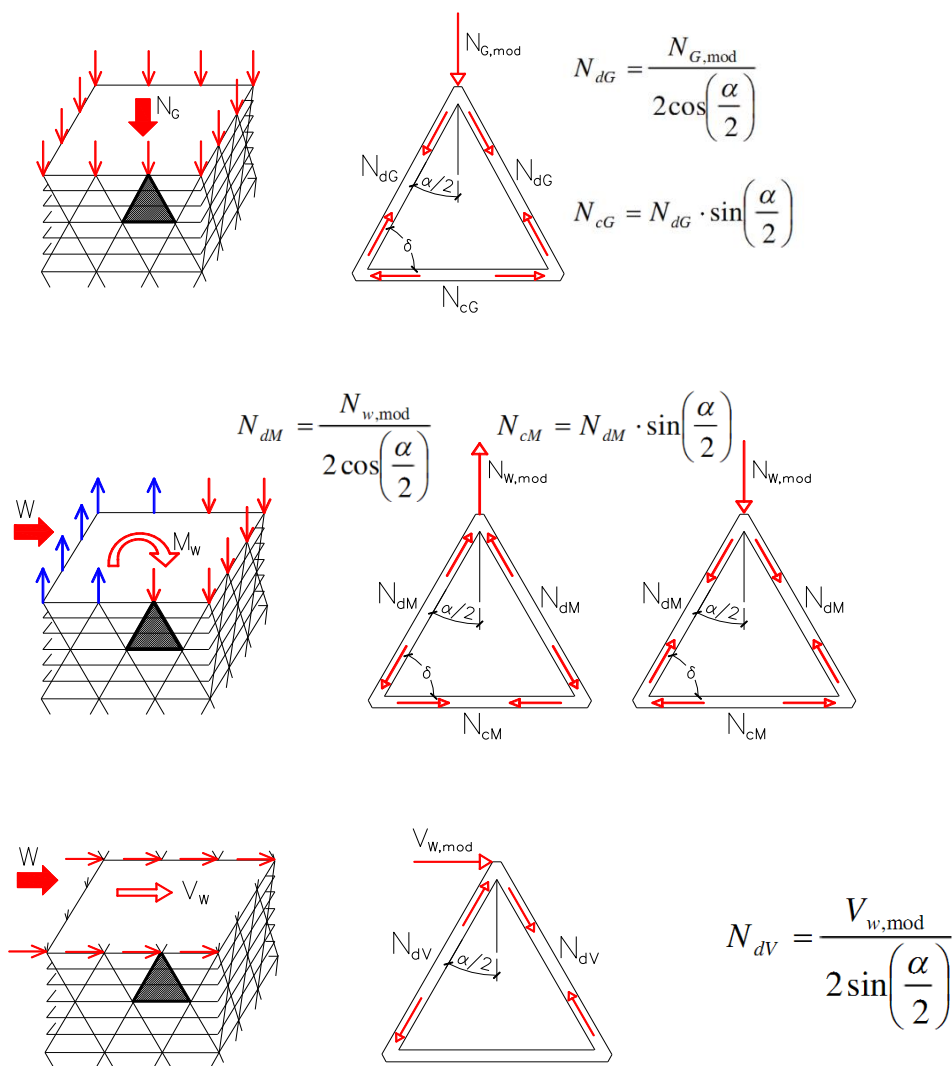
Studije i istraživanja [4] primijenjene na diagrid konstrukcije visina 40, 50, 60, 70 i 80 katova sa omjerom visine-širine od 4,3 do 8,7, te dijagonalama jednolikih i promjenjivih kutova po visini zgrade su pokazale da 6-katni modul sa kutom dijagonala od 63 stupnja daje najdjelotvorniji učinak, dok je 8-katni modul sa kutom od 69 stupnjeva najučinkovitiji za zgrade katnosti 60 i više. Veličine elemenata generirane su tako da zadovolje maksimalni bočni pomak od 1/500 visine zgrade. Za 60 katne diagrid konstrukcije također je utvrđeno da dijagonale sa jednolikim rasporedom (Slika 6-15 a) čine djelotvorniju konstrukciju od onih sa promjenjivim rasporedom kutova dijagonala (Slika 6-15 b), što vrijedi i za zgrade od 40 i 50 katova. Međutim, ta spoznaja ne vrijedi za zgrade od 70 i 80 katova. One se ponašaju poput greda u savijanju jer je pozitivan efekt povećane krutosti na savijanje uslijed strmijeg kuta na donjim razinama veći od negativnog efekta reducirane posmične krutosti. Na temelju provedenih studija za vrlo visoke zgrade, sa omjerom visina/širina većim od 7, preporuča se koristiti diagrid konstrukciju sa promjenjivim kutom dijagonala, a za zgrade sa omjerom manjim od 7 jednolike kutove dijagonala diagrid konstrukcijskog sustava.



Slika 6-15 – Shema diagrid sustava [3, 4]



Proračun diagrid sustava se provodi tako da se odrede uzdužne sile u elementima rešetke od vertikalnog opterećenja ( $N_G$ ), i od poprečne sile ( $V_w$ ) i momenta savijanja ( $M_w$ ) od horizontalnog opterećenja ( $W$ ) (Slika 6-16). Usvaja se pretpostavka da su štapovi zglobno vezani pa se mogu pojaviti samo uzdužne sile.



Slika 6-16 – Proračun sila u modulu diagrida prema vanjskim djelovanjima [5]

Procjena dimenzija elemenata štapova diagrida slijedi iz ukupne potrebne krutosti zgrade koja će zadovoljiti dozvoljeni pomak zgrade. Ovakav preliminarni proračun se temelji na optimalnom modu deformiranja koji ovisi o omjeru visine i širine te o geometrijskoj mreži. Konstrukcija se promatra kao vertikalna konzola upeta u tlo i uzdužno podijeljena u module sukladno ponavljajućem uzorku. Svaki modul se definira kao jedna razina diagrida koji se proteže preko više katova. Na modulu diagrida (Slika 6-16) dijagonale su zglobno vezane pa prema tome prenose samo uzdužno djelovanje.

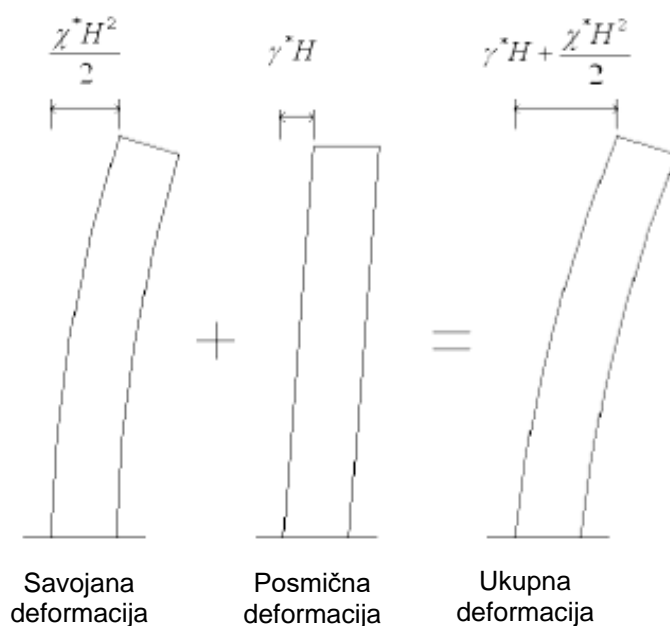
Veličine elemenata za module mogu se izračunati pomoću jednadžbi [5]:

$$A_{d,w} = \frac{VL_d}{2N_{d,w}E_d h \gamma \cos^2 \Theta}$$

$$A_{d,f} = \frac{2ML_d}{(N_{d,f} + \delta)B^2 E_d \chi h \sin^2 \Theta}$$

Gdje su:

$A_{d,w}$  površina svake dijagonale na hrptu,  $A_{d,f}$  površina svake dijagonale na pojasnici,  $V$  poprečna sila,  $M$  moment,  $L_d$  dužina dijagonale,  $E_d$  modul elastičnosti čelika,  $\Theta$  kut dijagonale,  $\gamma$  poprečna posmična deformacija,  $\chi$  zakrivljenost,  $N_{d,w}$  broj dijagonala na svakoj ravnini hrpta,  $N_{d,f}$  broj dijagonala na svakoj ravnini pojasnice,  $\delta$  doprinos dijagonala hrpta krutosti na savijanje,  $B$  širina zgrade u smjeru djelovanja sile



Slika 6-17 – Pomaci na diagrid sustavu kao suma savojne i posmične deformacije

Proračun odgovara stanju jednolike posmične i deformacije uslijed savijanja pod projektnim opterećenjem. Takva jednolika stanja deformacija moguća su samo za statički određene sustave. Kada se visoke zgrade modeliraju kao konzole i postigne se jednolika deformacija, tada se progib na vrhu računa po slijedećoj formuli:

$$u(H) = \gamma^* H + \chi^* H^2 / 2$$

gdje su  $H$  visina zgrade,  $\gamma^*$  željena jednolika poprečna deformacija,  $\chi^*$  željena jednolika zakrivljenost. Proračun započinje određivanjem željenih deformacija uslijed

posmika i savijanja. Kako bi se definirao relativni doprinos posmične naspram deformacije od savijanja uvodi se bezdimenzionalni faktor  $s$  koji odgovara omjeru pomaka na vrhu konstrukcije zbog savijanja i zbog posmika:

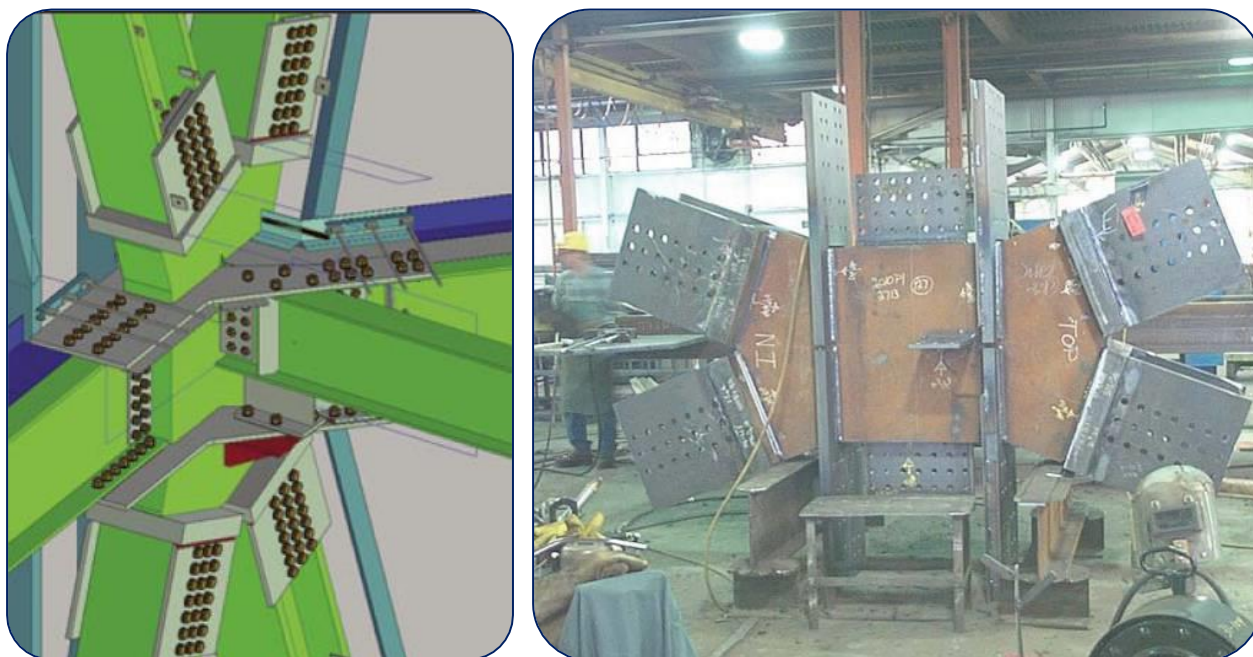
$$s = (\chi^* H^2 / 2) / (\gamma^* H) = \frac{H\chi^*}{2\gamma^*}$$

Najveći dopušteni pomak, koji će definirati krutost zgrade, se izražava ovisno o visini zgrade  $u(H) = H/\alpha$ , gdje  $\alpha$  obično iznosi 500. Tada proizlazi:

$$u(H) = (1 + s)\gamma^* H$$

Za određivanje preliminarnih dimenzija dijagonala, ostaje još samo odrediti faktor  $s$ .

Diagrid sustav izvodi se od kruto zavarenih ili zglobno spojenih elemenata rešetke. Izvedba ovih spojeva vrlo je složena i skupa za izvedbu, i komplicirana za proračun. Važna je velika preciznost kod izvedbe zbog potrebe ostvarivanja točnog kuta i geometrije rešetke. U današnje vrijeme, suvremenim tehnologijama izvedbe u radionicama čeličnih elemenata, čvorovi se izvode kao prefabricirani radionički elementi, pa izvedba može zadovoljiti zahtjeve ekonomičnosti i preciznosti.



Slika 6-18 – Proračunski model i izvedba čvora diagrid sustava

## 7 OUTRIGGER SUSTAVI

### 7.1 Načelo outrigger sustava

Sama riječ outrigger izvorno označava dodatni trup čamca koji služi dodatnoj stabilizaciji plovila, a postavljen je na istaci uz glavni, uski i nestabilni trup (Slika 7-1). Slično tome, u visokim građevinama, jezgra koja preuzima većinu horizontalnih sila može se dodatno stabilizirati krutim horizontalama koje aktiviraju spreg sila na većem kraku.



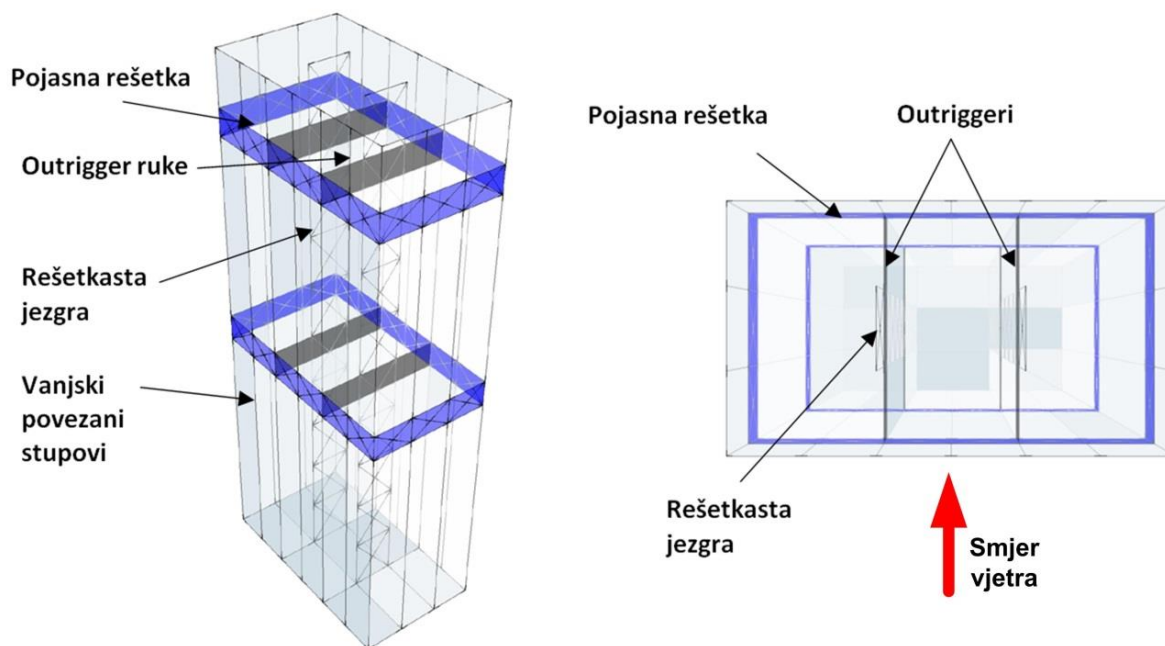
*Slika 7-1 Polinezijska jedrilica s dva bočna pomoćna trupa – outriggera - koji stabiliziraju glavni trup*

Klasični pristup odupiranja horizontalnim silama srednje visokih zgrada je posmična jezgra smještena oko dizala i stepenica. Dopunska horizontalna otpornost se postiže kruto spojenim okvirima smještenim oko jezgre. Međutim, kada je zgrada viša od 150m, spregnuta jezgra sama po sebi nema dovoljnu krutost da bi zadržala horizontalni pomak (drift) od vjetera u prihvatljivim granicama. Zato je razvijen outrigger konstrukcijski sustav koji predstavlja jedno od mogućih rješenja za ovaj problem.

Konstrukcijski sustav koji nazivamo outrigger čini središnja jezgra sa spregovima i pojasnim nosačima koji ukrućuju sklop. Outrigger mogu sačinjavati:

- okviri sa spregovima
- posmični zidovi i horizontalne konzolne rešetke
- nosači, koji povezuju jezgru s vanjskim stupovima.

Outrigger sustavi mogu biti postavljeni u jednom ili dva smjera. Pretpostavimo da je zgrada pravokutnog tlocrtnog oblika, tako da je u jednom smjeru – onom, kojeg definira uža stranica – manje kruta, pa u tom smjeru treba dodatnu ukrotu koja će jamčiti pomake manje od dopuštenih. U tom se slučaju outriggeri izvode u kraćem smjeru kao što je prikazano na Slici 7-2. Na jezgri, koja može biti rešetkastog sklopa ili sastavljena od krutih posmičnih zidova, na određenim visinama od tla pričvršćuju se ruke – vrlo kruti nosači koji je spajaju s vanjskim pojasom.



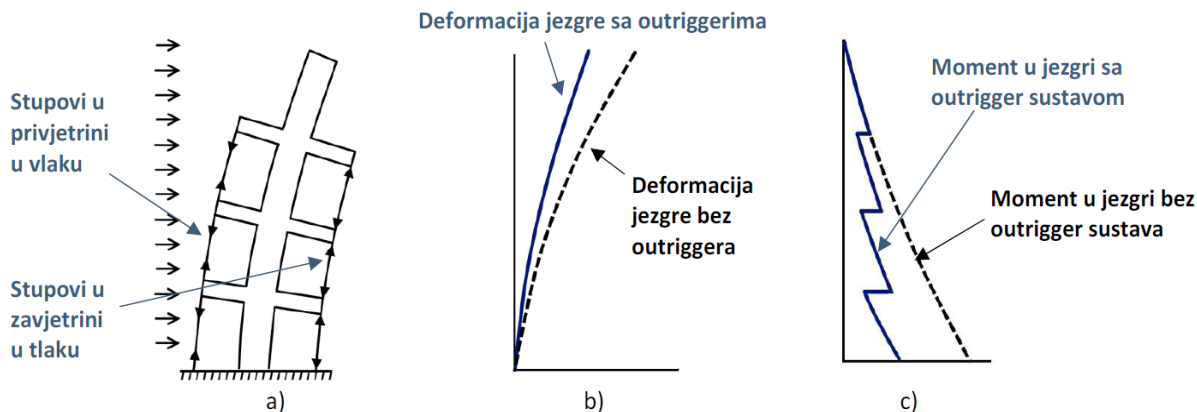
Slika 7-2 Outrigger sustav s pojasnom rešetkom u prostornom prikazu (a) i tlocrtu (b).

Osnovno konstrukcijsko ponašanje sustava je vrlo jednostavno. Uslijed horizontalnog djelovanja, primjerice od vjetra, zgrada se savija. U ovom slučaju rotaciju jezgre smanjuju outriggeri sa vlakom u stupovima smještenim u privjetrini i tlakom u stupovima u zavjetrini (Slika 7-3).

Tako se smanjuju horizontalni pomaci (rotacija) i moment savijanja u jezgri, u odnosu na nosivi sustav samo slobodno-stojeće jezgre.

Vanjski moment savijanja se ne prenosi samo preko jezgre, već se dio momenta iz jezgre preuzima pomoću outriggera i prenosi preko uzdužnih, tlačnih i vlačnih sila u vanjskim stupovima. Kao rezultat, povezivanjem jezgre sa vanjskim stupovima povećana je efektivna širina konstrukcije.





Slika 7-3 a) Osnovno konstrukcijsko ponašanje outrigger sustava b) horizontalni pomaci sklopa c) momentni dijagram outrigger konstrukcije u odnosu na sklop u kojem sile prenosi posmična jezgra [1]

Outrigger nosač neposredno se spaja u određeni vanjski stup, koji pri tome postaje više opterećen od ostalih vanjskih stupova. Da se postigne veća učinkovitost, uobičajeno je u prijenos momenta uključiti i ostale stupove smještene po obodu zgrade. To se postiže povezivanjem obodnih stupova horizontalnom pojasnom rešetkom ili krutim zidovima smještanjem po obodu zgrade na razini outriggera.

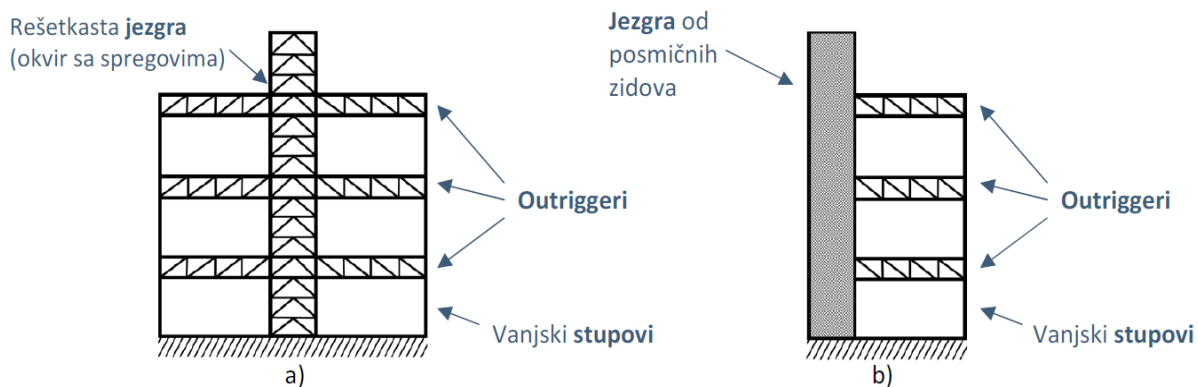
Konstrukcija se ponaša kao djelomično spregnuta konzola, a vanjski moment savijanja se prenosi preko jezgre, ali i preko sprega sila u vanjskim stupovima.

Prikaz ovog konstrukcijskog sustava ne bi bio kompletan kada se već u uvodu ne bi spomenuli neki njegovi nedostaci. Oni se odnose na poteškoće u izvedbi ovakvih sklopova. Već ranije je rečeno da je ključ učinkovite izgradnje visokih građevina unificiranje postupaka iz etaže u etažu koje doprinosi brzini i kvaliteti radova. Uvođenje vrlo krutih, dakle i masivnih elemenata na određenim visinama (npr. svakih 30 katova) može zahtijevati posebnu tehnologiju i dodatno vrijeme, pa je povezano s povećanjem troškova koje znatno nadilazi cijenu građiva.

Treba napomenuti da jezgra, koja u funkcionalnom smislu najčešće služi za vertikalnu komunikaciju, smještaj liftova i instalacija, ne mora nužno biti smještena u središte tlocrta zgrade. Suvremena arhitektonska rješenja često predviđaju jezgru bliže jednom od rubova. Konstruktorski, to nije povoljno rješenje, ali je i u takvim slučajevima moguće izvesti outrigger konstrukciju (Slika 7-4).

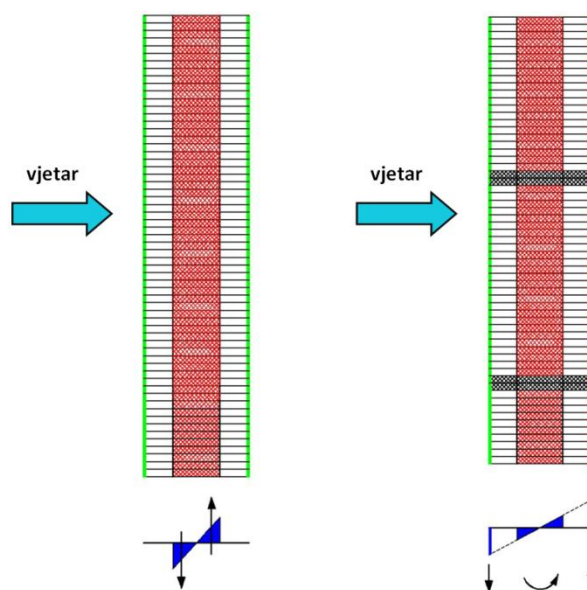
Moment u jezgri se može promatrati kao vertikalni spreg sila na krajevima jezgre ili kao horizontalni spreg sila ograničen visinom outriggera. Veličina ukupnog momenta savijanja koji djeluje na zgradu ostaje ista, ali se njegovo djelovanje preraspodjeljuje na jezgru i vanjske stupove.





Slika 7-4 a) Outrigger sustav sa središnjom jezgrom b) Outrigger sustav sa vanjskom jezgrom [1]

Raspodjela vertikalnih napreznja u jezgri i vanjskim stupovima uslijed opterećenja vjetrom je prikazana na Slici 7-5. Potrebno je uočiti povećanje efektivne širine konstrukcije i smanjenje napreznja u jezgri. Na taj način stupovi mogu biti bolje iskorišteni, a jezgra rasterećena.



Slika 7-5 Raspodjela vertikalnih napreznja uslijed horizontalnog djelovanja vjetra

a) Sustav sa središnjom jezgrom b) Outrigger sustav.

Da bi sustav bio učinkovitiji, outrigger nosač između jezgre i obodnih stupova morao bi se ponašati kao beskonačno kruti disk. Krutost možemo povećavati izborom gradiva, oblikovanjem presjeka, ali i povećanjem visine nosača, što se često koristi u visokim građevinama, na način da se nosači izvode katne ili čak višekadne visine. Da bi outriggeri bili dovoljno savojno i posmično kruti, izvode se visoki barem jedan ili dva kata. Međutim ekonomska granica visine tih konzola je reda četiri do pet katova.

Zbog zauzimanja prostora ti katovi su obično servisni katovi za smještaj svih instalacija i tehnološke opreme za funkcioniranje zgrade (strojarnice liftova, vodovodne pumpe). Također, moguće je upotrijebiti dijagonale koje se protežu kroz više katova. Konačno, moguće je i gredne nosače na svakom katu pretvoriti u outriggere, tako da se kruto spoje na jezgru, čime dobivamo neki hibridni – okvirni sustav.

Ovisno o prikladnosti spajanja sa jezgrom outriggeri mogu biti rešetke, mega spregovi, posmični zidovi ili nosači.

Učinkovitost sustava bitno ovisi o međusobnoj vezi outriggera sa jezgrom i obodnim stupovima. Ako su tlocrtne dimenzije zgrade velike, ovaj konstrukcijski sustav omogućuje i mnogo veće visine (zbog većeg kraka sila). Međutim, važno je napomenuti da iako je outrigger veoma efikasan u povećavanju savojne krutosti, on ne povećava otpornost zgrade na posmik, koji mora biti prenijet najvećim dijelom pomoću jezgre.

Zgrada može biti ukrućena jednim setom outriggera na vrhu, a svaki dodani set dodatno je ukrućuje, ali sa sve manjim efektom.

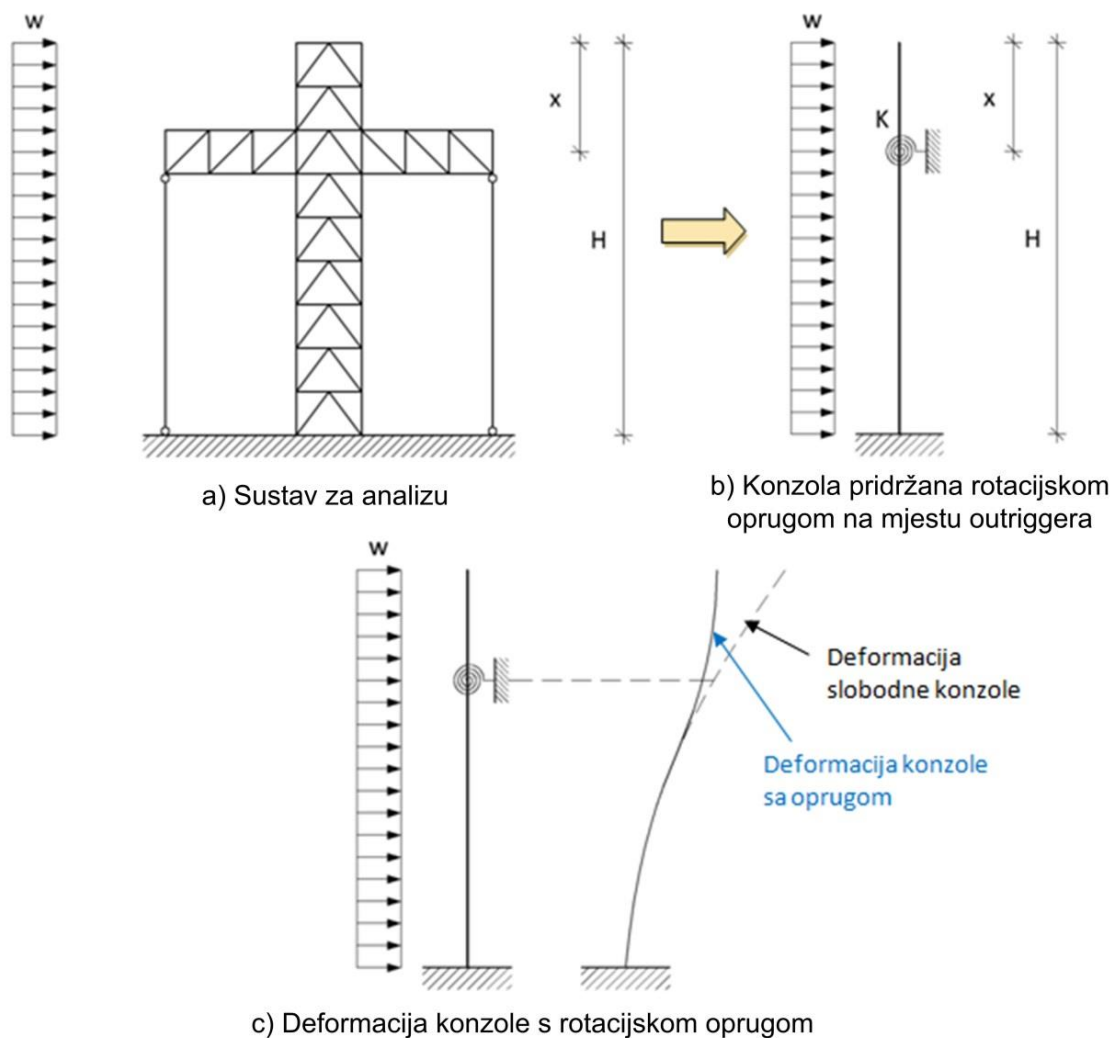
Utrošak gradiva i teškoće izvedbe, kao i smanjena iskoristivost prostora navode konstruktore na pažljivo optimaliziranje broja i rasporeda outriggera u konstrukciji visoke građevine. Zbog toga u poglavlju o fizikalnom ponašanju outrigger sustava uvodimo modele koji će nam omogućiti približnu ali i brzu analizu s ciljem optimalizacije sustava.

## 7.2 Fizikalno ponašanje outrigger sustava

Mnogi konstrukcijski sustavi, kao što su sustav povezanih posmičnih zidova i zidnih okvira, zbog svoje tlocrtne pravilnosti po visini omogućuju primjenu metode kontinuuma. Outrigger konstrukcijski sustav nije pogodan za metodu kontinuuma i mora se analizirati diskretnim postupkom. Odabrana je metoda kompatibilnosti, u kojem se rotacija jezgre na razinama outriggera izjednačuje sa rotacijom odgovarajućih outriggera.

Za razumijevanje ponašanja sustava promatra se konstrukcija sa outriggerom i pojasnom rešetkom smještenom na razini outriggera. Radi analitičkog pojednostavnjenja, kumulativni učinak svih stupova predstavlja se sa dva ekvivalentna stupa (Slika 7-6 a).

Povezano djelovanje outriggera stvara obrnuti spreg sila što rezultira točkom infleksije u deformacijskoj liniji. Ovaj zaokret u zakrivljenosti reducira moment savijanja u jezgri, a samim time i horizontalni pomak na vrhu građevine (drift). Učinak odupiranja outriggera i stupova se može prikazati pomoću ekvivalentne rotacijske opruge krutosti  $K$  (Slika 7-6 b). Podsjetimo se, glavna svrha outriggera je smanjiti rotaciju jezgre.

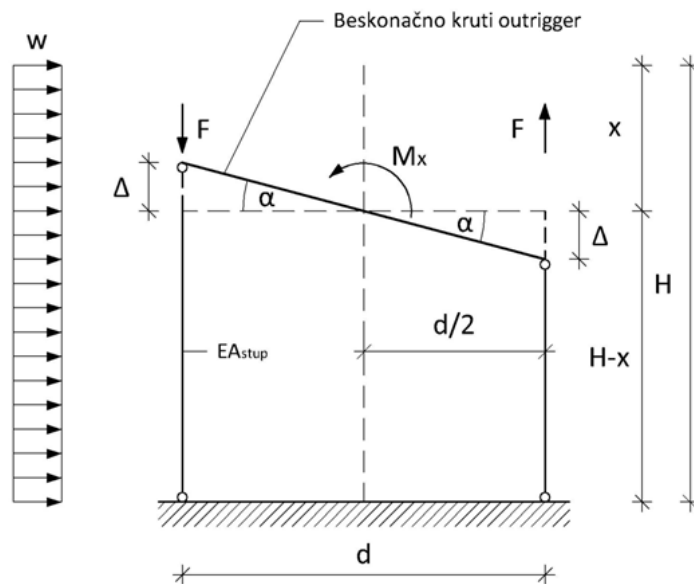


Slika 7-6 Model za proučavanje učinkovitosti outrigger sustava [2]

Pojednostavljeni postupak zorno prikazuje učinak outriggera, ali uz uvođenje idealizacije odnosno određenog seta pretpostavki:

- jezgra je jednolika po visini (jednake krutosti)
- stupovi po visini imaju jednoliku krutost
- outriggeri su beskonačno kruti sklopovi.

Na Slici 7-7 je prikazana deformacija sustava i osnovne oznake koje uvodimo u ovu analizu. Pretpostavlja se da su outriggeri kruti ( $EI = \infty$ ), a vanjski stupovi zglobno oslonjeni na oba kraja tako da su izloženi samo uzdužnim silama, vlačnoj i tlačnoj.



Slika 7-7 Oznake i pretpostavke sustava kojim modeliramo outrigger konstrukciju nebodera.

Pretpostavlja se da je  $d/2$  razmak stupova do centra jezgre,  $\alpha$  kut rotacije jezgre u vertikalnoj ravnini, a  $d/2 \cdot \alpha$  uzdužna deformacija stupova. Uzdužna – aksijalna sila u stupovima iznosi [2]:

$$F = \frac{A \cdot E}{H - x} \cdot \frac{d}{2} \cdot \alpha$$

gdje je

$F$  – uzdužna sila u stupovima (tlak/vlak) (kN)

$A$  – površina popračnog presjeka stupova ( $m^2$ )

$E$  – modul elastičnosti stupova ( $kn/m^2$ )

$H - x$  – visina stupova do visine outriggera, gdje je:

$H$  – visina zgrade (m)

$x$  – udaljenost outriggera do vrha zgrade (m)

$d$  – razmak između stupova (m)

$\alpha$  – kut rotacije outriggera (odnosno konzole na razini outriggera)

Redukcijski moment od sila u stupovima tada iznosi:

$$M = F \cdot d = \frac{A \cdot E}{H - x} \cdot \frac{d^2}{2} \cdot \alpha = K \cdot \alpha$$

gdje je  $K = \frac{A \cdot E}{H - x} \cdot \frac{d^2}{2}$  (kNm) krutost rotacijske opruge (zajednički učinak outriggera i stupova).

Moment savijanja koji se može preuzeti oprugom (stupovima) je funkcija krutosti opruge (stupova)  $K$  i kuta rotacije outriggera odnosno konzole na njezinoj poziciji  $\alpha$ .

### 7.3 Proračun horizontalnih pomaka sustava

Promatra se utjecaj položaja outriggera na veličinu drifta. Sustav proračunskog modela sastoji se od vertikalne konzole upete u temelje, koja je pridržana rotacijskom oprugom koja predstavlja outrigger. Oprugu postavljamo u različit položaj po visini u cilju pronalaženja njezinog optimalnog položaja – takvog, koji će u najvećoj mjeri smanjiti horizontalne pomake sklopa.

Postavlja se uvjet kompatibilnost zaokreta na visini  $z=L$  [2]:

$$\theta_w - \theta_s = \theta_L$$

gdje je

$\theta_w$  – zaokret konzole uslijed jednolikog poprečnog opterećenja  $w$  (rad)

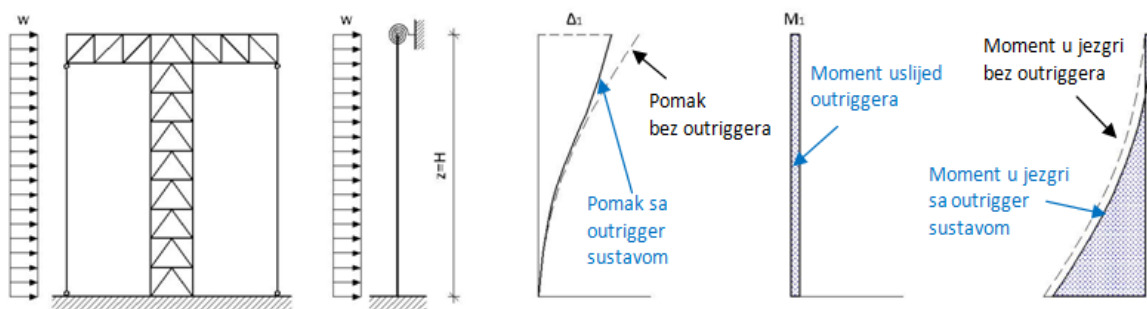
$\theta_s$  – dio zaokreta koji preuzima opruga na visini  $z$  (rad)

Negativni predznak pokazuje da je zaokret konstrukcije (konzole) uslijed postojanja opruge u suprotnom smjeru od rotacije uzrokovane vanjskim opterećenjem  $w$ .

$\theta_L$  – stvarni zaokret konstrukcije (konzole) na visini  $z=L$  (rad).

#### Slučaj 1: outrigger na vrhu zgrade

Pretpostavlja se da je outrigger smješten na sam vrh zgrade. U tom je slučaju  $z=H$ , dok je  $x=0$  (Slika 7-8).



Slika 7-8 Modeliranje outrigger konstrukcije na vrhu zgrade,  $z=H$  [2]

Zaokret slobodne konzole modula elastičnosti  $E$ , momenta tromosti  $I$ , visine  $H$  uslijed jednolikog poprečnog opterećenja  $w$  na udaljenosti  $x$  od vrha:

$$\theta_w = \frac{w}{6 \cdot E \cdot I} (x^3 - H^3)$$

Na visini  $x=0$ :

$$\theta_w = \frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I}$$

Ako su  $M_1$  moment savijanja i  $K_1$  krutost rotacijske opruge na visini  $z = H$ , jednadžba kompatibilnosti zaokreta i momenta savijanja koji se realizira u outriggerima (opruci) možemo zapisati kao:

$$\frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I} - \frac{M_1 \cdot H}{E \cdot I} = \frac{M_1}{K_1}$$

iz čega proizlazi izraz za moment koji se realizira u outriggerima:

$$M_1 = \frac{\frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I}}{\frac{1}{K_1} + \frac{H}{E \cdot I}}$$

Dalje se računa rezultirajući pomak na vrhu konzole, ovdje označen s  $\Delta_1$ , odnosno ukupni drift, dobiven superpozicijom, tako što se od ukupnog pomaka jednoliko opterećene konzole bez outriggera  $\Delta_w$  oduzima pomak vrha koji se realizira zbog djelovanja zamjenske opruge,  $\Delta_{opruga}$ .

Izraz za pomak vrha konzole (progib) pod jednolikim opterećenjem  $w$  glasi [3]:

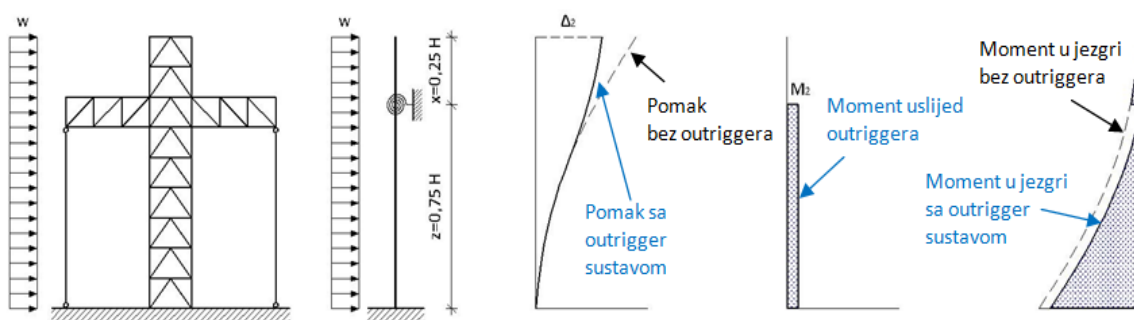
$$\Delta_w = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I}$$

pa je ukupan progib na vrhu konzole pridržane oprugom koja zamjenjuje djelovanje outriggera:

$$\Delta_1 = \Delta_w - \Delta_{opruga} = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{M_1 \cdot H^2}{2 \cdot E \cdot I} = \frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - M_1 \right)$$

## Slučaj 2: outrigger smješten na tri četvrtine visine zgrade

Promatra se slučaj kada je outrigger smješten na tri četvrtine visine zgrade, mjereno od tla:  $z=0,75 \cdot H$ ,  $x=0,25 \cdot H$  (Slika 7-9).



Slika 7-9 Modeliranje konstrukcije zgrade kada je outrigger na tri četvrtine visine od tla,  $z=0,75 H$  [2]



Polazimo od poznate formule zaokreta slobodne konzole:

$$\theta_w = \frac{w}{6 \cdot E \cdot I} (x^3 - H^3)$$

Pišemo formulu za  $x=0,25 H$ :

$$\theta_w = \frac{w}{6 \cdot E \cdot I} \left( \frac{H^3}{64} - H^3 \right) = -\frac{63}{64} \cdot \frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I}$$

Ako su  $M_2$  moment savijanja i  $K_2$  krutost rotacijske opruge na visini  $z = \frac{3}{4} H$ , jednačba kompatibilnosti zaokreta glasi:

$$\frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{63}{64} - \frac{M_2}{E \cdot I} \cdot \frac{3}{4} H = \frac{M_2}{K_2}$$

pa je

$$\frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{63}{64} = M_2 \left( \frac{1}{K_2} + \frac{H}{E \cdot I} \cdot \frac{3}{4} \right)$$

ako se uvrsti da je  $K_2 = \frac{4}{3} \cdot K_1$ , izraz za moment savijanja u outrigerrima na tri četvrtine visine zgrade glasi:

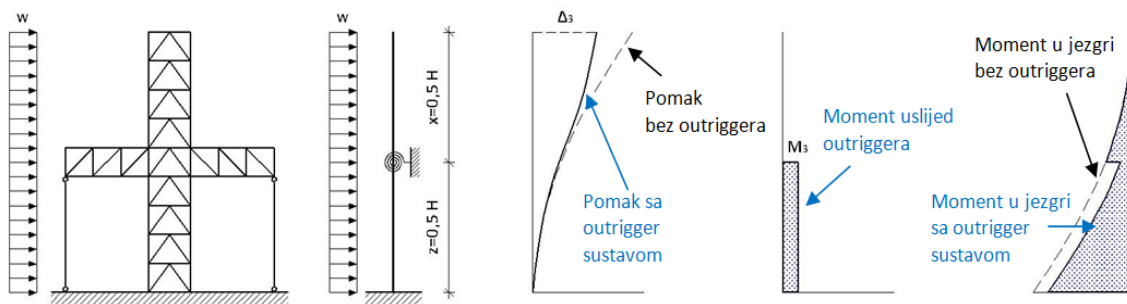
$$M_2 = \frac{\frac{63}{64} \cdot \frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I}}{\frac{1}{\frac{4}{3} \cdot K_1} + \frac{H}{E \cdot I} \cdot \frac{3}{4}} = 1,31 \cdot M_1$$

Horizontalni pomak na vrhu konzole (ukupni drift) dobiva se superpozicijom:

$$\Delta_2 = \Delta_w - \Delta_{opruga} = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{M_2 \cdot 3 \cdot H}{4 \cdot E \cdot I} \cdot \left( H - \frac{3 \cdot H}{8} \right) = \frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - 1,23 \cdot M_1 \right)$$

### Slučaj 3: outrigger smješten na polovici visine zgrade

Promotrimo slučaj kada je outrigger smješten na polovici visine zgrade:  $z=0,5 \cdot H$ ,  $x=0,5 \cdot H$  (Slika 7-10).



Slika 7-10 Modeliranje konstrukcije zgrade kada je outrigger na polovici visine od tla,  $z=0,5 H$  [2]

Jednadžba kompatibilnosti zaokreta glasi:

$$\frac{7}{48} \frac{w \cdot H^3}{E \cdot I} - \frac{M_3 \cdot H}{E \cdot I \cdot 2} = \frac{M_3}{K_3}$$

Ako se uvrsti da je  $K_3 = 2 \cdot K_1$  izraz za moment savijanja u outrigerrima na polovici visine zgrade glasi:

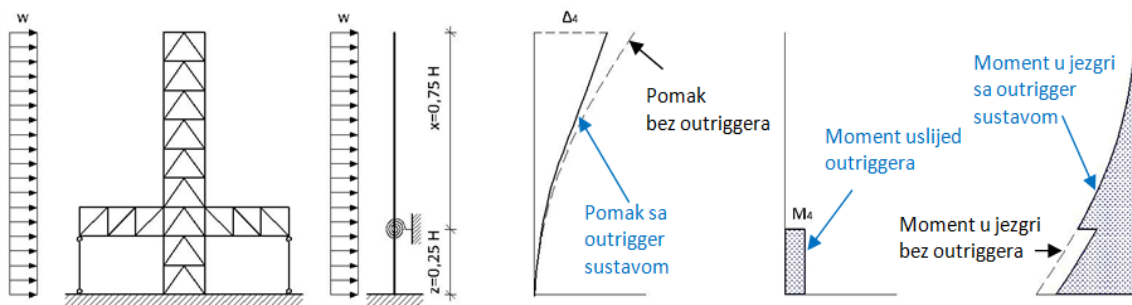
$$M_3 = \frac{7}{4} \cdot \frac{\frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I}}{\frac{1}{K_1} + \frac{H}{E \cdot I}} = 1,75 \cdot M_1$$

Horizontalni pomak na vrhu konzole (ukupni drift) računa se superpozicijom:

$$\Delta_3 = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{M_3 \cdot H}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( H - \frac{H}{4} \right) = \frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - 1,31 \cdot M_1 \right)$$

#### Slučaj 4: outrigger smješten na četvrtini visine zgrade

Promatra se slučaj kada je outrigger smješten na četvrtini visine zgrade, mjereno od razine tla:  $z=0,25 \cdot H$ ,  $x=0,75 \cdot H$  (Slika 7-11).



Slika 7-11 Modeliranje konstrukcije zgrade kada je outrigger na četvrtini visine od tla,  $z=0,25 H$  [2]

Jednadžba kompatibilnosti zaokreta glasi:

$$\frac{37}{64} \cdot \frac{w \cdot H^3}{6 \cdot E \cdot I} - \frac{M_4 \cdot H}{E \cdot I \cdot 4} = \frac{M_4}{K_4}$$

ako se uvrsti da je  $K_4 = 4 \cdot K_1$  izraz za moment savijanja u outrigerrima na četvrtini visine zgrade mjereno od tla glasi:

$$M_4 = 2,3 \cdot M_1$$

Horizontalni pomak na vrhu konzole (ukupni drift) računa se superpozicijom:

$$\Delta_4 = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{M_4 \cdot H}{4 \cdot E \cdot I} \cdot \left( H - \frac{H}{8} \right) = \frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - M_1 \right)$$

Ovom je analizom pokazan utjecaj položaja opruge (outriggera) na veličinu horizontalnog pomaka na vrhu konzole (odnosno na ukupni drift). Najveća redukcija horizontalnog pomaka ostvarena je smještanjem outriggera na polovicu visine (Tablica 7-1).

Također je pokazan utjecaj položaja opruge na dijagram momenata savijanja u jezgri, odnosno reducirajućeg momenta kao spreg sila u stupovima. Najveća redukcija momenta preokretanja događa se kada je outrigger smješten najbliže dnu (2,31 M), ali se pri tome moment savijanja konzole reducira samo na visini od 0,25 L.

Tablica 7-1 – Ponašanje rešetke sprega kao vertikalne konzole

Visinski položaj outriggera	Moment realiziran putem outriggera	Pomak na vrhu
vrh zgrade	$M_1$	$\frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - M_1 \right)$
$\frac{3}{4}$ visine zgrade	1,31 $M_1$	$\frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - 1,23 \cdot M_1 \right)$
$\frac{1}{2}$ visine zgrade	1,75 $M_1$	$\frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - 1,31 \cdot M_1 \right)$
$\frac{1}{4}$ visine zgrade	2,3 $M_1$	$\frac{H^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left( \frac{w \cdot H^2}{4} - M_1 \right)$

Neka praktična iskustva pokazuju da se glavna prednost outrigger sustava, u usporedbi sa cijevnim sustavom sa središnjom jezgrom, očituje u povećanju krutosti građevine bez potrebe da za blisko postavljenim stupovima po obodu koji su arhitektonski nepoželjni. Dodatno, pojasevi po obodu jednoliko raspodjeljuju sile, povećavajući efikasnost sustava.

Na odabir položaja outriggera bitno utječu i drugi parametri, prvenstveno potreba za smještanjem opreme u zgradu (tehnološke etaže).

## 8 HIBRIDNI SUSTAVI

Prethodno prikazani nosivi sustavi su primjenjivi za pravilne, prizmatične zgrade koje često imaju isključivu namjenu kojoj je nosivi sustav u cijelosti podređen. Dobro poznato i dokazano ponašanje klasičnih nosivih sustava utvrdilo je njihovu upotrebu kroz gotovo čitavo prošlo stoljeće. Hibridni (mješoviti) sustavi se javljaju i kao reakcija na monotonu klasičnu arhitekturu, gdje prevladavaju ponavljajući pravilni oblici.

Pokazalo se je da se kombiniranjem sustava mogu iskoristiti prednosti svakog od njih, a nedostaci pojedinih sustava se umanjuju ili u potpunosti nestaju. Visoke građevine oduvijek su bile iskaz moći, bogatstva i znanja pa se u vječnoj borbi za višim i većim dosegao limit sa upotrebom pojedinačnih nosivih sustava. Također, sa porastom visine i tlocrta građevine, javlja se „višak” kvadrata pa namjena zgrade postaje mješovita (stambena + poslovna + javna) i dolazi do potrebe kombiniranja različitih nosivih sustava.

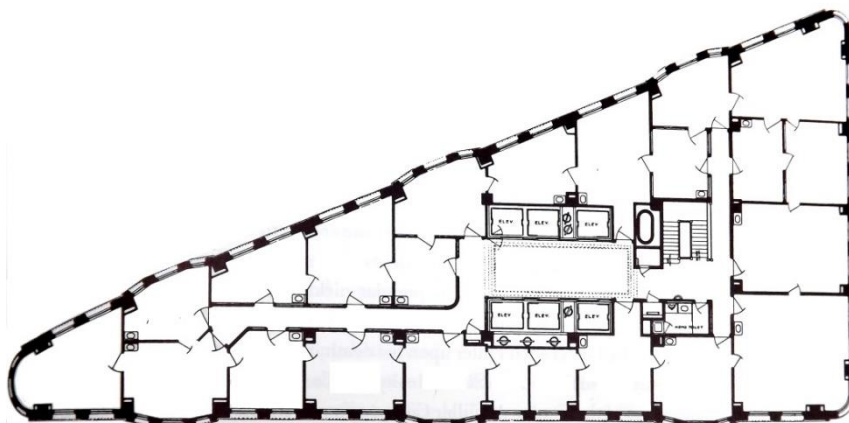
Sažeto, mogu se navesti glavni razlozi korištenja hibridnih (mješovitih) nosivih sustava:

- želja za obaranjem visinskih rekorda
- nepravilni tlocrti i neobični oblici zgrada kao izraz suvremene arhitekture
- pojava mješovitih zahtjeva upotrebe zgrade
- želja za racionalnijom upotrebom materijala, tako da se kombiniranjem prednosti pojedinih sustava i međusobnom interakcijom što bolje iskoriste pojedini od njih
- potreba zadovoljavanja rastućih zahtjeva na građevine – sigurnost (povećana otpornost na potresna i izvanredna djelovanja) i funkcionalnost (smanjenje pomaka, povećanje trajnosti...)
- razvojem kompjuterskih metoda proračuna, postalo je moguće analizirati mnogo složenije nosive sustave pa metode proračuna više nisu ograničavajući faktor u konceptualnoj definiciji građevine

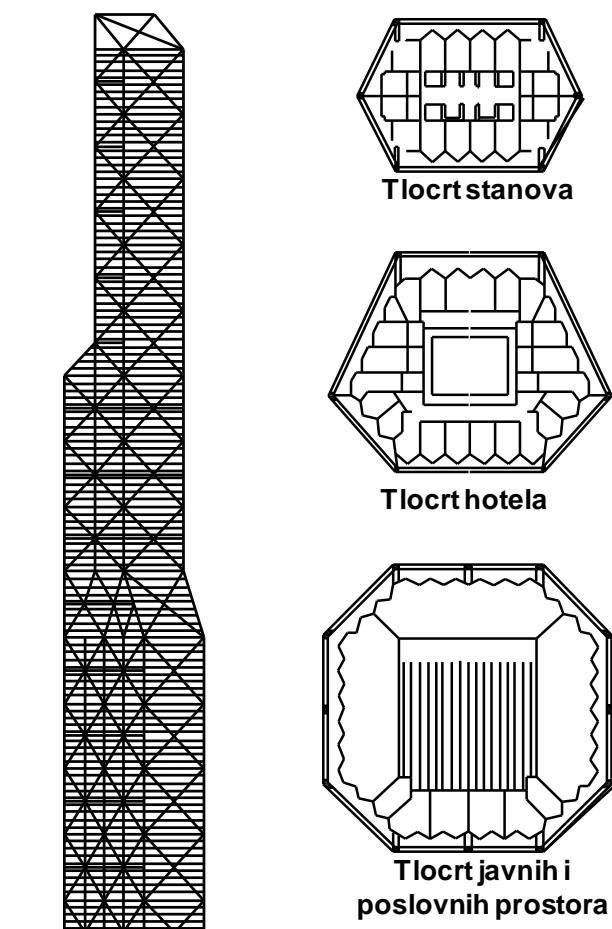
### 8.1 Oblikovne i tlocrtno varijacije

Potreba za nepravilnim oblikom i tlocrtom proizlazi iz težnje za arhitektonskim izričajem ali i iz ograničenja nametnutih lokacijom. Jedan primjer za takvo ograničenje je Flatiron zgrada sagrađena 1901 na Times Square-u u New Yorku (Slika 8-1). Oblik zgrade određen je malom i vrlo nepravilnom raspoloživom parcelom.

Nepravilni tlocrti mogu onemogućiti upotrebu nekih konstrukcijskih sustava, dok neki sustavi mogu biti upotrjebljeni bez obzira na tlocrtna ograničenja. Primjerice, cijevni sustavi mogu biti primjenjivi na vrlo raznolike tlocrtno varijacije, dok npr. okvirni sustavi ne mogu.



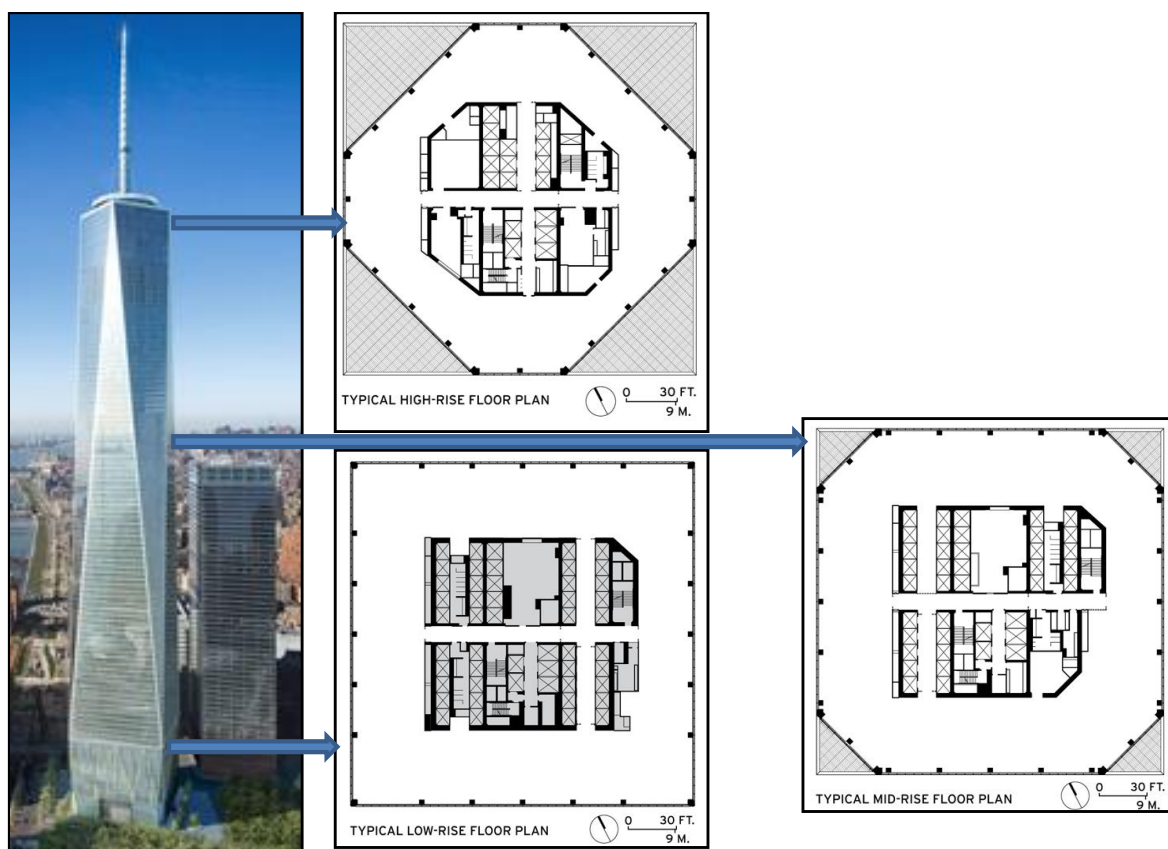
Slika 8-1 – Flatiron Building, New York 1901, tlocrtno ograničenje građevine



Slika 8-2 – Oblikovne i funkcionalne varijacije zgrade po visini [1]

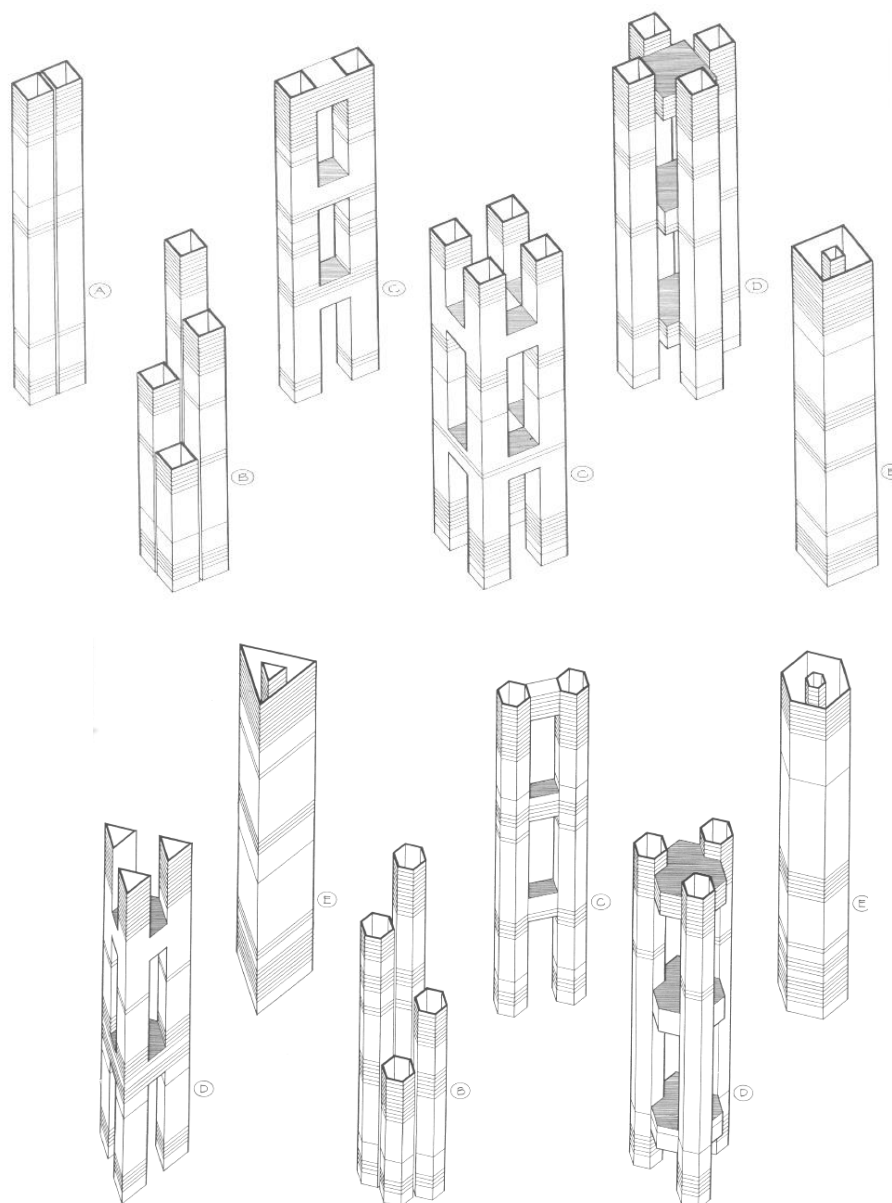
Primjer na Slici 8-2 pokazuje zgradu kod koje su oblikovne varijacije tlocrta po visini prilagođene su tlocrtnim potrebama pojedinog dijela građevine. Glavni nosivi sistem je odabran kao prostorna rešetka sa trokutnim modulom kako po visini ne bi bilo diskontinuiteta. Vanjski oblik zgrade moguće je ostvariti upotrebom cijevi sa dodatkom rešetke čiji se elementi protežu kroz više etaža i kojima se ostvaruju promjene u tlocrtu. Korištenjem ovakvih rešetki moguće je izostaviti unutarnje stupove na mjestima promjene tlocrta jer se sva opterećenja prenose direktno na vanjsku cijev. Zgrada je ujedno dobila i aerodinamični oblik za djelovanje vjetra.

Zanimljivi primjer promjene oblika zgrade po visini je novi neboder Freedom Tower (Slika 8-3) u New Yorku koji je izveden na lokaciji srušenih tornjeva WTC-a. Toranj raste od kvadratnog podnožja kojem se kutovi pomiču prema unutra i kvadrat se mijenja u osmerokutni poligonalni presjek. Središnji dio je u tlocrtu osmerokut, a vrh zgrade je ponovno kvadrat, zaokrenut za 45°. Konstrukciju zgrade čini unutarnja AB jezgra i jaki vanjski čelični okvir od stupova i greda, međusobno povezanih kombinacijom zavara i vijaka, koji zajedno s betonskim posmičnim zidovima jezgre osigurava bitnu krutost cjelokupnog nosivog sustava, a istovremeno daje najveću fleksibilnost u planiranju prostora, jer nema unutrašnjih stupova (uredski prostori).



Slika 8-3 – Freedom Tower, New York, 2014.





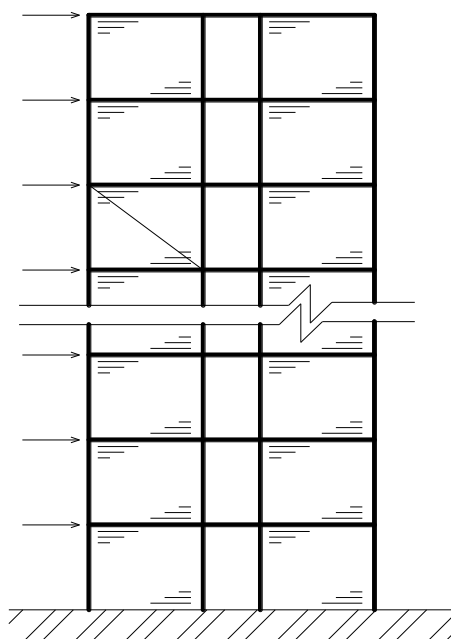
Slika 8-4 – Povezivanje više tornjeva zgrade

Buduće visoke zgrade su sve složenijih tlocrtnih oblika. Potrebna krutost se postiže međusobnim povezivanjem više tornjeva u jedan tlocrt sa krutim horizontalnim konstrukcijama (međukatnim konstrukcijama) ili mostovima. Dimenzije mostova za povezivanje moraju biti otprilike iste kao i dimenzije cijevi koje oni povezuju. Horizontalno opterećenje se tada raspoređuje među tornjevima prema njihovom odnosu krutosti. U slučaju povezanih tornjeva, tlocrtni oblici pojedinih tornjeva više ne moraju biti pravokutni jer je krutost zgrade definirana složenim zajedničkim djelovanjem, a ne pojedinačnim presjekom tornja.

## 8.2 Kombiniranje horizontalno ukrućujućih elemenata

### 8.2.1 Okviri s ispunom

Kao što je već objašnjeno u poglavlju 4.4., a ovdje ih spominjemo jer predstavljaju najjednostavniji primjer hibrida, okviri sa ispunom se koriste za zgrade visoke do 30 katova. Osnovni armirano-betonski okvir, koji čine stupovi i grede, ispunjava se zidovima (panelima) od opeke ili betona izvedenog na licu mjesta. Prilikom bočnog opterećenja ispunjenog okvira, ispuna se ponaša kao dijagonala napregnuta tlačnom silom koja ukrućuje okvir. Okvir s ispunom nije lako proračunati zbog nejasnog toka preuzimanja bočnih horizontalnih djelovanja – treba odrediti presjek zamjenske dijagonale. Problem koji često nastaje je kada stanari uklone neke zidove, čime otpornost okvira nepredvidivo slabi.

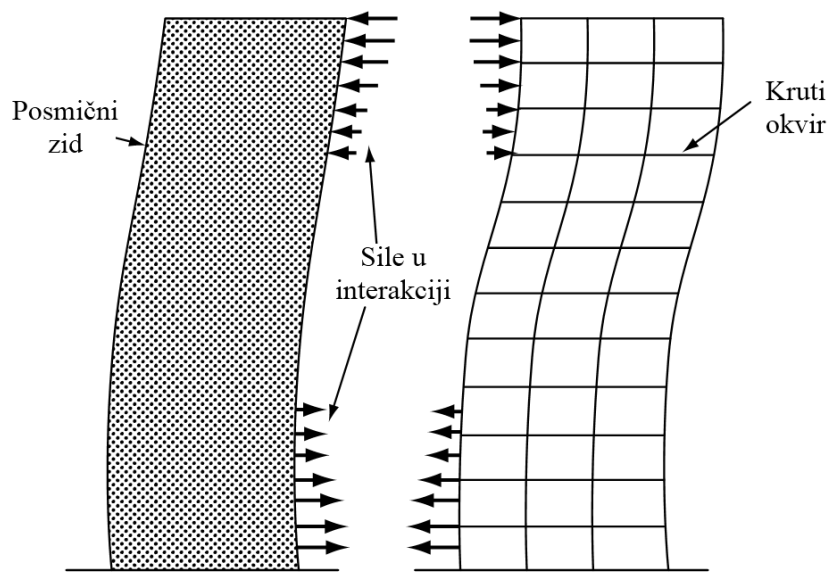


Slika 8-5 – Okvir s ispunom [2]

### 8.2.2 Kombinacija zidova i okvira

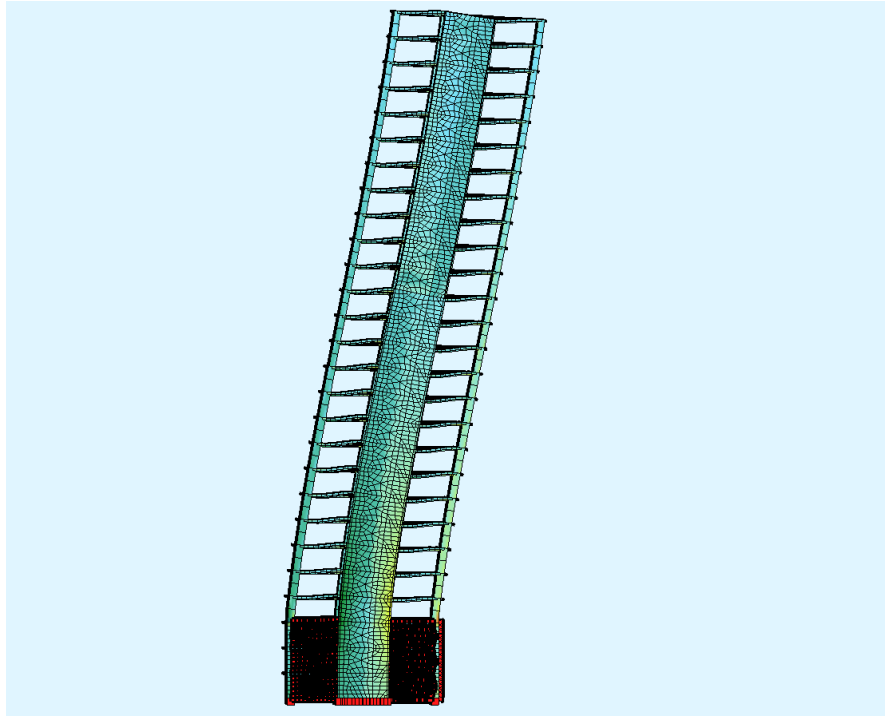
Ovaj konstruktivni sustav se odupire djelovanju horizontalnih sila kombinacijom sustava zidova i krutih okvira. Sustav zidova i zidova i okvira omogućuje ekonomičnu izgradnju 50-ero katnih zgrada, pa i viših. Potencijalne prednosti ovakvog sustava ovise o interakciji zidova i okvira, što jasno ovisi i o krutosti ova dva sustava te visini objekta. Okvir koji ima međusobno blisko raspoređene stupove povezane sa visokim gredama, ponaša se slično posmičnom zidu a posmični zid oslabljen velikim otvorima ponaša se slično krutom okviru. Zidovi i okvir horizontalno međusobno djeluju, poglavito na vrhu zgrade, čime se dobiva krući i jači konstrukcijski sklop.

Linearno deformiranje krutog okvira u kombinaciji sa paraboličnim deformiranjem posmičnog zida rezultira povećanom krutošću sustava zato što je, uslijed djelovanja horizontalnih sila, zid rasterećen okvirom pri vrhu zgrade, dok je pri dnu okvir rasterećen posmičnim zidom. Uz pažljivo podešavanje, posmik u okviru može biti približno nepromjenjiv po cijeloj visini građevine, što omogućuje izvedbu jednakih katnih (stropnih) konstrukcija.



Slika 8-6 – Interakcija posmičnog zida i okvira [3]

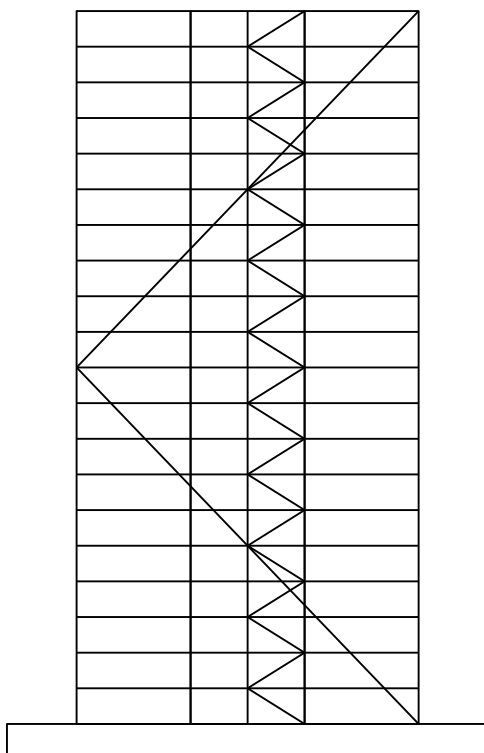
Zidovi su tako raspoređeni da uglavnom tvore jezgru oko stubišta i dizala, dok su okviri, sa relativno visokim gredama, raspoređeni po rubovima. Sustav zidova međusobno spojenih tako da tvore jezgru, predstavlja sustav sa dovoljnom krutošću koji na sebe može preuzeti znatna horizontalna djelovanja. Unutar jezgre se u pravilu nalaze komunikacijski kanali, tj. dizala i stubišta. Sustav koji okružuje jezgru, dakle međukatne konstrukcije, te stupovi ili okviri, ne moraju nužno biti od betona, već mogu biti čelični i/ili spregnuti.



*Slika 8-7 – Ponašanje pridržanog okvira – primjer na računalnom modelu visoke zgrade*

### **8.2.3 Miješani spregovi**

Na istoj zgradi mogu se u isto vrijeme primjenjivati primarni (mega) spregovi i sekundarni spregovi. Primarni spregovi obuhvaćaju veći broj etaža, a sekundarni samo jednu (obično smješteni oko vertikalnih komunikacija). Megaspregovi ukružuju vanjsku cijev koja pretežno preuzima savijanje, a unutarnji spregovi ukružuju unutarnju cijev koja preuzima pretežno posmik.



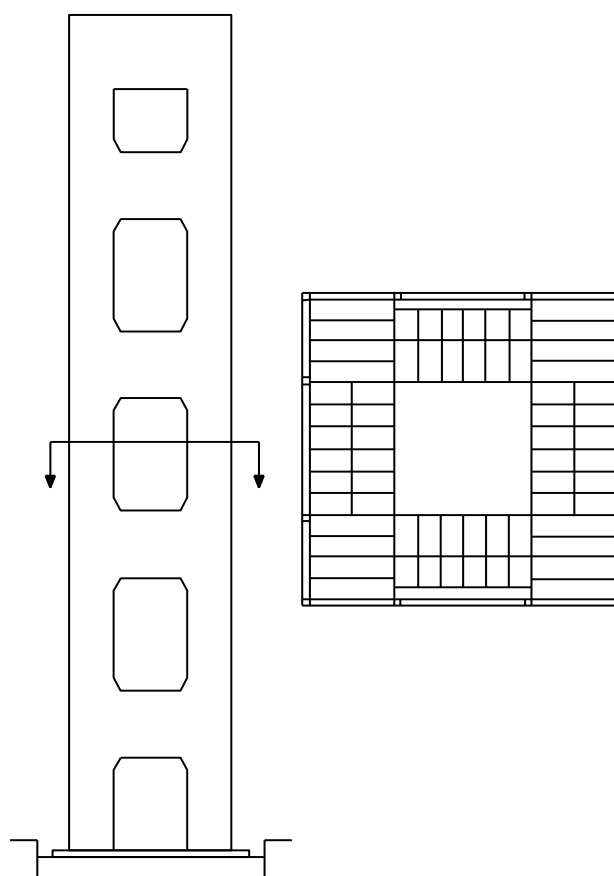
Slika 8-8 – Sustav sa miješanim spregom [1]

#### 8.2.4 Okvirne cijevi ojačane dijagonalama – rešetkaste cijevi

Okvirne cijevi sa dijagonalama poboljšavaju učinkovitost običnih okvirnih cijevi omogućujući konstruiranje viših zgrada sa većim razmacima stupova okvira. U visokim čeličnim zgradama dijagonale su najčešći način povećanja djelotvornosti uokvirene cijevi (kao što je već istaknuto u poglavlju 6.3.2). Dijagonale sustava cijevi sa spregovima spojene su na stupove na svakom križanju. Konstrukcijski sklop se za bočna (horizontalna) djelovanja ponaša slično kao okvir sa spregovima. Utjecaj savijanja u štapovima okvira je bitno smanjen, stoga stupovi mogu biti postavljeni na većem razmaku, što omogućuje mnogo veće prozore. Dodavanjem dijagonale na obodu cijevi eliminira se problem shear laga – podjednako se aktiviraju svi obodni stupovi. Dijagonale također sudjeluju i u prijenosu gravitacijskog opterećenja tako što prenose aksijalno opterećenje sa više na manje opterećene stupove, odnosno sa sekundarnih (manjih) stupova, na glavne (veće stupove). Razlike u raspodjeli naprezanja u stupovima su izjednačene, što pospješuje efikasnost srednjih stupova te na taj način omogućava ekonomičnije izmjere stupova. Betonski sustav se sastoji od usko razmaknutih stupova, a spregovi su oblikovani kao dijagonalni sustav betonskih ploča (panela), veličine prozora, betoniranih zajedno s okvirom koji stvaraju dijagonalni uzorak na fasadi zgrade.

## 8.2.5 Super-okviri ili mega-okviri

Super okviri (mega okviri) imaju oblik velikog portala na vanjskoj plohi zgrade. Sastoje se od vertikalnih nogu u svakom kutu zgrade koje su međusobno povezane sa horizontalnim elementima na svakih 12-14 etaža. Kutni položaj nogu omogućuje najveću djelotvornost u preuzimanju horizontalnih djelovanja. Vertikalne noge i horizontalne prečke tvore jedan veliki okvir vidljiv na fasadi zgrade – ovaj okvir se često naziva portal. Prednosti ovakvog sustava su u vrlo slobodnom planiranju unutarnjeg prostora i mogućnostima postavljanja velikih otvora na lica zgrade (pogled, osvjetljenje, prozračnost prostora).

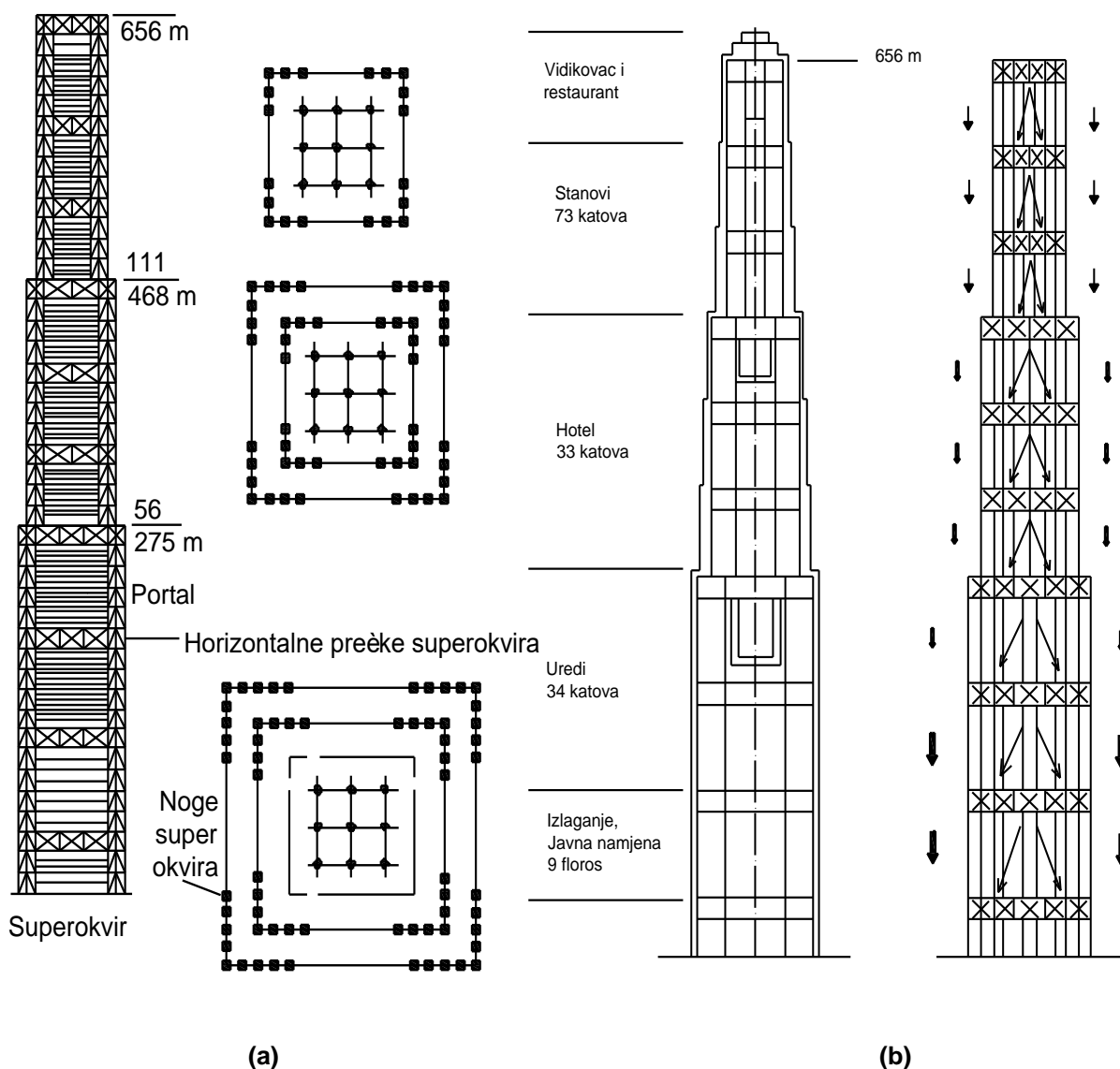


Slika 8-9 – Shema konstrukcijskog sustava super okvira [1]

Na Slici 8-9 (a) je prikazan primjer zgrade super-okvira visine 170 katova (656 m). Konstrukcijska djelotvornost proizlazi iz koncentracije nosivih elemenata u kutove zgrade. Svaka od nogu izvedena je kao rešetkasti nosač i kruta je unutar svoje ravnine. Da bi noge zajednički djelovale poput ekvivalentne konzole potrebne su vrlo snažne horizontalne veze koje se postavljaju svakih 20-ak etaža i imaju visinu od nekoliko etaža. I one se također izvode u obliku rešetki.



Na Slici 8-9 (b) se može vidjeti primjer konstrukcije super-okvira za zgradu različite namjene od dna prema vrhu. Tlocrt se mijenja od površine 88x88 m u razini tla, do 44x44 m na vrhu, i namjena svakog dijela je prilagođena dostupnoj površini. Promjenjiva površina pomaže i u smanjenju horizontalnog opterećenja od vjetrova na vrhu. Prijenos vertikalnih opterećenja se odvija preko horizontalnih rešetki, tako da se opterećenje sa unutarnjih stupova prenosi na vanjske stupove super-okvira, pa unutarnji stupovi mogu ostati konstantnih dimenzija.



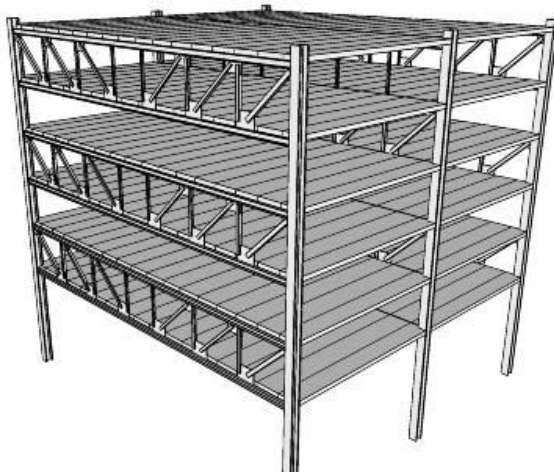
Slika 8-10 – Dva primjera zgrade sustava super-okvira [1]

## 8.2.6 Raspoređeni sustav rešetki

Sustav raspoređenih rešetki [1,3] se sastoji od rešetkastih nosača visine jedne etaže spojenih sa vanjskim stupovima. Zbog funkcionalnosti prostora rešetkasti nosači se postavljaju naizmjenice na svaku drugu etažu. Osnovna ideja je da se horizontalna sila preko krute međukatne konstrukcije prenosi na rešetke. Stupovi se postavljaju na vanjske fasade i djeluju kao pojasevi rešetke koju čini čitava zgrada. Hrptovi te rešetke su raspoređeni sustavi horizontalnih međуетažnih rešetki. Sustav se koristi za zgrade do 40 katova.

Prednosti ovog sustava su:

- veliki otvoreni prostori unutar svake etaže
- male visine međukatnih konstrukcija (debljine ploče)
- temelji su raspoređeni samo po obodu zgrade i ne moraju biti velikih dimenzija (trakasti temelji)
- mali pomaci zgrade zbog velike krutosti rešetke čitave zgrade
- većina unutarnjih sila su samo uzdužne sile što znači da čelični elementi ne moraju biti velikih dimenzija
- brza izvedba



Slika 8-11 – Shema i primjer zgrade sa sustavom raspoređenih rešetki

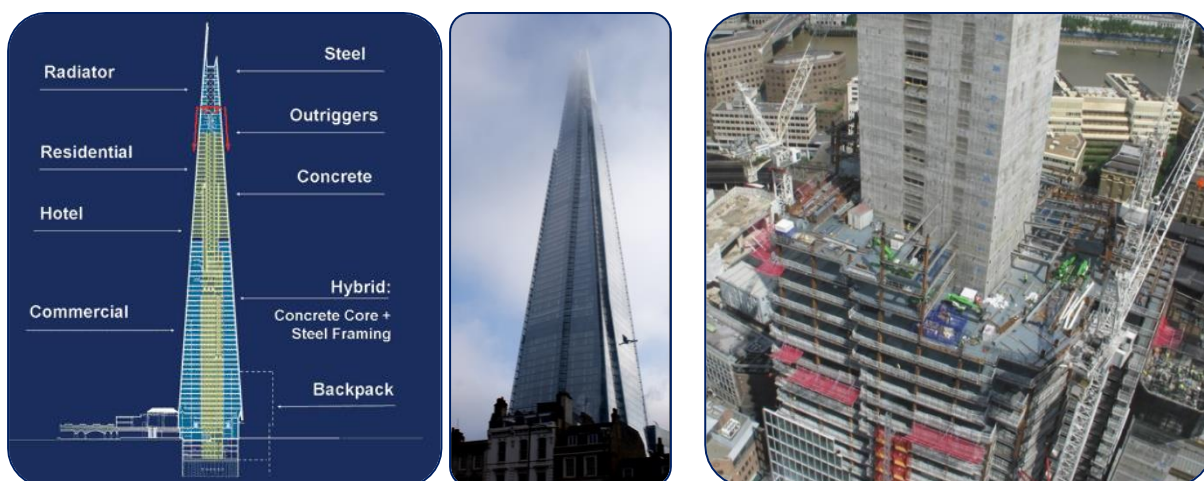
### 8.3 Kombiniranje gradiva – spregnuti sustavi

Miješane konstrukcije od čelika i betona danas su uobičajene. Najveće nebodere danas više nije moguće izvesti upotrebom samo jednog materijala.

Moguće kombinacije gradiva ostvaruju se u smislu:

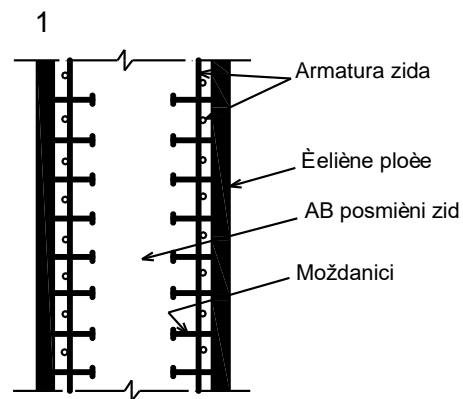
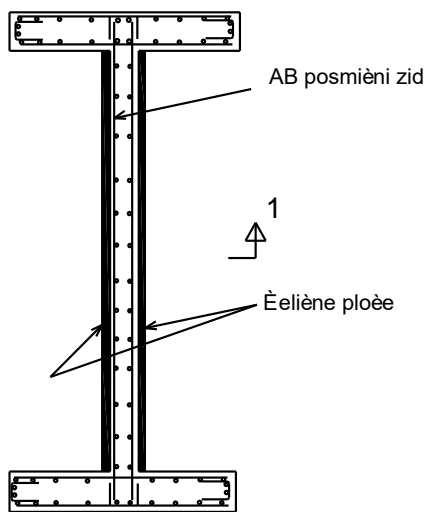
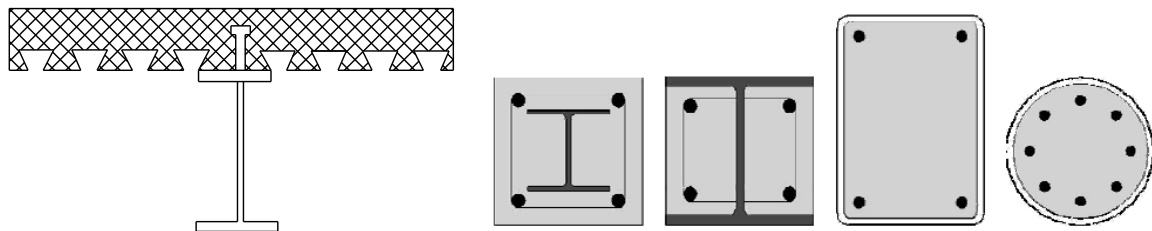
- kombiniranja ukružujućih sustava iz različitih gradiva – npr. betonska jezgra i vanjska čelična cijev
- sprezanja elemenata od različitih gradiva (čelik-beton) unutar istog ukružujućeg sustava – npr. spregnute spojne grede u sustavu povezanih zidova, betonom obloženi (ili ispunjeni) čelični stupovi i grede okvira, spregnute međukatne konstrukcije...

Beton se koristi u onim dijelovima nosivog sustava gdje njegove prednosti dolaze do izražaja. Ove prednosti podrazumijevaju veliku tlačnu čvrstoću, monolitnost koja osigurava spojeve za prijenos momenta savijanja, a nerijetko i svojstva zaštite čelika od požara ili korozije. Čelik se koristi u dijelovima sustava gdje prevladavaju vlačne uzdužne sile (spregovi, vanjski outrigger stupovi...) ili gdje je ograničena raspoloživa visina međukatne konstrukcije, a potrebni su veliki rasponi (veliki slobodni uredski prostori) jer za čelične ili spregnute grede vrijedi veći odnos L/H. U ovom pogledu zanimljiva je zgrada The Shard u Londonu (2012.), sa 87 katova, visine 310 m. Donji i gornji dio izvedeni su iz čelika, a središnji iz betona. Konstrukcijski sustav je mješavina betonske jezgre i vanjske čelične cijevi od krutog okvira (donji dio), betonske jezgre i posmičnih zidova (središnji betonski dio), i betonske jezgre i čeličnog outrigger sistema (gornji dio).



Slika 8-12 – Zgrada miješanog konstrukcijskog sustava – The Shard, London, 2012.

Sprezanje čeličnog i betonskog dijela presjeka pojedinog elementa unutar sustava povećava nosivost i omogućava ekonomičnu i brzu gradnju. Sprežu se međukatne konstrukcije (ploče), grede, stupovi i zidovi.



Slika 8-13 – Primjeri sprezanja razlièitih nosivih elemenata u zgradi

## 9 MEĐUKATNE KONSTRUKCIJE

### 9.1 Uvodno

Međukatna (ili stropna) konstrukcija je horizontalna konstrukcija zgrade koja se po visini dijeli na etaže (katove). Horizontalna i vertikalna konstrukcija zatvaraju određeni prostor neke namjene. Primarni zahtjev koji mora zadovoljiti svaka međukatna konstrukcija je sigurnost. Ona preuzima stalna i pokretna opterećenja i prenosi ih na vertikalnu konstrukciju zgrade, horizontalno povezuje ostale konstruktivne dijelove i ukružuje zgradu u horizontalnoj ravnini. Sekundarni su zahtjevi za međukatnu konstrukciju: izolacija od vlage, topline i zvuka; zaštita od požara te estetski zahtjevi. Ti su zahtjevi uvjetovani položajem međukatne konstrukcije u zgradi, namjenom objekta, klimatskim uvjetima i materijalima od kojih je zgrada izvedena. Funkcionalno, međukatna konstrukcija ima tri dijela: nosivi, podni i podgled [1].

Međukatne konstrukcije spomenute su ranije u tekstu na više mjesta, budući da predstavljaju važan element konstruktivnog sklopa visokih zgrada. One bitno određuju cijenu i brzinu gradnje, a mogu biti različitih sustava i materijala, na čiji odabir utječu arhitektonski razlozi, uloga u sustavu za prijenos sila i izvedbene značajke.

Namjena građevine bitno utječe na odabir međukatne konstrukcije. Kod stambene zgrade, manji rasponi stalnih pregrada dopuštaju izvedbu međukatne konstrukcije manjih raspona i izmjera. Kod poslovnih zgrada nužni su veći rasponi zbog potrebe za prenamjenom prostora.

Norma koja se bavi potresnim inženjerstvom – Eurocode 8 – propisuje jedan od uvjeta na stropne konstrukcije, nužan da bi se mogle koristiti pojednostavljene metode proračuna (tlocrtni kriteriji pravilnosti konstrukcije):

*Krutost stropa u njegovoj ravnini mora biti dovoljno velika u usporedbi s bočnom krutošću elemenata.*

To znači da s osobitom pažnjom moramo tretirati stropne ploče s velikim otvorima (npr. one oko atrija zgrade).

Kod modeliranja za proračun u normi nalazimo još jedno pravilo koje se odnosi na krutost stropnih konstrukcija:

*Ako se stropne dijafragme mogu smatrati krutim u vlastitim ravninama, mase i momenti tromosti svakog kata smiju se koncentrirati u težištu.*

Ako je za uspjeh projekta presudna brzina gradnje, odabiru se sustavi koji se brže izvode, bez obzira na cijenu. Ako je bitno zadržati ukupnu visinu zgrade unutar nekih ograničenja, treba imati na umu da visina međukatne konstrukcije povećava visinu zgrade uz jednaku katnost.



U osnovnoj podjeli razlikujemo betonske i čelične sustave, premda su stropne konstrukcije često kombinirane od različitih materijala (betona i čelika) pa se često dijele prema načinu izvedbe, a ne prema materijalima.

Međukatna konstrukcija čini oko 20% ukupne mase konstrukcije visoke građevine

Kod konstruktorskih ali i projektantskih razmatranja međukatnog sklopa optimalizira se:

- omjer visine i raspona konstruktivnih elemenata
- razmak greda
- debljina ploče
- tip sklopa.

## 9.2 Betonske međukatne konstrukcije

Monolitna armiranobetonska stropna konstrukcija izvodi se na samoj građevini, na mjestu ugradbe. Osnovni nosivi sustavi takvih stropova su ploča, ploča s gredama i sitnobrebričasti stropovi. Kod ploča još razlikujemo one nosive u jednom i u dva smjera. Dakle, međukatne konstrukcije uglavnom se izvode kao armiranobetonske, rijetko kao prednapete ploče, premda je primjena prednapinjanja u visokogradnji sve prisutnija. Izmjere horizontalnih i vertikalnih konstruktivnih elemenata se optimiziraju prema unaprijed postavljenim kriterijima (utrošak gradiva, brzina izvedbe).

Primjerice, jedan kriterij optimalizacije za sustav s betonskim pločama može biti slijedeći: treba postići da volumen betona za kompletnu građevinu, uključujući zidove i jezgre ostane unutar granice od  $0.4 \text{ m}^3/\text{m}^2$  do  $0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2$  korisne površine.

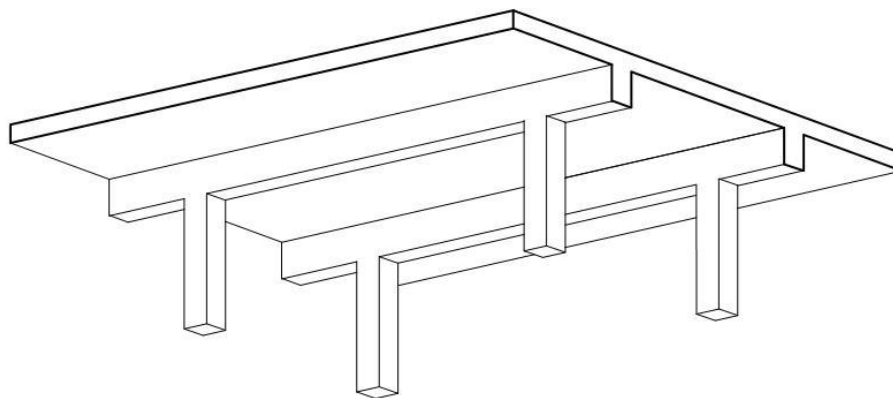
Svaki sustav ima svoj kriterij za optimalizaciju prema utrošku gradiva. Kriterij može biti i brzina izvedbe ili mogućnost prefabrikacije (u slučaju skućenog gradilišnog prostora). Jedan kriterij koji je zajednički svim konstruktivnim sustavima je ukupna cijena.

### Ploče stalne debljine nosive u jednom smjeru

Betonske ploče stalne debljine, koje se oslanjaju na grede okvira ili zidove trebale bi biti debele do 20 cm, međutim je kod većih raspona moguće odabrati i veću debljinu. Uglavnom se izvode se na rasponima od 3 m do 7,5 m, a glavna im je prednost relativno jednostavna oplata i armiranje. Međutim, nedostatak ploča stalne debljine su velika masa i neučinkovito korištenje gradiva (betona i čelika).

Ove se međukatne konstrukcije koriste u zgradama s većom gustoćom posmičnih zidova, najčešće stambene namjene, ili kod okvirnih konstrukcija. Ako ploča prelazi više raspona u kontinuitetu i to bez otvora, a rasponi su značajni, razmatra se sustav s prednapinjanjem (prednapeta ploča).





*Slika 9-1 – Betonska međukatna konstrukcija oslonjena na sustav greda i stupova, nosiva u jednom smjeru.*

### **Sitnorebričaste ploče nosive u jednom smjeru**

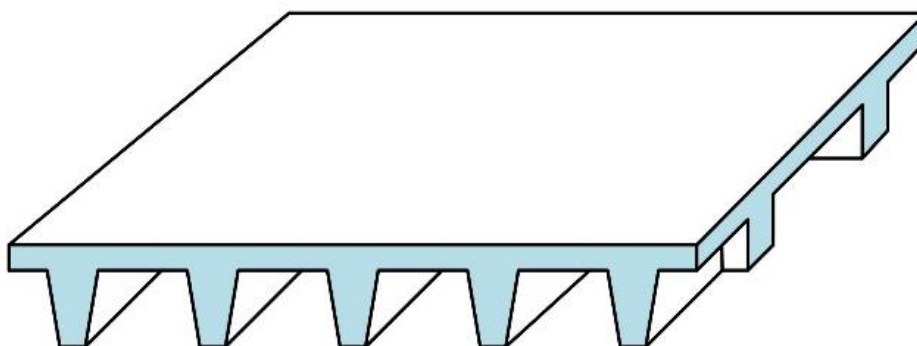
Sitnorebričasti stropovi u monolitnoj izvedbi danas se izvode vrlo rijetko zbog velikog utroška oplata i složene izvedbene tehnologije, međutim to ne znači da je takav sustav manje efikasan u pogledu utroška gradiva i mogućnosti prijenosa opterećenja. U principu, sustav čine ploče armirane mrežama na malom rasponu koje nose između rebara koja su gusto postavljena i prenose opterećenje na grede okvira. U konstruktivnom pogledu, ponašanje ovog sustava nalik je na niz greda T presjeka postavljenih jedna do druge (Slika 9-2).

Osnovne izmjere sitnorebričaste stropne konstrukcije:

Minimalna debljina ploče: oko 6 cm

Visina rebara: 15 cm do 50 cm

Razmak rebara: 50 cm do 75 cm



*Slika 9-2 – Sitnorebričasta betonska međukatna konstrukcija.*

## Ploče s rebrima i gredama nosive u jednom smjeru

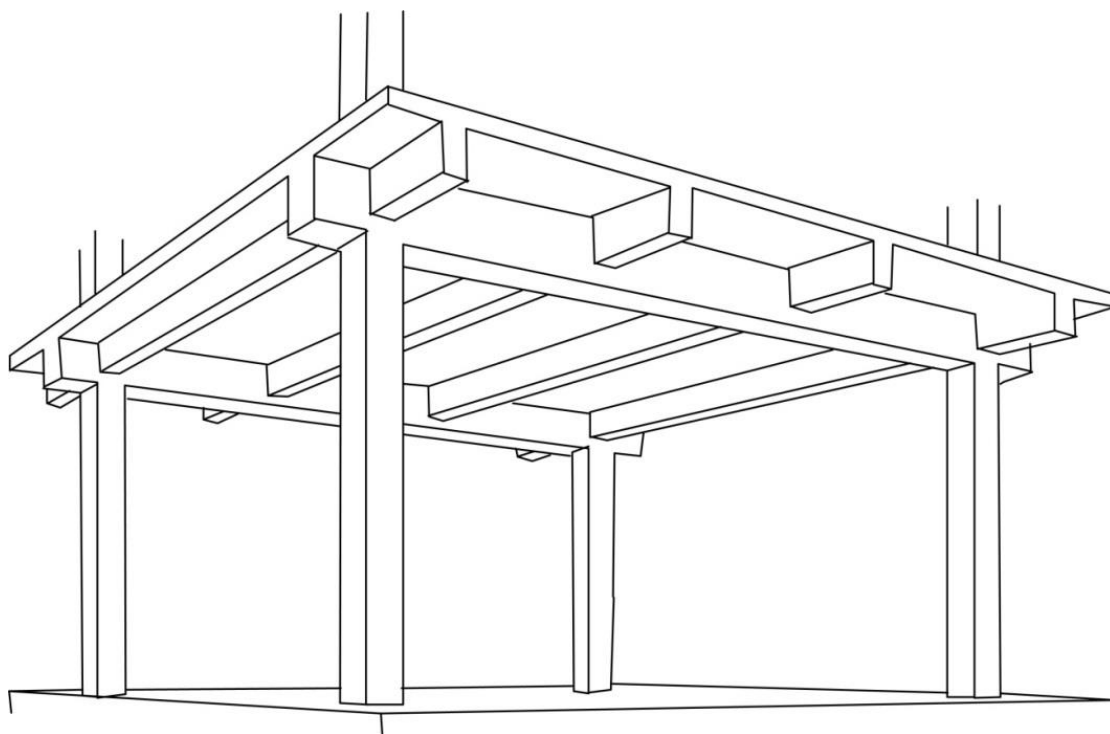
Sustav stropne konstrukcije sastoji se od ploče i greda koje se protežu u jednom smjeru i podupiru ploču na određenim razmacima. Ploča je armirana u dva smjera, s tim da nosi u jednom smjeru – onom kraćem, dok je u drugom smjeru armatura konstruktivna.

Ploča je stalne debljine i može biti tanka – od 8 do 15 cm, dok sustav može premostiti raspon do 14 metara. Najčešće se koristi u okvirnim građevinama, gdje stropne grede predstavljaju sekundarni nosivi sustav, oslanjajući se na grede i stupove glavnog konstruktivnog sustava (Slika 9-3). Konstruktivna visina betonskih greda u odnosu na raspon ( $L$ ) uobičajeno iznosi  $L/20$  do  $L/15$ .

Ovaj sustav je konstrukcijski veoma jasan (u smislu prijenosa opterećenja), no ima i bitnih nedostataka zbog čega se u visokim građevinama ne izvodi često.

Ako se ovakav sustav izvodi monolitno, na mjestu i za njega možemo reći da zahtijeva veću količinu rada od nekih drugih sustava, a treba spomenuti i druge probleme:

- nešto veća konstruktivna visina
- u gredama je potrebno unaprijed predvidjeti prodore za instalacije
- oplata je složena i zahtijeva puno gradiva i rada.



Slika 9-3 – Betonska međukatna konstrukcija – ploča s rebrima i gredama nosiva u jednom smjeru.

### **Ploče stalne debljine nosive u dva smjera - ravne ploče**

Ploča stalne debljine armirana tako da prenosi opterećenje u dva smjera oslanja se na grede, pojedinačne stupove ili uske zidove. U izvedbi od armiranog betona obično ima raspon do cca 7,5 metara, s prednapinjanjem do 11 m.

Glavna prednost ovog sustava je jednostavan oblik, povoljan za postavljanje oplata i armiranje. Pri tome ne treba zaboraviti da omjer dulje i kraće stranice ploče s kontinuiranim osloncima ne treba prijeći 2:1 zbog toga što u protivnom ploča postaje nosiva u jednom – kraćem – smjeru. Ploče s pojedinačnim osloncima (npr. na stupove) uvijek treba provjeriti i prikladno armirati u dva smjera.

Posljedica odsustva greda je manja visina kata i slobodan prolaz instalacija, što je svakako povoljno.

Kod svih ploča koje su nosive u dva smjera kod odabira tipa konstrukcije mjerodavna su razmatranja progiba i pukotina, te proboja. Ukoliko nema podebljanja ploče uz stupove, za osiguranje ploče na proboj nad stupovima ili zidovima treba predvidjeti dodatnu posmičnu armaturu, odnosno moždanike.

Pored prednosti koja se očituje u uštedi na konstrukcijskoj visini, ravne ploče omogućuju korištenje oplata velikih ploha, što rezultira u većoj produktivnosti rada, odnosno brzini izvedbe (Slika 9-4).

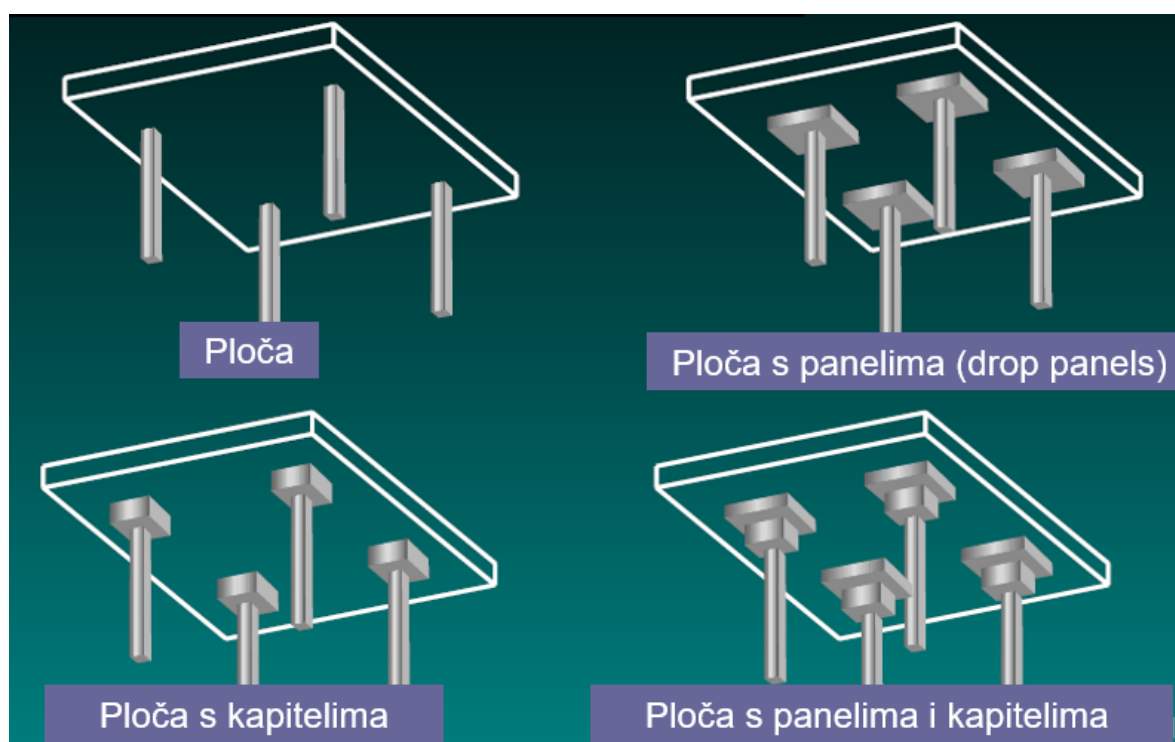


*Slika 9-4 – Betonska međukatna konstrukcija – ploča s rebrima i gredama nosiva u jednom smjeru.*

## Ploče s kapitelima nosive u dva smjera

Kapiteli stupova su arhitektonski elementi – sastavni dio stupa, odnosno glava stupa, na mjestu gdje se opterećenje s gornje etaže prenosi na stup. Kapiteli stupova ili podebljanja ploče uz stupove (drop panels) reduciraju problem proboja ploče povećavajući posmičnu nosivost (Slika 9-5). Podebljanja dodatno povećavaju visinu stropne konstrukcije uz oslonce, povećavajući mogućnost prijenosa negativnih momenata.

Ovakva su rješenja povoljna za veća opterećenja i/ili veće raspone u odnosu na ploču jednolike debljine. Moguće su određene uštede armature, a sustav se najčešće koristi kod kvadratnih ili približno kvadratnih rastera.



Slika 9-5 – Betonska međukatna konstrukcija – ploča nosiva u dva smjera i varijante s kapitelima i podebljanjima ploče [2]

## Kasetirana ploča

Kasetiranu ploču je sustav nosiv u dva okomita smjera, kojeg čini tanka ploča koja je poduprta kvadratnom mrežom gredica. Pri izvedbi se ploča i grede formiraju zajedno, na oplati s kasetama. Uz stupove kasete se izostavljaju, zbog proboja. Maksimalne izmjere kasete su do 75 cm duljine/širine, do 50 cm dubine (Slika 9-6). Arhitektonski, ovim se sustavom postiže zanimljiv izgled stropa koji se koristi bez podkonstrukcije.





*Slika 9-6 – Kasetirana ploča kao betonska međukatna konstrukcija*

### **Ploče s gredama nosive u dva smjera**

Kod ovakvog sustava ortogonalno postavljene setove greda prenose opterećenje na stupove ili zidove. Sustav je ekonomičan po pitanju utroška betona i armature, a grede se mogu neposredno uklopiti u glavni nosivi (okvirni) sustav (Slika 9-7).

Kod proračuna konstrukcije, ne samo ovog već i ostalih monolitnih betonskih sustava, posebnu pažnju treba obratiti na proračun faza izvedbe, budući da je vjerojatno da će opterećenja u izvedbi od skele i oplata, te svježeg betona, premašiti uporabno opterećenje nižih etaža. Postupak gradnje pažljivo se planira jer je postavljanje potpora i oplata kritično za brzinu, kao i ostvarivanje rane čvrstoće betona. Obično računamo s time da beton može postići 70% nominalne tlačne čvrstoće nakon 1 ili 2 dana od betoniranja. Također se prakticira korištenje dvaju setova podupirača i oplata, kako bi se proces mogao dodatno ubrzati.



*Slika 9-7 – Ploča s gredama u fazi izvedbe*

### 9.3 Čelični sustavi međukatnih konstrukcija

Sustavi međukatne konstrukcije koje nazivamo čeličnima obično sadrže nosače od čelika koji podupiru betonsku ploču a sami se oslanjaju na glavnu vertikalnu konstrukciju zgrade. Konstruktivna visina čeličnih greda u odnosu na raspon  $L$  obično je u rasponu od  $L/30$  do  $L/15$ . Kada sustav nije spregnut ploča nosi sama za sebe, bez krute veze s čeličnim nosačima. Ploča se obično izvodi u jednoj od dvije osnovne inačice, na metalnoj podlozi (čelični lim) ili bez nje (Slike 9-8 i 9-9). Ukoliko se sloj betona nad čeličnim sklopom ne armira, tada govorimo o čeličnom sustavu, no ako je nad čeličnom konstrukcijom armirana betonska ploča, proračunata kao dio nosivog sustava, tada govorimo o spregnutoj konstrukciji.

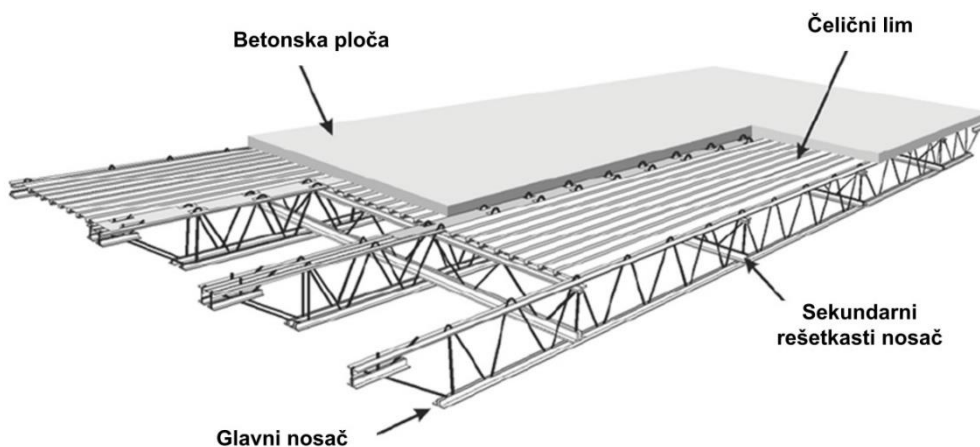


*Slika 9-8 – Elementi čelične međukatne konstrukcije: glavni nosači tvore glavni nosivi sustav, između njih su sekundarni nosači koji podupiru profilirani lim, na kojemu se izvodi betonska stropna ploča.*

I kod ovakvih sustava može se formirati sklop nosiv u jednom ili u dva okomita smjera. Nosači koji neposredno podupiru ploču mogu biti punostijeni ili rešetkasti.

Treba napomenuti da u načelu kod visokih zgrada preferiramo ujednačen nosivi sustav po visini (isti raspored i visinu iz etaže u etažu), no to je rijetko moguće ostvariti, obzirom na različitu namjenu prostora. Konkretno, kod visokih zgrada servisne etaže imaju drugačije funkcionalne zahtjeve od ostalih etaža: u njih se smješta teška oprema velikih dimenzija, ponekad u kombinaciji s većom visinom etaže. U takvim će slučajevima biti neizbježno ojačati sustav međukatne konstrukcije.

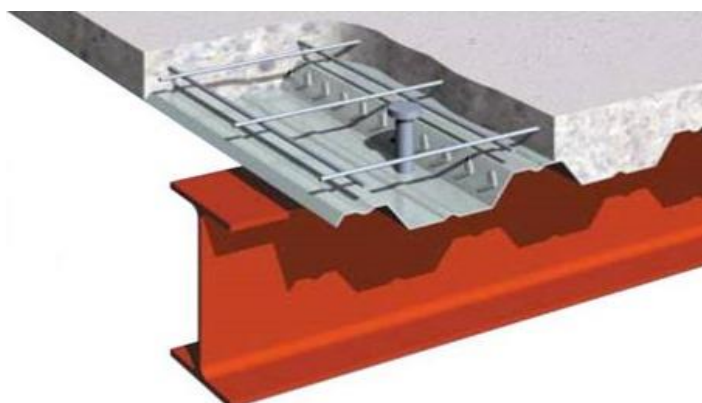




Slika 9-9 – Čelična međukatna konstrukcija s rešetkastim nosačima.

#### 9.4 Spregnuti sustavi međukatnih konstrukcija

Spregnute konstrukcije su, općenito, one, kod kojih su glavni nosivi dijelovi nastali sprežanjem dvaju građevinskih materijala. Kod međukatnih konstrukcija visokih građevina radi se o sprežanju čeličnog nosača i betonske ploče tako što se oni povezuju moždanicima koji prenose posmik, pa ploča djeluje kao gornja pojasnica čeličnog nosača (Slika 9-10).



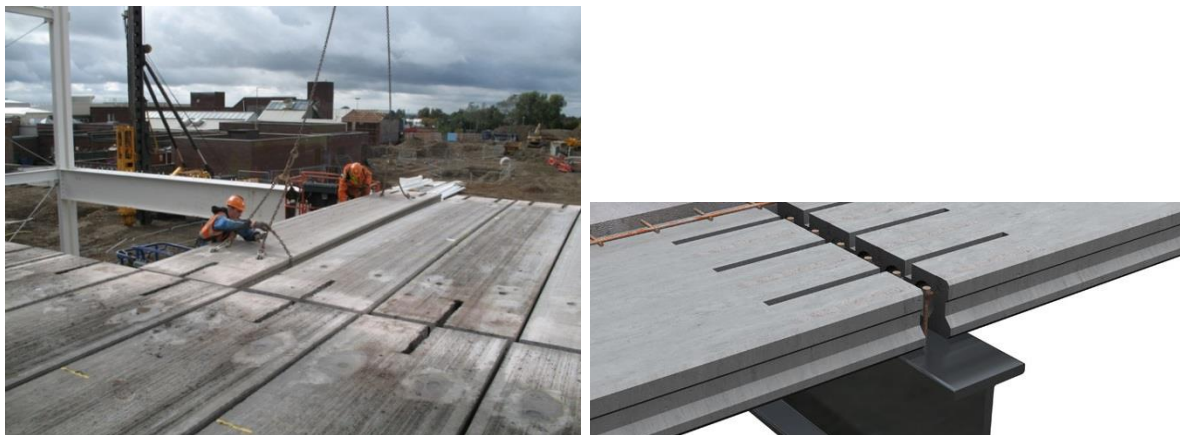
Slika 9-10 Međukatna konstrukcija s čeličnim nosačima koji su spregnuti s betonskom pločom.

U jednoj varijanti ovog sustava čelični pokrov (lim) nad nosačima služi kao izgubljena oplata pri izvedbi, a istake na limu osiguravaju posmičnu vezu s očvrslim betonom. Prednost spregnutog sustava očituje se u većoj horizontalnoj krutosti, odnosno boljem učinku dijafragme.

Kod uobičajenog povezivanja ploče i grede moždanicima, sama betonska ploča nosi u smjeru okomito na gredu, a u uzdužnom smjeru čeličnog nosača beton i čelik povezuju se u spregnuti presjek.

## 9.5 Montažni sustavi međukatnih konstrukcija

Elementi montažnih međukatnih konstrukcija uglavnom se proizvode u specijaliziranim pogonima. Montiraju se na mjestu ugradbe, gdje se povezuju s vertikalnim i horizontalnim dijelovima ostalih konstrukcijskih elemenata. Najčešće su armiranobetonske stropne konstrukcije, koje mogu biti pune ili šuplje ploče, kasetirane konstrukcije ili neke druge profilacije. U standardiziranoj proizvodnji montažne ploče mogu biti i od lakog betona. Montiraju se kranom na nosivu vertikalnu konstrukciju, između ploča postavlja se dodatna armatura, i veže na horizontalne serklaže (Slika 9-11).



*Slika 9-11 Montažna međukatna konstrukcija u fazi izvedbe (lijevo) i prikaz detalja (desno) s montažnim (predgotovljenim) nosačima koji su naknadno ubetoniranim moždanicima povezani s čeličnim nosačem.*

Varijanta polumontažne međukatne konstrukcije sadrži dijelove koji se izvode u pogonu i montiraju na građevinu, dok se dio monolitno izvodi na mjestu ugradbe. Različiti sustavi s ispunom od opekarskih proizvoda (fert strop) uglavnom su pogodni za manje građevine, dok u visokim građevinama eventualno mogu doći u obzir sustavi poznati pod nazivom „Omnia“.

Montažne „Omnia“ ploče, debljine 4 do 5 cm izvode se u pogonu i dopremaju na gradilište kao gotov proizvod. Armirane su mrežastom ili rebrastom armaturom, a sadrže i rešetkaste armaturne nosače (RAN) koji u ovom slučaju imaju samo ulogu konstruktivne (ne nosive) armature. Najveća im je duljina oko 7 m. Ploče se kranovima polažu na mjesto ugradbe, oslanjaju se na nosivu konstrukciju a pri montaži leže na podvlakama koje drže vertikalni podupirači na propisanom razmaku. Nakon polaganja ploča dodaje se nosiva i razdjelna armatura gornjeg monolitnog dijela i veže u horizontalne serklaže, pa se onda izbetonira monolitni dio ploče. Montažni dio ovoga stropa u fazi izvedbe služi kao oplata, a dobetoniranjem monolitnog dijela postaje sastavni dio presjeka nosive ploče.

## 9.6 Posebni zahtjevi na međukatne konstrukcije

Osim mehaničke otpornosti i stabilnosti, međukatne konstrukcije moraju zadovoljiti i druga temeljna svojstva za građevinu, pa se tako projektiraju i na slijedeće značajke:

- otpornost na požar
- akustična svojstva – prijenos zvuka
- prigušenje vibracija
- termalna svojstva (vezana uz energetske učinkovitost).

Jedna od temeljnih značajki građevine je otpornost na požar, što znači da se u slučaju požara mora očuvati nosivost konstrukcije tijekom određenog vremena, ograničiti nastanak vatre i dima unutar građevine, ograničiti širenje vatre na susjedne građevine i konačno (što je vrlo osjetljivo kod visokih građevina) omogućiti da osobe mogu neozlijeđene napustiti građevinu. Međukatna konstrukcija sprečava širenje požara između etaža, što znači da mora zadovoljiti određenu klasu otpornosti na požar. Klasu zapravo definira vrijeme tijekom kojeg pasivni sustav zaštite odolijeva ispitivanju na požar (zadovoljava određene kriterije funkcionalnosti pod požarnim opterećenjem).

Zahtjevi na otpornost ovise o namjeni i visini (katnosti) zgrade, a tipično se izražavaju vremenom tijekom kojeg građevinski elementi odolijevaju djelovanju normiranog požara, npr. 60 do 120 minuta. Razmatranja požarne otpornosti izlaze iz okvira ove skripte, međutim ih treba spomenuti jer će u određenoj fazi projektiranja postaviti pred konstruktora dodatne zadaće.

Zvučna zaštita međukatne konstrukcije mora osigurati protiv zvuka koji se širi zrakom i onog koji prenosi konstrukcija. Zaštita protiv širenja zvuka zrakom uglavnom se sprečava nosivom stropnom konstrukcijom. Zvuk koji se prenosi konstrukcijom uglavnom nastaje udarom u podnu oblogu, pa je stoga podnu oblogu, zajedno s njezinom nosivom podlogom potrebno odvojiti od nosive međukatne konstrukcije mekoelastičnim slojem. Završni slojevi podnih obloga, osim zvučne i toplinske izolacije sadrže i hidroizolaciju i zaštitu od kondenzata. Ovom problematikom bavi se građevinska fizika.

Spregnute međukatne konstrukcije, koje su doživjele procvat u gradnji uredskih zgrada potkraj prošlog stoljeća, nisu povoljne za stambene zgrade zbog problema prijenosa zvuka. Za prijenos zvuka zrakom izolacija se lakše postiže kod masivnih (betonskih) međukatnih konstrukcija.

Kod izoliranja udarnog zvuka korisno je izbjeći krute spojeve međukatne konstrukcije. Općenito, potrebno je pažljivo konstruirati detalje – konstrukcijske spojeve stropne konstrukcije i vertikalnih nosivih elemenata kako bi se izbjegla pojava obilaznog širenja zvuka kroz konstrukciju.

Energetska (termalna) učinkovitost, koja se očituje uštedom energije za grijanje odnosno hlađenje prostora, također se popravljiva izvedbom masivnih međukatnih

konstrukcija jer masivni element apsorbira toplinu tijekom dana te je otpušta tijekom noći, najbolje uz pomoć prirodne ventilacije.

Masivna struktura može apsorbirati mnogo topline, ali postaje problem kod zagrijavanja jer apsorbira mnogo topline pa ju je teško zagrijati – traži se ravnoteža suprotstavljenih zahtjeva kako bi se optimalno udovoljilo uporabnim zahtjevima.

Posljednjih godina zbrinjavanje – rušenje građevine nakon kraja njezinog vijeka uporabe postaje pitanje o kojem se sve više raspravlja već kod odabira projektnih rješenja zgrade. Mogućnost zbrinjavanja dijelova građevine na način da se ponovo iskoriste i ugrade u novu zgradu vrlo je atraktivna s motrišta održivog razvoja.

Na kraju se daje rezime ulaznih parametara, kao podsjetnik na sve ono što treba uzeti u obzir kod projektiranja međukatne konstrukcije. Dio ovih zadataka konstruktor mora riješiti u bliskoj suradnji s arhitektom, projektantima instalacija, strojarske i elektromehaničke opreme, s izvoditeljem pa i investitorom:

- Odrediti raspored stupova i greda glavnog sklopa
- Odrediti poziciju vanjskih rubova međukatne konstrukcije
- Odrediti uporabna opterećenja, uključujući privremena i dinamička
- Odrediti stalna opterećenja – pregradne zidove i sl.
- Odrediti zahtijevano razdoblje otpornosti na požar
- Odrediti ograničenje visine konstrukcije
- Odrediti ograničenje na masu sklopa radi akustike
- Odrediti lokacije prodora za instalacije
- Odrediti zahtjeve na izgled podgleda sklopa
- Odrediti zahtjeve na nosače instalacija
- Odrediti zahtjeve na nosače fasade
- Odrediti tolerancije izvedbe
- Odrediti granice dopuštenih progiba
- Pretpostaviti ograničenja u izvedbi radova.

## 10 OPREMA VISOKIH GRAĐEVINA

### 10.1 Regulativa područja građevinskih proizvoda

Konstrukcija građevine, a i veći dio stalno ugrađene opreme sastoji se od građevnih proizvoda. Po zakonskoj definiciji određeno je koji proizvodi spadaju u građevinske [1]:

**Građevni proizvod** znači svaki proizvod ili sklop koji je proizveden i stavljen na tržište radi stalne ugradnje u građevinu ili njezine dijelove te čija svojstva imaju učinak na svojstva građevine s obzirom na temeljne zahtjeve za građevinu.

O svojstvima građevnih proizvoda ovisi ispunjavanje bitnih zahtjeva na građevinu, a upravo kroz taj element realizira se temeljna odgovornost projektanta da osmisli sigurnu i uporabljivu zgradu, kao i odgovornost izvoditelja da je upravo takvom izvede. Većina građevnih proizvoda koji će biti ugrađeni u zgradu obuhvaćeno je normom proizvoda (tehničkom specifikacijom), što znači da se projektom njihova svojstva definiraju na način koji predviđa norma. Norme sadrže priznata tehnička pravila, mogu biti međunarodno priznate ili nacionalne, a njihova primjena postaje obavezna kada se tako odredi posebnim propisom. Dakle, projektant je obavezan poznavati norme određenih proizvoda, kako bi na ispravan način prenio svoje zamisli u projekt i tako osigurao da svojstva građevine budu upravo onakva kakva je zamislio. Ukoliko projektant nije precizno u projektu opisao svojstva proizvoda koji će biti ugrađeni u građevinu, postoji opasnost da će biti ugrađeni, primjerice, jeftiniji proizvodi, neodgovarajućih svojstava.

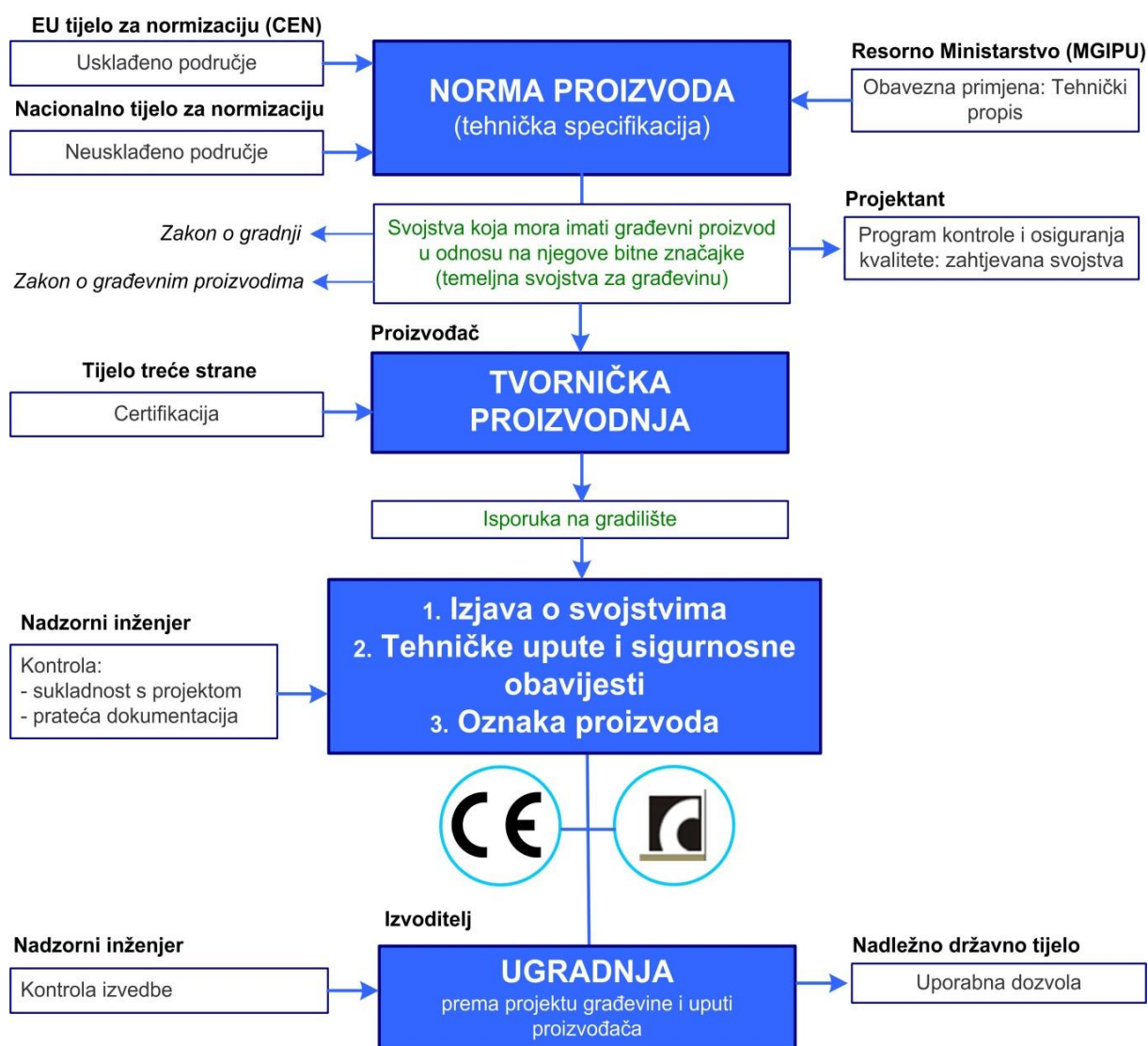
Na gradilištu, nadzorni inženjer i izvoditelj sagledavaju isti problem iz svoje perspektive. U građevinu se mogu ugraditi samo oni građevni proizvodi čija svojstva odgovaraju uvjetima projekta i zahtjevima norme, a to se dokazuje propisanom dokumentacijom koja sa svakom pošiljkom proizvoda dolazi na gradilište. Dakle, svojstva proizvoda koja su propisana, uspoređuju se s podacima u pratećoj dokumentaciji, a valjanost dokumentacije pri isporuci proizvoda na gradilište ocjenjuje nadzorni inženjer (Slika 10-1). Samo proizvod s ispravnom dokumentacijom može se legalno ugraditi. Europska regulativa vrlo detaljno uređuje ovo područje, budući da se nastoji ostvariti slobodan protok roba između zemalja članica s jedne strane i maksimalna zaštita ljudi i imovine (zgrada) s druge strane.

Prema Zakonu o gradnji [3], izvođač na gradilištu mora imati, između ostalog, dokaze o svojstvima ugrađenih građevnih proizvoda u odnosu na njihove bitne značajke, isprave o sukladnosti određenih dijelova građevine temeljnim zahtjevima za građevinu, kao i dokaze kvalitete (rezultati ispitivanja, zapisi o provedenim procedurama kontrole kvalitete i dr.) za koje je određena obveza prikupljanja tijekom izvođenja radova. Isti Zakon, propisuje nadzornom inženjeru "obavezu provjere u pogledu građevnih proizvoda".



Glavni dokument koji regulira područje građevnih proizvoda na zajedničkom tržištu Europske unije je Uredba (EU) br. 305/2011 Europskog parlamenta i Vijeća, koja propisuje usklađene uvjete trgovanja građevnim proizvodima [1]. Uredba je uvedena u nacionalno zakonodavstvo RH i, zajedno sa Zakonom o građevnim proizvodima [2], čini osnovu sustava ocjenjivanja i provjere stalnosti svojstava građevnih proizvoda.

Razlike u značaju, veličini, složenosti i uporabi građevinskih proizvoda rezultiraju složenom primjenom opće regulative, osobito imajući u vidu da je Europska Unija zajednica zemalja koje imaju različite tradicije graditeljstva.



Slika 10-1 Formalni preduvjeti za ugradnju proizvoda u građevinu s naglaskom na obaveznu dokumentaciju građevinskih proizvoda.



Pravila koja reguliraju uvjete za stavljanje građevnih proizvoda na tržište Europske unije proizašla su iz usklađenih temeljnih zahtjeva na građevine, koje ne smiju ugrožavati sigurnost osoba ili imovine i ne smiju biti štetne za okoliš. Uredba [1] se odnosi na građevne proizvode u takozvanom usklađenom ili harmoniziranom području, u koje spadaju oni proizvodi za koje postoje harmonizirane tehničke specifikacije dok se nacionalni Zakon o građevnim proizvodima najvećim dijelom odnosi na neusklađeno (neharmonizirano) područje. Ova dva područja razlikuju se po statusu normi proizvoda: usklađene - harmonizirane norme prihvaćene su od normizacijskih tijela u izvornom obliku na čitavom području EU dok neusklađene – neharmonizirane norme imaju i nacionalna obilježja i ne vrijede na čitavom području Unije.

Unutarnje tržište Europske unije u načelu je područje bez unutarnjih granica u kojemu je zajamčena sloboda kretanja robe, a nacionalne mjere koje ometaju trgovinu robom u pravilu su zabranjene. Projektant i investitor slobodno postavljaju vlastite zahtjeve na svojstva proizvoda, unutar graničnih vrijednosti koje su propisane na nacionalnoj razini. Svaka država članica posebno propisuje izbor vrijednosti kojima su definirane razine svojstava za određenu namjenu proizvoda. Europska regulativa propisuje metode ispitivanja proizvoda, način pisanja Izjave o svojstvima, označavanje proizvoda oznakom CE kao i postupak ocjenjivanja i provjere stalnosti svojstava.

Proizvodi koji se stavljaju na zajedničko tržište Europske unije nose prepoznatljivu CE oznaku, kojom proizvođač potvrđuje da su ocijenjena i provjerena bitna svojstva prema odredbama usklađene tehničke specifikacije, a to je najčešće norma proizvoda (hEN) ili Europski dokument za ocjenjivanje (EAD). Za proizvode čije norme nisu usklađene na razini EU uporaba normi regulira se nacionalnim zakonodavstvom i takvi proizvodi na našem (hrvatskom) tržištu nose C oznaku.

Norme za građevne proizvode (često ih nazivamo specifikacijama) koje usvoji Hrvatski zavod za normizaciju (HZN), obavezne su za primjenu kada su izrijeком navedene u jednom od Tehničkih propisa. Prihvaćene norme usklađenog područja tako su navedene u Tehničkom propisu kojim se utvrđuju tehničke specifikacije za građevne proizvode u usklađenom području [4] pa se certifikati i Izvještaji o ispitivanju u usklađenom području izdaju na osnovi tih, usklađenih tehničkih specifikacija. Certifikati i Izvještaji o ispitivanju u neusklađenom području izdaju se na osnovi normi koje su popisane u Tehničkom propisu o građevnim proizvodima (TPGP) [5] i drugim tehničkim propisima. Neusklađene norme koje su navedene u ostalim Tehničkim propisima vrijede za tržište Republike Hrvatske. Dakle, norme u obaveznu primjenu uvodi resorno Ministarstvo, donošenjem Tehničkih propisa.

Temeljna odgovornost za usklađenost s normama proizvoda je na proizvođaču a tijela treće strane osiguravaju neovisnu potvrdu da je proizvod sukladan određenim zahtjevima i to provedbom radnji ocjenjivanja i provjere stalnosti svojstava.

## 10.2 Izjava o svojstvima i oznaka građevinskog proizvoda

U građevine se ugrađuju elementi koji su

- a) načinjeni u procesu tvorničke proizvodnje
- b) imaju utjecaja na temeljna svojstva za građevinu, u smislu Zakona o gradnji

pa stoga potpadaju pod definiciju građevnih proizvoda. Većina građevnih proizvoda obuhvaćena je normama. Europska regulativa utvrđuje uvjete za stavljanje na tržište građevnih proizvoda u usklađenom području normi. U neusklađenom području proizvoda vrijedi nacionalna – hrvatska regulativa, koja je u skladu s europskom (slijedi ista načela).

Za projektanta je važno poznavati način opisa traženih svojstava različitih proizvoda u projektu. Podsjetimo se: prema stupnju razrade susrećemo tri vrste projekata, idejni, glavni i izvedbeni projekt. Glavni projekt, kao podloga za ishodenje građevinske dozvole i kao dokument podlozan reviziji u regulativi je najbolje definiran u smislu sadržaja i opreme, a u praksi je obično pažljivo razrađen. Glavni projekt građevine sadrži odgovarajuće projekte pojedinih struka, a njima se daje tehničko rješenje, definira građevina u prostoru i dokazuje udovoljavanje bitnim zahtjevima za građevinu. Za udovoljavanje bitnim zahtjevima projektom se definiraju tražene značajke gradiva i proizvoda koji će biti ugrađeni u građevinu. Pitanje je znamo li definirati značajke građevinskih proizvoda na takav način da budemo sigurni da će izvoditelj nedvosmisleno znati koja je minimalna razina tražene kvalitete? Norme za konstrukcijski beton i čelik uglavnom poznajemo, međutim norme za, primjerice, fasadne elemente ili vrata vjerojatno ne poznajemo u dovoljnoj mjeri. Dakle, projektant treba poznavati načela regulative i pojedine norme kako bi na ispravan način definirao zahtjeve na proizvode koji će biti ugrađeni u građevinu.

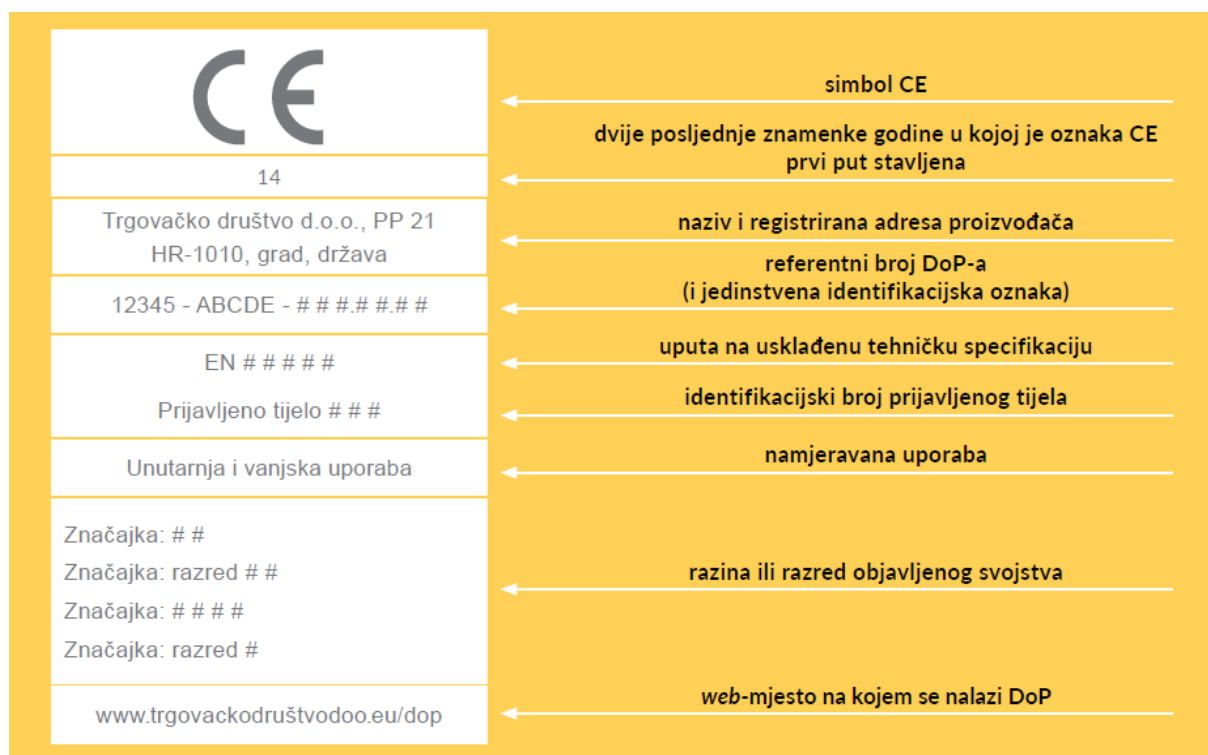
Tehnička svojstva proizvoda moraju se specificirati u Programu kontrole i osiguranja kvalitete koji je sastavni dio glavnog projekta i sadrži:

- svojstva koja moraju imati građevni proizvodi koji se ugrađuju u građevinu, uključivo odgovarajuće podatke propisane odredbama o označavanju građevnih proizvoda,
- ispitivanja i postupke dokazivanja uporabljivosti građevnih proizvoda koji se izrađuju na gradilištu za potrebe toga gradilišta,
- kontrolu građevnih proizvoda, koji se ugrađuju u građevinu, koju treba provesti prije ugradnje,
- uvjete građenja i druge zahtjeve koji moraju biti ispunjeni tijekom građenja građevine, a koji imaju utjecaj na ugradnju i postizanje projektiranih odnosno propisanih tehničkih svojstava.

Prema tome, za definiranje građevnih proizvoda ključan je dio projekta koji se zove Program kontrole i osiguranja kvalitete i sadrži popis svih građevnih i drugih proizvoda koji se ugrađuju u građevinu sa zahtijevanim svojstvima, popis i opis

potrebnih ispitivanja i zahtijevanih rezultata kojima će se dokazati ispunjavanje zahtijevanih svojstava, po potrebi opis radova po stavkama i iskazanim veličinama, te popis tehničkih specifikacija.

Građevni proizvodi koji se ugrađuju u građevine moraju imati dokaz uporabljivosti, koji u nekim situacijama može biti dvojen. Nadzorni inženjeri i inženjeri Izvoditelja dolaze u poziciju da ocjenjuju formalnu prihvatljivost proizvoda na gradilištu.



Slika 10-2 Obavezna oznaka građevinskih proizvoda u usklađenom – harmoniziranom području normi, kojom proizvođač potvrđuje određene značajke proizvoda.

Dokazivanje uporabljivosti proizvoda provodi se usporedbom Izjave o svojstvima i oznake proizvoda sa zahtjevima projekta, stoga bismo trebali poznavati obavezan oblik tih dokumenata. U izjavi i na oznaci definirane su određene vrijednosti bitnih značajki proizvoda koje se odnose na temeljna svojstva za građevinu.

Pojednostavljeno, može se reći da Izjava o svojstvima (na engleskom: Declaration of performance, DoP) sadrži strogo propisan set podataka o proizvodu, proizvođaču i namjeravanoj uporabi proizvoda koja je definirana propisima (dakle, nije proizvoljno odabrana). Podaci o tome što točno sadrži Izjava o svojstvima dani su u brošuri [6]. Ovdje će biti prikazani samo oni podaci, koji su obavezni na oznaci proizvoda (Slika 10-2). Označavanje proizvoda u nacionalnom području normi slijedi iste principe.

U nastavku će biti opisani neki građevni proizvodi koji su bitni za visoke građevine, ali i za druge zgrade. Projektiranje ostalih normiranih proizvoda slijedi isti princip, kojeg možemo proširiti i na elemente građevina koji nisu građevinski, primjerice na opremu.

Po Zakonu o gradnji opremu čine pojedinačni uređaji, strojevi, procesne instalacije i drugi proizvodi od kojih se sastoji postrojenje ili su samostalno ugrađeni u građevinu radi tehnološkog ili drugog procesa kojemu je namijenjena građevina. Primjer opreme koja ima vlastiti set regulative na razini EU su liftovi.

### 10.3 Fasadni elementi

Fasada je općenito vanjska strana – ovojnica zgrade (u hrvatskom jeziku koristi se i riječ pročelje). Kod uobičajenih zgrada radi se o slojevima koji prekrivaju nosive elemente, dok su za visoke zgrade karakteristične ovješene fasade, odnosno vanjski elementi ovješeni o nosivu stropnu ploču ili vanjske zidove. Temeljna namjena fasade je zaštita od vanjskih utjecaja, međutim neke fasade osim zaštitne i pregradne funkcije imaju i protupožarnu: sprečavaju prijelaz požara iz susjedne zgrade. Dakle, bavimo se ovojnicom zgrade koja nije konstruktivna, već štiti korisnike od atmosferilija i zadržava ih u unutarnjem prostoru.

Ovješene fasade najčešće se sastoje od metalnog okvira (najčešće su to aluminijski profili) i ispune koja je uglavnom staklena, te su putem posebnih elemenata - nosača izravno oslonjeni – ovješeni na nosivu konstrukciju (Slika 10-3). Osim od stakla, ispuna okvira može biti od umjetnog kamena ili metalnih ploča ili od drugog materijala.



*Slika 10-3 Fasada suvremene zgrade u povijesnom središtu Zagreba, načinjena od staklenih panela.*

Fasada ne sudjeluje u prijenosu korisnog opterećenja zgrade, ali preuzima i prenosi značajna vanjska djelovanja (vjetar, temperatura) i mora posjedovati određena svojstva u odnosu na bitne značajke, odnosno svojstva koja imaju utjecaj na temeljne

zahtjeve na građevinu. Projektant bi, pored djelovanja bitnih za mehaničku otpornost i stabilnost, trebao poznavati i bitna svojstva koja propisuje norma, kako bi ih mogao propisati.

Djelovanja na fasadu i njezina bitna svojstva su:

- opterećenje vjetrom – preko spojnica na međukatnu konstrukciju i stupove (zidove)
- otpornost na ulaz vode i zraka (nepropusnost)
- deformacije uslijed vjetra ili potresa
- temperaturne deformacije
- vlastita težina

Šire sagledavanje djelovanja na fasadne elemente i traženih svojstava pomaže nam da sagledamo one značajke o kojima projektant obavezno mora voditi računa, budući da se odnose na Zakonom [3] propisana temeljne zahtjeve za građevinu.

Primjerice, jedno bitno svojstvo fasade odnosi se na energetska efikasnost, odnosno, za ispunjavanje 6. temeljnog svojstva građevine: gospodarenje energijom i očuvanje topline. U tom je smislu potrebno poznavati regulativu, odnosno Tehnički propis o racionalnoj uporabi energije i toplinskoj zaštiti u zgradama [10].

S problematikom građevinske fizike (fizike zgrada) vezan je i 5. temeljni zahtjev, bitan za projektiranje fasadnih elemenata – zaštita od buke.

Za 4. temeljni zahtjev, koji se odnosi na sigurnost i pristupačnost tijekom uporabe, važan su kriterij deformacije koje se javljaju pri djelovanjima vjetra ili potresa. Standardni sustav ovješene fasade mora izdržati 75 mm relativnog katnog pomaka bez pucanja stakala ili prodora vode.

Na neke fasadne elemente postavljaju se dodatni zahtjevi vezani uz posebna djelovanja kao što su eksplozije.

Temeljni zahtjev 2, Sigurnost u slučaju požara nalaže da građevine moraju biti projektirane i izgrađene tako da u slučaju izbijanja požara (između ostalog) bude ograničen nastanak i širenje požara i dima unutar građevine. Spoj međukatne konstrukcije i fasadnog elementa mora spriječiti prijelaz požara i prodor dima s kata na kat, prema gore, za što se razrađuju posebni detalji i koriste posebni materijali. Općenito, zaštita od požara uvjetuje oblikovanje mnogih detalja zgrade i izbor gradiva – neki od fasadnih panela izvedeni su tako da se mogu relativno lako i bez opasnosti izbiti kod intervencije vatrogasaca izvana (fireman knock-out glazing panels).

CE oznaka upućuje na postojanje norme proizvoda, odnosno na činjenicu da je proizvođač deklarirao neka svojstva proizvoda koja su normirana i da proizvod udovoljava zahtjevima norme za neku klasu svojstava.

Ovješene fasade u regulativi EU pripadaju u harmonizirano područje, dakle postoji europska norma proizvoda (usklađena tehnička specifikacija) koja je preuzeta i u Republici Hrvatskoj. To je norma s oznakom i nazivom HRN EN 13830 Ovješene fasade [9], (Curtain walling - Product standard EN 13830).



Naziv proizvoda kojeg definira norma (obavezno se koristi u označavanju) je Ovješene fasade - Sustavi ovješanih fasada (Curtain wallings - Curtain wall kits).

Namjeravana uporaba definirana je normom:

- kao vanjski zidovi sa zahtijevanom reakcijom na požar ili
- kao vanjski zidovi bez zahtijevane reakcije na požar

Norma je službeno uvedena u obaveznu primjenu na području Europskog ekonomskog prostora Odlukom Europske komisije, dok je u Republici Hrvatskoj primjena obavezna po citiranju norme u Tehničkom propisu [4].

Norma EN 13830 navodi svojstva proizvoda koja su normirana i razvrstana po klasama i upućuje na norme ispitivanja kojima se provjeravaju i dokazuju deklarirana svojstva. Posebno se deklarira sustav dokazivanja svojstava (uloga treće strane).

#### 10.4 Prozori i vrata

Prozori i vrata su dobar primjer građevnih proizvoda čija svojstva podliježu zakonskoj regulativi, jer za njih postoji poseban Tehnički propis [7] kojim se određuju tehnička svojstva i drugi zahtjevi, te način potvrđivanja sukladnosti prozora i vrata.

Tehnička svojstva prozora i vrata, ovisno o vrsti proizvoda, moraju ispunjavati opće i posebne zahtjeve bitne za njihovu krajnju namjenu u građevini i moraju biti specificirana prema normi HRN EN 14351-1 [8].

Osnovna svojstva su:

- zahtjevi otpornosti na opterećenje vjetrom,
- vodonepropusnosti,
- propusnosti zraka (jedino svojstvo koje se obavezno specificira),
- prolaska topline i
- zvučne izolacije.

Prozori i vrata koji se nalaze između prostora različitih požarnih sektora glede otpornosti na požar i propuštanja dima moraju se specificirati u skladu s posebnim propisom.



Slika 10-4 Laboratorijsko ispitivanje prozora i vrata.



## 11 OSOBITOSTI NUMERIČKOG MODELIRANJA

### 11.1 Pristup proračunu

Za odgovor zgrade na vanjsko djelovanje mjerodavni su dijelovi (elementi), čije opterećenje uzrokuje deformaciju građevine. U idealnoj situaciji u proračunu se uključuju samo konstrukcijski dijelovi. U stvarnosti i nekonstrukcijski dijelovi (stepenice, pregrade i obloga) bivaju opterećeni i doprinose ponašanju zgrade. Pretpostavlja se da je utjecaj ne-konstrukcijskih dijelova mali zbog pojednostavnjenja proračuna, a to je i na strani sigurnosti. Zanemarivanjem nekonstrukcijskih dijelova i manje važnih konstrukcijskih dijelova proračun visoke zgrade može se reducirati na prihvatljivu veličinu (opseg rada na modelu, vrijeme proračuna, mogućnosti softwera, potrebna procesorska snaga računala). Za vrlo velike ili složene konstrukcije može biti potrebno i dalje smanjiti proračunski model simulirajući neke konstrukcijske sklopove jednostavnijim analognim zamjenskim elementima. Formiranje modela mora biti takvo da se brzo mogu dobiti rezultati, koji su pouzdane procjene konačnih vrijednosti.

Proračuni za početne faze projekta primjenjuju se za:

- brzu usporedbu funkcioniranja drugačijih rješenja za nosivi sklop,
- ocjenu djelotvornosti pojedinog nosivog sustava,
- određivanje deformacija i unutarnjih sila u glavnim konstrukcijskim elementima odabranog nosivog sklopa za provedbu preliminarnog dimenzioniranja zbog aproksimacije troškova.

Pojednostavnjenja usvojena za preliminarni model uključuju:

- aproksimacije elemenata konstrukcije,
- pojednostavnjenje opterećenja.

I sa grubim aproksimacijama za pojednostavnjenje konstrukcije i opterećenja [1], općenito se očekuje da preliminarni proračun iskaže rezultate za pomake i unutarnje sile glavnih konstrukcijskih elemenata, koje se razlikuju za manje od 15% od rezultata točnog proračuna.

Početni model u preliminarnom proračunu pojednostavnjuje se, kako slijedi:

- A. Uključenje samo glavnih konstrukcijskih elemenata i to:
  - stropne ploče kao krute dijafragme
  - stupovi, zidovi i elementi jezgre kao štapni elementi
  - nosači i grede kao štapni elementi
- B. Zanemaruje se doprinos sekundarnih konstrukcijskih elemenata ukupnoj krutosti:
  - stube
  - pregrade
  - obloga i njen konstrukcijski sustav (plohe fasade i sl.)

Kod vrlo visokih zgrada mogu biti potrebna dodatna pojednostavnjenja:

- zamjena složenih konstrukcijskih sklopova jednostavnijim elementima (postupci redukcije),
- umetanje brojnih zglobova u pretpostavljenim točkama infleksije greda i stupova, da bi se višestruko statički neodređeni okvir pretvorio u statički određeni sustav,
- korištenje obične konzole za simuliranje složenog okvira,
- pretpostavka da su svi katovi jednake visine,
- razmazivanje greda po visini, za omogućavanje primjene rješenja mehanike kontinuuma,
- horizontalna opterećenja zadana kao kontinuirana po visini zgrade umjesto na diskretnim spojevima i sl.

Važno je iskustvo temeljem koga se vrlo brzo mogu naći približne veličine pomaka i unutarnjih sila u bitnim konstrukcijskim elementima za njihovo dimenzioniranje.

## 11.2 Ponašanje visokih zgrada

Visoka zgrada je zapravo vertikalna konzola, opterećena vertikalnim djelovanjima od gravitacije i poprečnim djelovanjima od vjetera i potresa. Gravitacijsko opterećenje na stropne ploče prenosi se horizontalno do vertikalnih stupova i zidova i dalje do temelja. Horizontalna opterećenja uzrokuju na razini svakog kata poprečne sile, momente savijanja i momente torzije (najveći su u podnožju zgrade). Otpornost konstrukcije na vanjske momente savijanja realizira se savijanjem vertikalnih elemenata i njihovim preuzimanjem aksijalnih sila u složenom djelovanju pojaseva „vertikalne rešetke“. Ispuna te rešetke su grede, ploče i spregovi, kojima se realiziraju posmične veze. Što je kruća ispuna veći su vanjski momenti savijanja koji se preuzimaju aksijalnim silama u vertikalnim elementima, i time se naravno ostvaruje kruća i učinkovitija konstrukcija. Horizontalnom posmiku na svakoj razini odupire se posmik u vertikalnim elementima i horizontalna komponenta uzdužne sile u bilo kojem elementu dijagonalnog sprega na toj razini. Torziji se jednako tako odupiru vertikalni elementi sa posmikom i elementi sprega preko horizontalnih komponenti uzdužnih sila u bilo kojem elementu dijagonalnog sprega.

## 11.3 Modeliranje za približni preliminarni proračun

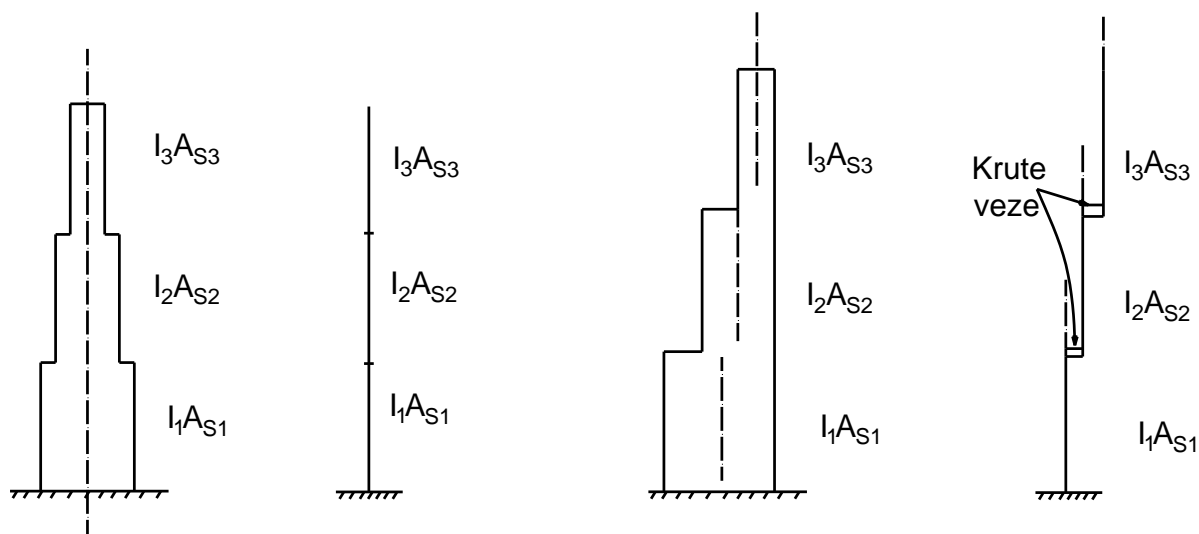
Pretpostavke koje se mogu usvojiti za preliminarni proračun [1]:

1. ponašanje gradiva se usvaja kao linearno elastično – moguća superpozicija naprezanja i pomaka,
2. samo osnovne komponente nosivog sustava sudjeluju u ponašanju zgrade,
3. stropne ploče se pretpostavljaju kao krute u svojoj ravnini – horizontalni pomaci svih vertikalnih elemenata na razini stropa mogu se odrediti kao

funkcija rotacija u horizontalnoj ravnini i pomaka stropne ploče kao krutog tijela,

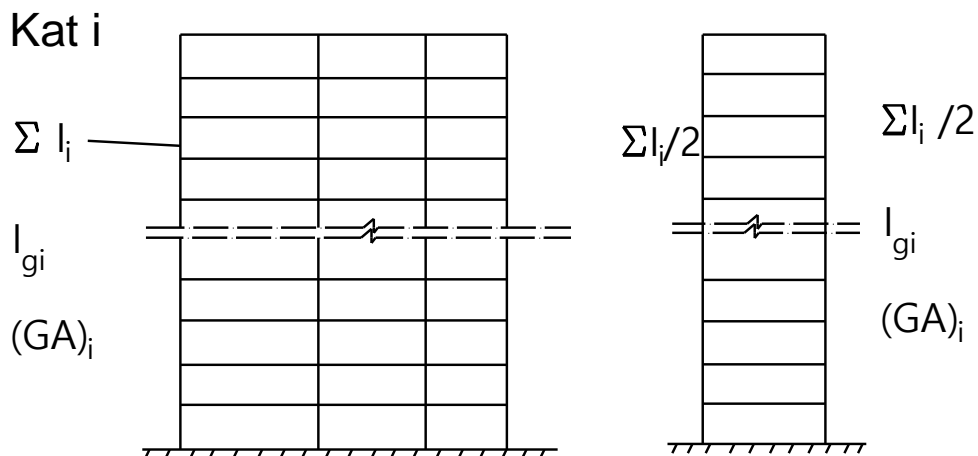
4. konstrukcijski elementi relativno male krutosti se zanemaruju (često je to poprečna fleksijska krutost ploča, torzijska krutost stupova, greda i zidova, krutost zidova oko slabije osi)
5. sve deformacije, male ili malog utjecaja se zanemaruju (aksijalne deformacije greda, posmične deformacije i deformacije od savijanja u ravnini stropnih ploča, aksijalne deformacije stupova kod zgrada male i srednje visine),
6. utjecaj raspucavanja betona uslijed vlačnih savojnih naprezanja može se uzeti u obzir reduciranjem momenta tromosti tog elementa – npr. moment tromosti greda smanjuje se na 50%, a stupova na 80% vrijednosti neraspucalog elementa.

Aksijalno centrični zid može se modelirati kao ekvivalentni stup smješten u težištu zida. Dijelovima elemenata stupa pridaju se moment tromosti ( $I_i$ ) i posmična površina ( $A_{si}$ ) odgovarajućih dijelova zida. Svaki  $i$  predstavlja jedan ili više katova po visini. Ako težišna os zida nije centrična ekvivalentni stupovi na svojim osima spojeni su horizontalno krutim vezama. Naprezanja zida dobivaju se iz momenata savijanja i posmičnih sila zamjenskog stupa, koji djeluju na odgovarajuće statičke značajke zida.



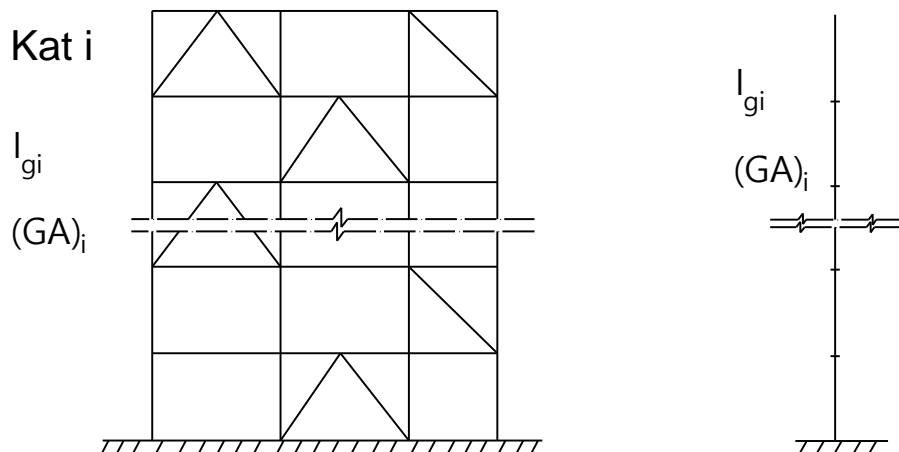
Slika 11-1 – Približno modeliranje zida centričnog i ekscentričnog zida kao stupa [1]

Kruti okvir preko više polja se može relativno točno modelirati s ekvivalentnim krutim okvirom preko jednog polja. Kriteriji za ekvivalentnost su posmična krutost  $GA_i$ , zbroj momenata tromosti stupova i greda  $I_i$  i ukupna savojna krutost  $I_{gi}$  sustava (definirana geometrijskim odnosima i odnosima krutosti greda i stupova). Ti parametri na svakoj razini su jednaki za ekvivalentni okvir preko jednog polja kao i za okvir preko više polja.



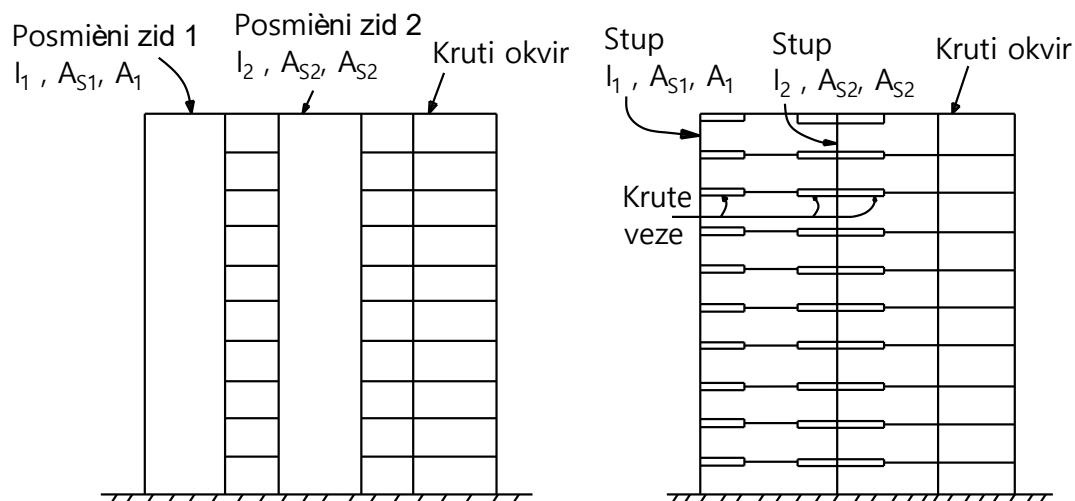
Slika 11-2 – Približno modeliranje okvira [1]

Kruti okviri i okviri sa spregovima mogu se također približno modelirati kao ekvivalentni pojedinačni stup. Ekvivalentnom stupu pridaje se takva posmična površina da je posmična krutost  $GA$  jednaka posmičnoj krutosti okvira. Moment tromosti ekvivalentnog stupa jednak je momentu tromosti površina stupova oko zajedničke težišne osi krutog okvira ili okvira sa spregovima.



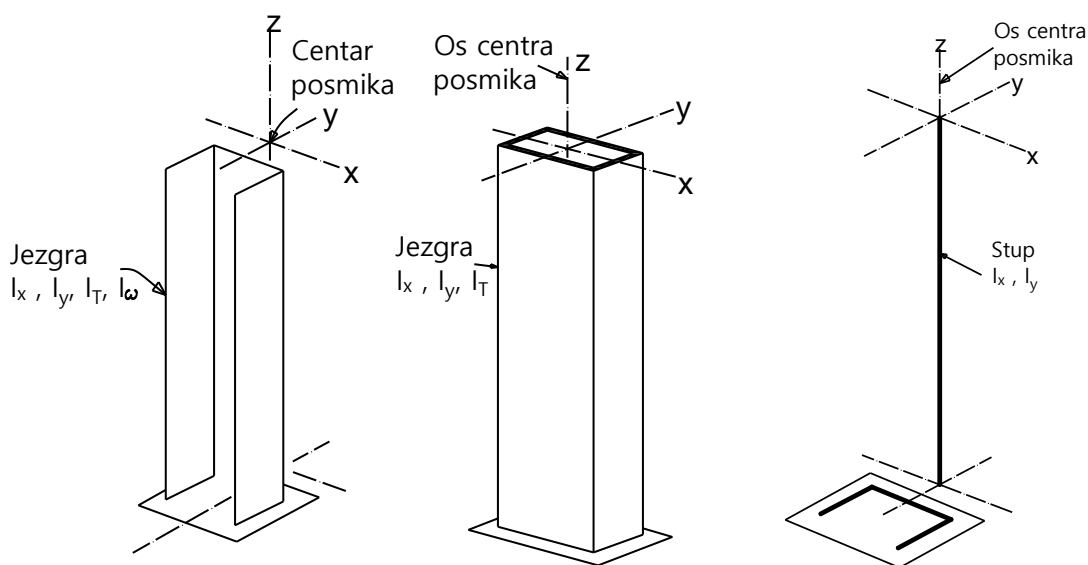
Slika 11-3 – Približno modeliranje okvira s spregovima [1]

Kod nosivih sklopova sa povezanim zidovima i zidovima i okvirima, zid se može modelirati kao analogni "široki stup". Taj ekvivalentni široki stup smješta se u težišnu os zida i pridaje mu se moment tromosti i površina zida. Krute konzole povezuju stup na vezne grede na svakoj stropnoj razini. Kod tog modela rotacije i vertikalni pomaci na rubovima zida prenose se na vezne grede.

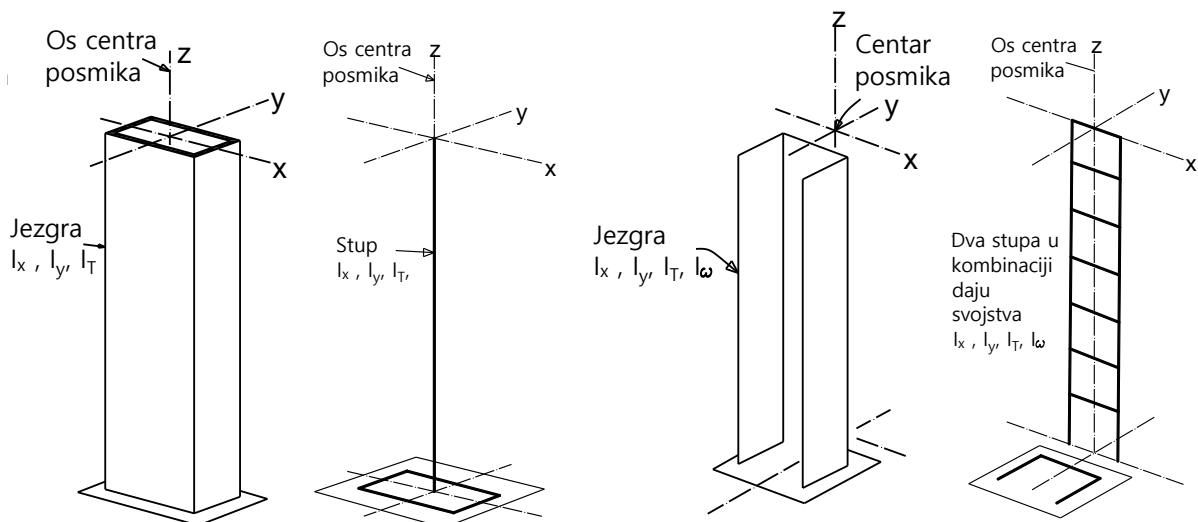


Slika 11-4 – Približno modeliranje sustava zida i okvira sa analognim okvirom i "širokim stupovima" [1]

Složeni zidni sklopovi, primjerice armiranobetonske jezgre, koji se nalaze u zgradama koje imaju horizontalne pomake ali ne i rotacije (simetričan raspored), mogu se modelirati kao pojedinačni stup, smješten u središtu posmika složenog presjeka, s pridruženim glavnim momentima tromosti  $I_x$  i  $I_y$  presjeka jezgre (Slika 11-5). Ako se jezgra nalazi u zgradama koje se mogu i zakretati (nesimetrični rasporedi), i kada jezgra ima zatvoreni presjek, onda se zamjenjujućem štapu treba pridodati i torzijski moment tromosti  $I_T$  (Slika 11-6 lijevo). Ako se jezgra nalazi u zgradama koje se mogu i zakretati (nesimetrični rasporedi), i kada jezgra ima otvoreni presjek, onda se efekti krivljenja takvog presjeka mogu modelirati sa dva međusobno povezana stupa (Slika 11-6 desno). Zajedničko djelovanje dvaju stupova daje približno ekvivalentno rješenje za sve savojne i torzijske značajke složenog sklopa otvorene jezgre (uključivo i torziju krivljenja)

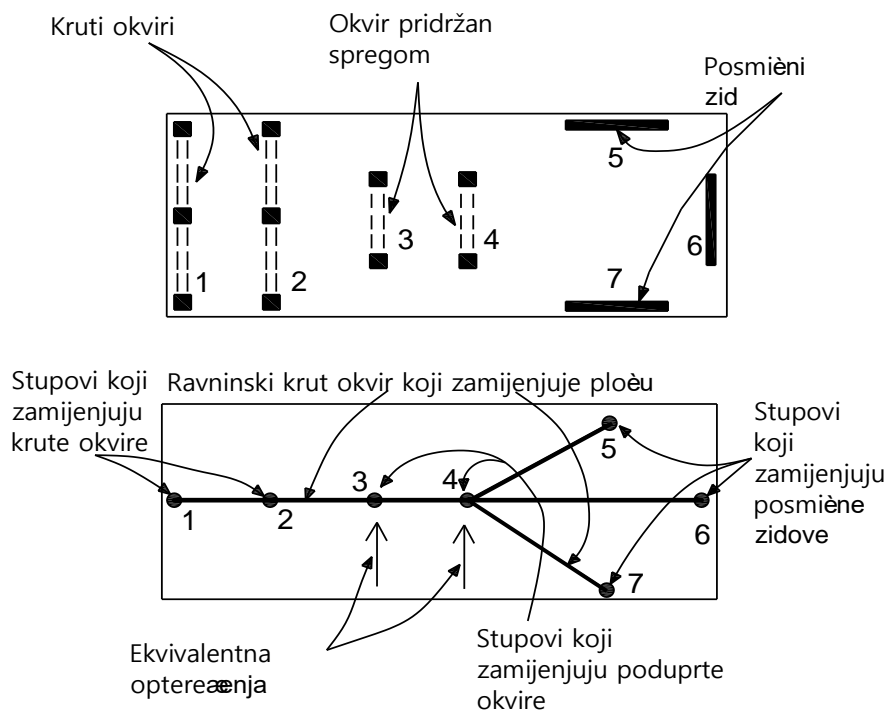


Slika 11-5 – Modeliranje jezgre bez rotacije štapnim elementom [1]



Slika 11-6 – Modeliranje zatvorene (lijevo) i otvorene jezgre (desno) sa rotacijom štapnim elementima [1]

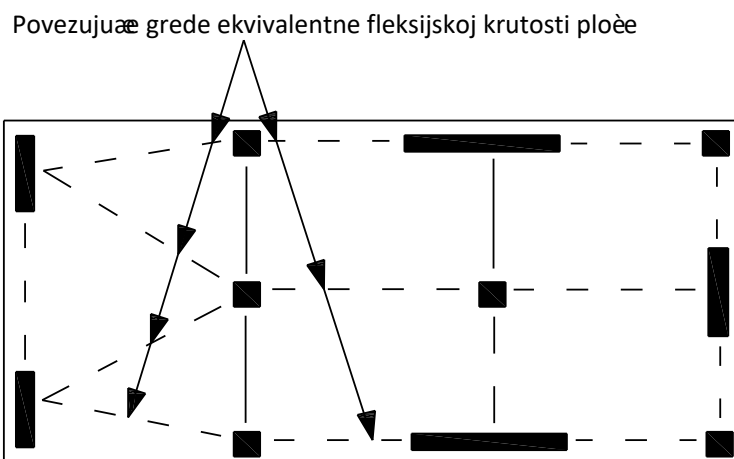
Kod modeliranja ploče se obično pretpostavlja da stropne ploče djeluju kao krute dijafragme koje u ravnini raspodjeljuju horizontalna opterećenja na vertikalne elemente i održavaju tlocrtni oblik zgrade, tijekom pomicanja i rotacije konstrukcije. Ploča ograničuje horizontalne pomake vertikalnih komponenti svakog kata da budu funkcija dva horizontalna pomaka i zaokretanja ploče u ravnini. Krutost stropne ploče u ravnini na razini svakog kata može se simulirati horizontalnim okvirom od vrlo krutih greda sa oslobođenim rotacijama na krajevima, koje povezuju vertikalne elemente (Slika 11-7).



Slika 11-7 – Modeliranje ploče kao dijafragme sa krutim gredama u ravnini [1]



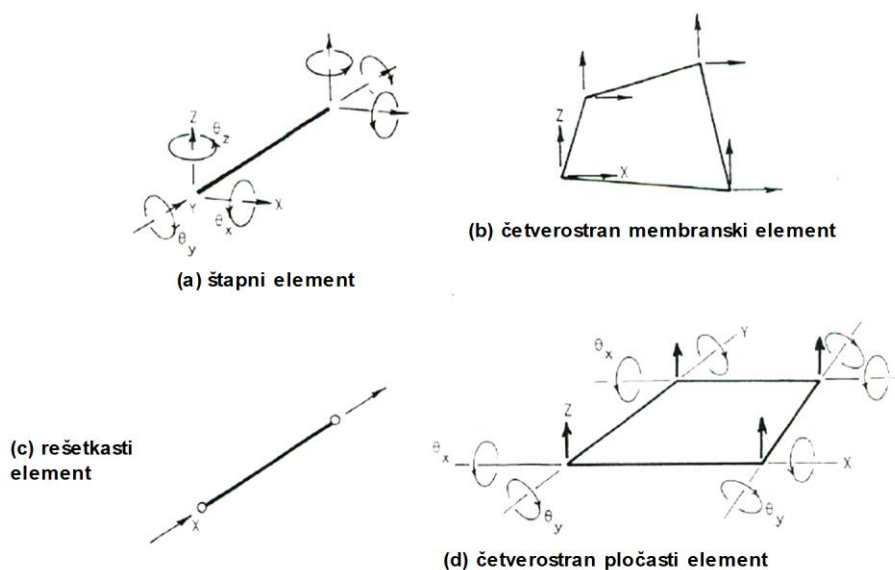
Kada se u obzir uzimaju i utjecaji poprečnog savijanja kod ravnih ploča (ploča bez greda) i zidova povezanih pločama, poprečna savojna krutost ploča tada sudjeluje u otpornosti sustava na horizontalne sile. To je slično funkciji grede kod krutog okvira. Kod takvih konstrukcija modeliranje savijanja ploče između stupova ili zidova u pravcu može se simulirati sa veznom gredom ekvivalentne savojne krutosti okomite na ploh ploče (Slika 11-8). U ravnini ploče ti zamjenski elementi su kruti kako bi se ostvarilo djelovanje ploče kao dijafragme. Takav će model dati točne horizontalne pomake i unutarnje sile u vertikalnim elementima, ali samo koncentrirane momente savijanja i poprečne sile u ploči koje je problematično interpretirati za dimenzioniranje same ploče. Kod ortogonalnih sustava gdje su vertikalni elementi u pravokutnom modulu raspoređeni unutar tlocrta, mogu se koristiti pravila za raspodjelu momenata iz poglavlja 4.5.



Slika 11-8 – Modeliranje ploče sa gredama zamjenjujuće krutosti [1]

#### 11.4 Modeliranje za točniji proračun

Konačni proračun trebao bi dati što je moguće točnije rezultate za pomake i unutarnje sile. Model bi trebao biti toliko detaljan koliko programski paket i kapacitet računala to dopuštaju. Svi bitni slučajevi djelovanja i interakcija trebali bi biti uključeni i sadržavati sve zidove, stupove, jezgre, ploče i grede. Utjecaj torzije krivljenja mora se uzeti u obzir, osim za slučaj kad je konstrukcija simetrična u tlocrtu i kad je opterećenje simetrično. Finalni modeli postaju sve točniji, zbog raspoloživosti jeftinih jakih računala i usavršenih programskih paketa (naročito metode konačnih elemenata), kojima se mogu proračunati vrlo veliki i složeni konstrukcijski modeli, za razliku od numeričkih modela korištenih u preliminarnom proračunu koji nisu pogodni za dimenzioniranje pojedinih elemenata, zbog njihovih pretpostavki pojednostavljenja. Konačni numerički model, pripremljen za 3D MKE, treba imati barem štapne „beam“ elemente i plošne „plane“ elemente.



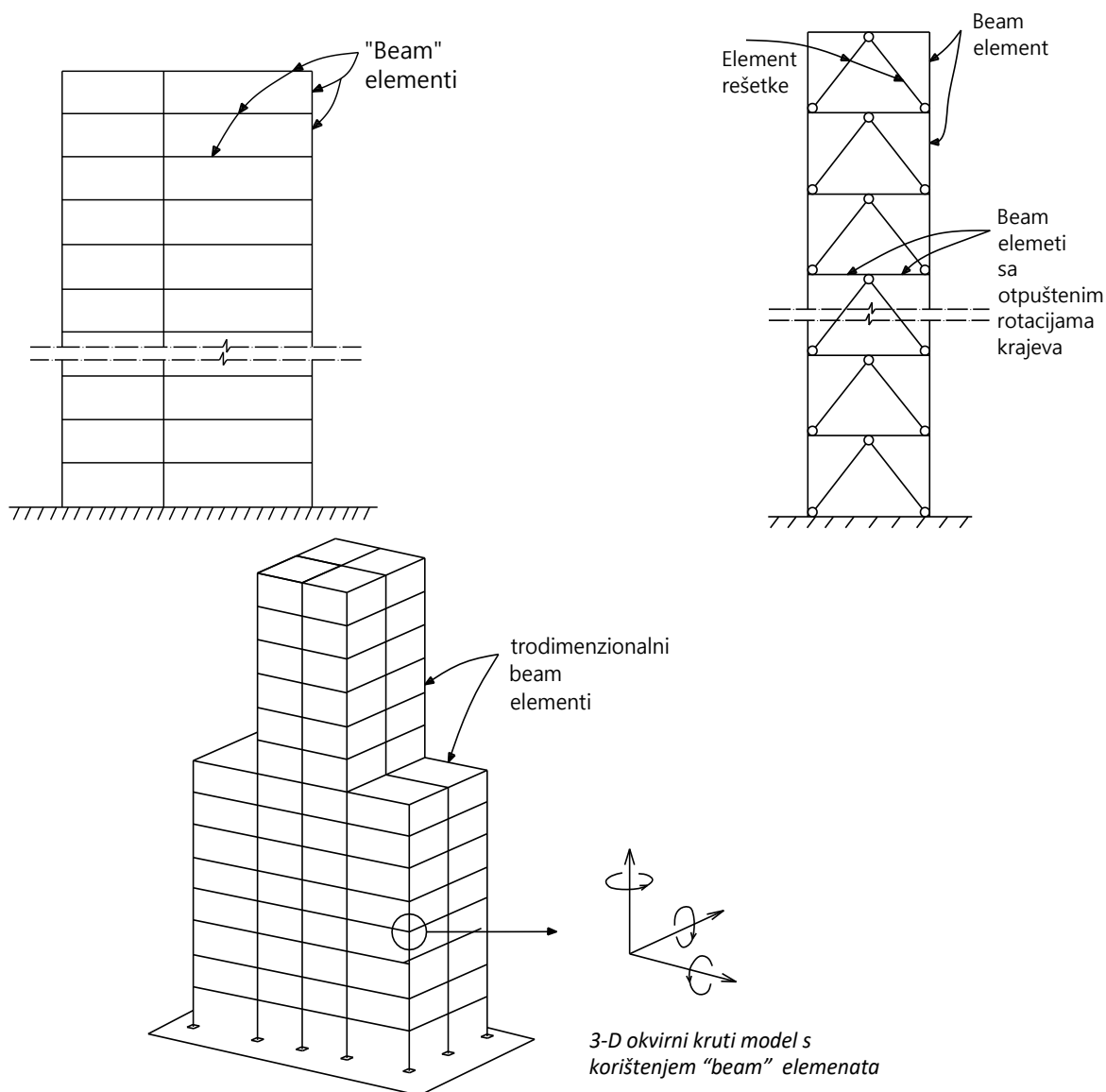
Slika 11-9 – Različite vrste elemenata kod modeliranja metodom konačnih elemenata [1]

Štapni element ("beam") se koristi za grede i stupove, ponekad i zidove ako se dozvoljavaju pojednostavljenja (a). Može se prilagoditi za rešetkaste štapove otpuštanjem čvornih rotacija (umetanjem zglobova na krajeve) ili nekoj drugoj kombinaciji rubnih uvjeta (otpuštanje poprečne ili uzdužne sile). Krajnji oblik štapnog elemenata kod kojeg su oslobođeni svi stupnjevi slobode osim uzdužnog pomaka (uzdužne sile) jest element rešetka ("truss element") (c). To je element za zglobovima na krajevima koji se koristi kod modeliranja ispune spregova.

Plošni elementi ("area element") mogu se koristiti za zidove i zidne sklopove i za ploče međukatnih konstrukcija. Obično se mogu koristiti dvije vrste plošnih elemenata, membranski elementi ("membrane element", "plane stress element") (b) koji posjeduju krutost samo unutar svoje ravnine i pravi pločasti elementi koji imaju krutost i izvan svoje ravnine (d) i koriste se kada ploča mora preuzeti i savijanje izvan svoje ravnine.

#### 11.4.1 Modeliranje sa štapnim elementima

Kod modeliranja ravninskih okvira i za grede i za stupove se koristi jednaki „beam“ konačni element koji preuzima savijanje i poprečne sile unutar ravnine okvira. Posmične deformacije elemenata se uobičajeno zanemaruju, osim kod greda sa odnosom raspon/visina manje od 5. Proračunski izlaz („output“) sadrži vertikalne i horizontalne pomake i rotacije čvorova u ravnini, i unutarnje sile svih elemenata – normalne sile, poprečne sile i momente savijanja. Ako kod okvira postoje i spregovi oni se modeliraju „truss“ elementima rešetke.



Slika 11-10 – Upotreba štapnih (beam) elemenata kod modeliranja okvira ili rešetkastih (truss) elemenata kod modeliranja sprega [1]

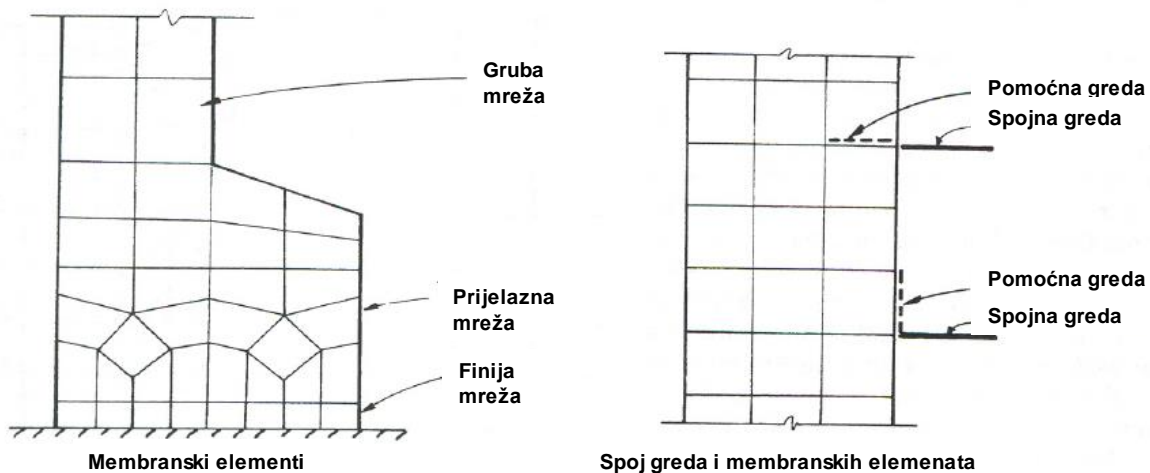
Grede kao elementi ispune sprega mogu se modelirati ili sa rešetkastim elementima ili, u slučaju da moraju preuzeti savijanje kao što je slučaj sa gredama kod K ispune, sa štapnim elementima koji na svojim krajevima kod spoja sa vertikalama rešetke imaju oslobođene rotacije. Ispis unutarnjih sila za rešetkaste elemente sadrži samo uzdužne sile  $N$ . Kod trodimenzionalnih krutih okvira stupovi i grede su modelirani sa 3D „beam“ elementima. Ti elementi deformiraju se aksijalno, imaju posmik i savijanje u dvije poprečne osi i zakreću se. Zbog toga, njihove statičke značajke moraju sadržavati, normalnu površinu, dvije posmične površine, dvije savojne krutosti i torzijsku krutost. Kod nekih konstrukcija uputno je zanemariti posmičnu krutost stupova i greda i aksijalnu deformaciju greda. Proračunski izlaz će sadržavati pomake i zakretanja čvorova, poprečne sile, momente savijanja i uzdužne sile u stupovima, kao i poprečne sile i momente savijanja u gredama.

### 11.4.2 Modeliranje sa plošnim elementima

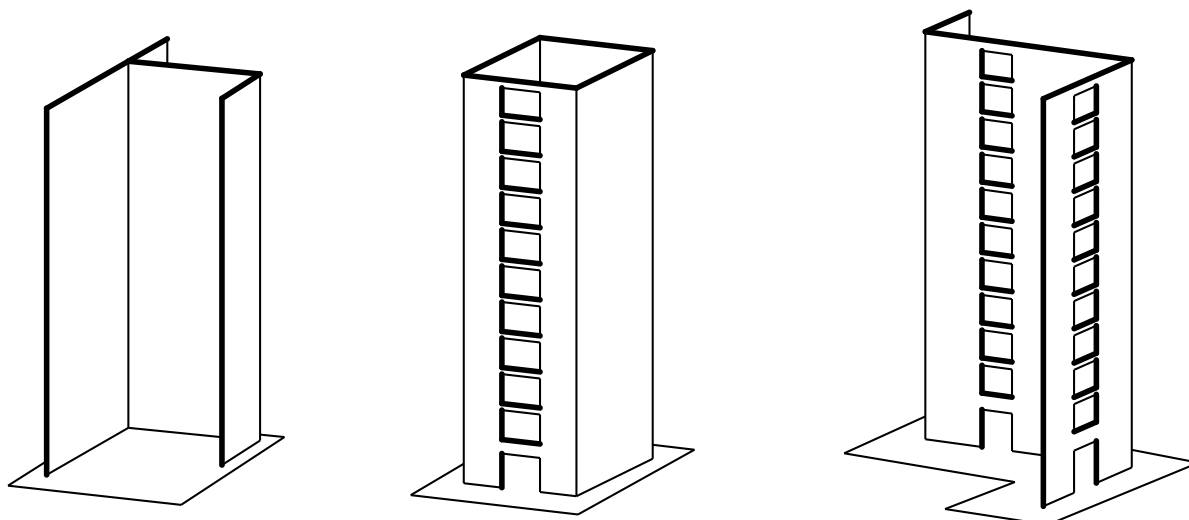
Visoki i vitki posmični zidovi mogu se dosta točno modelirati i koristeći postupke koji su prethodno pokazani kod preliminarnog proračuna. No posmične zidove s otvorima ili one, koji nisu vitki, najbolje je modelirati sa sklopom od plošnih elemenata – membranskih ili pločastih.

Kod upotrebe membranskih („plane-stress“) elemenata (Slika 11-11) proračunski izlaz sadrži horizontalne i vertikalne pomake čvorova i vertikalna i horizontalna normalna naprezanja i posmična naprezanja ili u čvorovima ili u sjecištima polovica stranica elementa. Mreža elemenata može se progustiti u područjima, gdje se očekuju promjene naprezanja. Uobičajeno pravilo u MKE je da elementi moraju imati približno jednake izmjere u svim smjerovima. Ako to nije slučaj, slaba konvergencija će rezultirati nestabilnim rješenjima.

Posebni slučaj prikazan je na Slici 11-11 (desno), gdje su posmični zidovi modelirani membranskim elementima i povezani s gredama u ravnini. Obzirom da membranski elementi nemaju stupanj slobode koji daje rotaciju u ravnini njihovih uglova, štapni element priključen na čvor membrane je zapravo samo zgloбно priključen u toj točki. Kako bi se rotacija točke zida gdje se spaja greda prenijela na gredu, uvodi se fiktivna greda koja spaja krajnju točku grede sa još jednom točkom na zidu. Obično je ta druga točka na zidu postavljena u vertikalnom smjeru na udaljenosti od prve točke koja odgovara visini grede. Na taj se način ostvaruje model sa pravim koeficijentom spreznja između povezanih zidova.

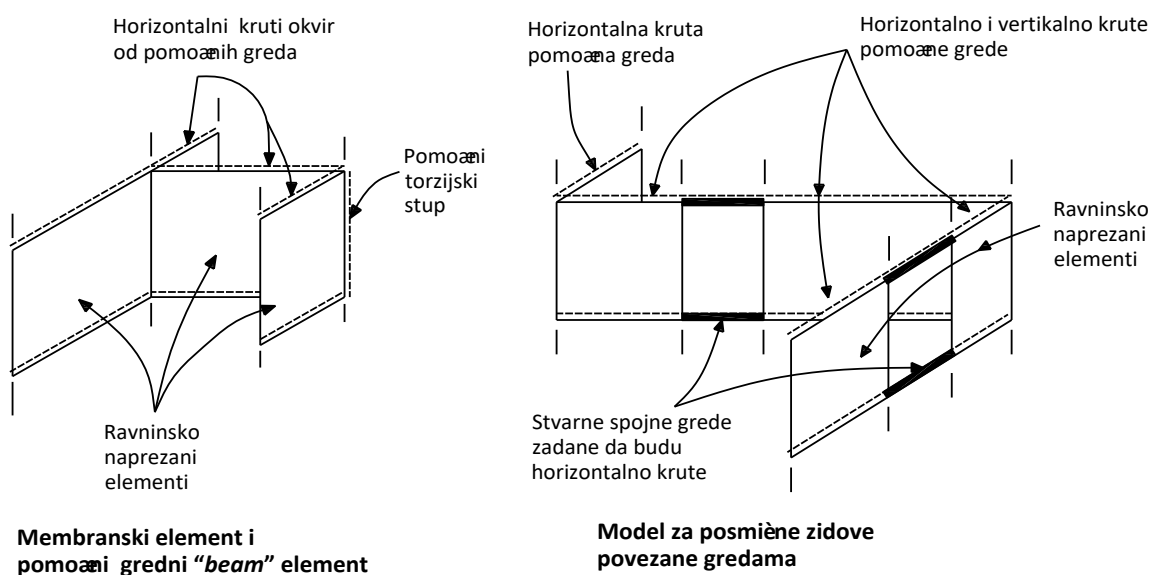


Slika 11-11 – Upotreba membranskih (plane stress) elemenata za modeliranje zidova [1]



Slika 11-12 – Trodimenzionalni sklopovi posmičnih zidova [2]

Trodimenzionalni sklopovi od posmičnih zidova (Slika 11-12) su najvažnije komponente otpornosti visokih zgrada na horizontalna opterećenja. Lijevi sklop je otvoreni oblik presjeka od više grana, srednji sklop je djelomično zatvoreni presjek, a desni sklop je oblik otvorenog presjeka povezan gredama. Svi 3D oblici posmičnih zidova imaju zajednička glavna djelovanja pojedinih zidova, savijanje i posmik u ravnini zida i vertikalni posmik uzduž spojeva zidova kao glavnu interakciju između zidova sklopa. Zato je plane-stress membranski element pogodan odabir za njihovo modeliranje. No, samo plane-stress elementi nisu dovoljni za modeliranje 3D konstrukcija zidova, jer im nedostaje poprečna krutost, neophodna u ortogonalnim spojevima zidova, da bi se omogućio proračun preko matrice krutosti. Zato se dodaje horizontalni okvir od fiktivnih krutih pomoćnih greda u svakoj ravnini čvorova kata (Slika 11-13).



Slika 11-13 – Modeliranje trodimenzionalnih zidnih sklopova membranskim elementima [1]

Membranski elementi mogu se koristiti u modeliranju posmičnih zidova u kombinaciji sa okvirom od horizontalno krutih greda kada postoje zidovi koji se međusobno okomito spajaju. Kako membranski elementi nemaju krutost van ravnine, dodani okvir osigurava prijenos sila u tom smjeru. Ako je riječ o sustavu spojenih zidova, ove grede moraju biti krute i u vertikalnom smjeru kako bi se prenio moment na spojne grede.

Alternativno, treba koristiti prave elemente ploče („plate elements“) koji osim krutosti u ravnini imaju i krutost van ravnine. Ovakav element ima više stupnjeva slobode (matrica je složenija), proračun je sporiji, ali se pojednostavljuje postupak modeliranja i daje točnije rezultate. Danas gotovo svi programski paketi nude upotrebu ovakvih elemenata jer procesorska snaga uglavnom više nije toliki ograničavajući faktor.

### **11.5 Postupci redukcije veličine modela**

Vrlo složene konstrukcije mogu rezultirati potrebom za izrazito složenim modelima čiji proces proračuna postaje neizvediv. Zato se koriste postupci pojednostavnjenja, tzv. postupci redukcije, za pojednostavnjenje modela bez znatnijeg gubitka točnosti.

Mogući su slijedeći postupci redukcije:

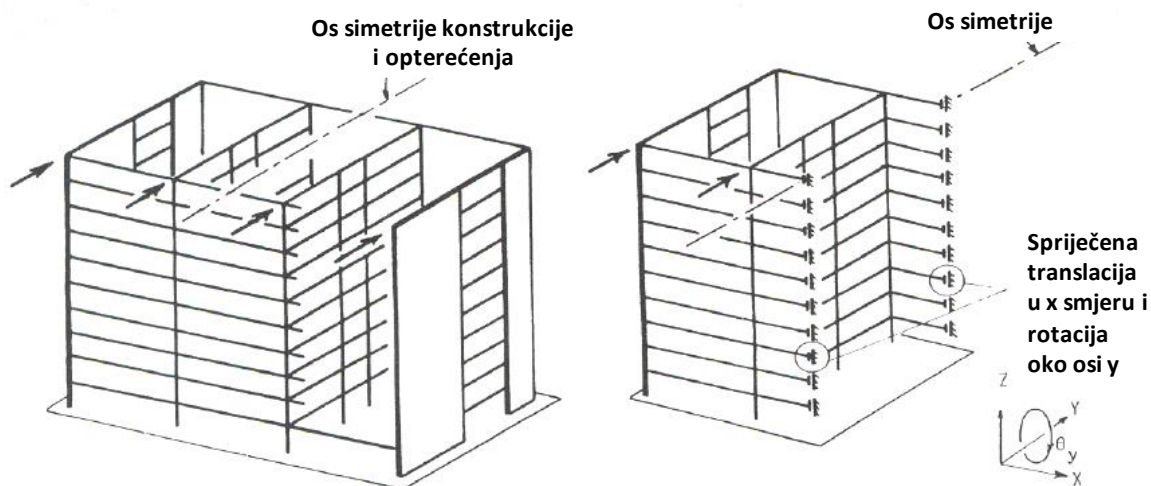
- postupak simetrije i antimetrije
- pretvaranje trodimenzionalne konstrukcije u dvodimenzionalni model
- koncentriranje dijelova konstrukcije („lumping“)
- analogija širokih stupova i visokih greda

Sa sve većom procesorskom i memorijskom snagom, broj pojednostavljenja (redukcija) postaje sve manji, pa se i za vrlo složene građevine može provesti nereducirani proračun. Također, nereducirani proračuni mogu ponekad donijeti vidljive uštede uslijed proračuna koji je „manje na strani sigurnosti“. No, za brze i približne proračune ili vrlo velik broj elemenata (također i kod lokalnih proračuna), redukcije su još uvijek korisne.

#### **11.5.1 Simetrija i antimetrija**

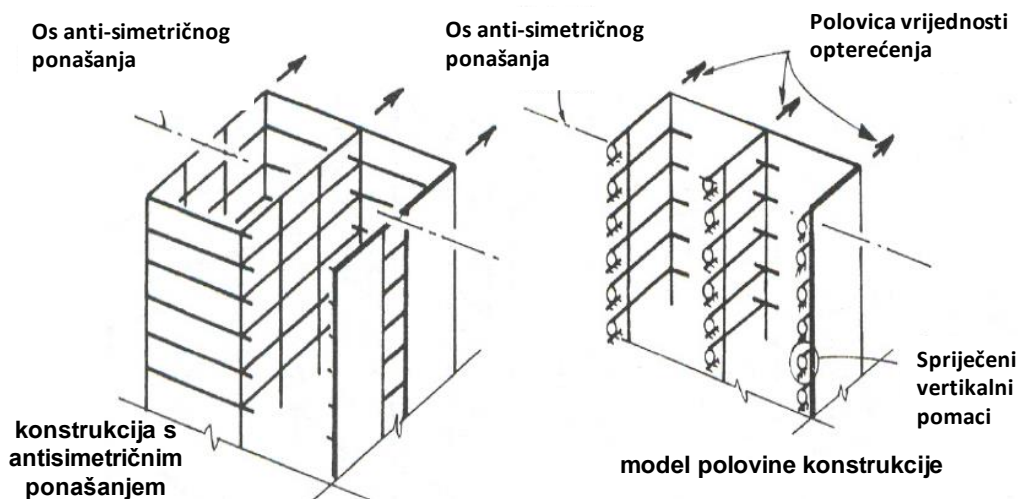
Konstrukcija koja je tlocrtno simetrična oko osi u smjeru horizontalnog opterećenja može se pojednostaviti i proračunati kao polovica konstrukcije, s jedne strane osi simetrije podvrgnuta polovici opterećenja. Opterećenje također mora biti simetrično oko navedene osi. Odrezani krajevi moraju biti pridržani, da simuliraju izostavljenu polovicu konstrukcije. Pridržanje mora biti za rotaciju i horizontalni pomak u ravnini okomitoj na smjer opterećenja i za rotaciju oko vertikalne osi, dok istovremeno moraju biti slobodni pomaci i rotacije u vertikalnoj ravnini djelovanja opterećenja (reznj ravnini). Rezultirajući pomaci i unutarnje sile staviti će se simetrično i na izostavljenu polovicu zgrade.





Slika 11-14 – Postupak redukcije za simetričnu zgradu [1]

Konstrukcija tlocrtno simetrična oko horizontalne osi okomite na os horizontalnog opterećenja ponaša se antimetrično oko osi simetrije. U tom slučaju treba proračunati samo polovicu konstrukcije, s jedne strane osi simetrije, podvrgnutu polovici opterećenja. Krajevi prerezanih elemenata pridržani su na pravcu simetrije, da se uzme u obzir veza s izostavljenom drugom polovicom konstrukcije koja se ponaša antimetrično. Pridržani su vertikalni pomaci, ali su slobodne rotacije u vertikalnoj ravni usporednoj sa smjerom djelovanja opterećenja. Dobivene vrijednosti pomaka i unutarnjih sila vrijede antimetrično (suprotan predznak) za izostavljenu polovicu konstrukcije.

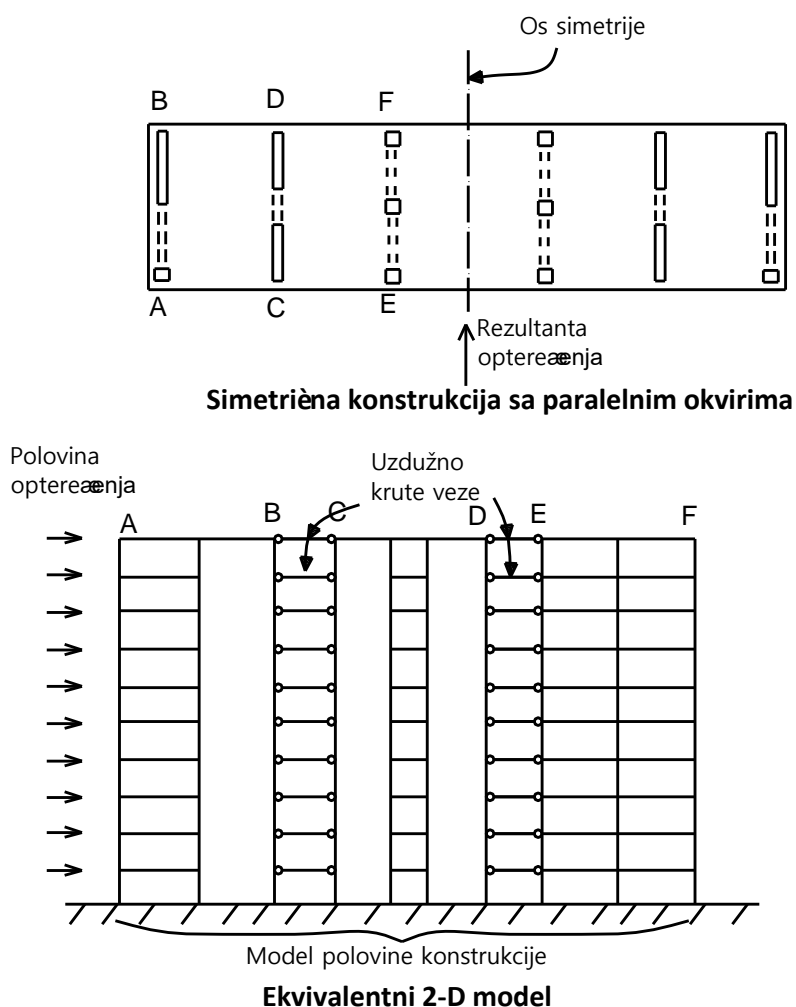


Slika 11-15 – Postupak redukcije za simetričnu zgradu [1]

Ako je konstrukcija simetrična oko dvije osi okomite u tlocrtu, i ako je izložena simetričnom opterećenju, dovoljno je analizirati samo četvrtinu konstrukcije, uz pravilno postavljanje rubnih uvjeta na odrezanim dijelovima.

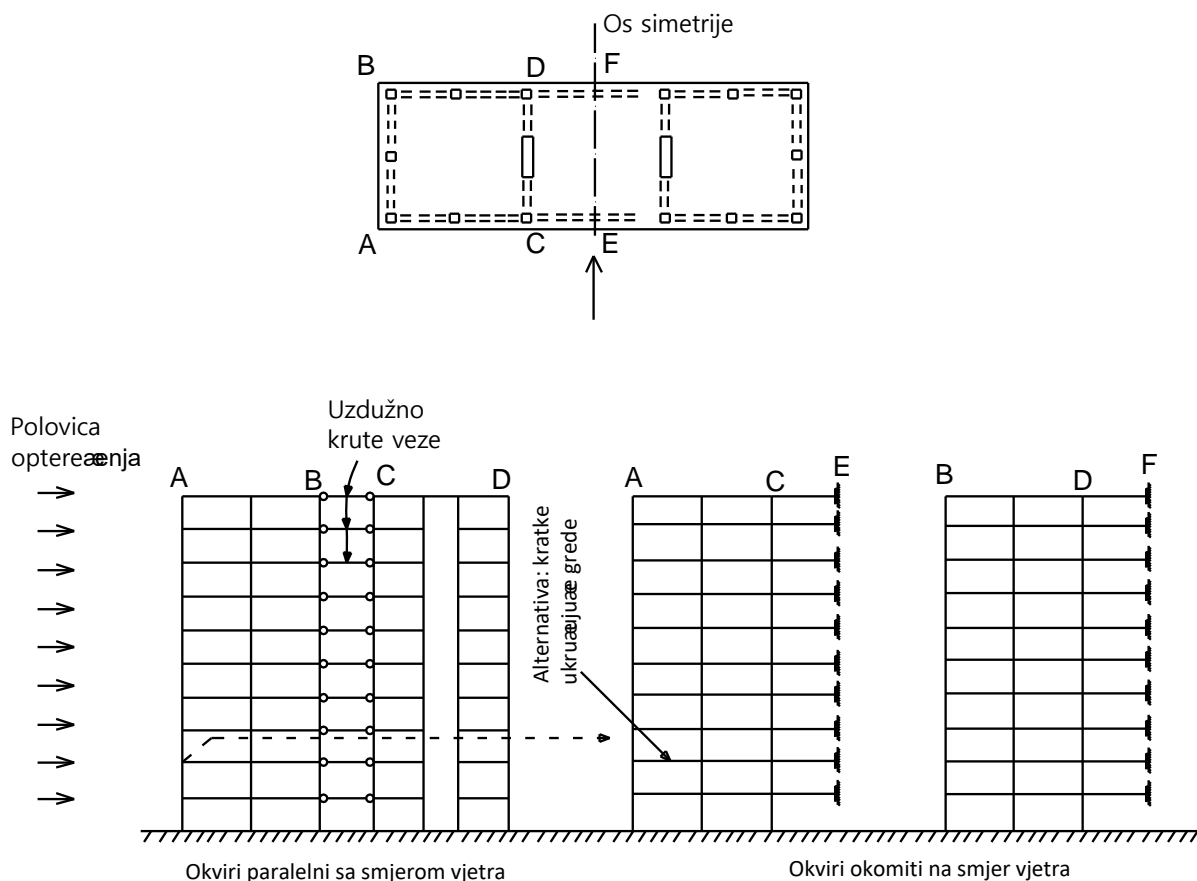
### 11.5.2 Ravnsko modeliranje trodimenzionalnih konstrukcija

Ako su stropne ploče su pretpostavljene krute u svojoj ravnini tako da su horizontalni pomaci i rotacije jednaki za sve vertikalne elemente, i ako je konstrukcija tlocrtno simetrična, i opterećenja simetrična, tada se 3D konstrukcije mogu simulirati 2D modelom. Na Slici 11-16 su postavljeni okviri i zidovi međusobno usporedni, pa se mogu modelirati kao skup u ravnini povezanih elemenata. Također, kako je konstrukcija simetrična, može se proračunati samo polovica konstrukcije. Na svakoj razini kata predviđena su horizontalna pridržanja krutim zglobno spojenim elementima koji predstavljaju u ravnini krutu ploču.



Slika 11-16 – Modeliranje trodimenzionalne konstrukcije dvodimenzionalnim modelom [1]

Konstrukcije koje se sastoje od ortogonalnog sustava povezanih okvira, koji su smješteni simetrično oko osi horizontalnog opterećenja mogu se modelirati proširenjem prethodno pokazanog postupka (Slika 11-17). Ponovno se promatra polovica konstrukcije i zapažajući da okviri imaju zanemarivu krutost okomito na svoju ravninu, posmičnu krutost konstrukcije u smjeru opterećenja daju okviri AB i CD, koji se horizontalno pomiču u svojoj ravnini usporednoj sa smjerom opterećenja. Okviri AE i BF su okomiti na smjer opterećenja i ne pomiču se horizontalno u svojim ravninama, ali se sijeku vertikalno s okvirima AB i CD uzduž pravaca međusobnih veza A, B, C i D. Ta vertikalna interakcija uzrokuje da okomiti okviri djeluju kao „pojasevi“, a paralelni okviri kao „hrptovi“ za cjelokupno savijanje konstrukcije. Elementi okvira AB i CD u reduciranom modelu tada dobivaju dodatne površine za aksijalnu krutost od elemenata „pojaseva“ (okvira AE i BF), a moment tromosti im ostaje isti.

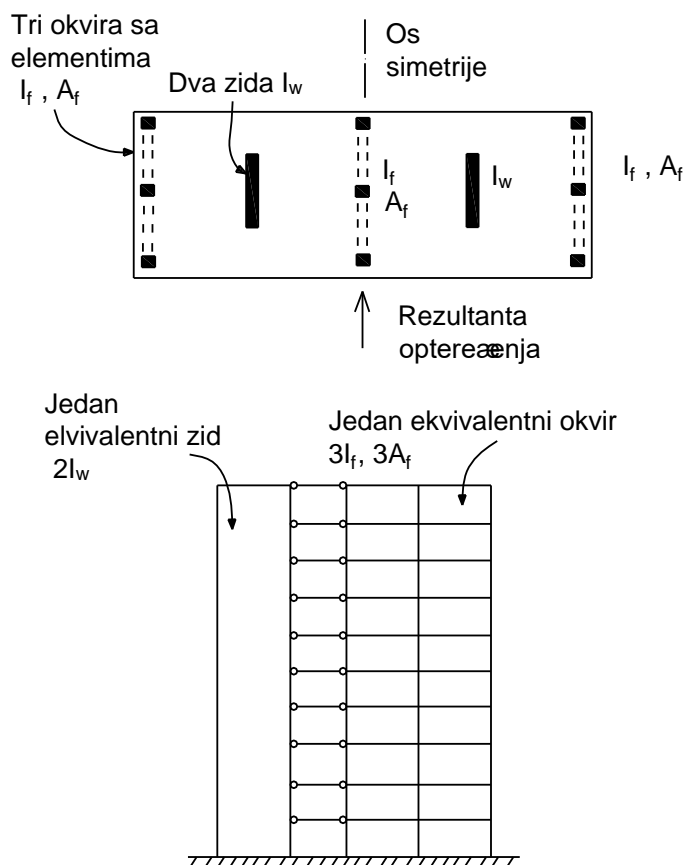


Slika 11-17 – Modeliranje trodimenzionalne konstrukcije dvodimenzionalnim modelom [1]

### 11.5.3 Koncentriranje dijelova konstrukcije („lumping“)

„Lumping“ znači zamjenu nekoliko sličnih komponenata konstrukcije (ili sklopova komponenata) ekvivalentnom jednom komponentom, u cilju redukcije proračunskog modela. Rezultirajuće sile u ekvivalentnoj komponenti (ili sklopu) se naknadno preraspodjeljuju, da se dobiju unutarnje sile u originalnim komponentama.

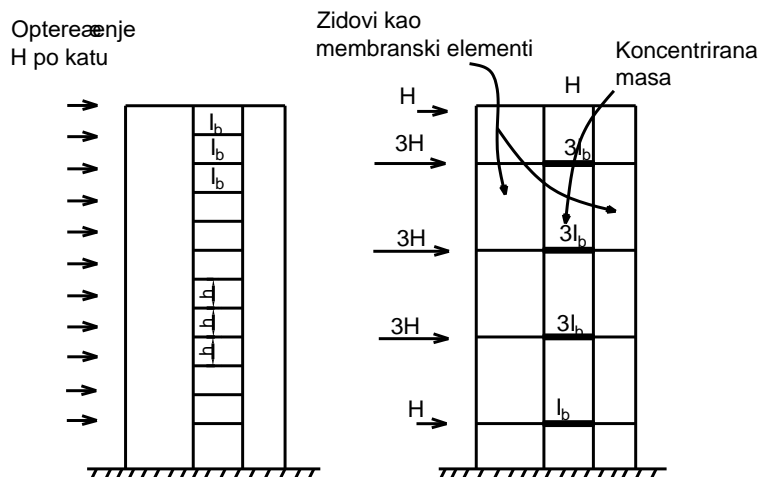
Primjer bočnog koncentriranja („lateral lumping“) na Slici 11-18 je za simetričnu konstrukciju bez krivljenja od dva posmična zida i tri identična kruta okvira. Zidovi se mogu bočno koncentrirati u jedan zid s dvostrukim momentom inercije pojedinačnog zida, a okviri zamijeniti sa ekvivalentnim okvirom, čije su statičke značajke naravno 3 x statičke značajke jednog pojedinačnog okvira. Koncentrirani zid i okvir se onda mogu vezati kao ravninska konstrukcija i brže proračunati.



Slika 11-18 – Koncentriranje više tlocrtnih dijelova konstrukcije [1]

Koncentriranje („lumping“) se koristi i za vertikalno koncentriranje („vertical lumping“) visokih višekatnih zgrada od međusobno povezanih zidova, naravno ako se visine katova i izmjere veznih greda ponavljaju. Te se konstrukcije onda mogu pojednostaviti kombinirajući grupe od 3 ili 5 greda vertikalno u pojedinačne grede smještene u položaju srednje grede kojima se pridaju koncentrirane vrijednosti momenta tromosti i posmične površine. Jedna ili dvije grede pri podnožju i pri vrhu se

ne diraju zbog njihove veće važnosti. Statičke veličine membranskih elemenata ili analognih širokih stupova kojima se modeliraju zidovi su za koncentrirani model jednake kao i za originalni model, jer se zidovi primarno deformiraju u jednostrukoj zakrivljenosti.



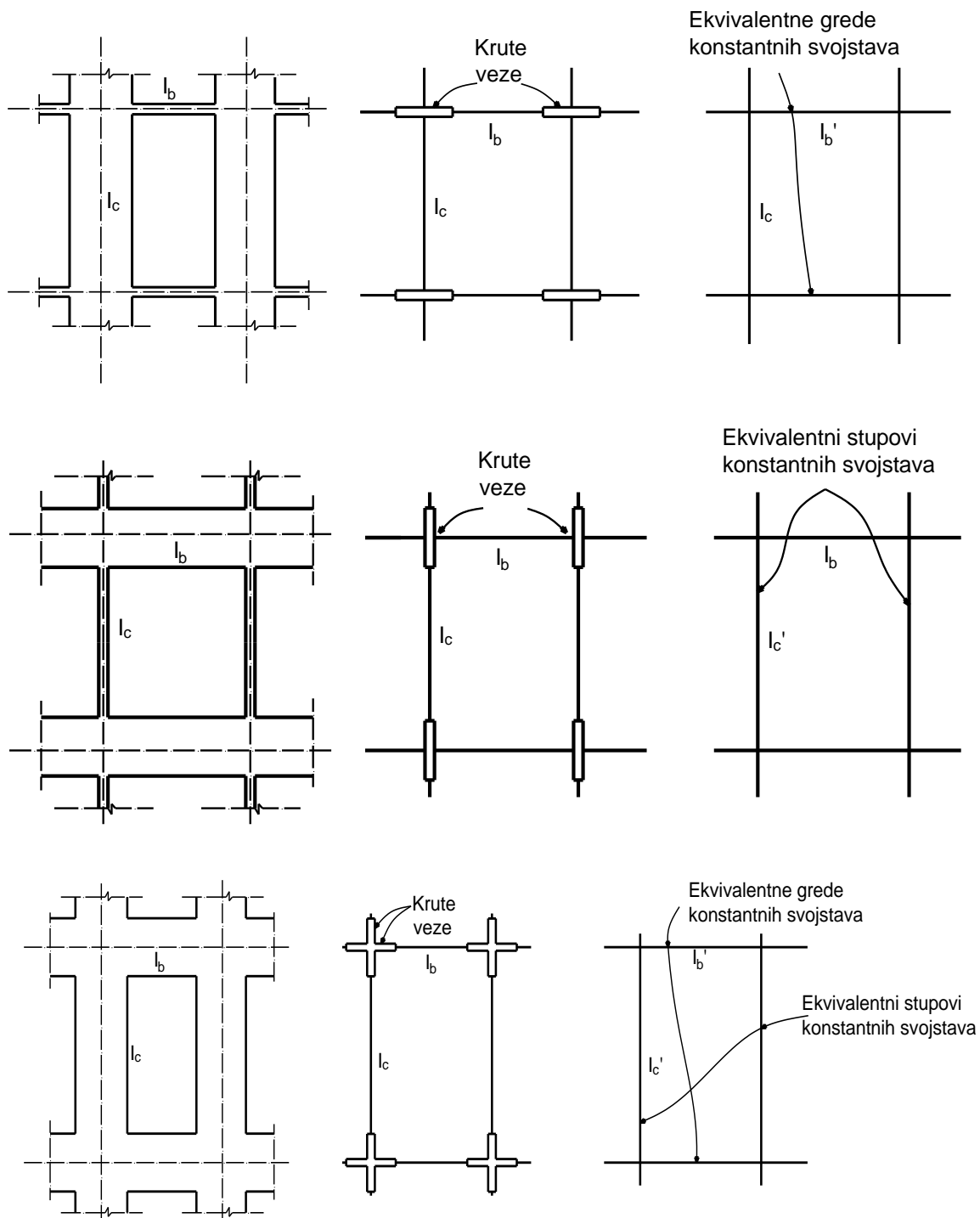
Slika 11-19 – Koncentriranje više dijelova konstrukcije po njenoj visini [1]

#### 11.5.4 Analogija širokih stupova i visokih greda

Horizontalno opterećeni posmični zidovi povezani gredama mogu se modelirati pomoću ekvivalentnih širokih stupova, koji čine stupovi smješteni na težišnoj osi zidova s krutim konzolama na razinama greda, koje predstavljaju utjecaj širine zida. Neki programski paketi za okvirne konstrukcije imaju uključenu i opciju krute veze na krajevima, koja sadrži i utjecaj širokih stupova i tako dopušta da se greda promatra kao jedan element između osi stupova. Alternativno se umjesto rješenja s krutim konzolama može koristiti i greda punog raspona sa povećanim momentom tromosti, kojim se uzima u obzir utjecaj širokih stupova.

Kod zgrada od krutih okvira sa visokim gredama ukružujući utjecaj visine visoke grede na stupove može se modelirati sa krutim vertikalnim rukama – konzolama ili primijeniti u modelu koristeći opciju krutih krajeva („rigid-end“) elementa. Alternativno se stup sa krutim konzolama može zamijeniti u modelu sa stupom pune visine između osi greda, naravno ponovno sa modificiranom krutošću za uzimanje u obzir utjecaja visoke grede.

Okvir kod kojeg se kombiniraju i široki stupovi i visoke grede, kao primjerice zatvoreni okvir kod cijevnog sustava od armiranog betona (npr. Petronas Towers Kuala Lumpur) ili od čelika (npr. Taipei 101 Taiwan) mogu se modelirati ili sa analognim okvirom od širokih stupova i visokih greda ili jednostavnije kao okvir od ekvivalentnih greda i stupova pune duljine sa odgovarajuće povećanom krutošću.



Slika 11-20 – Modeliranje širokih stupova i/ili visokih greda [1]



## 12 PRIMJER PRORAČUNA VISOKE GRAĐEVINE SA POSMIČNIM ZIDOVIMA

### 12.1 Tehnički opis i dispozicija

Ovim projektnim zadatkom predviđa se izvedba visoke građevine na području grada Opatije. Tlocrtne dimenzije građevine su 28,0 m × 18,3 m, površine 512,4 m<sup>2</sup>. Građevina ima ukupno 16 etaža (prizemlje + 15) sa visinom svake etaže od 3,1 m, što čini ukupnu visinu građevine  $h_{uk} = 49,6$  m, dok je svijetla visina između etaža 2,85 m.

Građevina je razdijeljena u 15 segmenata s uzdužnim rasterom  $a = 5,6$  m i poprečnim rasterom  $b = 6,1$  m. Krov je ravan, a za pokrov je korišten šljunak debljine 20 cm.

#### 12.1.1 Konstruktivni sustav

Tlocrtno gledano građevina se sastoji od ukupno 17 elemenata, a to su 1 stubišna jezgra, 7 AB zidova, i 9 AB stupova, sa razredom tlačne čvrstoće betona C50/60. Stropna ploča je debljine 25 cm. AB stubišna jezgra je tlocrtnih dimenzija 5,6 × 6,1 m i ona preuzima glavninu horizontalnih djelovanja i prenosi ih do temelja. Zidovi su armiranobetonski, debljine 25 cm, te također značajno doprinose horizontalnoj krutosti konstrukcije. Armiranobetonski stupovi su kvadratnog poprečnog presjeka dimenzija 80/80 cm, te visine 2,85 m.

#### 12.1.2 Opis provedenog proračuna

Proračun je izvršen prema važećim Europskim standardima Eurocode – u (norme HRN EN 1991-1, HRN EN 1992-1, HRN EN 1998-1) i dan je u prilogu. Izvršena je analiza opterećenja, određene su debljine pojedinih elemenata, određena je raspodjela horizontalnih sila na vertikalne elemente i izvršena provjera globalne stabilnosti i nosivosti građevine. Za analizu opterećenja primijenjeni su odgovarajući propisi prema odabranoj lokaciji, s time da se građevina nalazi u III. području opterećenja snijegom na nadmorskoj visini 25 m, a za opterećenje vjetrom nalazi se u II. vjetrovnom području, te II. kategoriji terena.

#### 12.1.3 Tlocrtni raspored konstrukcije

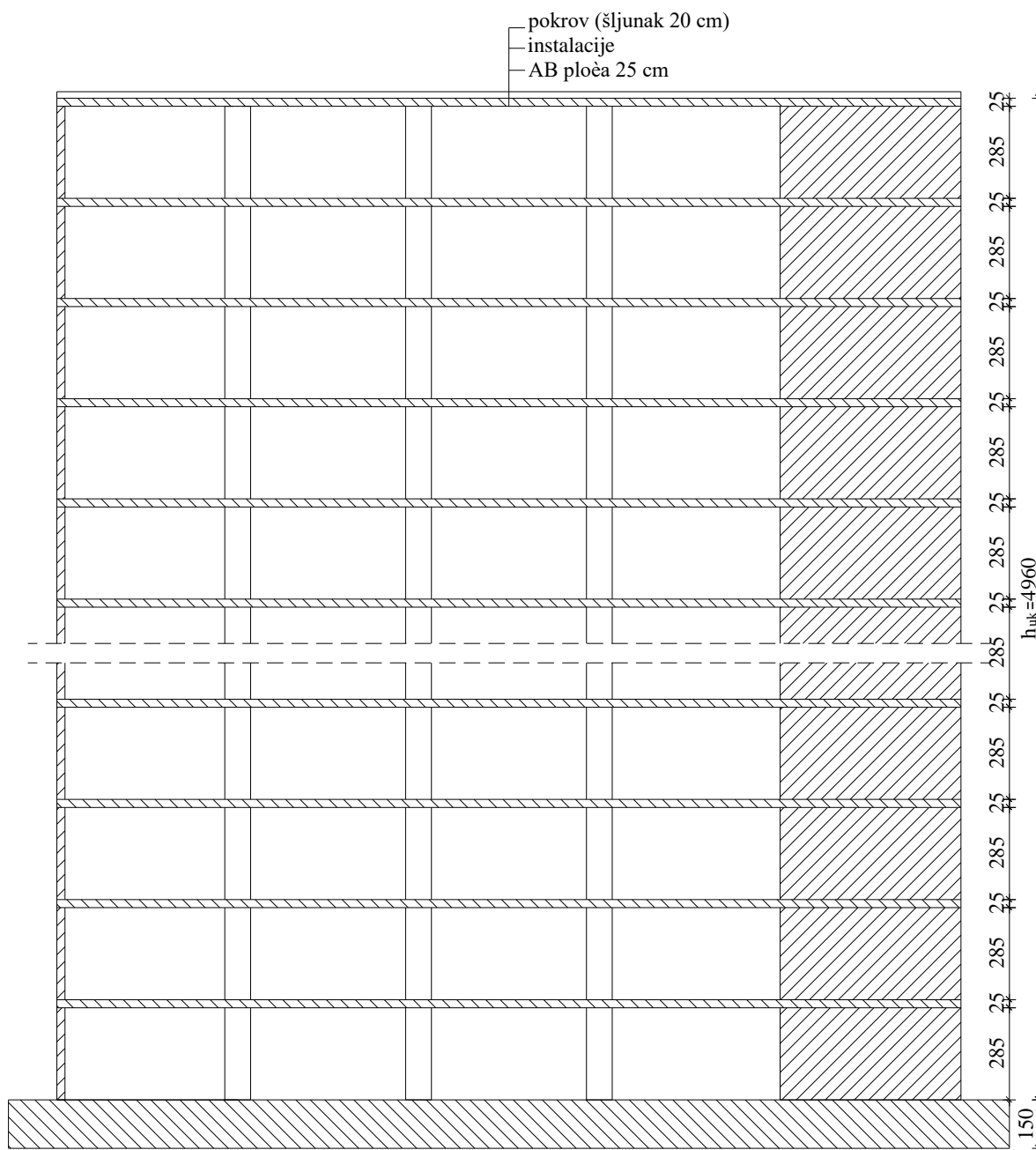
Konstrukcija je podijeljena na pravilne rastere sa horizontalnim i vertikalnim osima i to:

- Horizontalne osi: A, B, C, D (odozgo prema dolje na tlocrtu)
- Vertikalne osi: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 (s lijeva na desno na tlocrtu)





12.1.4.2 Presjek A-A



Slika 12-2 - Presjek A-A



## 12.2 Analiza opterećenja

### 12.2.1 Preliminarni proračun – određivanje dimenzija pojedinih elemenata

#### 12.2.1.1 Materijali

- beton: **C50/60**

- čelik: **B500B**

- proračunska tlačna čvrstoća betona:  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ N/mm}^2$

- proračunska granica popuštanja čelika:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

- srednja vlačna čvrstoća betona:  $f_{ctm} = 4,10 \text{ N/mm}^2$

#### 12.2.1.2 Ploča

$L/h = 25$  – preporuka za kontinuirane ploče nosive u dva smjera

( $L$  – dulja dimenzija polja ploče)

$$h = \frac{L(\text{dulji raspon})}{25} = \frac{5,6}{25} = 0,224 \text{ m} \approx 25 \text{ cm}$$

$$h_{\text{odabrano}} = 25,0 \text{ cm}$$

#### 12.2.1.3 Stup

$$q_{Ed,1} = 1,35 \cdot g_{k,1} + 1,5 \cdot q_{k,1} = 1,35 \cdot 8,25 + 1,5 \cdot 3,0 = 15,64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Ed,2} = 1,35 \cdot g_{k,2} + 1,5 \cdot q_{k,2} + 1,5 \cdot 0,7 \cdot s = 1,35 \cdot 10,75 + 1,5 \cdot 0,6 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,176 \\ = 15,6 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{Ed} = q_{Ed} \cdot A \cdot n = 15,64 \cdot (5,6 \cdot 6,1) \cdot 15 + 15,6 \cdot (5,6 \cdot 6,1) \cdot 1 = 9081,09 \text{ kN}$$

Proračunsko opterećenje na stup određeno je u sljedećem poglavlju, u točki 12.2. – analiza opterećenja. Dimenzije stupa određuju se prema uvjetu za razred duktilnosti

DCM (prema točki 5.4.3.2.1. HRN EN 1998-1) [2] - bezdimenzionalna uzdužna sila  $v_d$  ne smije biti veća od 0,65:

$$A_{\text{stup}} = b \cdot h \geq \frac{N_{\text{Ed}}}{0,65 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{9081,09}{0,65 \cdot 3,33} = 4442,29 \text{ cm}^2 \rightarrow b = h = 80 \text{ cm}$$

Provjera za mogućnost preuzimanja proboja armaturom u ploči:

$$\frac{1250 \cdot q_{\text{Ed}} \cdot A_{\text{stup}}}{(u_c + 9h) \cdot d} \leq 0,9 N / \text{mm}^2$$

- izraz 6.53. HRN EN 1992-1-1 [3]

$$\frac{1250 \cdot q_{\text{Ed}} \cdot A_{\text{stup}}}{u_c d} \leq 0,9 \sqrt{f_{\text{ck}}}$$

- $q_{\text{Ed},1}$  [kN/m<sup>2</sup>] - računsko opterećenje ploče  
 $A_{\text{stupa}}$  [m<sup>2</sup>] - površina presjeka stupa  
 $u_c$  [mm] - opseg stupa  
 $h$  [mm] - debljina ploče  
 $d = h$  [mm] – 50mm - statička visina ploče

$$\frac{1250 \cdot 15,64 \cdot 0,8^2}{(4 \cdot 800 + 9 \cdot 250) \cdot 200} = 0,01 < 0,9 N / \text{mm}^2$$
$$\frac{1250 \cdot 15,64 \cdot 0,8^2}{4 \cdot 800 \cdot 200} = 0,02 < 0,9 \sqrt{50}$$

#### 12.2.1.4 Zid

Odabrana debljina zida je 25 cm.



## 12.2.2 Vertikalna djelovanja – prema normi EN 1991-1-1 [4]

### 12.2.2.1 Vlastita težina

#### Etaže 01 – 15:

- AB ploča:  $= 0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- dodatno stalno:  $= 1,50 \text{ kN/m}^2$
- instalacije:  $= 0,50 \text{ kN/m}^2$

**Ukupno:**  $\underline{\hspace{10em}} \mathbf{g_{k,1} = 8,25 \text{ kN/m}^2}$

#### Etaža 16 (krov):

- AB ploča:  $= 0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- instalacije:  $= 0,50 \text{ kN/m}^2$
- pokrov (šljunak):  $= 0,20 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 4,00 \text{ kN/m}^2$

**Ukupno:**  $\underline{\hspace{10em}} \mathbf{g_{k,2} = 10,75 \text{ kN/m}^2}$

### 12.2.2.2 Uporabno opterećenje

Uporabno opterećenje na krov i pojedine etaže konstrukcije određeno je prema normi nHRN EN 1991-1-1 [5]. Za kategoriju krova H (nepristupačan krov osim za održavanje i popravke vrijedi) prema točki 2.9. nHRN EN 1991-1-1 [5] (tablica 12-1).

Tablica 12-1- Opterećenje na krov kategorije H prema nHRN EN 1991-1-1

Krov		$q_k^a$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Kategorija H	nagib krova $\leq 20^\circ$	0,6	1,0
	nagib krova $\geq 40^\circ$	0,0	1,0

<sup>a</sup> Za nagibe između  $20^\circ$  i  $40^\circ$  vrijednost  $q_k$  može se odrediti linearnom interpolacijom.

NAPOMENA 1: Opterećenje  $q_k$  djeluje na ploštini  $A$  koja predstavlja cijelu ploštinu krova.

NAPOMENA 2: Svi nagibi krova mjere se u odnosu na horizontalu, a opterećenja djeluju vertikalno na horizontalnu projekciju krovne plohe.

Opterećenje na korisne površine etaža određeno je prema točki 2.4. nHRN EN 1991-1-1 [5] (Tablica 12-2).

Tablica 12-2 - Razredi površina i uporabna opterećenja za zgrade (nHRN EN 1991-1-1)

Stupac	1	2	3	4	5	
Redak	Kategorija	Namjena	Primjer	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ <sup>3</sup> [kN]	
1	A	A1	Nestambena potkrovlja	Neprikladna za stanovanje no pristupačna potkrovlja do 1,8 m svijetle visine	1,5	1
2		A2	Prostori za stanovanje i kućanske djelatnosti	Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja <sup>b</sup> u stambenim zgradama i kućama, sobama s krevetima, bolnicama (spavaonicama), sobama u hotelima i prenoćištima i pripadajuće kuhinje i kupaonice	1,5	–
3		A3		A2, ali bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja	2,0 <sup>c</sup>	1
4	B	B1	Uredski prostori, radni prostori, hodnici	Hodnici u uredskim zgradama, uredi, medicinske ordinacije bez teške opreme, bolnički odjeli, čekaonice i hodnici, staje sa sitnom stokom	2	2
5		B2		Hodnici i kuhinje u bolnicama, hotelima, staračkim domovima, hodnici u internatima i sl., prostori za medicinske tretmane u bolnicama, uključujući i operacijske dvorane bez teške opreme, podrumске prostorije u stambenim zgradama	3	3
6		B3		Svi prostori navedeni u B1 i B2, ali s teškom opremom <sup>d</sup>	5	4
7	C	C1	Prostorije za sastanke, prostori u kojima se mogu okupljati ljudi (osim prostora definiranih u kategorijama A, B, D i E )	Prostori sa stolovima, kao što su dječji vrtići, jaslice, škole, učionice, kavane, restorani, blagovaonice, čitaonice, recepcije, zbornice	3	4
8		C2		Prostori s nepomičnim sjedalima, primjerice u crkvama, kazalištima, kinima, konferencijskim dvoranama, predavaonicama, čekaonicama	4	4
9		C3		Javni prostori, npr. muzeji, izložbeni prostori, ulazi u javne zgrade i hotele, stropovi podruma koji su pod dvorišta i u koja nije omogućen pristup vozila, hodnici za kategorije prostora C1 do C3	5	4
10		C4		Prostori za sport i igru, kao što su plesne dvorane, sportski centri, gimnastičke dvorane i teretane, pozornice	5	7
11		C5		Prostori za velike skupove ljudi, npr. u zgradama kao što su koncertne dvorane, terase, prilazi i tribine s nepomičnim sjedalima	5	4
12		C6		Prostori za učestalo okupljanje mnogo ljudi, tribine bez nepomičnih sjedala	7,5	10,0
13	D	D1	Prodajni prostori	Trgovački prostori do 50 m <sup>2</sup> tlocrtnе ploštine u stambenim, uredskim i sličnim građevinama	2	2
14		D2		Prostori u trgovinama i robnim kućama	5	4
15		D3		Prostori kao u D2, ali s većim opterećenjima zbog visokih polica za skladištenje	5	7

Tablica 12-3 - nastavak tablice 12.2.

Stupac	1		2	3	4	5
Redak	Kategorija		Namjena	Primjer	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ <sup>a</sup> [kN]
16	E	E1.1	Skladišta, tvornice i radionice, staje, skladišni prostori i pristupi	Prostori u tvornicama <sup>e</sup> i radionicama <sup>e</sup> s lakim proizvodnim pogonom, staje za krupnu stoku	5 <sup>f</sup>	4
17		E1.2		Skladišni prostori općenito, uključujući i knjižnice	6 <sup>f</sup>	7
18		E2.1		Prostori u tvornicama <sup>e</sup> i radionicama <sup>e</sup> s umjereno teškim ili teškim proizvodnim pogonom	7,5	10
19	S <sup>g</sup>	S1	Stubišta i stubišni podesti	Stubišta i stubišni podesti u stambenim i uredskim zgradama i ambulancama, bez teške opreme	3	2
20		S2		Sva stubišta i stubišni podesti koji se ne mogu razvrstati u S1 ili S3	5	2
21		S3		Pristupi i stubišta koji vode do tribina bez nepomičnih sjedala, a služe kao izlazi za nuždu	7,5	3
22	P <sup>g</sup>		Pristupi, balkoni i sl.	Krovne terase, trijemovi, lođe, balkoni, izlazni podesti	4	2

<sup>a</sup> Ako je potrebna lokalna provjera nosivosti (npr. za dijelove sustava bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja), provjera se provodi s karakterističnim vrijednostima za opterećenje koncentriranom silom  $Q_k$  bez kombiniranja s jednoliko raspodijeljenim opterećenjem  $q_k$ . Stranice kvadrata na kojem se rasporede opterećenje  $Q_k$  jesu 50 mm.

<sup>b</sup> Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja jesu amirano-betonske i prednapete betonske pune, šuplje i rebraste ploče.

<sup>c</sup> Za prijenos sila sa stropova bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele na potpome elemente navedena se vrijednost može umanjiti za 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

<sup>d</sup> Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. Ako se u skladu s točkom 6.1(4) norme HRN EN 1991-1-1:2012 utvrde veće vrijednosti, tada su tako utvrđene vrijednosti opterećenja mjerodavne.

<sup>e</sup> Uporabna opterećenja u tvornicama i radionicama smatraju se pretežito statičkim. U pojedinim slučajevima treba razmotriti učinak učestalo ponavljajućeg opterećenja (vidi točku 2.2(3) norme HRN EN 1991-1-1:2012).

<sup>f</sup> Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. U slučajevima u kojima se očekuje veće opterećenje, treba ga odrediti prema pojedinom slučaju.

<sup>g</sup> Ove kategorije vrijede za sve vrste građevina ili dijelova građevina. Koeficijenti kombinacije za promjenjiva djelovanja prema normi HRN EN 1990, tablica A1.1, za te se kategorije određuju sukladno kategoriji (A – E) u koju je svrstana građevina ili dio građevine.

Odabrana kategorija za uporabno opterećenje B2 i S1 (stubišta i podesti):

#### Etaže 01 – 15:

- uredske prostorije, stubište, hodnici i podesti :  $q_{k,1} = 3,00 \text{ kN/m}^2$

#### Etaža 16 (krov):

- uporabno:  $q_{k,2} = 0,6 \text{ kN/m}^2$

### 12.2.2.3 Opterećenje snijegom

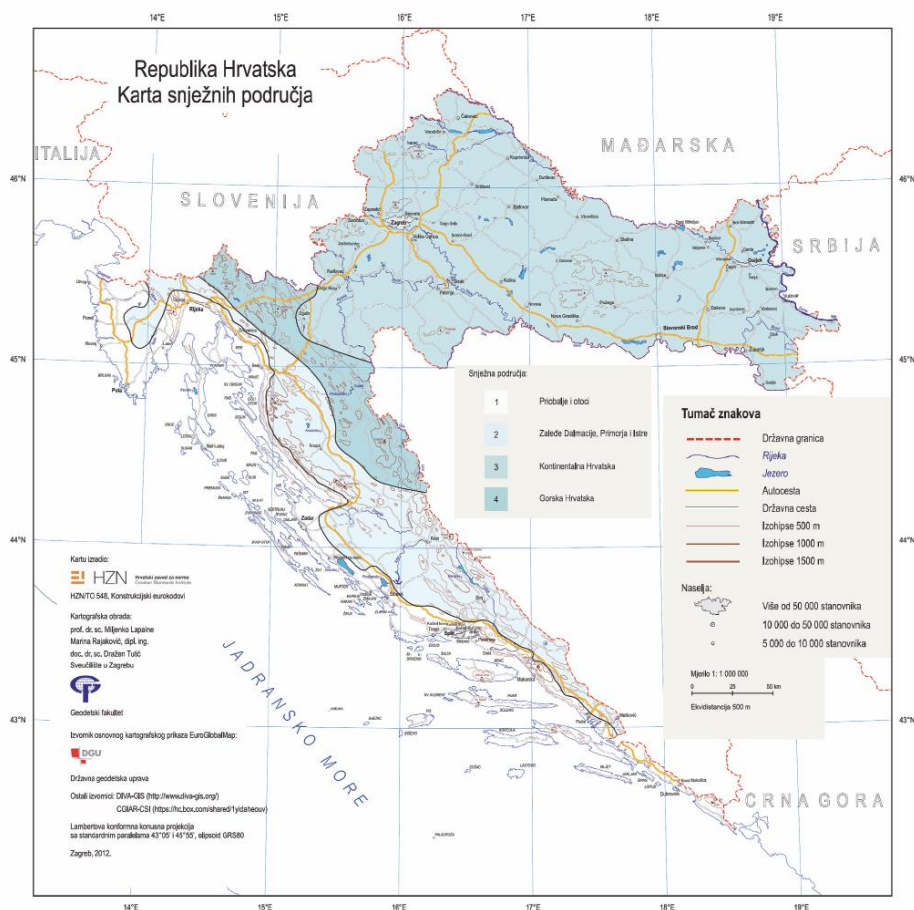
Opterećenje snijegom na krovu određuje se prema točki 5.2. norme EN 1991-1-3 [6], prema formuli:

$$s = s_k \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \left[ \text{kN} / \text{m}^2 \right],$$

gdje je:

- $\mu_i$  (koeficijent oblika za kut nagiba krova)
- $C_e$  (koeficijent izloženosti – moguće vrijednosti 0,8; 1,0 i 1,2 zavisno od zaklonjenosti okolnim građevinama )
- $C_t$  (temperaturni koeficijent – ovisi o proračunu prijenosa topline kroz krovnište)
- $s_k$  (karakteristično opterećenje snijegom na tlu)

Karakteristično opterećenje snijegom na tlu određuje se prema nHRN 1991-1-3 [7], ovisno o nadmorskoj visini te lokaciji konstrukcije prema karti na slici 12-4.



Slika 12-4- Karta snježnih područja - RH

Sastavni dio norme nHRN 1991-1-3 [7] je i tablica 12-4, s nadmorskim visinama, dana u nastavku:

Tablica 12-4 - Opterećenje snijegom za snježna područja i pripadajuće nadmorske visine u RH

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
1 000	2,00	4,00	3,50	5,00
1 100	3,00	5,00	4,00	5,50
1 200	4,00	6,00	4,50	6,00
1 300	5,00	7,00		7,00
1 400	6,00	8,00		8,00
1 500		9,00		9,00
1 600		10,00		10,00
1 700		11,00		11,00
1 800		12,00		

Predmetna konstrukcija nalazi se u 1. području, na nadmorskoj visini od 25 m, te karakteristično opterećenje snijegom na tlu može se odrediti kao 0,25 kN/m<sup>2</sup>, iz čega proizlazi:

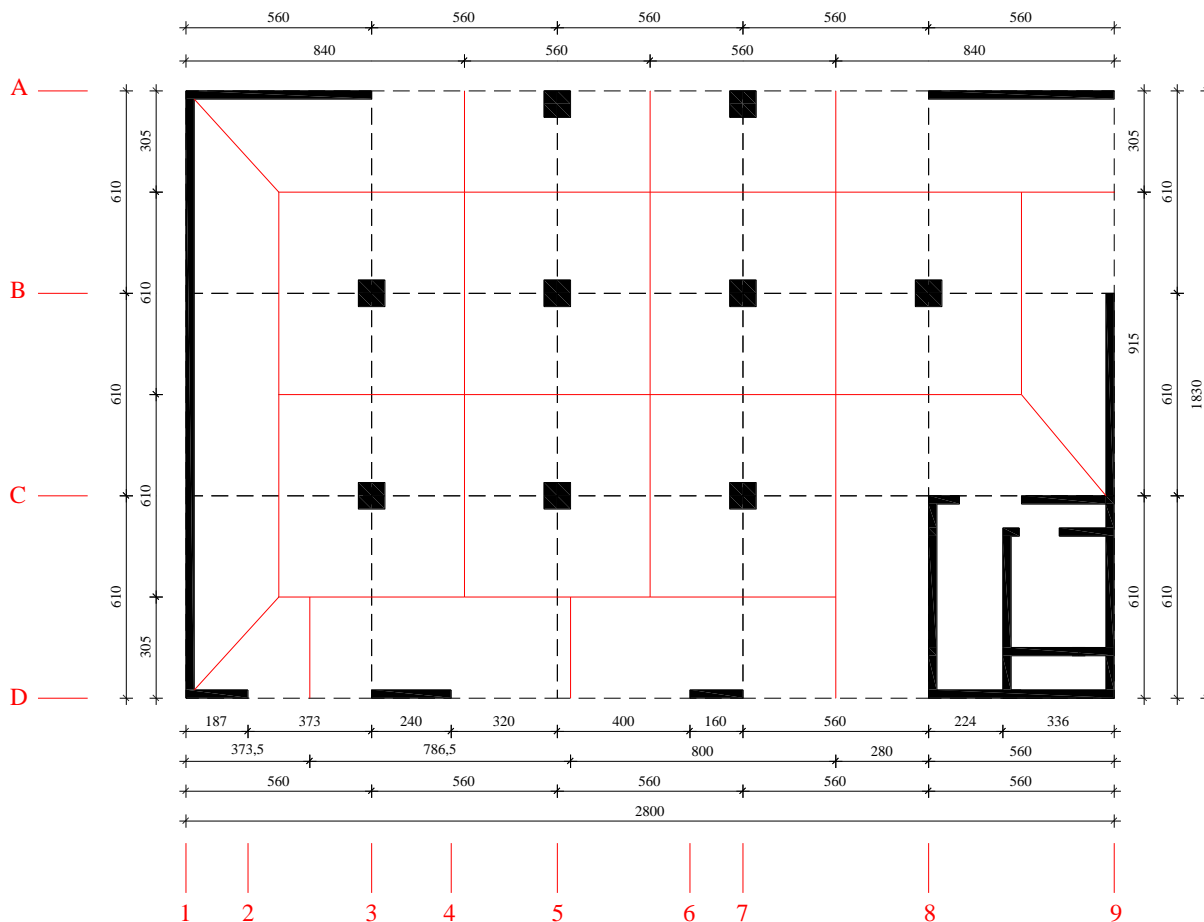
$$s = s_k \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t = 0,25 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 12.2.2.4 Raspodjela vertikalnih opterećenja na nosive elemente

Nakon određivanja vertikalnih opterećenja potrebno ih je razdijeliti na vertikalne nosive elemente konstrukcije – zidove, stupove i jezgru, kako bi dobili mjerodavne vrijednosti za dimenzioniranje. Težina međukatnih i krovne ploče određena je u točki 12.6.2.1., a u nastavku su određene i težine ostalih nosivih i nenosivih (fasada) elemenata. Visina stupa koju koristimo za određivanje njegove težine jednaka je svijetloj visini etaže i iznosi  $l_{col} = 2,85$  m.

- ploča 01-15:  $g_{k,1} = 8,25 \text{ kN/m}^2$
- ploča 16:  $g_{k,2} = 10,75 \text{ kN/m}^2$
- stup 80/80 cm:  $g_{k,3} = (0,80 \times 0,80 \times 2,85) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 45,6 \text{ kN}$
- nosivi zid 25 cm:  $g_{k,4} = (0,25 \cdot 2,85) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 17,81 \text{ kN/m}$
- fasada:  $g_{k,5} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Raspodjela ukupnog opterećenja na pojedine vertikalne nosive elemente ovisi o tlocrtnom rasporedu, te je u nastavku potrebno odrediti kolika tlocrtna površina otpada na koji element.



Slika 12-5 - Raspodjela tlocrtna površine na pojedine vertikalne elemente



**Napomena:** U ukupnu tlocrtnu površinu ne ulazi površina okna lifta u jezgri (osim za posljednju etažu).

Tablica 12-5 - Raspodjela na vertikalne elemente

Konstruktivni element	Horizontalni smjer (ploča)	Vertikalni smjer (fasada)
Unutrašnji stup (B3, B5, B7, B8, C3, C5, C7)	$P = 34,16 \text{ m}^2 (\times 7)$	-
Vanjski stup (A5, A7)	$P = 17,08 \text{ m}^2 (\times 2)$	$P = 17,36 \text{ m}^2 \times 2$
Zid 1 (A1-A3)	$P = 21,35 \text{ m}^2$	$P = 26,04 \text{ m}^2$
Zid 2 (A8-A9)	$P = 25,62 \text{ m}^2$	$P = 35,50 \text{ m}^2$
Zid 3 (A1-D1)	$P = 42,70 \text{ m}^2$	$P = 56,73 \text{ m}^2$
Zid 4 (B9-C9)	$P = 21,35 \text{ m}^2$	$P = 28,37 \text{ m}^2$
Zid 5 (D1-D2)	$P = 7,12 \text{ m}^2$	$P = 11,58 \text{ m}^2$
Zid 6 (D3-D4)	$P = 23,99 \text{ m}^2$	$P = 24,38 \text{ m}^2$
Zid 7 (D6-D7)	$P = 24,40 \text{ m}^2$	$P = 24,80 \text{ m}^2$
Stubišna jezgra	$P = 72,59 \text{ m}^2$	$P = 44,95 \text{ m}^2$
<b>Ukupno:</b>	<b><math>P = 512,4 \text{ m}^2</math></b>	<b><math>P = 287,1 \text{ m}^2</math></b>

Težina fasade od  $2 \text{ kN/m}^2$  se dijeli na sve vertikalne elemente koji se nalaze na rubu tlocrta, tj. u izravnom su kontaktu sa pročeljem zgrade.

Ukupno vertikalno opterećenje po pojedinom elementu, kao ukupna težina pojedine etaže, i konstrukcije, odrediti će se i prikazati tablično u sljedećim poglavljima.

Uporabno opterećenje prikazati će se u punom iznosu, kao i sa redukcijom uslijed velikog broja etaža – detaljnije u poglavlju 12.2.2.7.



## 12.2.2.5 Ukupno stalno opterećenje

Tablica 12-6 - Raspodjela stalnog opterećenja na vertikalne elemente

KONSTRUKTIVNI ELEMENT			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ploča	10,75 kN/m <sup>2</sup>	367,22	183,61	229,51	275,42	459,03	229,51
	stup	45,60 kN	45,60	45,60	-	-	-	-
	zid	17,81 kN/m	-	-	97,60	99,74	321,47	108,64
	fasada	2,00 kN/m <sup>2</sup>	-	34,72	52,08	71,00	113,46	56,74
	<b>ukupno [kN]:</b>			<b>412,82</b>	<b>263,93</b>	<b>379,19</b>	<b>446,15</b>	<b>893,96</b>
15	ploča	8,25 kN/m <sup>2</sup>	281,82	140,91	176,14	211,37	352,28	176,14
	stup	45,60 kN	45,60	45,60	-	-	-	-
	zid	17,81 kN/m	-	-	97,60	99,74	321,47	108,64
	fasada	2,00 kN/m <sup>2</sup>	-	34,72	52,08	71,00	113,46	56,74
	<b>ukupno [kN]:</b>			<b>327,42</b>	<b>221,23</b>	<b>325,82</b>	<b>382,10</b>	<b>787,21</b>
...	...	...	...	...	...	...	...	...
01	<b>ukupno [kN]:</b>		<b>327,42</b>	<b>221,23</b>	<b>325,82</b>	<b>382,10</b>	<b>787,21</b>	<b>341,52</b>
01-16	<b>UKUPNO [kN]:</b>		5.324	3.582	5.266	6.177	12.701	5.517
			x 7	x 2				
			<b>37.268</b>	<b>7.164</b>				

KONSTRUKTIVNI ELEMENT			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ploča	10,75 kN/m <sup>2</sup>	76,54	257,89	262,30	780,34
	stup	45,60 kN	-	-	-	-
	zid	17,81 kN/m	31,17	42,74	28,50	528,60
	fasada	2,00 kN/m <sup>2</sup>	23,16	48,76	49,60	89,90
	<b>ukupno [kN]:</b>			<b>130,87</b>	<b>349,40</b>	<b>340,40</b>
15	ploča	8,25 kN/m <sup>2</sup>	58,74	197,92	201,30	317,05
	stup	45,60 kN	-	-	-	-
	zid	17,81 kN/m	31,17	42,74	28,50	528,60
	fasada	2,00 kN/m <sup>2</sup>	23,16	48,76	49,60	89,90
	<b>ukupno [kN]:</b>			<b>113,07</b>	<b>289,42</b>	<b>279,40</b>
...	...	...	...	...	...	...
01	<b>ukupno [kN]:</b>		<b>113,07</b>	<b>289,42</b>	<b>279,40</b>	<b>935,55</b>
01-16	<b>UKUPNO [kN]:</b>		<b>1.826</b>	<b>4.690</b>	<b>4.531</b>	<b>15.432</b>
01-16	<b>UKUPNO [kN]:</b>		<b><math>G_{Ek} =</math></b>			<b>100.578</b>



## 12.2.2.6 Ukupno uporabno opterećenje

Tablica 12-7 - Raspodjela uporabnog opterećenja na vertikalne elemente – bez redukcije

KONSTRUKTIVNI ELEMENT			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	snijeg	0,20 kN/m <sup>2</sup>	6,01	3,01	3,76	4,51	7,52	3,76
	korisno	0,60 kN/m <sup>2</sup>	20,50	10,25	12,81	15,37	25,62	12,81
	ukupno [kN]:		<b>26,51</b>	<b>133,25</b>	<b>16,57</b>	<b>19,88</b>	<b>33,14</b>	<b>16,57</b>
15	uredi	3,00 kN/m <sup>2</sup>	102,48	51,24	64,05	76,86	128,10	64,05
	stubište	3,00 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	-	-	-
	ukupno [kN]:		<b>102,48</b>	<b>51,24</b>	<b>64,05</b>	<b>76,86</b>	<b>128,10</b>	<b>64,05</b>
...	...	...	...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		<b>102,48</b>	<b>51,24</b>	<b>64,05</b>	<b>76,86</b>	<b>128,10</b>	<b>64,05</b>
01-16	UKUPNO [kN]:		1.563	901	977	1.172	1.954	977
			x 7	x 2				
			<b>10.945</b>	<b>1.802</b>				

KONSTRUKTIVNI ELEMENT			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	snijeg	0,20 kN/m <sup>2</sup>	1,25	4,22	4,29	12,78
	korisno	0,60 kN/m <sup>2</sup>	4,27	14,39	14,64	43,55
	ukupno [kN]:		<b>5,53</b>	<b>18,62</b>	<b>18,93</b>	<b>56,33</b>
15	uredi	3,00 kN/m <sup>2</sup>	21,36	71,97	73,20	115,29
	stubište	3,00 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	40,14
	ukupno [kN]:		<b>21,36</b>	<b>71,97</b>	<b>73,20</b>	<b>155,43</b>
...	...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		<b>21,36</b>	<b>71,97</b>	<b>73,20</b>	<b>155,43</b>
01-16	UKUPNO [kN]:		<b>325</b>	<b>1.098</b>	<b>1.116</b>	<b>2.387</b>
01-16	UKUPNO [kN]:		$Q_{Ek} =$			<b>22.760</b>

### 12.2.2.7 Uporabno opterećenje sa redukcijom

Stalna i prolazna kombinacija za GSN iznosi (kada je vjetar dominantno vodeće djelovanje) [8]:

$$E_d = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot (\psi_{0,Q} \cdot \alpha_n \cdot Q + \psi_{0,S} \cdot S)$$

Član  $(\psi_{0,Q} \cdot \alpha_n \cdot Q + \psi_{0,S} \cdot S)$  u gornjem izrazu predstavlja reducirano korisno opterećenje koje je potrebno odrediti prema koeficijentima kombinacije opterećenja (prema EN 1990 [8]):

- uporabno opterećenje za krov kategorije H:  $\psi_{0,QH} = 0$
- uporabno opterećenje za katove kategorije B:  $\psi_{0,Q} = 0,7$
- snijeg:  $\psi_{0,S} = 0,5$

Koeficijenti redukcije uporabnog opterećenja zbog broja etaža mjerodavni za dimenzioniranje stupova i zidova (prema nHRN EN 1991-1-1 [5]):

- uredske prostorije:  $\alpha_n = 0,7 + 0,6 / n = (n = 15) = 0,74$
- stubište, podest, krovšte:  $\alpha_n = 1,0$

Ukupna redukcija za djelovanje u kombinaciji:

- krovšte:  $0,6 \cdot \psi_{0,QH} = 0,6 \cdot 0 = 0 \text{ kN} / \text{m}^2$
- uredske prostorije:  $3,0 \cdot \alpha_n \cdot \psi_{0,Q} = 3,0 \cdot 0,74 \cdot 0,7 = 1,55 \text{ kN} / \text{m}^2$
- stubište, podest:  $3,0 \cdot \psi_{0,Q} = 3,0 \cdot 0,7 = 2,1 \text{ kN} / \text{m}^2$
- snijeg:  $0,20 \cdot \psi_{0,S} = 0,20 \cdot 0,5 = 0,1 \text{ kN} / \text{m}^2$



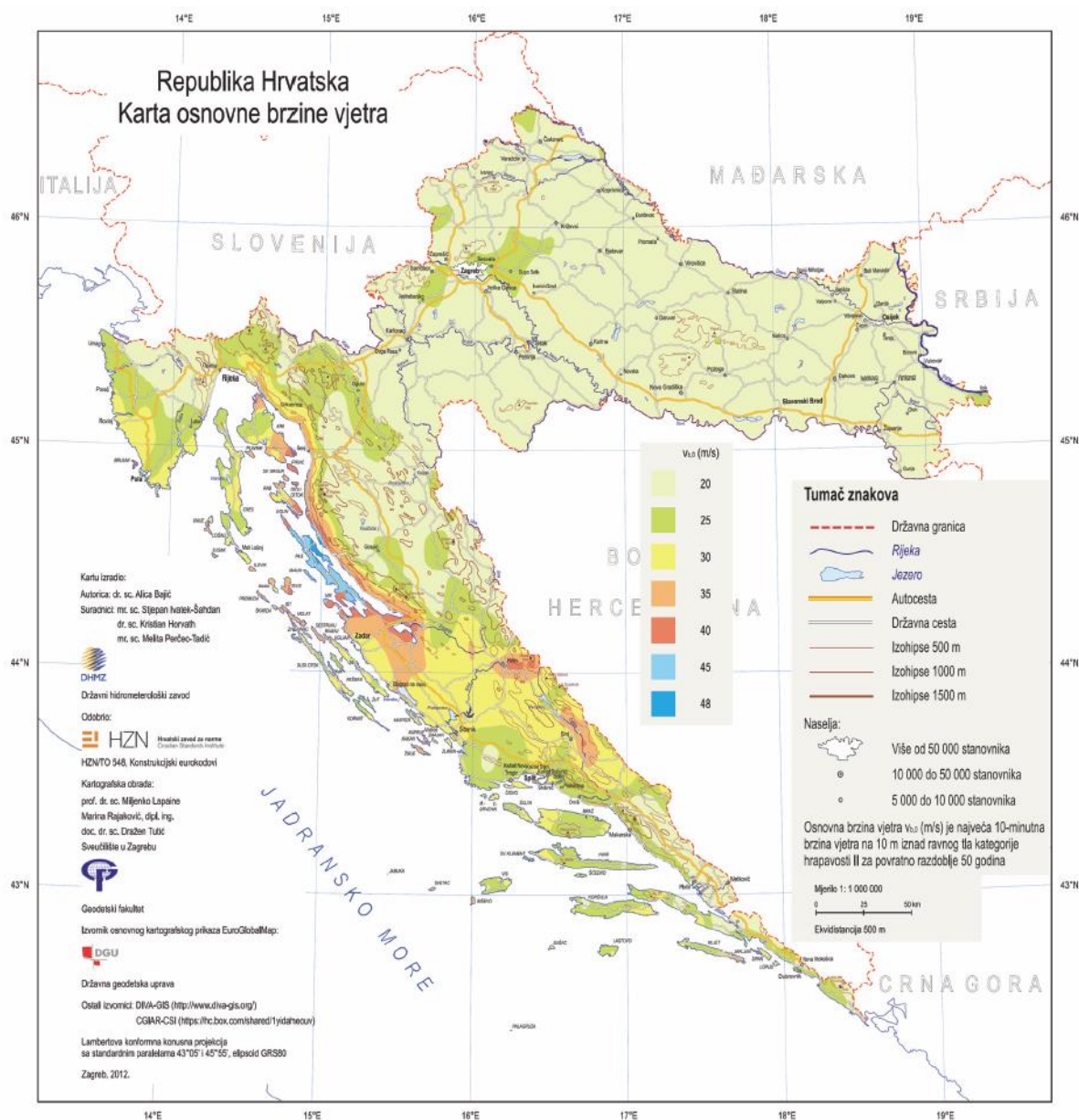
Tablica 12-8- Raspodjela uporabnog opterećenja na vertikalne elemente – sa redukcijom

KONSTRUKTIVNI ELEMENT			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	snijeg	0,10 kN/m <sup>2</sup>	3,42	1,71	2,14	2,56	4,27	2,14
	korisno	0,00 kN/m <sup>2</sup>	0	0	0	0	0	0
	ukupno [kN]:		<b>3,42</b>	<b>1,71</b>	<b>2,14</b>	<b>2,56</b>	<b>4,27</b>	<b>2,14</b>
15	uredi	1,55 kN/m <sup>2</sup>	52,26	26,13	32,67	39,20	65,33	32,67
	stubište	2,10 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	-	-	-
	ukupno [kN]:		<b>52,26</b>	<b>26,13</b>	<b>32,67</b>	<b>39,20</b>	<b>65,33</b>	<b>32,67</b>
...	...	...	...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		<b>52,26</b>	<b>26,13</b>	<b>32,67</b>	<b>39,20</b>	<b>65,33</b>	<b>32,67</b>
01-16	UKUPNO [kN]:		787	393	492	590	984	492
			x 7	x 2				
			<b>5.511</b>	<b>787</b>				
KONSTRUKTIVNI ELEMENT			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA		
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)		
16	snijeg	0,10 kN/m <sup>2</sup>	0,71	2,40	2,44	7,26		
	korisno	0,00 kN/m <sup>2</sup>	0	0	0	0		
	ukupno [kN]:		<b>0,71</b>	<b>2,40</b>	<b>2,44</b>	<b>7,26</b>		
15	uredi	1,55 kN/m <sup>2</sup>	10,89	36,70	37,33	58,80		
	stubište	2,10 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	28,10		
	ukupno [kN]:		<b>10,89</b>	<b>36,70</b>	<b>37,33</b>	<b>58,80</b>		
...	...	...	...	...	...	...		
01	ukupno [kN]:		<b>10,89</b>	<b>36,70</b>	<b>37,33</b>	<b>58,80</b>		
01-16	UKUPNO [kN]:		<b>164</b>	<b>552</b>	<b>562</b>	<b>889</b>		
01-16	UKUPNO [kN]:		<b><math>Q_{Ek,red} =</math></b>			<b>11.026</b>		

## 12.2.3 Horizontalna djelovanja

### 12.2.3.1 Opterećenje vjetrom

Opterećenje vjetrom na konstrukciju određuje se pomoću temeljne vrijednosti osnovne brzine vjetra  $v_{b,0}$  koja ovisi o geografskoj lokaciji konstrukcije (slika 12-6), prema točki 2.3. norme nHRN EN 1991-1-4 [9].



Slika 12-6 - osnovna brzina vjetra u RH



Za predmetnu konstrukciju očitana je osnovna brzina vjetra  $v_{b,0}=30$  m/s. Osnovna brzina vjetra određuje se prema izrazu:  $v_b = v_{b,0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season}$ , gdje  $C_{dir}$  i  $C_{season}$  predstavljaju koeficijente koji se prema točki 4.2. norme EN 1991-1-4 [10] uzimaju sa vrijednošću 1, osim ako je drugačije propisano nacionalnim dodatkom, te je osnovna brzina vjetra za predmetnu konstrukciju  $v_b = 30 \cdot 1 \cdot 1 = 30$  m/s. Osnovni tlak brzine vjetra (prema točki 4.5.1. norme EN 1991-1-4 [10]) računa se prema izrazu ovisno o gustoći zraka i osnovnoj brzini vjetra:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 30^2 = 563 \text{ N} / \text{m}^2 = 0,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Tlak vjetra na vanjske površine konstrukcije dobiva se ovisno o vrijednosti osnovnog tlaka brzine vjetra te koeficijenta izloženosti  $c_e(z)$  koji ovisi o visini konstrukcije te kategoriji terena. Kategorije terena propisane su normom EN 1991-1-4 [10] (slika 12-7).

**Kategorija terena 0**

More, obalno područje izloženo otvorenom moru


**Kategorija terena I**

Jezero ili površina bez prepreka sa zanemarivom vegetacijom.


**Kategorija terena II**

Površina sa niskom vegetacijom kao što je trava i izoliranim preprekama (drveće, zgrade) s minimalnim razmakom od 20 visina prepreke.


**Kategorija terena III**

Površina redovito pokrivena vegetacijom, zgradama ili izoliranim preprekama sa maksimalnim razmakom od 20 visina prepreke (kao što su sela, predgrađa, stalne šume).

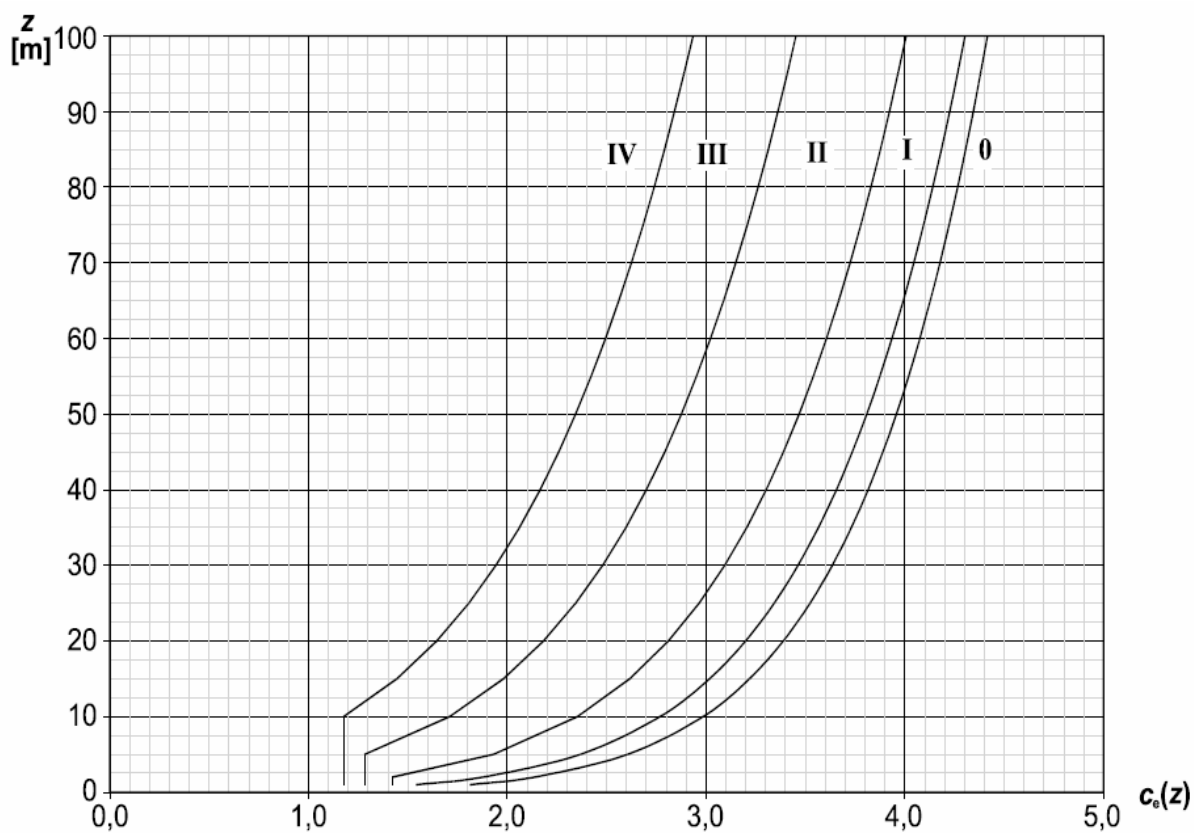

**Kategorija terena IV**

Površine u kojima je najmanje 15% površine pokriveno zgradama čija je srednja visina veća od 15 m.



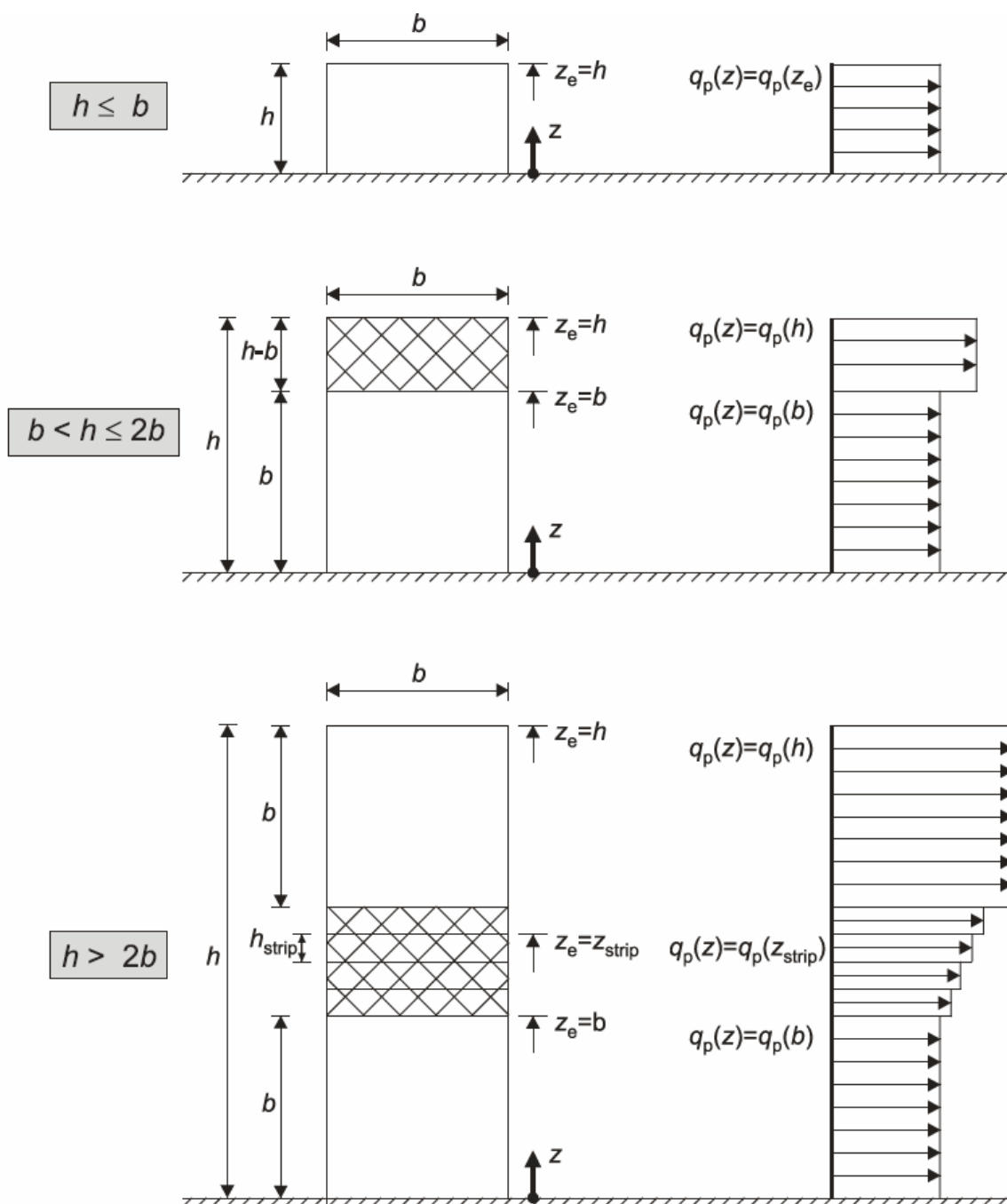
Slika 12-7 - kategorije terena za određivanje koeficijenta izloženosti

Koeficijent izloženosti određuje se za referentnu visinu prema dijagramu iz točke 4.5. norme EN 1991-1-4 [10] (slika 12-8).



Slika 12-8 - Koeficijent izloženosti ovisno o kategoriji terena i referentnoj visini  $z$

Mogući slučajevi opterećenja vjetra na vertikalne plohe visokih građevina definirani su točkom 7.2.2. norme EN 1991-1-4 [10] i prikazani su na slici 12-9.

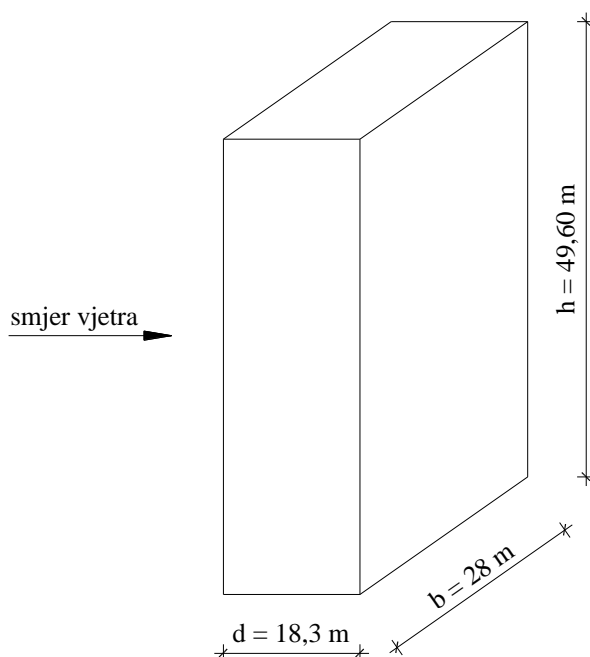


Slika 12-9- Mogući slučajevi opterećenja vjetrom po visini

**NAPOMENA:** Zanemaruje se pritisak vjetra u smjeru okomitom na smjer puhanja te unutarnji pritisak vjetra.

Dimenzije predmetne konstrukcije su  $d=18,3$  m;  $b=28$  m;  $h=49,6$  m.

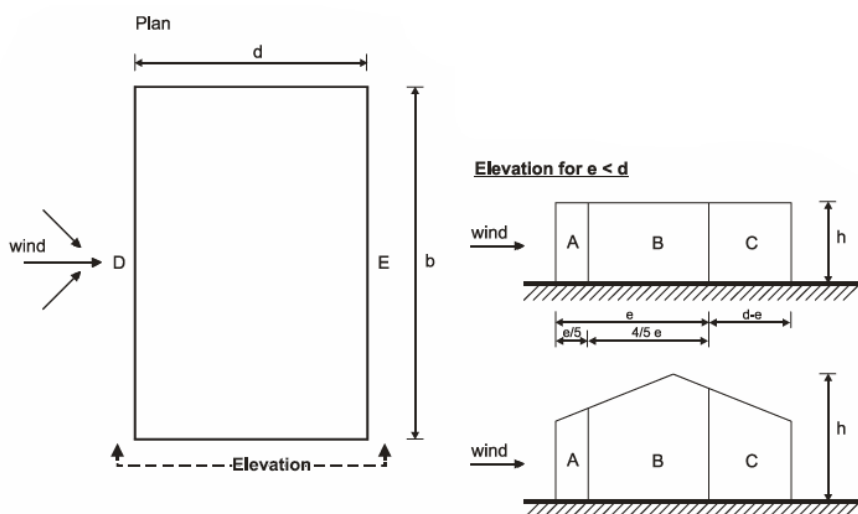
Odabrana je kategorija terena II, a osnovni tlak brzine vjetra iznosi  $0,56$  kN/m<sup>2</sup>.

**Slučaj opterećenja 1 – vjetar puše na veću površinu zgrade**


Slika 12-10 - Vjetar puše na veću površinu zgrade

Poredbena visina objekta je  $h=49,6$  m što je manje od  $2b=56$  m, te se prema slici 12-9 visina objekta dijeli na dva visinska područja i to:

- Donji dio koji se proteže uvis na visinu jednaku  $b$  i u kojem je poredbena visina jednaka  $z_e = b = 28,0$  m
- Gornji dio koji se proteže od vrha zgrade prema dolje za visinu jednaku  $h-b$  i u kojem je poredbena visina  $z_e = h = 49,6$  m



Slika 12-11 - Područja izložena djelovanju vjetra

Navedene poredbene visine  $z_e$  vrijede za stranu zgrade u koju direktno udara vjetar (*područje D*). Za *područje E* poredbena visina  $z_e$  određuje se kao konstantna po čitavoj visini i uzima se sa vrijednošću visine zgrade  $z_e = h = 49,6$  m. Područja *D* i *E* određuju se prema slici 12-11 (točka 7.2.2. EN 1991-1-4 [10]).

Tlak vjetra na vanjske površine konstrukcije (točka 5.2. EN 1991-1-4 [10]):

$$W_e = q_b \cdot C_e(z_e) \cdot C_{pe}$$

Koeficijent vanjskog tlaka  $c_{pe}$  ovisi o omjeru  $h/d = 55,8/18,3 = 3,05$  i tablici 2-14. iznosi +0,8 na strani zgrade direktno na udaru vjetra i -0,5 na strani zgrade u zavjetrini.

Tablica 12-9 - Koeficijent vanjskog tlaka na površine konstrukcije

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	

Pomoću dijagrama na slici 12-8 i poredbenih visina određuju se koeficijenti izloženosti za svako od tri vjetrovna područja:

- Donji dio koji se proteže uvis na visinu jednaku  $b - c_e = 3,05$
- Gornji dio koji se proteže od vrha zgrade prema dolje, visine  $h - b - c_e = 3,50$

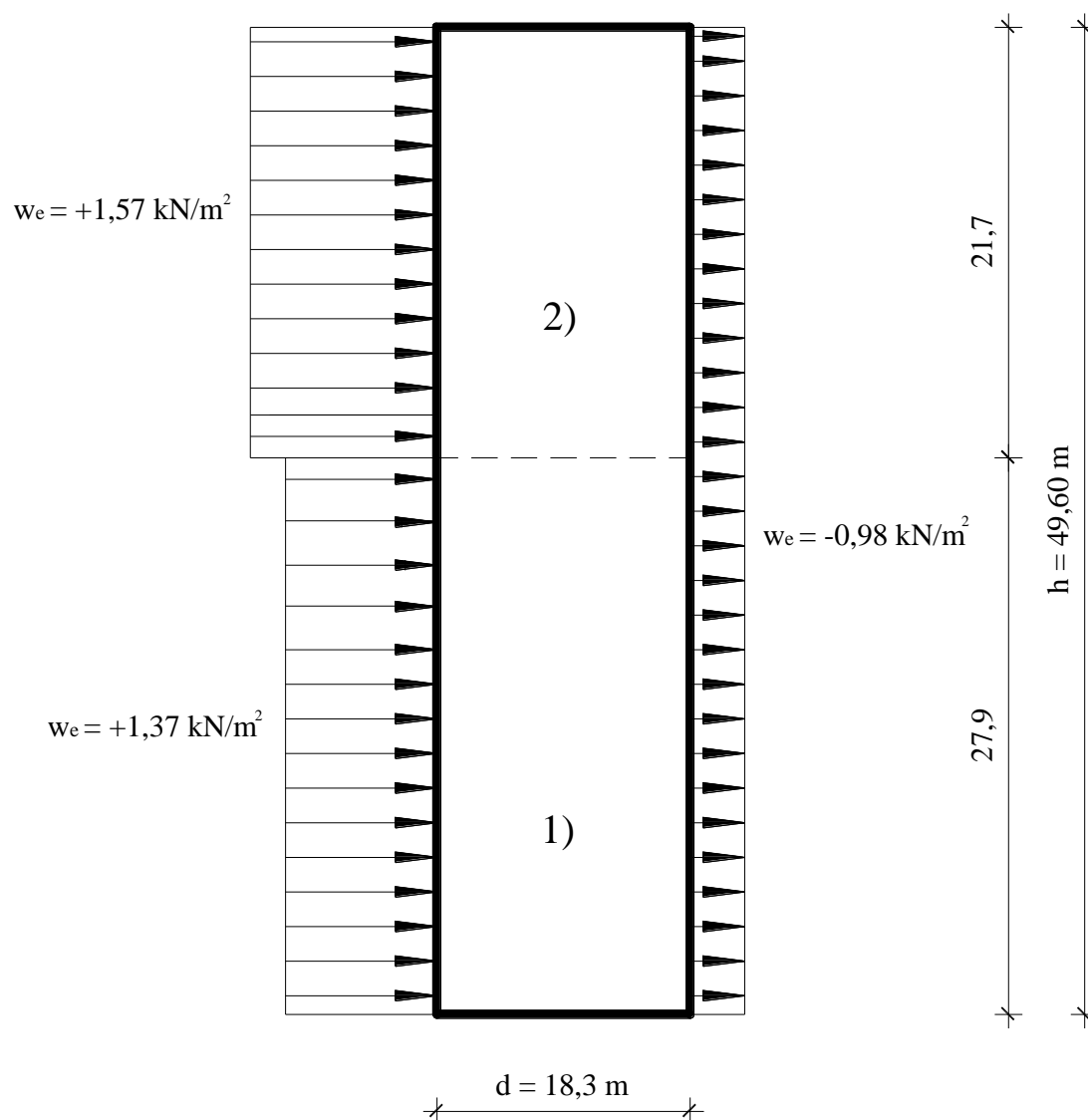
Vrijednosti tlaka na vanjske površine naše konstrukcije kada vjetar puše na njezinu veću površinu dane su u tablici 12-10.

Tablica 12-10 - Vrijednosti tlaka vjetra na vanjske površine zgrade - slučaj 1

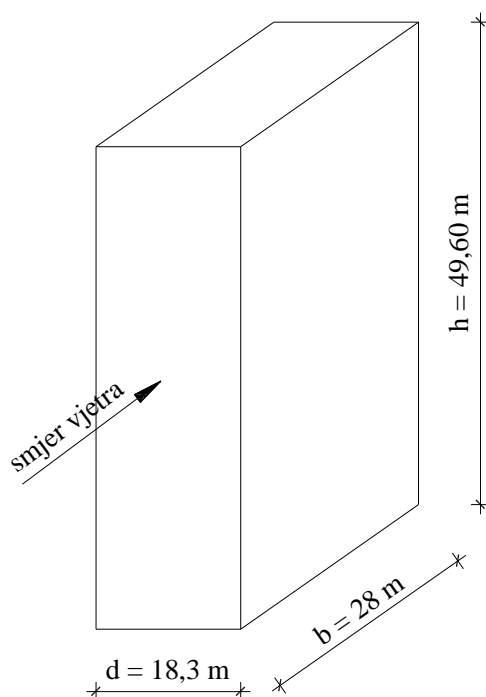
ETAŽA		VISINA PODA KATA IZNAD TLA	PODRUČJE	PODRUČJE D (direktno područje udara vjetra)				PODRUČJE E (zavjetrina)			
				$Z_e$	$C_e(Z)$	$C_{pe}$	$W_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Z_e$	$C_e(Z)$	$C_{pe}$	$W_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]
PRIZEMLJE		0	1)	28	0,8	49,6	3,5	0,5	3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
1.	KAT	3,1							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
2.	KAT	6,2							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
3.	KAT	9,3							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
4.	KAT	12,4							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
5.	KAT	15,5							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
6.	KAT	18,6							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
7.	KAT	21,7							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
8.	KAT	24,8							3,05	<b>1,366</b>	<b>0,98</b>
9.	KAT	27,9	2)	49,6	0,8	49,6	3,5	0,5	3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
10.	KAT	31							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
11.	KAT	34,1							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
12.	KAT	37,2							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
13.	KAT	40,3							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
14.	KAT	43,4							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
15.	KAT	46,5							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>
KROV		49,6							3,50	<b>1,568</b>	<b>0,98</b>



Opterećenje vjetrom po visini konstrukcije iz tablice 12-10 prikazano je i grafički:



Slika 12-12 - Opterećenje vjetrom na vanjske površine zgrade - Slučaj 1

**Slučaj opterećenja 2 – vjetar puše na manju površinu zgrade**

Slika 12-13 - Vjetar puše na manju površinu zgrade

Poredbena visina objekta je  $h=49,60$  m što je veće od  $2d=36,6$  m, te se prema slici 12-9 visina objekta dijeli na tri visinska područja i to:

- Najniži dio koji se proteže uvis na visinu jednaku  $d$  i u kojem je poredbena visina jednaka  **$z_e = d = 18,3$  m**
- Srednji dio između najnižeg i najvišeg dijela razdijeljen je u toliko dijelova koliko ovdje ima etaža i u kojem je poredbena visina najmanje jednaka  **$z_e = d = 18,3$  m** do najviše  **$z_e = h - d = 49,6 - 18,3 = 31,3$  m**
- Najviši dio koji se proteže od vrha zgrade prema dolje za visinu jednaku  $d$  i u kojem je poredbena visina  **$z_e = h = 49,6$  m**

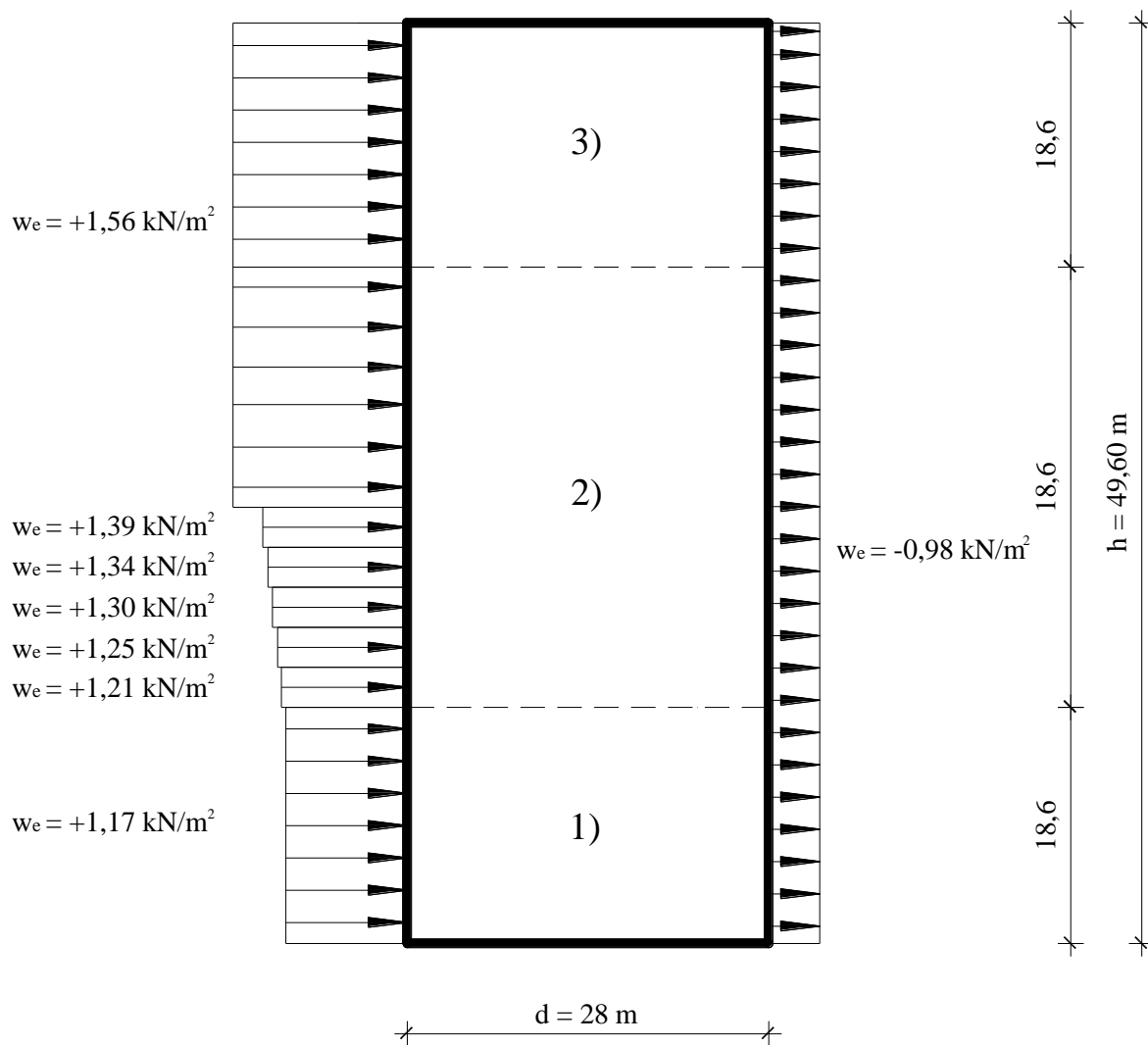
Koeficijenti vanjskog tlaka  $c_{pe}$  određuju se prema slici 12-11 i imaju jednake vrijednosti kao i u slučaju kada vjetar puše na veću površinu zgrade.

Vrijednosti tlaka na vanjske površine konstrukcije kada vjetar puše na njezinu manju površinu dane su u tablično i grafički u nastavku.



Tablica 12-11- Vrijednosti tlaka vjetra na vanjske površine zgrade - slučaj 2

ETAŽA		VISINA PODA KATA IZNAD TLA	PODRUČJE	PODRUČJE D (direktno područje udara vjetra)				PODRUČJE E (zavjetrina)							
				$Z_e$	$C_e(Z)$	$C_{pe}$	$W_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Z_e$	$C_e(Z)$	$C_{pe}$	$W_e$ [kN/m <sup>2</sup> ]				
PRIZEMLJE		0	1)	18,3	0,8	0,8	1,165	49,6	3,50	0,5	0,98				
1.	KAT	3,1										2,6	1,165	0,98	
2.	KAT	6,2										2,6	1,165	0,98	
3.	KAT	9,3										2,6	1,165	0,98	
4.	KAT	12,4										2,6	1,165	0,98	
5.	KAT	15,5										2,6	1,165	0,98	
6.	KAT	18,6	2)	49,6	0,8	0,8	1,210	49,6	3,50	0,5	0,98				
7.	KAT	21,7										21,7	2,7	1,254	0,98
8.	KAT	24,8										24,8	2,8	1,299	0,98
9.	KAT	27,9										27,9	2,9	1,344	0,98
10.	KAT	31										31	3	1,389	0,98
11.	KAT	34,1										34,1	3,1	1,568	0,98
12.	KAT	37,2	3)	49,6	0,8	0,8	1,568	49,6	3,50	0,5	0,98				
13.	KAT	40,3										3,50	1,568	0,98	
14.	KAT	43,4										3,50	1,568	0,98	
15.	KAT	46,5										3,50	1,568	0,98	
KROV		46,9										3,50	1,568	0,98	



Slika 12-14 - Opterećenje vjetrom na vanjske površine zgrade - Slučaj 2



## 12.2.3.1.1 Raspodjela sile od vjetra po etažama – Slučaj 1

Tablica 12-12 - Raspodjela vjetra po etažama - slučaj 1

Vjetar 1 - na veću površinu			Dimenzije udarnih ploha			Opterećenje				
POD ETAŽE	Pritisak vjetra djeluje na područje	Visina poda etaže	Visina etaže $h_i$ (m)	Širina etaže $b_i$ (m)	Površina etaže $A_i$ (m <sup>2</sup> )	Tlak vjetra $w_e$ (kN/m <sup>2</sup> )		Sila $F = w_e \cdot A_i$ (kN)		
						$C_{pe} = +0,8$	$C_{pe} = -0,5$	$C_{pe} = +0,8$	$C_{pe} = -0,5$	Ukupno
KROV	48,05 - 51,15	49,6	1,55	28,0	43,4	1,5680	0,9800	68,1	42,5	110,6
15	44,95 - 48,05	46,5	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	221,1
14	41,85 - 44,95	43,4	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
13	38,75 - 41,85	40,3	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
12	35,65 - 38,75	37,2	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
11	32,55 - 35,65	34,1	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
10	29,45 - 32,55	31,0	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
9	26,35 - 29,45	27,9	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
8	23,25 - 26,35	24,8	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	203,6
7	20,15 - 23,25	21,7	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
6	17,05 - 20,15	18,6	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
5	13,95 - 17,05	15,5	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
4	10,85 - 13,95	12,4	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
3	7,75 - 10,85	9,3	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
2	4,65 - 7,75	6,2	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
1	1,55 - 4,65	3,1	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	



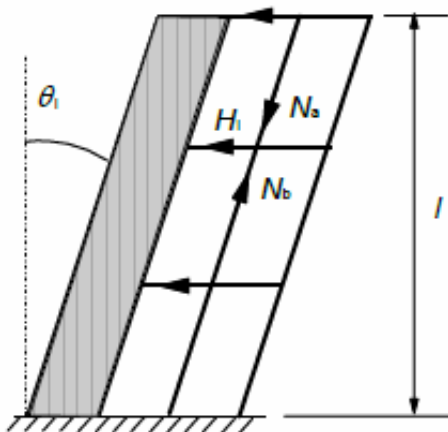
## 12.2.3.1.2 Raspodjela sile od vjetra po etažama – Slučaj 2

Tablica 12-13 - Raspodjela vjetra po etažama - slučaj 2

Vjetar 2 - na manju površinu			Dimenzije udarnih ploha			Opterećenje				
POD ETAŽE	Pritisak vjetra djeluje na područje	Visina poda etaže	Visina etaže $h_i$ (m)	Širina etaže $b_i$ (m)	Površina etaže $A_i$ ( $m^2$ )	Tlak vjetra $w_e$ (kN/ $m^2$ )		Sila $F = w_e \cdot A_i$ (kN)		
						$C_{pe} =$ +0,8	$C_{pe} = -$ 0,5	$C_{pe} =$ +0,8	$C_{pe} = -$ 0,5	Ukupno
KROV	48,05 - 51,15	49,6	1,55	18,3	28,37	1,5680	0,9800	44,5	27,8	72,2
15	44,95 - 48,05	46,5	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	144,5
14	41,85 - 44,95	43,4	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	
13	38,75 - 41,85	40,3	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	
12	35,65 - 38,75	37,2	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	82,9	55,6	
11	32,55 - 35,65	34,1	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	81,3	55,6	
10	29,45 - 32,55	31,0	3,1	18,3	56,73	1,3888	0,9800	78,8	55,6	134,4
9	26,35 - 29,45	27,9	3,1	18,3	56,73	1,3440	0,9800	76,2	55,6	131,8
8	23,25 - 26,35	24,8	3,1	18,3	56,73	1,2992	0,9800	73,7	55,6	129,3
7	20,15 - 23,25	21,7	3,1	18,3	56,73	1,2544	0,9800	71,2	55,6	126,7
6	17,05 - 20,15	18,6	3,1	18,3	56,73	1,2096	0,9800	68,6	55,6	124,2
5	13,95 - 17,05	15,5	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	121,6
4	10,85 - 13,95	12,4	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
3	7,75 - 10,85	9,3	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
2	4,65 - 7,75	6,2	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
1	1,55 - 4,65	3,1	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	

### 12.2.3.2 Horizontalno opterećenje uslijed imperfekcija na zidove

Geometrijske imperfekcije određene su prema normi EN 1992-1 [3] točka 5.2. (slika 12-15)



Slika 12-15 - Utjecaj geometrijskih imperfekcija na konstrukciju (preuzeto iz EN 1992-2)

Vrijednost geometrijske imperfekcije (kut nagiba stupova u odnosu na vertikalu):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,667 \cdot 0,728 = 0,00243$$

$$\theta_0 = 1/200 = 0,005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{49,6}} = 0,28 < 2/3 \Rightarrow \alpha_h = 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)} = 0,728$$

$m = 17$  – broj elemenata (zidovi + stupovi + jezgra)

Suma vertikalnih sila na jednoj etaži:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= \Sigma G_{Ed} + \Sigma Q_{Ed} = (442,02 \cdot 7 + 298,66 \cdot 2 + 439,85 + 515,84 + 1062,73 + 461,05 \\ &+ 152,64 + 390,72 + 377,18 + 1262,99) + (78,4 \cdot 7 + 39,2 \cdot 2 + 49 + 58,8 + 98 + 49 + \\ &16,34 + 55,06 + 56 + 130,34) \\ &= 8354,4 + 1139,7 \\ &= 9494,1 \text{ kN} \end{aligned}$$





Suma vertikalnih sila na krovu:

$$\begin{aligned}V_{Ed} &= \Sigma G_{Ed} + \Sigma Q_{Ed} = (557,31 \cdot 7 + 356,31 \cdot 2 + 511,91 + 602,30 + 1206,84 + 533,11 \\ &+ 176,67 + 471,69 + 459,53 + 1888,43) + (5,12 \cdot 7 + 2,56 \cdot 2 + 3,2 + 3,84 + 6,41 + \\ &3,2 + 1,07 + 3,6 + 3,66 + 10,89) \\ &= 10464,2 + 76,86 \\ &= 10541,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Horizontalna sila uslijed imperfekcija:  $\Delta H_j = \sum_{i=1}^n V_{ij} \cdot \theta_i$

Za etaže 01-15:

$$\Delta H_{01(15)} = \sum_{i=1}^n V_{01(15)} \cdot \theta_i = 9494,1 \cdot 0,00243 = 23,1 \text{ kN}$$

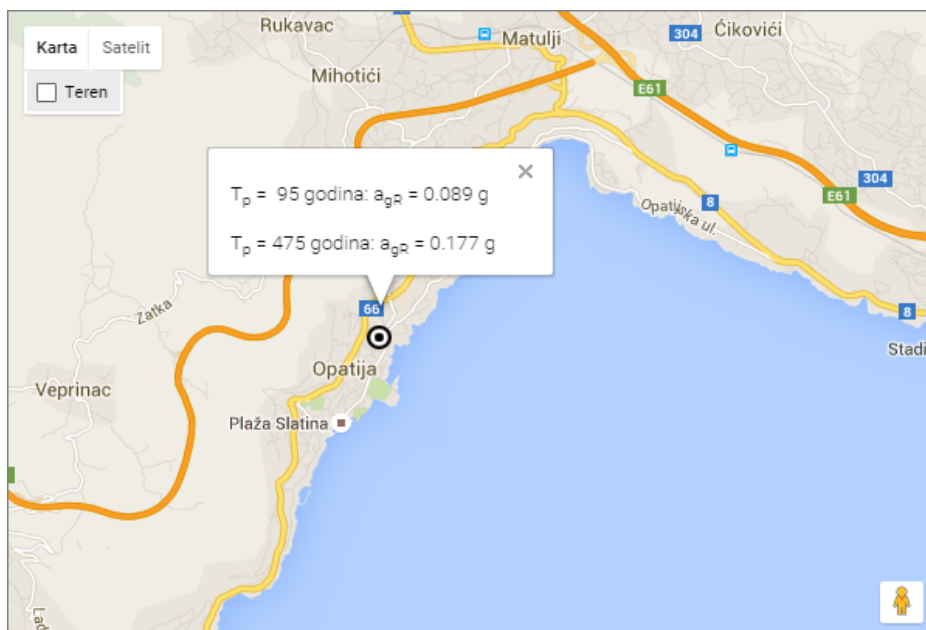
Za etažu 16:

$$\Delta H_{16} = \sum_{i=1}^n V_{16} \cdot \theta_i = 10541,1 \cdot 0,00243 = 25,6 \text{ kN}$$

### 12.2.3.3 Seizmičko opterećenje

#### 12.2.3.3.1 Spektar odziva

Za određivanje učinaka seizmičkog djelovanja na konstrukciju potrebno je odrediti vršno horizontalno ubrzanje tla na lokaciji konstrukcije [2]. Za područje Republike Hrvatske, podaci se očitavaju sa seizmološke karte koja je standardni dio norme nHRN ERN 1998-1:2011/NA:2011 [11] i dostupna na webu [12] (slika 12-16).



Slika 12-16 - Vrijednosti vršnog horizontalnog ubrzanja tla za Opatiju

Seizmološka karta daje dvije vrijednosti vršnog horizontalnog ubrzanja tla, i to za povratni period od 95 te 475 godina. U nastavku proračuna koristi se vrijednost za 475 godina –  $a_g=0,177g$ .

Horizontalna komponenta proračunskog spektra odziva,  $S_d(T)$  konstrukcije, EN 1998-1 [2]:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \\ \geq 0,2 \cdot 1,49 = 0,298 \end{array} \right.$$

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

Vertikalna komponenta proračunskog spektra odziva,  $S_{vd}(T)$  konstrukcije, EN 1998-1 [2]:

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{vd}(T) \left\{ = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \right\}$$

$$T_D \leq T : S_{vd}(T) \left\{ = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \right\}$$

gdje su:

- $T_B$  – donja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja
- $T_C$  – gornja granica perioda s granom konstantnog spektralnog ubrzanja
- $T_D$  – vrijednost perioda koja je definirana u spektru pomaka
- $S$  – faktor tla
- $\eta$  – korekcijski faktor prigušenja
- $\beta$  – faktor donje granice za proračunski spektar sa preporučenom vrijednosti od 0,2
- $S_d(T)$  – ordinata spektra odgovora u jedinici ubrzanja tla
- $T$  – osnovni period osciliranja linearnog sustava
- $q$  - Faktor ponašanja -  $q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$

Za određivanje faktora  $S$ , te vrijednosti graničnih točaka  $T_B$ ,  $T_C$  i  $T_D$  potrebno je odrediti kategoriju promatranog tla, prema točki 3.1.2. norme EN 1998-1 [2].  $S$  obzirom da je precizno određivanje kategorije tla nije moguće bez detaljnih geotehničkih ispitivanja, studenti mogu pretpostaviti kategoriju B za potrebe programa.

Nakon određivanja kategorije tla iz tablice 12-14 očitavaju se vrijednosti faktora  $S$  te  $T_B$ ,  $T_C$  i  $T_D$ .

Tablica 12-14 - Vrijednosti faktora ovisno o kategoriji tla

Kategorija tla	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1	0,15	0,40	2
B	1,2	0,15	0,50	2
C	1,15	0,20	0,60	2
D	1,35	0,20	0,80	2
E	1,4	0,15	0,50	2

### 12.2.3.3.2 Faktor ponašanja

Potresno djelovanje u nekoj točki na površini tla najčešće se prikazuje spektrom odziva elastičnog sustava s jednim stupnjem slobode sa 5 % - tnm prigušenjem. Ovakav spektar omogućuje da se na jednostavan način objedine sve maksimalne veličine (*pomak, brzina i akceleracija*) za određenu komponentu tla.

Kako bi se izbjegla neelastična dinamička analiza, sposobnost građevine da troši energiju kroz svoje duktilno ponašanje, može se uzeti u obzir redukcijom elastičnog spektra odziva koristeći faktor ponašanja  $q$ , kojima se uzima u obzir nelinearno ponašanje sustava, a sam proračun ostaje linearan.

Faktor ponašanja  $q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$  određuje se ovisno o konstruktivnom sustavu zgrade sa osnovnom vrijednosti  $q_0$  koja se određuje prema tablici 12-15 (točka 5.2.2.2. - EN 1998-1 [2]).

Tablica 12-15 - Osnovna vrijednost faktora ponašanja -  $q_0$

Tip konstrukcije	DCM razred srednje duktilnosti	DCH razred visoke duktilnosti
Okvirni sustav, dvojni sustav, sa povezanim zidovima	3,0 $\alpha_u / \alpha_1$	4,5 $\alpha_u / \alpha_1$
Sustav sa nepovezanim zidovima	3,0	4,0 $\alpha_u / \alpha_1$
Torzijski fleksibilan sustav	2,0	3,0
Sustav obrnutog klatna	1,5	2,0

- $\alpha_1$ - vrijednost s kojom se horizontalno seizmičko djelovanje množi kako bi se dosegla otpornost na savijanje u bilo kojem elementu konstrukcije, pri čemu sva ostala proračunska djelovanja ostaju konstantna
- $\alpha_u$  - vrijednost s kojom se horizontalno seizmičko djelovanje množi za otvaranje plastičnih zglobova u dovoljnom broju presjeka za razvoj nestabilnosti cjelokupne konstrukcije, pri čemu sva ostala proračunska djelovanja ostaju konstantna (pushover metoda)
- $k_w$  – faktor prevladavajućeg oblika sloma, ovisan o visini i duljini povezanih zidova

Osnovna vrijednost faktora ponašanja za DCM (svi studenti neka odaberu **DCM**)

$$\text{je } q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

- $q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \rightarrow$  za zidne sustave s povezanim zidovima i sustave istovrijedne zidnim



- $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2 \rightarrow$  za zidne sustave s povezanim zidovima i sustave istovrijedne zidnim
- $0,5 \leq k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0 \rightarrow$  za zidne sustave s povezanim zidovima
- $\alpha_0$ - odnos ukupnih visina i duljina zidova konstrukcijskog sustava  
$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

Odnos ukupnih visina i duljina zidova  $\alpha_0$  služi za „uprosječivanje“ vitkosti svih zidova, jer vitkost pojedinog zida ovisi o njegovom omjeru h/L.

### Proračun faktora ponašanja:

$$q = q_0 \cdot k_w; q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}; \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,20$$

$$0,5 \leq k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1,0$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} = 15 \cdot 49,60 / 66,30 = 11,22$$

$$h_{wi} = 49,60 \text{ m}; \sum h_{wi} = 15 \cdot 49,60$$

$$\sum l_{wi} = 18,30 + 5,60 + 1,87 + 5,60 + 2,40 + 1,60 + 6,10 + 0,93 + 2,80 + 5,60 + 5,60 + 1,41 + 0,5 + 4,88 + 3,11 = 66,30 \text{ m}$$

$$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 = (1 + 11,22) / 3 = 4,07 > 1,0 \rightarrow k_w = 1,0$$

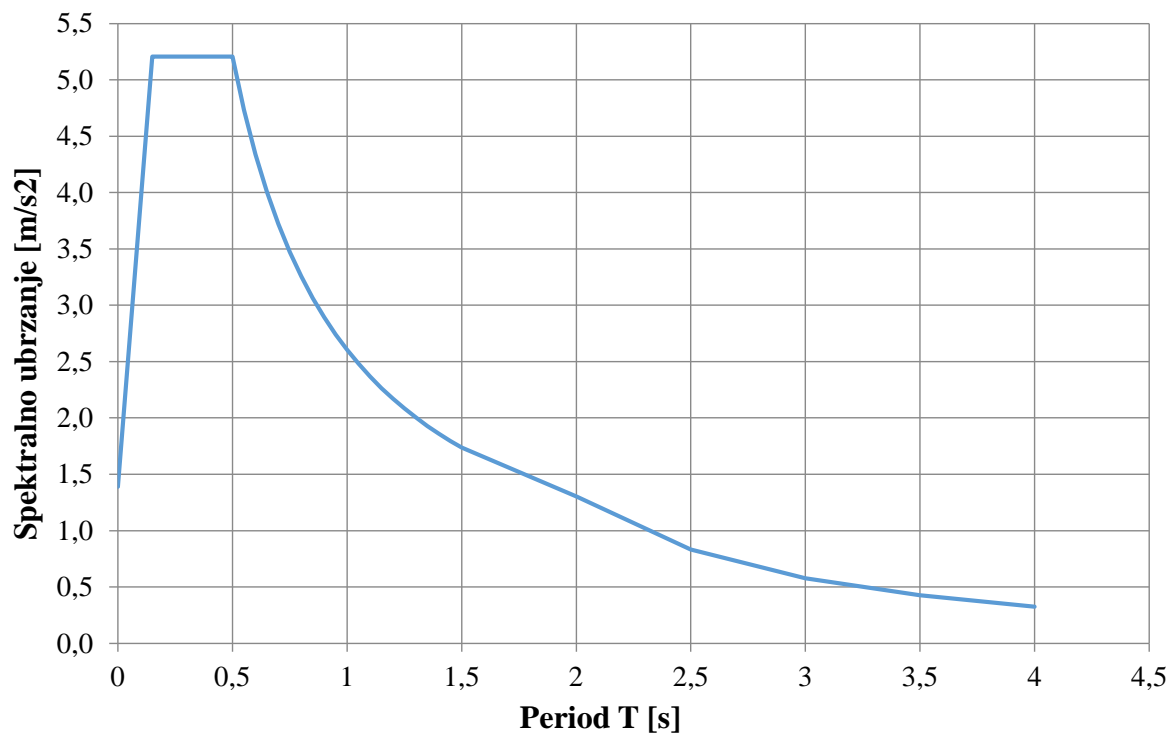
$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,20 = 3,60$$

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,60 \cdot 1,0 = 3,60$$

**12.2.3.3.3 Određivanje elastičnog spektra odziva**

Tablica 12-16 - Vrijednosti elastičnog spektra odziva

	$T$	$a_g(0.177g)$	$S$	$S_e(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	0	1,736	1,2	1,3888
	0,05	1,736	1,2	2,6619
	0,1	1,736	1,2	3,9349
	0,15	1,736	1,2	5,2080
$T_B \leq T \leq T_C$	0,2	1,736	1,2	5,2080
	0,25	1,736	1,2	5,2080
	0,3	1,736	1,2	5,2080
	0,35	1,736	1,2	5,2080
	0,4	1,736	1,2	5,2080
	0,45	1,736	1,2	5,2080
	0,5	1,736	1,2	5,2080
$T_C \leq T \leq T_D$	0,55	1,736	1,2	4,7345
	0,6	1,736	1,2	4,3400
	0,65	1,736	1,2	4,0062
	0,7	1,736	1,2	3,7200
	0,75	1,736	1,2	3,4720
	0,8	1,736	1,2	3,2550
	0,85	1,736	1,2	3,0635
	0,9	1,736	1,2	2,8933
	0,95	1,736	1,2	2,7411
	1	1,736	1,2	2,6040
	1,05	1,736	1,2	2,4800
	1,1	1,736	1,2	2,3673
	1,15	1,736	1,2	2,2643
	1,2	1,736	1,2	2,1700
	1,25	1,736	1,2	2,0832
	1,3	1,736	1,2	2,0031
	1,35	1,736	1,2	1,9289
1,4	1,736	1,2	1,8600	
1,45	1,736	1,2	1,7959	
1,5	1,736	1,2	1,7360	
2	1,736	1,2	1,3020	
$T \leq T_D$	2,5	1,736	1,2	0,8333
	3	1,736	1,2	0,5787
	3,5	1,736	1,2	0,4251
	4	1,736	1,2	0,3255



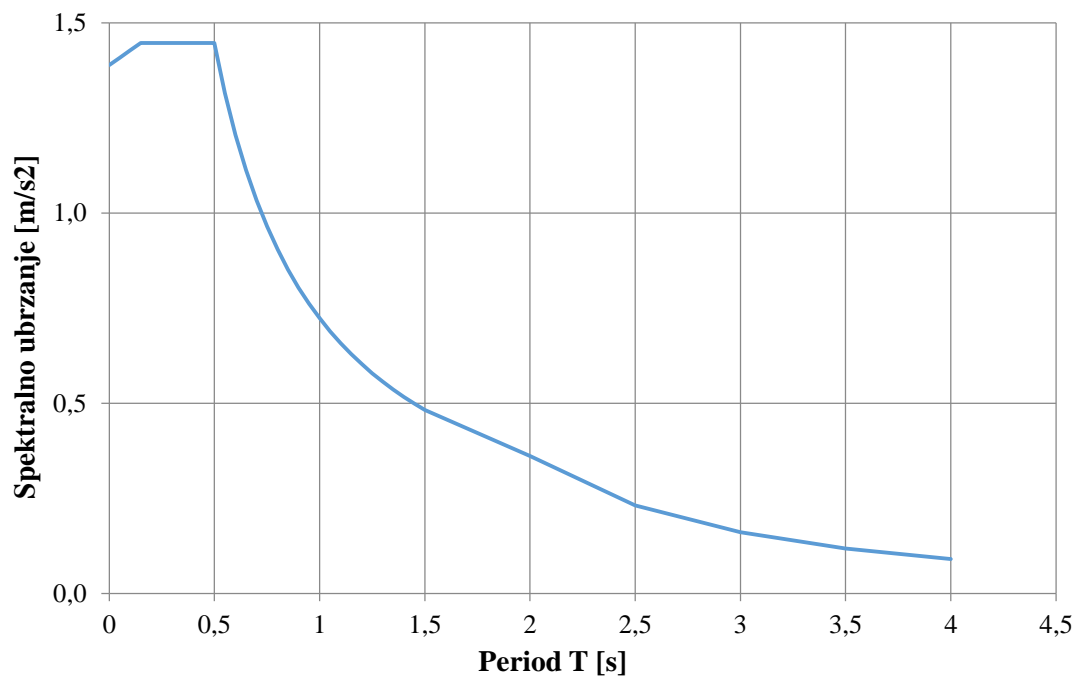
Slika 12-17 - Grafički prikaz elastičnog spektra odziva



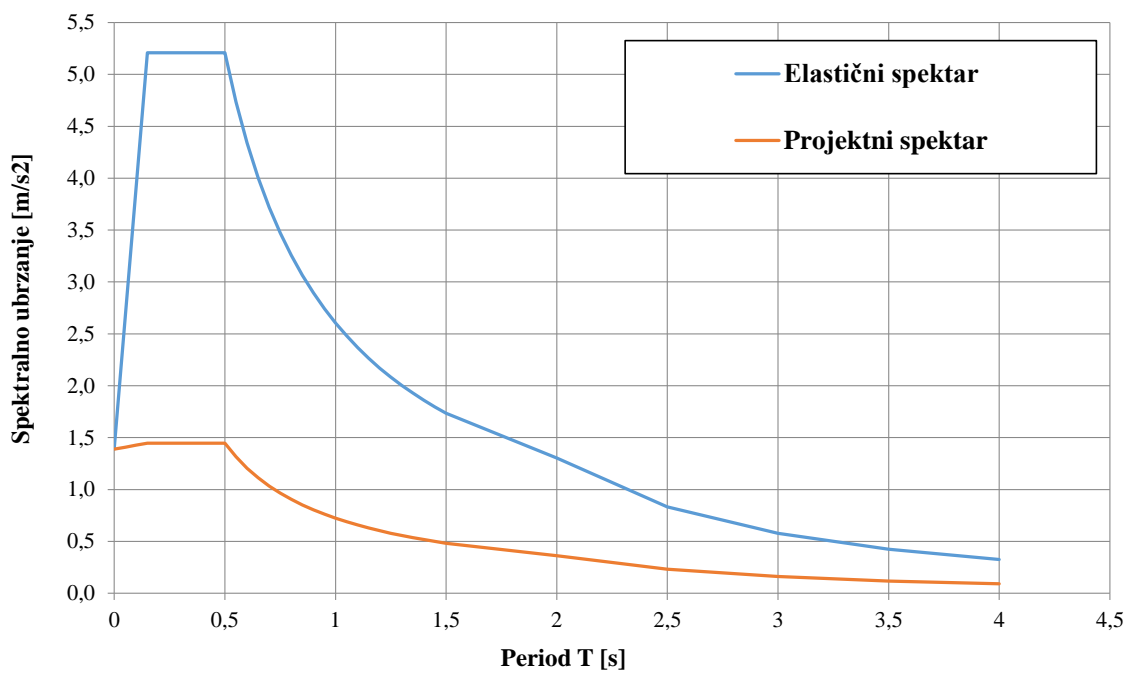
## 12.2.3.3.4 Određivanje proračunskog spektra odziva

Tablica 12-17 - Vrijednosti projektnog spektra odziva

	$T$	$a_g(0.177g)$	$S$	$q$	$S_e(T)$
$0 \leq T \leq T_B$	0	1,736	1,2	3,6	1,3888
	0,05	1,736	1,2	3,6	1,4081
	0,1	1,736	1,2	3,6	1,4274
	0,15	1,736	1,2	3,6	1,4467
$T_B \leq T \leq T_C$	0,2	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,25	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,3	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,35	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,4	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,45	1,736	1,2	3,6	1,4467
	0,5	1,736	1,2	3,6	1,4467
$T_C \leq T \leq T_D$	0,55	1,736	1,2	3,6	1,3152
	0,6	1,736	1,2	3,6	1,2056
	0,65	1,736	1,2	3,6	1,1128
	0,7	1,736	1,2	3,6	1,0333
	0,75	1,736	1,2	3,6	0,9644
	0,8	1,736	1,2	3,6	0,9042
	0,85	1,736	1,2	3,6	0,8510
	0,9	1,736	1,2	3,6	0,8037
	0,95	1,736	1,2	3,6	0,7614
	1	1,736	1,2	3,6	0,7233
	1,05	1,736	1,2	3,6	0,6889
	1,1	1,736	1,2	3,6	0,6576
	1,15	1,736	1,2	3,6	0,6290
	1,2	1,736	1,2	3,6	0,6028
	1,25	1,736	1,2	3,6	0,5787
	1,3	1,736	1,2	3,6	0,5564
	1,35	1,736	1,2	3,6	0,5358
1,4	1,736	1,2	3,6	0,5167	
1,45	1,736	1,2	3,6	0,4989	
1,5	1,736	1,2	3,6	0,4822	
2	1,736	1,2	3,6	0,3617	
$T \leq T_D$	2,5	1,736	1,2	3,6	0,2315
	3	1,736	1,2	3,6	0,1607
	3,5	1,736	1,2	3,6	0,1181
	4	1,736	1,2	3,6	0,0904



Slika 12-18 - Grafički prikaz projektne spektra odziva



Slika 12-19 - Usporedba projektne i elastične spektra odziva

### 12.2.3.3.5 Određivanje težine pojedinih etaža

Za potrebe seizmičke analize konstrukcije potrebno je odrediti ukupnu masu konstrukcije, kao i masu svake pojedine etaže. Etaže od 01-15 su identične te su im mase jednake, razlikuje se jedino etaža na vrhu zgrade. Ukupna masa određuje se sa stalnim i uporabnim opterećenjem bez redukcije (tablice 12-6 i 12-7).

#### Etaža 16:

Stalno opterećenje:

$$412,82 \cdot 7 + 263,93 \cdot 2 + 379,19 + 446,15 + 893,96 + 394,89 + 130,87 + 349,40 + 340,40 + 1398,84 = 7751,30 \text{ kN}$$

Uporabno opterećenje:

$$26,51 \cdot 7 + 13,25 \cdot 2 + 16,57 + 19,88 + 33,14 + 16,57 + 5,53 + 18,62 + 18,93 + 56,33 = 397,58 \text{ kN}$$

#### Etaže 01-15:

Stalno opterećenje:

$$327,42 \cdot 7 + 221,23 \cdot 2 + 325,82 + 382,10 + 787,21 + 341,52 + 113,07 + 289,42 + 279,40 + 935,55 = 6188,49 \text{ kN}$$

Uporabno opterećenje:

$$102,48 \cdot 7 + 51,24 \cdot 2 + 64,05 + 76,86 + 128,10 + 64,05 + 21,36 + 71,97 + 73,20 + 155,43 = 1474,86 \text{ kN}$$

Za potrebe seizmičke analize, ukupna masa konstrukcije računa se prema sljedećoj kombinaciji EN 1998 – 1, točka 3.2.4. [2]:

$$W = \sum G_{k,j} + \sum \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

gdje je:

- $\varphi$  – koeficijent uporabnog opterećenja koji ovisi o vrsti građevine, zauzetosti kata i pozicije kata u građevini (1,0 – za najviši kat; 0,5 – za ostale katove).
- $\psi_{2,i}$  – koeficijent kombinacije za nazovistalnu vrijednost uporabnog opterećenja (0,3 za stambene i poslovne zgrade).

U tablici 12-18 prikazane su težine koje će se koristiti za seizmičku analizu.



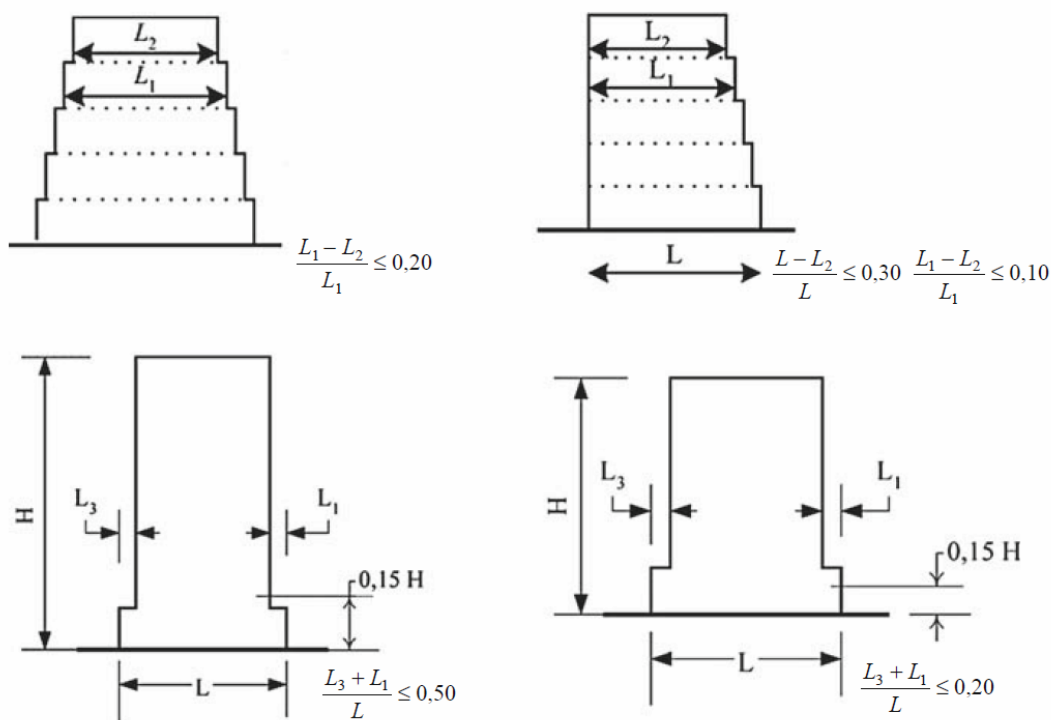
Tablica 12-18 - Ukupna težina konstrukcije i pojedinih etaža

ETAŽA	Ukupna stalna težina	Ukupno uporabno opterećenje	$\varphi$	$\psi_{2,i}$	Reducirano uporabno opterećenje	Ukupna težina po etaži	UKUPNO
16	7751,30	397,64	1,0	0,3	119,3	7870,59	104016,39
15	6188,49	1474,86	0,5		221,2	6409,72	
14	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
13	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
12	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
11	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
10	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
9	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
8	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
7	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
6	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
5	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
4	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
3	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
2	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	
1	6188,49	1474,86			221,2	6409,72	

### 12.2.3.3.6 Proračun osnovnog perioda titranja

Točka 4.3.3.2. norme EN 1998-1 [2] dopušta upotrebu linearne seizmičke analize za konstrukcije čiji odziv nije pod velikim utjecajem viših oblika titranja, tj viših tonova. Da bi se koristila ovakva metoda, nužno je da konstrukcija ispunjava dva uvjeta, i to:

- 1 Uvjet o pravilnom tlocrtu po visini, prikazan na slici 12-20.



Slika 12-20 - Uvjet o pravilnosti tlocrta po visini konstrukcije

- 2 Uvjet o maksimalnoj vrijednosti prvog perioda (za dva glavna smjera):

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2s \end{cases}$$

Za ovakve konstrukcije (točka 4.3.3.2.2 EN 1998-1 [2]), osnovni period vibracija može se odrediti nekom od dinamičkih metoda, npr. Rayleighovom formulom:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot \delta_1^2}{\sum_i F_i \cdot \delta_1}}$$

gdje  $\delta_i$  označava horizontalni pomak pripadne mase  $m_i$  pod utjecajem horizontalnih sila  $F_i$ .

Dodatno pojednostavljene predviđeno je za konstrukcije koje ispunjavaju dva gornja uvjeta, a ukupna visina im ne prelazi 40 m (visina od temelja ili krova krutog podruma do vrha konstrukcije), te se za njih osnovni period određuje prema formuli:

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

gdje  $H$  predstavlja ukupnu visinu zgrade, a  $C_t$  koeficijent kojim se uzima u obzir konstruktivni sustav, i za zgrade sa posmičnim zidovima dan je izrazom:

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{\sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]}}$$

u kojem  $A_i$  predstavlja površinu poprečnog presjeka, a  $l_{wi}$  ukupnu duljinu zidova čiji je smjer pružanja paralelan sa smjerom perioda kojeg određujemo.

U slučaju kada visina konstrukcije prelazi 40 metara (sve visoke građevine su prema hrvatskim propisima više od 40 m) osnovni period se može odrediti izrazom:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

gdje  $d$  predstavlja horizontalni pomak vrha konstrukcije (u metrima) kada se vlastita težina zada kao horizontalno opterećenje.

S obzirom na to da visoke konstrukcije mogu imati period koji ne zadovoljava uvjet (2) o maksimalnoj vrijednosti, na njih se ne može primijeniti linearna seizmička analiza metodom „Base Shear“ već je potrebno napraviti višemodalnu spektralnu analizu na 3D modelu. Provjera prvog perioda odraditi će se na pojednostavljenom modelu na računalu, te će se ovisno o njegovoj vrijednosti provoditi daljnja analiza.

Pojednostavljeni računalni model sastoji se od jezgre i posmičnih zidova (pretpostavka je da jezgra i zidovi preuzimaju sva horizontalna opterećenja, te se stupovi ne modeliraju). Ukupna težina konstrukcije aproksimirati će se sa faktorom kojim će se povećati težina modeliranih elemenata.

### 12.2.3.3.7 Računalni model za određivanje perioda vibracija

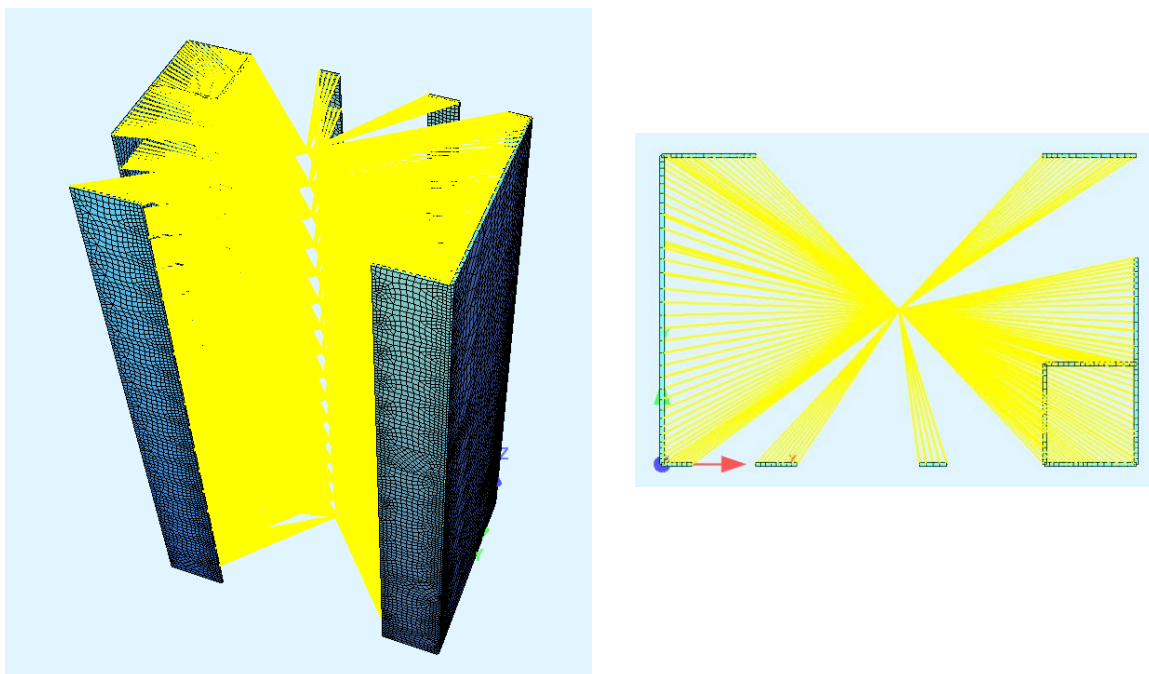
Za potrebe određivanja perioda osciliranja izrađen je jednostavni model zgrade računalnim programom Sofistik 2016 [13]. Postupak izrade računalnih modela dan je u dodatcima A (Scia Engineer) i B (Sofistik), uz napomenu da su za daljnji proračun korišteni rezultati iz dodatka B i modela izrađenog u programskom paketu Sofistik [13].

Model obuhvaća samo vertikalne elemente zidova i jezgre sa otvorima upetim na donjoj razini prizemne etaže. Ovi elementi su modelirani s pločastim (quad) elementima.

Stropne ploče su modelirane kao dijafragme krute unutar svoje ravnine, koje povezuju vertikalne elemente na razini svake etaže. Stupovi nisu modelirani, odnosno njihov doprinos horizontalnoj krutosti je zanemaren.

Ovakvim modelom svaki zid doprinosi ukupnoj krutosti odvojeno, jer stropne ploče ne omogućuju njihovo spregnuto djelovanje. Ukupna krutost zgrade je, dakle, jednaka sumi krutosti pojedinih zidova.

Ukupna masa zgrade (104,01 MN) izračunata u poglavlju 12.6.3.3.5 (tablica 12-18) u modelu je uzeta u obzir sa povećanjem specifične težine elemenata zidova jer se može pretpostaviti jednolika distribucija mase po visini zgrade.

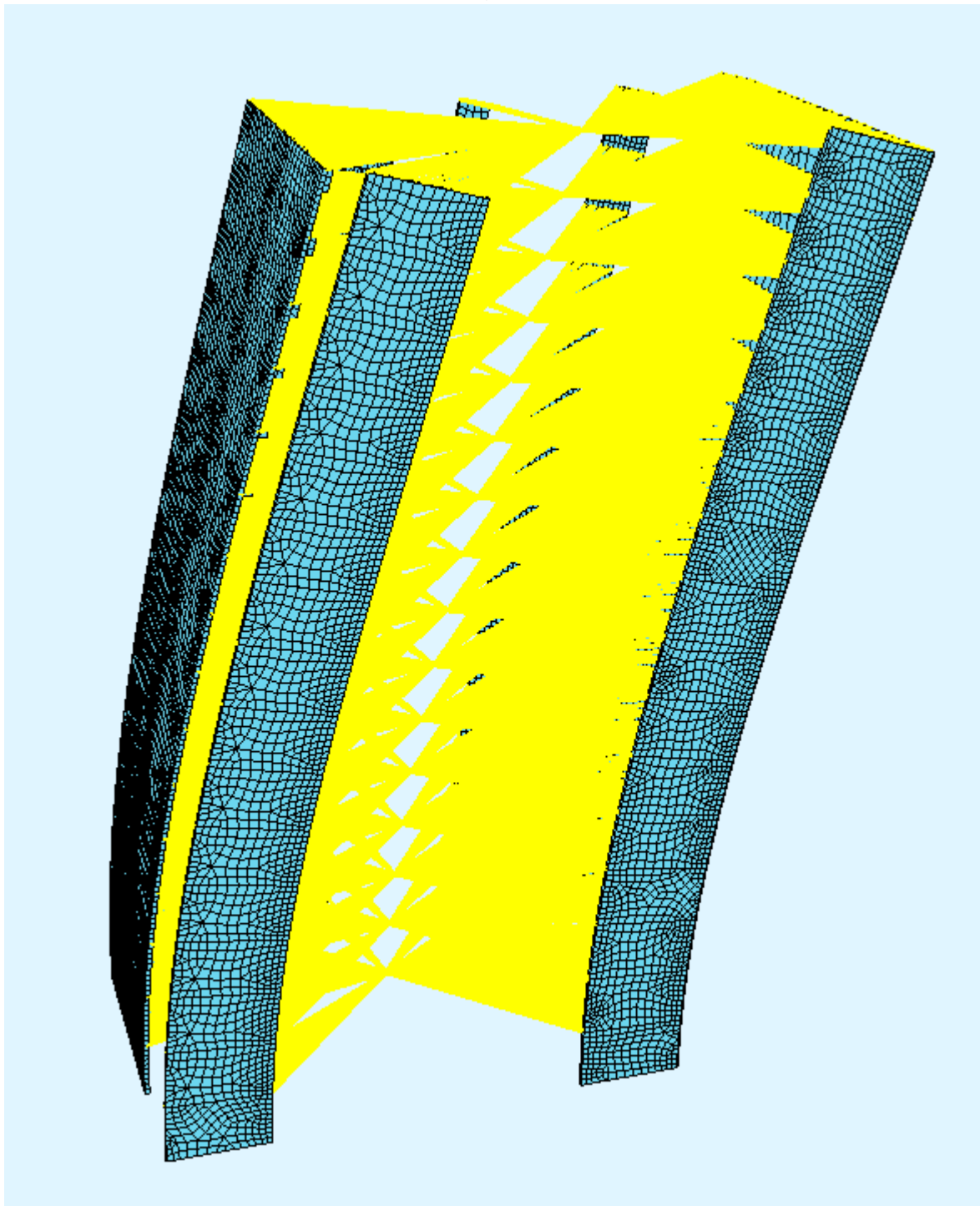


Slika 12-21 – Model zgrade za određivanje tonova



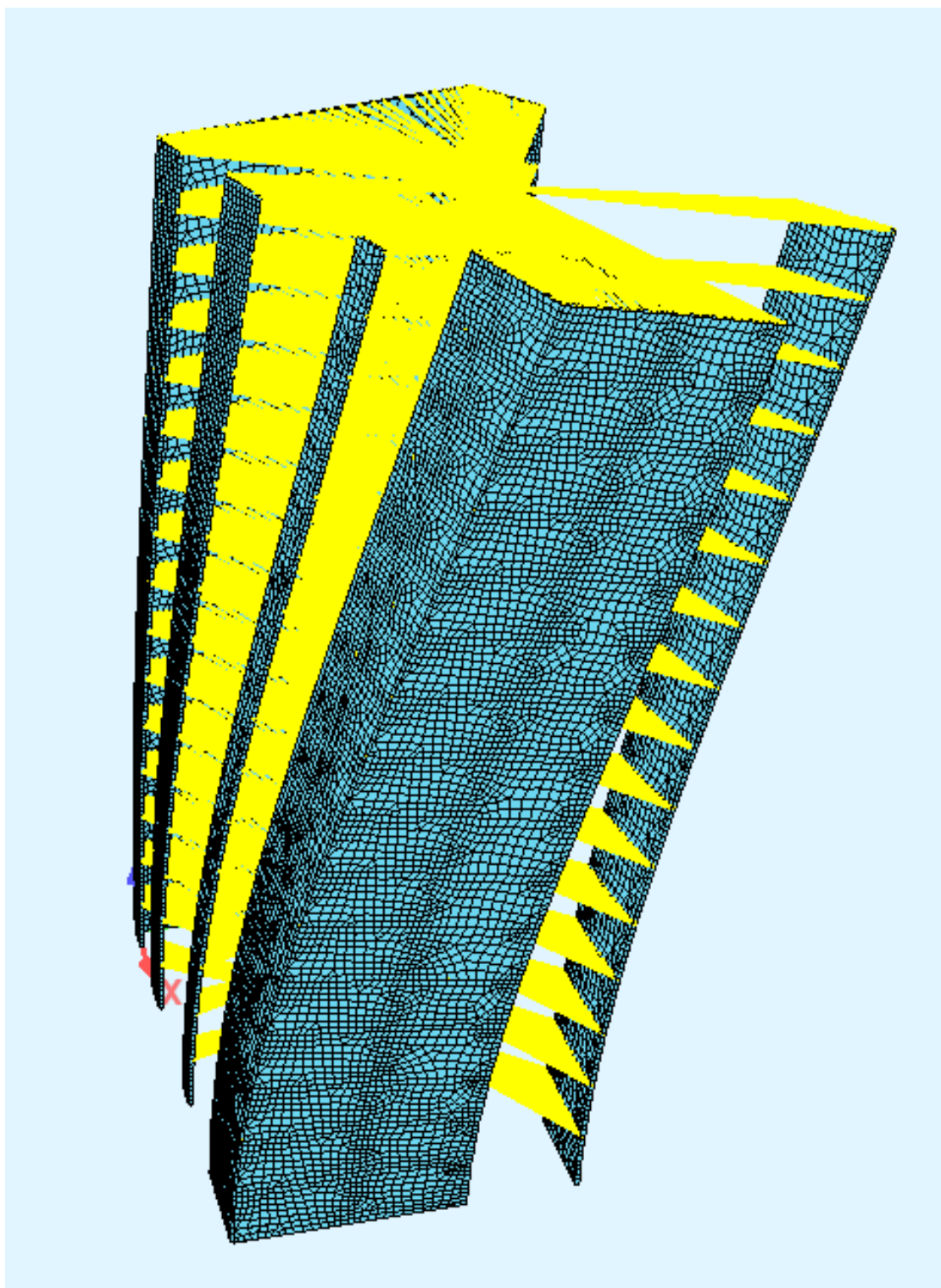
Na modelu su dobivene slijedeće vrijednosti za prva 3 tona:

- a) 1 ton - savijanje u x smjeru (dulji smjer zgrade): 0,55 Hz (1,82 s)



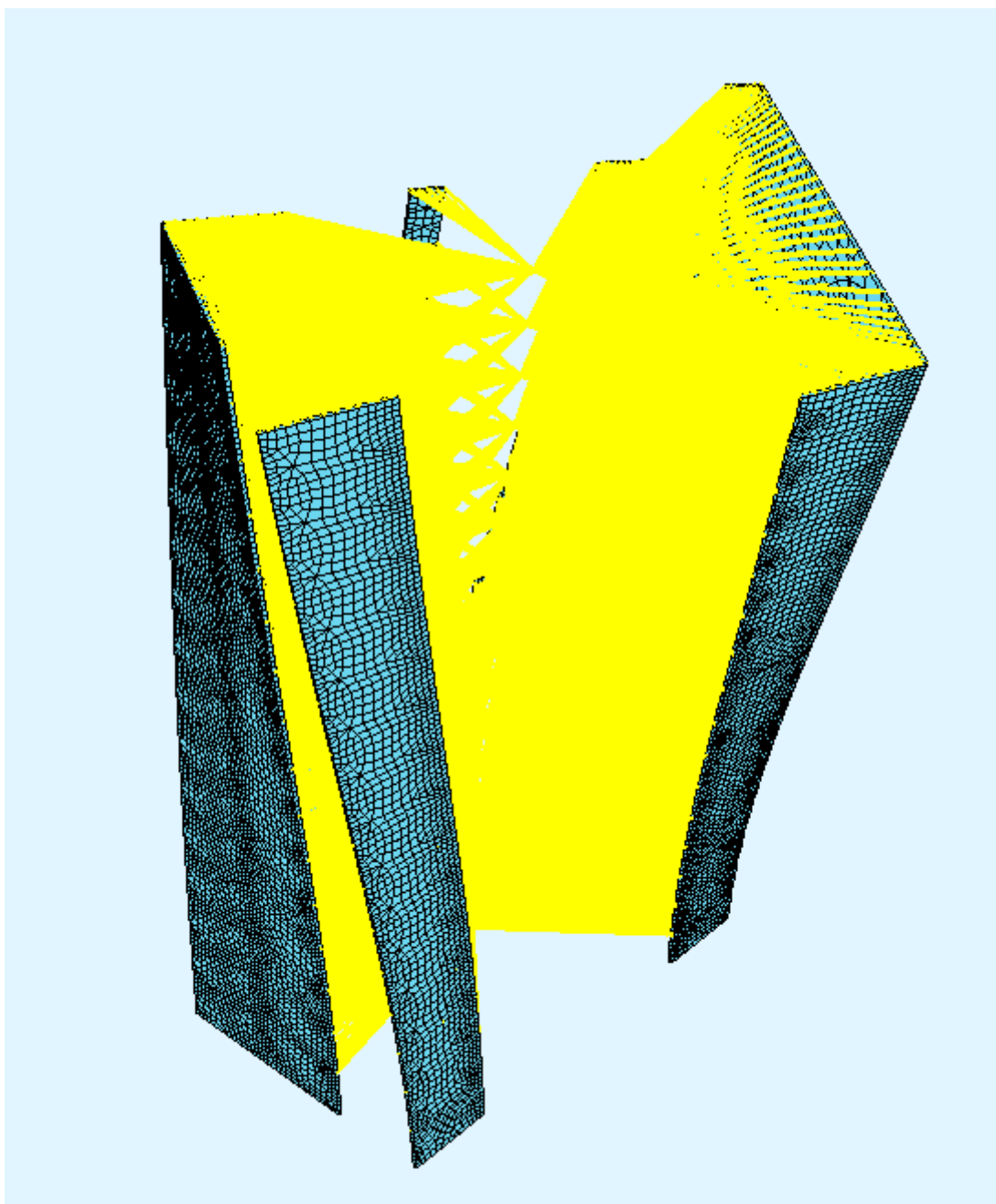
Slika 12-22 – 1 ton, savijanje (1,82 s)

b) ton - savijanje u y smjeru (kraći smjer zgrade) i torzija: 1,17 Hz (0,85 s)



Slika 12-23 – 2 ton, savijanje i torzija (0,85s)

c) ton - trozija: 2,01 Hz (0,5 s)



Slika 12-24 – 3 ton, torzija (0,5s)

### 12.2.3.3.8 Proračun potresne sile u podnožju konstrukcije – Base Shear

Potresna poprečna sila u podnožju [2]:

$$F_{bd} = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda$$

gdje je:

- $S_d(T_1)$  – ordinata proračunskog (projektnog) spektra za prvi period titranja građevine  $T_1$
- $W$  – ukupna težina građevine
- $g$  – ubrzanje sile teže;  $g=9,81 \text{ m/s}^2$
- $\lambda$  – popravni (korekcijski) faktor –  $\lambda= 0,85$  za  $T_1 < 2T_C$  kada zgrada ima više od dvije etaže, za ostale slučajeve  $\lambda= 1,0$
- $T_1$  – osnovni periodi titranja u  $x$  i  $y$  smjeru dobiveni u prethodnoj točki

S obzirom na to da oba proračunata perioda ( $x=1,82 \text{ s}$  i  $y=0,85 \text{ s}$ ) spadaju u granice  $T_C=0,5 \text{ s} > T > T_D=2,0 \text{ s}$ , ordinata proračunskog spektra odziva računa se prema izrazu:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g,$$

Faktor ponašanja  $q$  i parametre tla određeni su u poglavlju 2.2.5.1. te za povratni period  $T=475 \text{ g}$  slijedi:

$$S_d(T_x) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] = 0,177 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,60} \cdot \left[ \frac{0,50}{1,82} \right] = \mathbf{0,041} \cdot g \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,177g = 0,035 \cdot g$$

$$S_d(T_y) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] = 0,177 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,60} \cdot \left[ \frac{0,50}{0,85} \right] = \mathbf{0,072} \cdot g \geq \beta \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,177g = 0,035 \cdot g$$

Ukupna proračunska potresna sila u smjeru  $x$ :

$$F_{bxd} = S_d(T_{1x}) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda = 0,041 \cdot g \cdot \frac{104016,39}{g} \cdot 1,0 = 4264,67 \text{ kN}$$

Ukupna proračunska potresna sila u smjeru  $y$ :

$$F_{byd} = S_d(T_{1y}) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda = 0,088 \cdot g \cdot \frac{104016,39}{g} \cdot 1,0 = 9153,44 \text{ kN}$$

$\lambda$  – popravni (korekcijski) faktor –  $\lambda= 0,85$  za  $T_1 < 2T_C$  kada zgrada ima više od dvije etaže, za ostale slučajeve  $\lambda= 1,0$ .

### 12.2.3.3.9 Raspodjela seizmičke sile po etažama

Ukupna seizmička sila u podnožju konstrukcije se po etažama dijeli ovisno o njihovoj visini ( $z$ ) i težini ( $W$ ):

$$F_{jxd} = F_{bxd} \cdot \frac{z_j \cdot W_j}{\sum_{i=1}^z (z_i \cdot W_i)} \qquad F_{jyd} = F_{byd} \cdot \frac{z_j \cdot W_j}{\sum_{i=1}^z (z_i \cdot W_i)}$$

Tablica 12-19- Raspodjela potresne sile po etažama konstrukcije u oba smjera

ETAŽA	Težina etaže (W [kN])	Visina etaže (z [m])	zi * wi [kNm]	Potresna sila za x smjer [kN]	Potresna sila za y smjer [kN]
16	7551.30	49.60	374544.48	596.75	1280.84
15	6188.49	46.50	287764.79	458.49	984.08
14	6188.49	43.40	268580.47	427.92	918.47
13	6188.49	40.30	249396.15	397.36	852.87
12	6188.49	37.20	230211.83	366.79	787.26
11	6188.49	34.10	211027.51	336.23	721.66
10	6188.49	31.00	191843.19	305.66	656.05
9	6188.49	27.90	172658.87	275.09	590.45
8	6188.49	24.80	153474.55	244.53	524.84
7	6188.49	21.70	134290.23	213.96	459.24
6	6188.49	18.60	115105.91	183.40	393.63
5	6188.49	15.50	95921.60	152.83	328.03
4	6188.49	12.40	76737.28	122.26	262.42
3	6188.49	9.30	57552.96	91.70	196.82
2	6188.49	6.20	38368.64	61.13	131.21
1	6188.49	3.10	19184.32	30.57	65.61
Ukupno:			2676662.76	4264.67	9153.44

## 12.3 Proračunske vrijednosti opterećenja

Za postupak dimenzioniranja potrebno je odrediti proračunske vrijednosti mjerodavnih opterećenja. **NAPOMENA: Seizmičko opterećenje se ne množi sa parcijalnim faktorima.**

### 12.3.1 Stalno opterećenje

Stalno opterećenje množi se sa parcijalnim faktorom 1,35 (prema EN 1990 [8]), uzimaju se vrijednosti iz tablice 12-6.

Tablica 12-20 - Raspodjela stalnog opterećenja na vertikalne elemente – proračunske vrijednosti

STALNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,35			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ukupno [kN]:		557,31	356,31	511,91	602,30	1206,84	533,11
15	ukupno [kN]:		442,02	298,66	439,85	515,84	1062,73	461,05
...	...		...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		442,02	298,66	439,85	515,84	1062,73	461,05
01-16	UKUPNO [kN]:		7.187	4.836	7.109	8.339	17.147	7.448
			x 7	x 2				
			50.312	9.672				

STALNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,35			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ukupno [kN]:		176,67	471,69	459,53	1888,43
15	ukupno [kN]:		152,64	390,72	377,18	1262,99
...	...		...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		152,64	390,72	377,18	1262,99
01-16	UKUPNO [kN]:		2.466	6.332	6.117	20.833

01-16	UKUPNO [kN]		$G_{Ed=}$			135.780
-------	-------------	--	-----------	--	--	---------

### 12.3.2 Uporabno opterećenje – vertikalno (bez redukcije)

Uporabno opterećenje množi se sa parcijalnim faktorom 1,5 (prema EN 1990 [8]), uzimaju se vrijednosti iz tablice 12-7 (bez redukcije).

Tablica 12-21 - Raspodjela uporabnog opterećenja na vertikalne elemente – proračunske vrijednosti bez redukcije

UPORABNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,5			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ukupno [kN]:		39,76	19,88	24,85	29,82	49,70	24,85
15	ukupno [kN]:		153,72	76,86	96,08	115,29	192,15	96,08
...	...		...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		153,72	76,86	96,08	115,29	192,15	96,08
01-16	UKUPNO [kN]:		2.345	1.173	1.465	1.759	2.931	1.465
			x 7	x 2				
			16.418	2.705				

UPORABNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,5			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA	
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	
16	ukupno [kN]:		8,29	27,92	28,40	84,49	
15	ukupno [kN]:		32,04	107,96	109,80	233,15	
...	...		...	...	...	...	
01	ukupno [kN]:		32,04	107,96	109,80	233,15	
01-16	UKUPNO [kN]:		488	1.647	1.675	3.581	
01-16	UKUPNO [kN]					$Q_{Ed=}$	33,781



### 12.3.3 Uporabno opterećenje (vertikalno) – sa redukcijom

Uporabno opterećenje množi se sa parcijalnim faktorom 1,5 (prema EN 1990 [8]), uzimaju se vrijednosti iz tablice 12-8 (sa redukcijom).

Tablica 12-22 - Raspodjela uporabnog opterećenja na vertikalne elemente – proračunske vrijednosti sa redukcijom

UPORABNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,5			UNUR. STUP (B3,B5,B7,B8, C3,C5,C7)	VANJ. STUP (A5,A7)	ZID 1 A1-A3	ZID 2 A8-A9	ZID 3 A1-D1	ZID 4 B9-C9
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)
16	ukupno [kN]:		5,12	2,56	3,20	3,84	6,41	3,20
15	ukupno [kN]:		78,40	39,20	49,00	58,80	98,00	49,00
...	...		...	...	...	...	...	...
01	ukupno [kN]:		78,40	39,20	49,00	58,80	98,00	49,00
01-16	UKUPNO [kN]:		1.180	590	738	885	1.476	738
			x 7	x 2				
			8.266	1.180				

UPORABNO OPTEREĆENJE – PARCIJALNI FAKTOR 1,5			ZID 5 D1-D2	ZID 6 D3-D4	ZID 7 D6-D7	STUBIŠNA JEZGRA	
etaža	element	opterećenje	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	$G_{Ek}$ (kN)	
16	ukupno [kN]:		1,07	3,60	3,66	10,89	
15	ukupno [kN]:		16,34	55,06	56,00	130,34	
...	...		...	...	...	...	
01	ukupno [kN]:		16,34	55,06	56,00	130,34	
01-16	UKUPNO [kN]:		246	829	843	1.966	
01-16	UKUPNO [kN]					$Q_{Ed=}$	16.539

### 12.3.4 Horizontalno opterećenje – vjetar

#### 12.3.4.1 Slučaj 1 – vjetar puše na veću površinu zgrade

Tlak vjetra na vanjske površine zgrade (određen u točki 12.6.3.1.1.) množi se sa površinom svake pripadne etaže da bi se dobila karakteristična vrijednost sile vjetra. Karakteristična vrijednost se potom množi sa parcijalnim faktorom 1,5 kako bi se dobilo proračunsko opterećenje.

Tablica 12-23 - Karakteristična i proračunska vrijednost sile vjetra - Slučaj 1

Vjetar 1 - na veću površinu			Dimenzije udarnih ploha			Opterećenje				
POD ETAŽE	Pritisak vjetra djeluje na područje	Visina poda etaže	Visina etaže $h_i$ (m)	Širina etaže $b_i$ (m)	Površina etaže $A_i$ ( $m^2$ )	Tlak vjetra $w_e$ ( $kN/m^2$ )		Sila $F = 1,5 \cdot w_e \cdot A_i$ (kN)		
						$C_{pe} =$ +0,8	$C_{pe} = -$ 0,5	$C_{pe} =$ +0,8	$C_{pe} = -$ 0,5	Ukupno
KROV	48,05 - 51,15	49,6	1,55	28,0	43,4	1,5680	0,9800	68,1	42,5	165,9
15	44,95 - 48,05	46,5	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	331,7
14	41,85 - 44,95	43,4	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
13	38,75 - 41,85	40,3	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
12	35,65 - 38,75	37,2	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
11	32,55 - 35,65	34,1	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
10	29,45 - 32,55	31,0	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
9	26,35 - 29,45	27,9	3,1	28,0	86,8	1,5680	0,9800	136,1	85,1	
8	23,25 - 26,35	24,8	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	305,5
7	20,15 - 23,25	21,7	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
6	17,05 - 20,15	18,6	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
5	13,95 - 17,05	15,5	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
4	10,85 - 13,95	12,4	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
3	7,75 - 10,85	9,3	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
2	4,65 - 7,75	6,2	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	
1	1,55 - 4,65	3,1	3,1	28,0	86,8	1,3664	0,9800	118,6	85,1	

**12.3.4.2 Slučaj 2 – vjetar puše na manju površinu zgrade**

Postupak je isti kao i u slučaju na prethodnoj stranici, samo se koriste vrijednosti kada vjetar puše na manju površinu zgrade.

Tablica 12-24 - Karakteristična i proračunska vrijednost sile vjetra - Slučaj 2

Vjetar 2 - na manju površinu			Dimenzije udarnih ploha			Opterećenje				
POD ETAŽE	Pritisak vjetra djeluje na područje	Visina poda etaže	Visina etaže $h_i$ (m)	Širina etaže $b_i$ (m)	Površina etaže $A_i$ ( $m^2$ )	Tlak vjetra $w_e$ (kN/ $m^2$ )		Sila $F=1,5 \cdot w_e \cdot A_i$ (kN)		
						$C_{pe} = +0,8$	$C_{pe} = -0,5$	$C_{pe} = +0,8$	$C_{pe} = -0,5$	Ukupno
KROV	48,05 - 51,15	49,6	1,55	18,3	28,37	1,5680	0,9800	44,5	27,8	108,4
15	44,95 - 48,05	46,5	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	216,8
14	41,85 - 44,95	43,4	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	
13	38,75 - 41,85	40,3	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	89,0	55,6	
12	35,65 - 38,75	37,2	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	82,9	55,6	
11	32,55 - 35,65	34,1	3,1	18,3	56,73	1,5680	0,9800	81,3	55,6	
10	29,45 - 32,55	31,0	3,1	18,3	56,73	1,3888	0,9800	78,8	55,6	201,6
9	26,35 - 29,45	27,9	3,1	18,3	56,73	1,3440	0,9800	76,2	55,6	197,8
8	23,25 - 26,35	24,8	3,1	18,3	56,73	1,2992	0,9800	73,7	55,6	193,9
7	20,15 - 23,25	21,7	3,1	18,3	56,73	1,2544	0,9800	71,2	55,6	190,1
6	17,05 - 20,15	18,6	3,1	18,3	56,73	1,2096	0,9800	68,6	55,6	186,3
5	13,95 - 17,05	15,5	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	182,5
4	10,85 - 13,95	12,4	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
3	7,75 - 10,85	9,3	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
2	4,65 - 7,75	6,2	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	
1	1,55 - 4,65	3,1	3,1	18,3	56,73	1,1648	0,9800	66,1	55,6	

## 12.4 Prostorna stabilnost i krutost konstrukcije

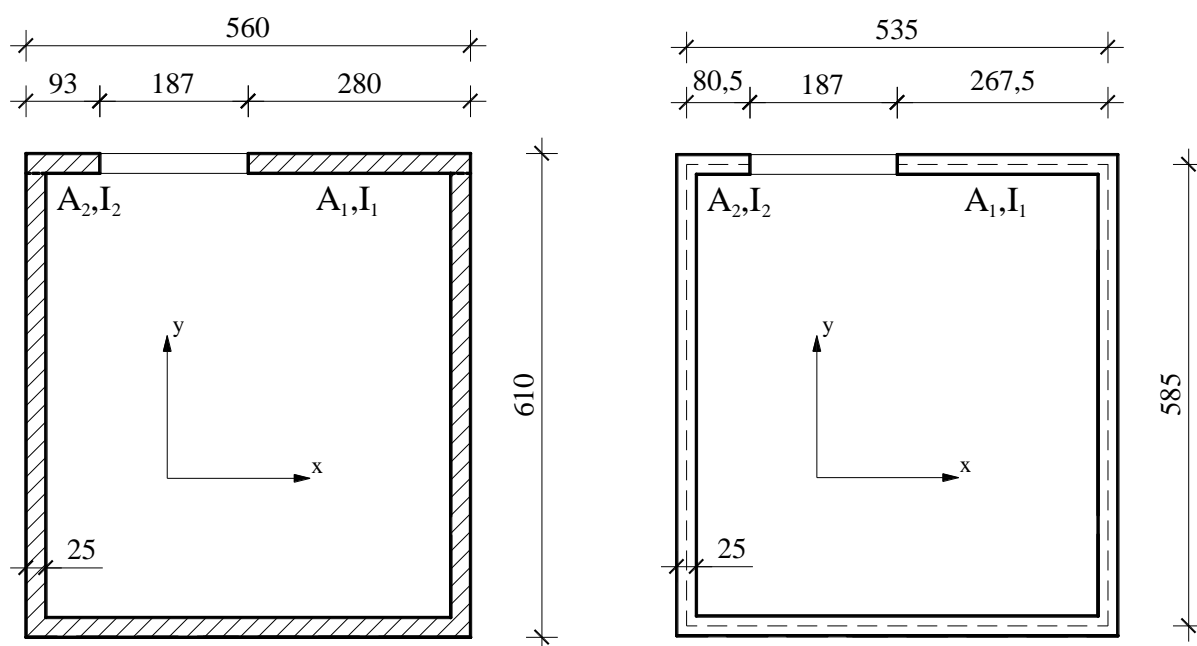
### 12.4.1 Karakteristike presjeka

#### 12.4.1.1 Stubišna jezgra

##### Materijal:

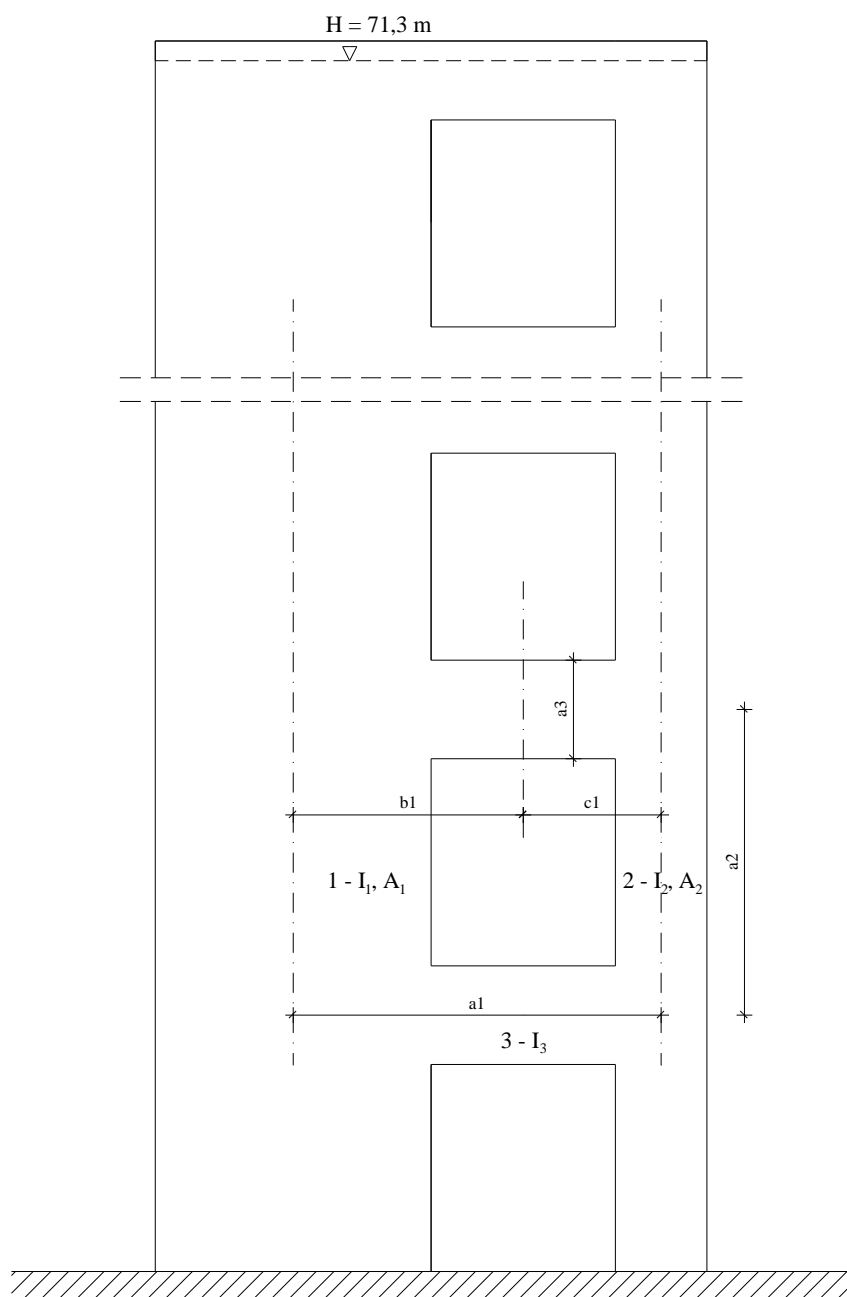
- beton: C50/60
- modul elastičnosti  $E$ :  $E_{cd} = 37\,000\text{ N/mm}^2$
- modul posmika  $G$ :  $G = \frac{E_{cd}}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{37\,000}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 15\,417\text{ N/mm}^2$

##### Dimenzije:



Slika 12-25 - Poprečni presjek stubišne jezgre

Kako bi se greda iznad otvora u zidu jezgre uzela u obzir kod krutosti oko osi  $y$  (paziti na orijentaciju jezgre, greda se uzima u obzir kod krutosti oko osi okomite na otvor) potrebno je odrediti zamjenski poprečni presjek, u kojem se zid sa otvorom zamjenjuje zidom bez otvora (manje debljine) koji ima ekvivalentnu krutost. Postupak određivanje zamjenske debljine zida sastoji se od određivanja stvarne krutosti lijevog i desnog dijela zida koja se zatim korigira sa koeficijentom  $\kappa$  kojeg očitavamo s dijagrama na slici 12-27 [14].



Slika 12-26 - Poprečni presjek konstrukcije

$$h_1 = L = 49,60 \text{ m} \rightarrow \text{ukupna visina zgrade}$$

$$l_2 = 1,87 \text{ m}$$

$$a_1 = 5,35 - (2,675 + 0,805) / 2 = 3,61 \text{ m}$$

$$b_1 = (2,675 + 1,87) / 2 = 2,27 \text{ m}$$

$$c_1 = (0,805 + 1,87) / 2 = 1,34 \text{ m}$$

$$a_2 = L/n = 49,6 / 16 = 3,10 \text{ m}$$

$$a_3 = h_{et} - h_{vr} = 3,10 - 2,10 = 1,00 \text{ m}$$

$$A_1 = 0,25 \cdot 2,80 = 0,70 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0,25 \cdot 2,80^3 / 12 = 0,457 \text{ m}^4$$

$$A_2 = 0,25 \cdot 0,93 = 0,23 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 0,25 \cdot 0,93^3 / 12 = 0,0168 \text{ m}^4$$

$$A_3 = 0,25 \cdot 1,00 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$I_3 = 0,25 \cdot 1,00^3 / 12 = 0,0208 \text{ m}^4$$

**Pomak vrha:**

$$\Delta = \frac{c_1 \cdot I_1 - b_1 \cdot I_2}{I_1 + I_2 + 12 \cdot \frac{l_2}{a_2} \cdot \frac{I_1 \cdot I_2}{I_3}} = \frac{1,34 \cdot 0,457 - 2,27 \cdot 0,0168}{0,457 + 0,0168 + 12 \cdot \frac{1,87}{3,10} \cdot \frac{0,457 \cdot 0,0168}{0,0208}} = 0,1825 \text{ m}$$

$$b_1' = b_1 + \Delta = 2,27 + 0,1825 = 2,45 \text{ m}$$

$$c_1' = c_1 - \Delta = 1,34 - 0,1825 = 1,16 \text{ m}$$

**Koeficijenti:**

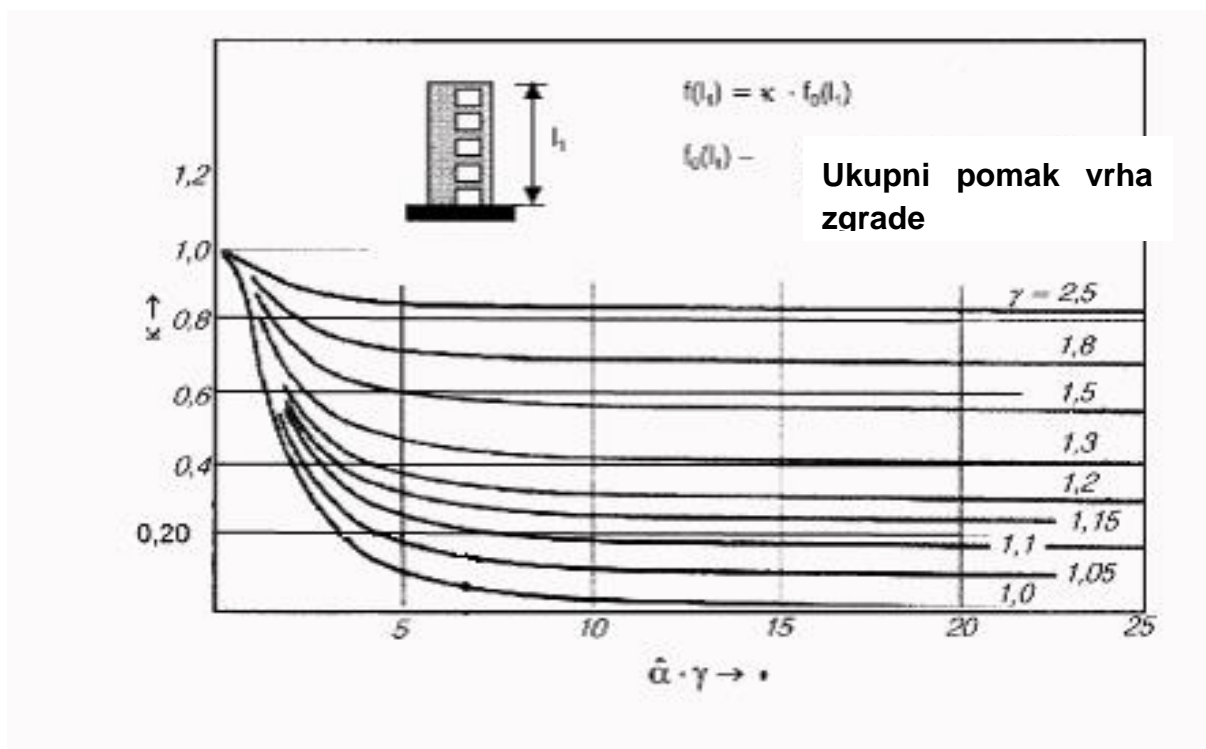
$$\begin{aligned} \eta &= 12 \cdot \left( \frac{\Delta}{l_2} \right)^2 + \frac{a_2}{l_2^3} \cdot \left( b_1'^2 \cdot \frac{I_3}{I_1} + c_1'^2 \cdot \frac{I_3}{I_2} \right) \\ &= 12 \cdot \left( \frac{0,1825}{1,87} \right)^2 + \frac{3,10}{1,87^3} \cdot \left( 2,45^2 \cdot \frac{0,0208}{0,457} + 1,16^2 \cdot \frac{0,0208}{0,0168} \right) = 1,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \hat{\alpha}^2 &= \frac{12 \cdot a_1^2 \cdot l_1^2}{a_2 \cdot l_2^3 \cdot (1 + \eta)} \cdot \frac{I_3}{(I_1 + I_2)} \\ &= \frac{12 \cdot 3,61^2 \cdot 49,6^2}{3,10 \cdot 1,87^3 \cdot (1 + 1,034)} \cdot \frac{0,0208}{(0,457 + 0,0168)} = 409,631 \end{aligned}$$

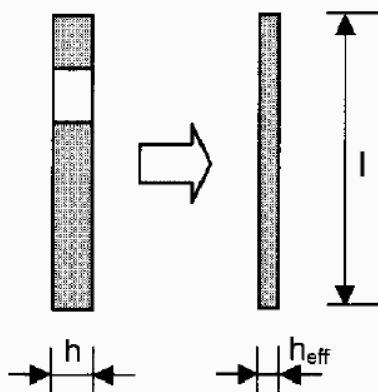
$$\gamma^2 = 1 + \frac{(I_1 + I_2)}{a_1^2} \cdot \left( \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) = 1 + \frac{(0,457 + 0,0168)}{3,61^2} \cdot \left( \frac{1}{0,70} + \frac{1}{0,23} \right) = 1,21 \Rightarrow \gamma = 1,1$$

$$\hat{\alpha} \cdot \gamma = \sqrt{409,631 \cdot 1,21} = 22,26$$

$\kappa = 0,2 \rightarrow$  očitano iz dijagrama (slika 12-27).



$$\begin{aligned}
 f(l_1) &= \kappa \cdot f_0(l_1) \\
 &= \kappa \cdot \xi \cdot w / [E (I_1 + I_2)] \\
 &= [\kappa / (I_1 + I_2)] \cdot \xi \cdot w / E \\
 &= [1 / I_{\text{eff}}] \cdot \xi \cdot w / E \\
 &= \xi \cdot w / [EI_{\text{eff}}]
 \end{aligned}$$

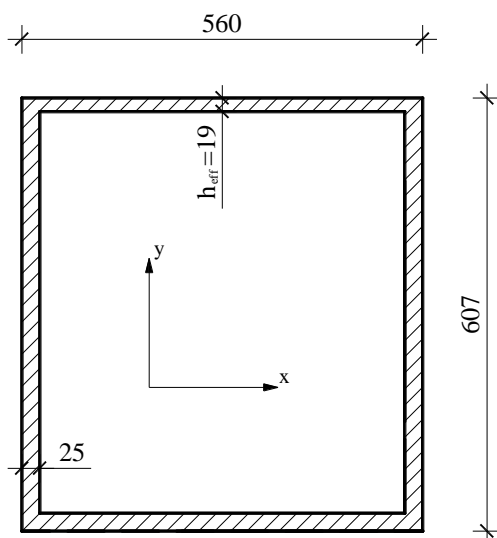


Slika 12-27 - Dijagram za određivanje koeficijenta  $\kappa$  (dijagrami su preuzeti iz König/Liphardt: Hochhäuser aus Stalbethoin, BK 1990/11, S502, Bild 5.12 [14])



**Zamjenski zid bez otvora:**

Za određivanje momenta tromosti oko osi y koristi se zamjenski poprečni presjek bez otvora jer vezna greda iznad otvora doprinosi krutosti na savijanje oko osi y:



Slika 12-28 - Poprečni presjek stubišne jezgre sa zamjenskim zidom bez otvora

Efektivni moment tromosti:

$$I_{\text{eff}} = \frac{I_1 + I_2}{\kappa} = \frac{0,457 + 0,0168}{0,2} = 2,37 \text{ m}^4$$

Efektivna debljina zida:

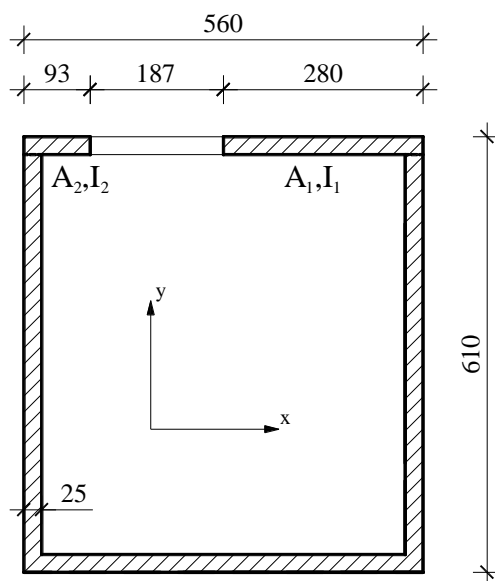
$$h_{\text{eff}} = \frac{12 \cdot I_{\text{eff}}}{l^3} = \frac{12 \cdot 2,37}{5,35^3} = 0,19 \text{ m}$$

Moment tromosti oko osi y:

$$I_{\text{cy},0} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6,07 \cdot 5,60^3}{12} - \frac{5,63 \cdot 5,10^3}{12} = 26,60 \text{ m}^4$$

Torzijska krutost krivljenja (zanemarujemo torzijsku krutost krivljenja pojedinih elemenata):

$$I_{\omega,0} \approx 0$$

**Stvarni zid s otvorom:**


Slika 12-29 Poprečni presjek stubišne jezgre sa stvarnim zidom s otvorom

Za određivanje momenta tromosti oko osi  $x$  (osi paralelne s otvorom) i torzijske krutosti koristi se stvarni poprečni presjek s otvorom pri čemu se zanemaruje prečka iznad otvora.

Površina čitavog presjeka:

$$A_{c,0} = 5,6 \cdot 0,25 \cdot 3 + (2,80 + 0,93) \cdot 0,25 = 5,13 \text{ m}^2$$

Težište presjeka – položaj  $x$  osi:

$$\bar{y}_s = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \frac{6,1^2}{2} + 5,1 \cdot \frac{0,25^2}{2} + 3,23 \cdot 0,25 \cdot 5,975}{2 \cdot 0,25 \cdot 6,10 + 5,10 \cdot 0,25 + 3,23 \cdot 0,25} = 2,78 \text{ m}$$

$$\bar{x}_s = \frac{\sum x_i \cdot A_i}{\sum A_i} = \frac{0,25 \cdot (0,93 \cdot 0,93 / 2 + 2,8 \cdot 4,2 + 5,6 \cdot 0,125 + 5,6 \cdot 5,475 + 5,6 \cdot 2,8)}{2 \cdot 0,25 \cdot 6,10 + 5,10 \cdot 0,25 + 3,23 \cdot 0,25} = 2,89 \text{ m}$$

Moment tromosti oko osi  $x$  (prema Steinerovom pravilu):

$$I_{cx,0} = \sum \left( \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot (\bar{y}_s - y_i)^2 \right) = 2 \cdot \frac{0,25 \cdot 6,10^3}{12} + \frac{(5,10 + 3,23) \cdot 0,25^3}{12} + 2 \cdot 6,1 \cdot 0,25 \cdot (2,78 - 3,05)^2 + 5,1 \cdot 0,25 \cdot (2,78 - 0,125)^2 + 3,23 \cdot 0,25 \cdot (2,78 - 5,975)^2 = 26,92 \text{ m}^4$$

Torzijski moment tromosti:

$$I_{T,0} = \frac{\sum (h_i^3 \cdot l_i)}{3} = \frac{0,25^3 \cdot (2 \cdot 5,85 + 5,35 + 2,675 + 0,805)}{3} = 0,11 \text{ m}^4$$

**12.4.1.2 Zidovi****ZID 1 (A1-A3):**

Površina:	$A_{c,1} = 5,60 \cdot 0,25 = 1,40 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,1} = 5,60 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0073 \text{ m}^4$ $I_{cy,1} = 0,25 \cdot 5,60^3 / 12 = 3,66 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,1} = 5,60 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,029 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,1} = 0$

**ZID 2 (A8-A9):**

Površina:	$A_{c,2} = 5,60 \cdot 0,25 = 1,40 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,2} = 5,60 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0073 \text{ m}^4$ $I_{cy,2} = 0,25 \cdot 5,60^3 / 12 = 3,66 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,2} = 5,60 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,029 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,2} = 0$

**ZID 3 (A1-D1):**

Površina:	$A_{c,3} = 17,80 \cdot 0,25 = 4,45 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,3} = 0,25 \cdot 17,80^3 / 12 = 117,49 \text{ m}^4$ $I_{cy,3} = 17,80 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,023 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,3} = 17,80 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,093 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,3} = 0$

**ZID 4 (B9-C9):**

Površina:	$A_{c,4} = 6,10 \cdot 0,25 = 1,53 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,4} = 0,25 \cdot 6,10^3 / 12 = 4,73 \text{ m}^4$ $I_{cy,4} = 6,10 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0079 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,4} = 6,10 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,032 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,4} = 0$

**ZID 5 (D1-D2):**

Površina:	$A_{c,5} = 1,87 \cdot 0,25 = 0,47 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,5} = 1,87 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0024 \text{ m}^4$ $I_{cy,5} = 0,25 \cdot 1,87^3 / 12 = 0,136 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,5} = 1,87 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,0097 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,5} = 0$

**ZID 6 (D3-D4):**

Površina:	$A_{c,6} = 2,40 \cdot 0,25 = 0,60 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,6} = 2,40 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0031 \text{ m}^4$ $I_{cy,6} = 0,25 \cdot 2,40^3 / 12 = 0,288 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,6} = 2,40 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,0125 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,6} = 0$

**ZID 7 (D6-D7):**

Površina:	$A_{c,7} = 1,60 \cdot 0,25 = 0,40 \text{ m}^2$
Momenti tromosti:	$I_{cx,7} = 1,60 \cdot 0,25^3 / 12 = 0,0021 \text{ m}^4$ $I_{cy,7} = 0,25 \cdot 1,60^3 / 12 = 0,085 \text{ m}^4$
Torzijski moment tromosti:	$I_{T,7} = 1,60 \cdot 0,25^3 / 3 = 0,0083 \text{ m}^4$
Krutost na krivljenje:	$I_{\omega,7} = 0$

### 12.4.2 Stabilnost na bočni pomak

Ako je nosivi sustav pomičan potrebno ga je proračunati prema teoriji 2. reda. Efekti teorije 2. reda mogu se zanemariti ukoliko iznose manje od 10% efekata iz teorije 1. reda. Pojednostavljeni kriteriji prema kojima se mogu zanemariti efekti teorije 2. reda dani su u EN 1992-1-1 i DIN 1045-1 u obliku izraza koji uzima u obzir krutosti elemenata zgrade i opterećenja. Stoga je potrebno prvo odrediti geometrijske karakteristike (površina, moment tromosti) vertikalnih ukrutnih elemenata.

#### **Prema EN 1992-1-1, točka 5.8.3.3 (Globalni efekti teorije 2. reda u zgradama) [3]:**

Efekti teorije 2. reda na globalnoj razini mogu se zanemariti ukoliko su zadovoljeni uvjeti:

- *Kada su vertikalni ukrutni elementi raspoređeni približno simetrično (torzijska nestabilnost nije mjerodavna):*

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

- $n_s = 16$  - broj etaža
- $L = 49,6 \text{ m}$  - ukupna visina zgrade
- $F_{V,Ed} = 135,78 + 33,78 = 169,56 \text{ MN}$  - ukupno vertikalno opterećenje (proračunsko)
- $k_1 = 0,31$
- $I_c$  - moment tromosti elemenata u neraspucalom stanju
- $E_{cd}$  - modul elastičnosti betona
- $E_{cd} \cdot I_c$  - suma savojnih krutosti svih vertikalnih ukrutnih elemenata koji sudjeluju u prijenosu sila u promatranom smjeru djelovanja

Da bi ovaj izraz bio primjenjiv zgrada mora imati zanemarive posmične deformacije (zgrada sa posmičnim zidovima), mora biti upeta u temelj (rotacije u bazi su zanemarive), krutost elemenata se ne mijenja značajno po visini i doprinos vertikalnog opterećenja je otprilike jednak po etažama.

**NAPOMENA:** Nije primjenjivo na ovaj slučaj jer predmetna građevina nije (približno) simetrična. Izraz i opis su dani zbog preglednosti i općenitosti primjene.

- Oko osi x:

$$F_{V,Ed} \leq 0,31 \cdot \frac{16}{16+1,6} \cdot \frac{\sum 37000 \cdot (26,92 + 2 \cdot 0,0073 + 117,49 + 4,73 + 0,0024 + 0,0031 + 0,0021)}{49,6^2}$$

$$169,56 < 632,29$$

**Zadovoljava.**

- Oko osi y:

$$F_{V,Ed} \leq 0,31 \cdot \frac{16}{16+1,6} \cdot \frac{\sum 37000 \cdot (26,6 + 2 \cdot 3,66 + 0,023 + 0,0079 + 0,136 + 0,288 + 0,085)}{49,6^2}$$

$$169,56 > 146,07$$

**Ne zadovoljava – utjecaji teorije 2. reda ne mogu se zanemariti!**

### 12.4.3 Stabilnost na zakretanje oko vertikalne osi

Prema točki 8.6.2. norme DIN 1045-1 [15].

Kada vertikalni ukrutni elementi NISU raspoređeni približno simetrično i dozvoljavaju veća zakretanja (rotacije) oko vertikalne osi građevine, potrebno je ispuniti uvjet koji uzima u obzir krutost na zakretanje koja se sastoji od torzijske krutosti  $G_{cd} \cdot I_T$  i od torzijske krutosti krivljenja  $E_{cd} \cdot I_\omega$  (kriterij dostatne krutosti na zakretanje i ograničenje rotacije):

$$\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} \cdot I_\omega}{\sum F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} \cdot I_T}{\sum F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} \geq \frac{1}{0,6} = 1,67 \quad \text{za } n_s \geq 4$$

- $E_{cd} \cdot I_\omega$  - suma torzijske krutosti krivljenja svih ukrutnih elemenata koji sprječavaju zakretanje
- $G_{cd} \cdot I_T$  - suma torzijske krutosti svih ukrutnih elemenata koji sprječavaju zakretanje
- $r$  - udaljenost do težišta elementa do centra posmika

a) Centar posmika – točka kroz koju prolazi rezultanta svih poprečnih sila  
Proračun središta posmika M u slučaju jednake krutosti ukrutnih elemenata po visini:

- **Koordinata na x osi**

$$x_M = \frac{\sum (I_{cx,i} \cdot x_i)}{\sum I_{cx,i}}$$

$$= \frac{26,92 \cdot 25,08 + 0,0073 \cdot 2,68 + 0,0073 \cdot 25,08 + 117,49 \cdot 0 + 4,73 \cdot 27,75 + 0,0024 \cdot 0,81 + 0,0031 \cdot 6,68 + 0,0021 \cdot 15,88}{26,92 + 0,0073 + 0,0073 + 117,49 + 4,73 + 0,0024 + 0,0031 + 0,0021}$$

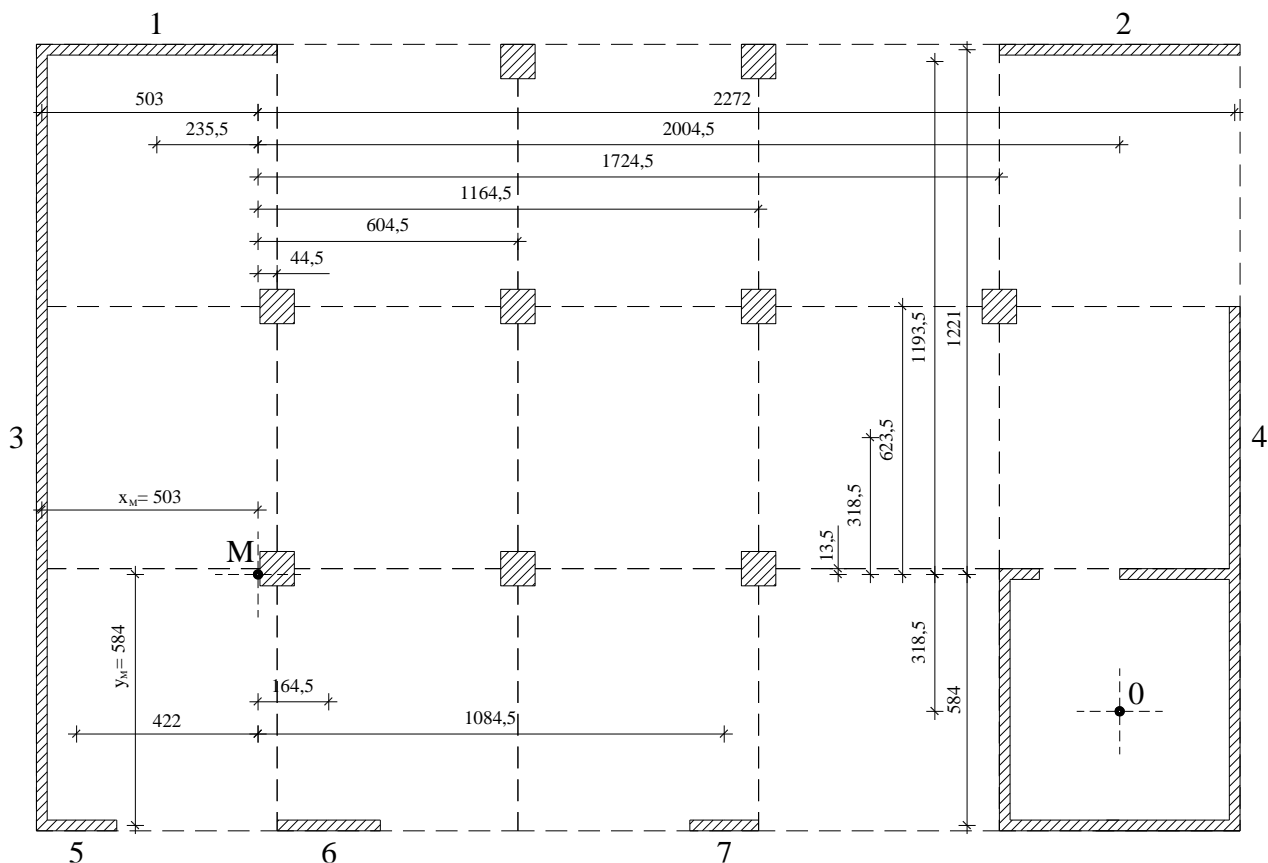
$$x_M = \frac{737,20}{146,39} = 5,03m$$

- Koordinata na y osi

$$y_M = \frac{\sum (I_{cy,i} \cdot y_i)}{\sum I_{cy,i}}$$

$$= \frac{26,60 \cdot 2,66 + 3,66 \cdot 18,05 \cdot 2 + 0,023 \cdot 9,03 + 0,0079 \cdot 9,03 + 0,136 \cdot 0 + 0,288 \cdot 0 + 0,085 \cdot 0}{26,60 + 3,66 \cdot 2 + 0,023 + 0,0079 + 0,136 + 0,288 + 0,085}$$

$$y_M = \frac{201,33}{34,46} = 5,84 \text{ m}$$



Slika 12-30 - Prikaz centra posmika na tloctu konstrukcije

b) Određivanje torzijske krutosti krivljenja svih ukrotnih elemenata koji sprječavaju zakretanje određuje se kao umnožak savojnih krutosti i kvadrat udaljenosti do centra posmika:

$$E_{cd} \cdot I_{\omega} = \sum (EI_{x,i} \cdot x_{m,i}^2 + EI_{y,i} \cdot y_{m,i}^2 + EI_{\omega,i})$$



Tablica 12-25 - Torzijska krutost krivljenja svih vertikalnih elemenata

ELEMENTI	$x_{M,i}$ (m)	$x_{M,i}^2$ (m <sup>2</sup> )	$I_{x,i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{x,i} \cdot x_{M,i}^2$ (m <sup>6</sup> )	$y_{M,i}$ (m)	$y_{M,i}^2$ (m <sup>2</sup> )	$I_{y,i}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{y,i} \cdot y_{M,i}^2$ (m <sup>6</sup> )	$I_{\omega,i}$ (m <sup>4</sup> )
ST. JEZGRA	20,05	402,00	26,92	10821,91	-3,19	10,18	26,60	270,68	0
ZID 1 (A1-A3)	-2,36	5,57	0,0073	0,04	12,21	149,08	3,66	545,65	0
ZID 2 (A8-A9)	20,05	402,00	0,0073	2,93	12,21	149,08	3,66	545,65	0
ZID 3 (A1-D1)	-5,03	25,30	117,49	2972,60	3,19	10,18	0,023	0,23	0
ZID 4 (B9-C9)	22,72	516,20	4,73	2441,62	3,19	10,18	0,0079	0,08	0
ZID 5 (D1-D2)	-4,22	17,81	0,0024	0,04	-5,84	34,11	0,136	4,64	0
ZID 6 (D3-D4)	1,65	2,72	0,0031	0,01	-5,84	34,11	0,288	9,82	0
ZID 7 (D6-D7)	10,85	117,72	0,0021	0,25	-5,84	34,11	0,085	2,90	0
<b>Σ</b>				<b>16239,40</b>				<b>1379,65</b>	<b>0</b>

$$E_{cd} \cdot I_{\omega} = 37000 \cdot (16239,4 + 1379,65 + 0) = 6,52 \cdot 10^8 \text{ MNm}^4$$

- c) Umnožak ukupnog vertikalnog djelovanja i kvadrata udaljenosti elementa od centra posmika  $\sum F_{Ed,j} \cdot r_j^2$  za **sve** vertikalne elemente:

Tablica 12-26 – Umnožak vertikalnog djelovanja i kvadrata udaljenosti do centra posmika

ELEMENTI	$x_{M,i}$ (m)	$y_{M,i}$ (m)	$r_i^2 = x_i^2 + y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$G_{Ed,i}$ (MN)	$Q_{Ed,i}$ (MN)	$F_{Ed,i}$ (MN)	$F_{Ed,i} \cdot r_i^2$ (MNm <sup>2</sup> )
ST. JEZGRA	20.05	-3.19	412.18	20.83	3.58	24.41	10061.31
ZID 1 (A1-A3)	-2.36	12.21	154.65	7.11	1.46	8.57	1325.35
ZID 2 (A8-A9)	20.05	12.21	551.09	8.34	1.75	10.09	5560.49
ZID 3 (A1-D1)	-5.03	3.19	35.48	17.15	2.93	20.08	712.44
ZID 4 (B9-C9)	22.72	3.19	526.37	7.45	1.46	8.91	4689.96
ZID 5 (D1-D2)	-4.22	-5.84	51.91	2.46	0.48	2.94	152.62
ZID 6 (D3-D4)	1.65	-5.84	36.83	6.33	1.65	7.98	293.90
ZID 7 (D6-D7)	10.85	-5.84	151.83	6.12	1.67	7.79	1182.76
STUP 1 (A5)	6.05	11.94	179.17	4.84	1.35	6.19	1109.06
STUP 2 (A7)	11.65	11.94	278.29	4.84	1.35	6.19	1722.62
STUP 3 (B3)	0.45	6.24	39.14	7.19	2.34	9.53	373.00
STUP 4 (B5)	6.05	6.24	75.54	7.19	2.34	9.53	719.89
STUP 5 (B7)	11.65	6.24	174.66	7.19	2.34	9.53	1664.51
STUP 6 (B8)	17.25	6.24	336.50	7.19	2.34	9.53	3206.84
STUP 7 (C3)	0.45	0.14	0.22	7.19	2.34	9.53	2.09
STUP 8 (C5)	6.05	0.14	36.62	7.19	2.34	9.53	348.99
STUP 9 (C7)	11.65	0.14	135.74	7.19	2.34	9.53	1293.60
<b>Σ</b>				<b>135.78</b>	<b>34.14</b>	<b>169.86</b>	<b>34419.45</b>

- d)  $\sum G_{cd} \cdot I_T$  - torzijska krutost svih ukrutnih elemenata koji se suprotstavljaju zakretanju

$$\begin{aligned} \sum G_{cd} \cdot I_T &= 15417 \cdot (0,11 + 0,029 \cdot 2 + 0,093 + 0,032 + 0,0097 + 0,0125 + 0,0083) \\ &= 4987,29 \text{ MNm}^2 \end{aligned}$$

**Kriterij dostatne krutosti na zakretanje i ograničenje rotacije:**

$$\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} \cdot I_{\omega}}{\Sigma F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} \cdot I_T}{\Sigma F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} \geq \frac{1}{0,6} = 1,67$$

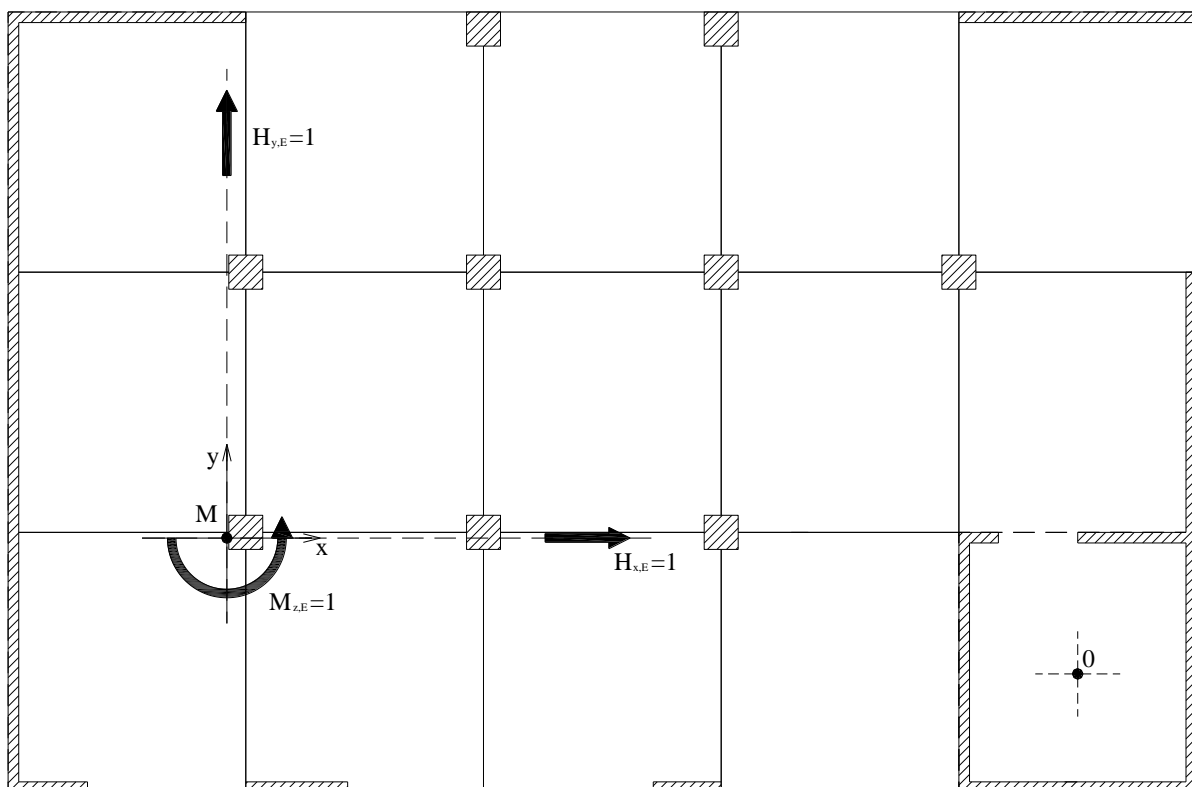
$$\frac{1}{L} \sqrt{\frac{E_{cd} \cdot I_{\omega}}{\Sigma F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{G_{cd} \cdot I_T}{\Sigma F_{Ed,j} \cdot r_j^2}} = \frac{1}{49,60} \sqrt{\frac{6,52 \cdot 10^8}{34419}} + \frac{1}{2,28} \sqrt{\frac{4987}{34419}}$$

**2,94 > 1,67** → Zadovoljava.

## 12.5 Raspodjela horizontalnih sila na vertikalne elemente

Ako su vertikalni ukrutni elementi nesimetrično raspoređeni po tlocrtu građevine, konstrukciju je potrebno promatrati kao prostornu nosivu konstrukciju, jer horizontalno opterećenje osim pomaka uzrokuje i zakretanje. Zanemaruje se torzijska krutost  $GI_T$  i torzija krivljenja  $EC_M$ .

Prvo se određuje raspodjela sila na nosive elemente jezgre i zidova od horizontalnih jediničnih sila koje djeluju u središtu posmika  $M$ , u smjeru osi  $x$  (sila  $H_{x,E}$ ), u smjeru osi  $y$  (sila  $H_{y,E}$ ) i jediničnog momenta zakretanja (moment  $M_{z,E}$ ).



Slika 12-31 - Raspodjela horizontalnih sila na vertikalne elemente

## 12.5.1 Raspodjela horizontalnih sila

### 12.5.1.1 Raspodjela sila uslijed savijanja

- U smjeru osi x:

$$H_{x,i} = H_{x,E} \cdot \frac{E \cdot I_{y,i}}{\sum E \cdot I_{y,i}}$$

**STUBIŠNA JEZGRA:**

$$H_{x,0} = \frac{26,60}{26,60 + 2 \cdot 3,66 + 0,023 + 0,0079 + 0,136 + 0,288 + 0,085} \cdot H_{x,E} = \frac{26,60}{34,46} \cdot H_{x,E} \\ = 0,772 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 1 (A1-A3):**

$$H_{x,1} = \frac{3,66}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0,106 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 2 (A8-A9):**

$$H_{x,2} = \frac{3,66}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0,106 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 3 (A1-D1):**

$$H_{x,3} = \frac{0,023}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 4 (B9-C9):**

$$H_{x,4} = \frac{0,0079}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 5 (D1-D2):**

$$H_{x,5} = \frac{0,136}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0,004 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 6 (D3-D4):**

$$H_{x,6} = \frac{0,288}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0,009 \cdot H_{x,E}$$

**ZID 7 (D6-D7):**

$$H_{x,7} = \frac{0,085}{34,46} \cdot H_{x,E} = 0,003 \cdot H_{x,E}$$

- U smjeru osi y:

$$H_{y,i} = H_{y,E} \cdot \frac{E \cdot I_{x,i}}{\sum E \cdot I_{x,i}}$$

**STUBIŠNA JEZGRA:**

$$H_{y,0} = \frac{26,9}{26,9 + 2 \cdot 0,0073 + 117,49 + 4,73 + 0,0024 + 0,0031 + 0,0021} \cdot H_{y,E} = \frac{26,9}{149,14} \cdot H_{y,E} \\ = 0,180 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 1 (A1-A3):**

$$H_{y,1} = \frac{0,0073}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 2 (A8-A9):**

$$H_{y,2} = \frac{0,0073}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 3 (A1-D1):**

$$H_{y,3} = \frac{117,49}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0,788 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 4 (B9-C9):**

$$H_{y,4} = \frac{4,73}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0,032 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 5 (D1-D2):**

$$H_{y,5} = \frac{0,0024}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 6 (D3-D4):**

$$H_{y,6} = \frac{0,0031}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0 \cdot H_{y,E}$$

**ZID 7 (D6-D7):**

$$H_{y,7} = \frac{0,0021}{149,14} \cdot H_{y,E} = 0 \cdot H_{y,E}$$

### 12.5.1.2 Raspodjela sila uslijed torzije

- U smjeru osi x:

$$H_{x,i} = -M_{z,E} \cdot \frac{I_{y,i} \cdot y_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i^2 + I_{y,i} \cdot y_i^2)}$$

$$\begin{aligned} \sum (I_{x,i} \cdot x_i^2 + I_{y,i} \cdot y_i^2) &= 26,9 \cdot 20,05^2 + 0,0073 \cdot (-2,36)^2 + 0,0073 \cdot 20,05^2 + 117,49 \cdot (-5,03)^2 + \\ &4,73 \cdot 22,72^2 + 0,0024 \cdot (-4,22)^2 + 0,0031 \cdot 1,65^2 + 0,0021 \cdot 10,85^2 + 26,60 \cdot \\ &(-3,19)^2 + 3,66 \cdot 12,21^2 + 3,66 \cdot 12,21^2 + 0,023 \cdot 3,19^2 + 0,0079 \cdot 3,19^2 + \\ &0,136 \cdot (-5,84)^2 + 0,288 \cdot (-5,84)^2 + 0,085 \cdot (-5,84)^2 \\ &= 17611 m^6 \end{aligned}$$

**STUBIŠNA JEZGRA:**

$$H_{x,0} = -\frac{26,60 \cdot (-3,19)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0,005 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 1 (A1-A3):**

$$H_{x,1} = -\frac{3,66 \cdot 12,21}{17611} \cdot M_{z,E} = -0,0025 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 2 (A8-A9):**

$$H_{x,2} = -\frac{3,66 \cdot 12,21}{17611} \cdot M_{z,E} = -0,0025 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 3 (A1-D1):**

$$H_{x,3} = -\frac{0,023 \cdot 3,19}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 4 (B9-C9):**

$$H_{x,4} = -\frac{0,0079 \cdot 3,19}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 5 (D1-D2):**

$$H_{x,5} = -\frac{0,136 \cdot (-5,84)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 6 (D3-D4):**

$$H_{x,6} = -\frac{0,288 \cdot (-5,84)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{x,E}$$

**ZID 7 (D6-D7):**

$$H_{x,7} = -\frac{0,085 \cdot (-5,84)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$



- U smjeru osi y:

$$H_{y,i} = M_{z,E} \cdot \frac{I_{x,i} \cdot x_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i^2 + I_{y,i} \cdot y_i^2)}$$

**STUBIŠNA JEZGRA:**

$$H_{y,0} = \frac{26,9 \cdot 20,05}{17611} \cdot M_{z,E} = 0,03 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 1 (A1-A3):**

$$H_{y,1} = \frac{0,0073 \cdot (-2,36)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 2 (A8-A9):**

$$H_{y,2} = \frac{0,0073 \cdot 20,05}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 3 (A1-D1):**

$$H_{y,3} = \frac{117,49 \cdot (-5,03)}{17611} \cdot M_{z,E} = -0,034 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 4 (B9-C9):**

$$H_{y,4} = \frac{4,73 \cdot 22,72}{17611} \cdot M_{z,E} = 0,006 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 5 (D1-D2):**

$$H_{y,5} = \frac{0,0024 \cdot (-4,22)}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$

**ZID 6 (D3-D4):**

$$H_{y,6} = \frac{0,0031 \cdot 1,65}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{x,E}$$

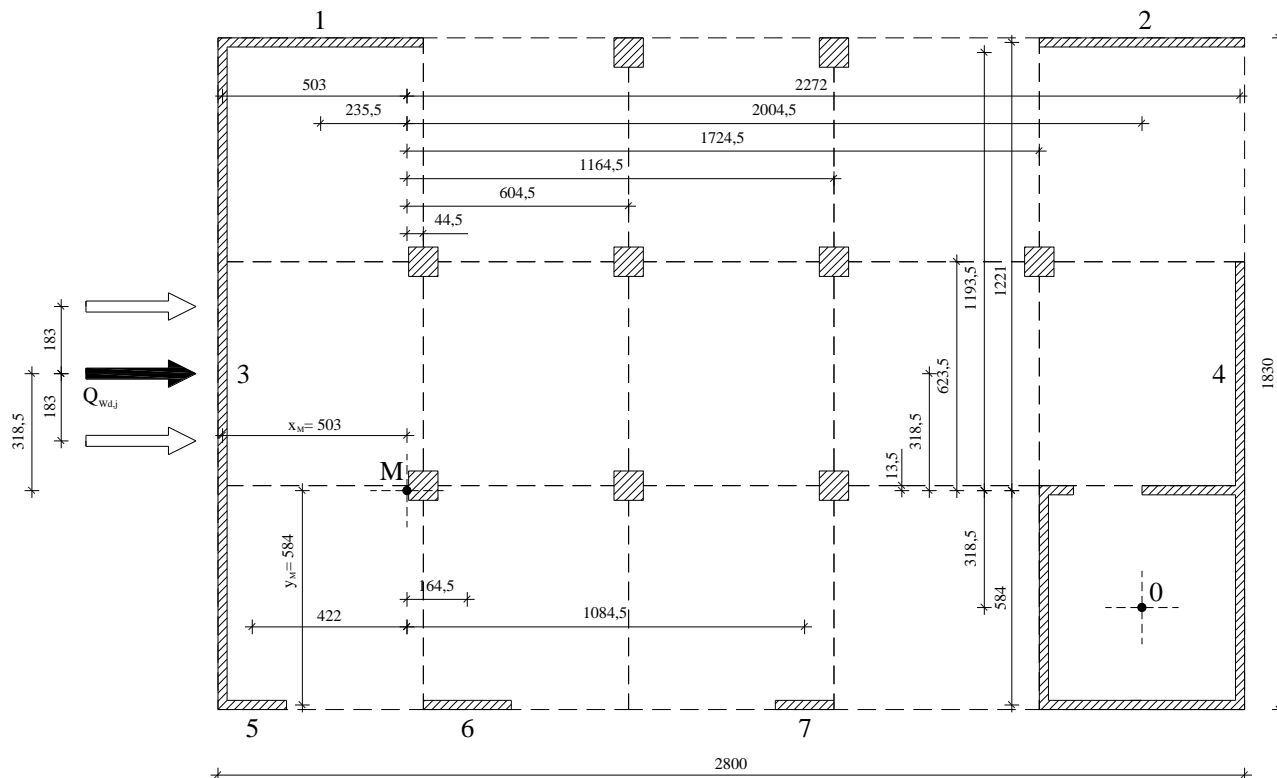
**ZID 7 (D6-D7):**

$$H_{y,7} = \frac{0,0021 \cdot 10,85}{17611} \cdot M_{z,E} = 0 \cdot M_{z,E}$$



## 12.5.2 Raspodjela horizontalnih sila od vjetra

### 12.5.2.1 Raspodjela sila u smjeru osi x (vjetar puše na manju površinu zgrade)



Slika 12-32 - Vjetar puše na manju površinu zgrade

Moment torzije uslijed horizontalnog opterećenja vjetrom nastaje zbog ekscentriciteta sile u odnosu na središte posmika poprečnog presjeka. Pozitivan moment je onaj suprotan od smjera kazaljke na satu.

Prema **DIN 1055-4.**, točka 9.1. [16]:

Za djelovanje ukupne sile vjetra ekscentricitet iznosi  $e_y = b / 10$

- udaljenost središta posmika i težišta:  $L = 3,19 \text{ m}$

- ekscentricitet vjetra:  $e_y = 18,3 / 10 = \pm 1,83 \text{ m}$

- krak sile:  $\max y_w = L + e_y = 3,19 + 1,83 = 5,02$

**m**

$\min y_w = L - e_y = 3,19 - 1,83 = 1,36$

**m**

gdje je  $b_i$  - širina tijela na koje djeluje vjetar.

Tablica 12-27 - Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) - Stubišna jezgra

STUBIŠNA JEZGRA 0 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor. djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{Wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	1,36	147,42	0,772	103,45	-0,005	-0,7	102,71	0,03	4,4
11-15	216,8	23,1	239,9			294,85		185,20		-1,5	183,73		8,8
10	201,6	23,1	224,7			274,18		173,47		-1,4	172,10		8,2
9	197,8	23,1	220,9			269,01		170,53		-1,3	169,19		8,1
8	193,9	23,1	217			263,70		167,52		-1,3	166,21		7,9
7	190,1	23,1	213,2			258,54		164,59		-1,3	163,30		7,8
6	186,3	23,1	209,4			253,37		161,66		-1,3	160,39		7,6
1-5	182,5	23,1	205,6			248,20		158,72		-1,2	157,48		7,4

Tablica 12-28 - Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) - Zid 1

ZID 1 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor. djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{Wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	max $y_w$	max $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	5,02	544,17	0,106	14,20	-0,0025	-1,4	12,84	0	0,0
11-15	216,8	23,1	239,9			1088,34		25,43		-2,7	22,71		0,0
10	201,6	23,1	224,7			1012,03		23,82		-2,5	21,29		0,0
9	197,8	23,1	220,9			992,96		23,42		-2,5	20,93		0,0
8	193,9	23,1	217			973,38		23,00		-2,4	20,57		0,0
7	190,1	23,1	213,2			954,30		22,60		-2,4	20,21		0,0
6	186,3	23,1	209,4			935,23		22,20		-2,3	19,86		0,0
1-5	182,5	23,1	205,6			916,15		21,79		-2,3	19,50		0,0

Tablica 12-29- Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) – Zid 2

ZID 2 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	max $y_w$	max $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	5,02	544,17	0,106	14,20	0,0025	-1,4	12,84	0	0,0
11-15	216,8	23,1	239,9			1088,34		25,43		-2,7	22,71		0,0
10	201,6	23,1	224,7			1012,03		23,82		-2,5	21,29		0,0
9	197,8	23,1	220,9			992,96		23,42		-2,5	20,93		0,0
8	193,9	23,1	217			973,38		23,00		-2,4	20,57		0,0
7	190,1	23,1	213,2			954,30		22,60		-2,4	20,21		0,0
6	186,3	23,1	209,4			935,23		22,20		-2,3	19,86		0,0
1-5	182,5	23,1	205,6			916,15		21,79		-2,3	19,50		0,0

Tablica 12-30- Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) – Zid 5

ZID 5 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	1,36	-147,4	0,004	0,54	0	0,0	0,54	0	0,0
11-15	216,8	23,1	239,9			-294,9		0,96		0,0	0,96		0,0
10	201,6	23,1	224,7			-274,1		0,90		0,0	0,90		0,0
9	197,8	23,1	220,9			-269,0		0,88		0,0	0,88		0,0
8	193,9	23,1	217			-263,8		0,87		0,0	0,87		0,0
7	190,1	23,1	213,2			-258,6		0,85		0,0	0,85		0,0
6	186,3	23,1	209,4			-253,4		0,84		0,0	0,84		0,0
1-5	182,5	23,1	205,6			-248,2		0,82		0,0	0,82		0,0

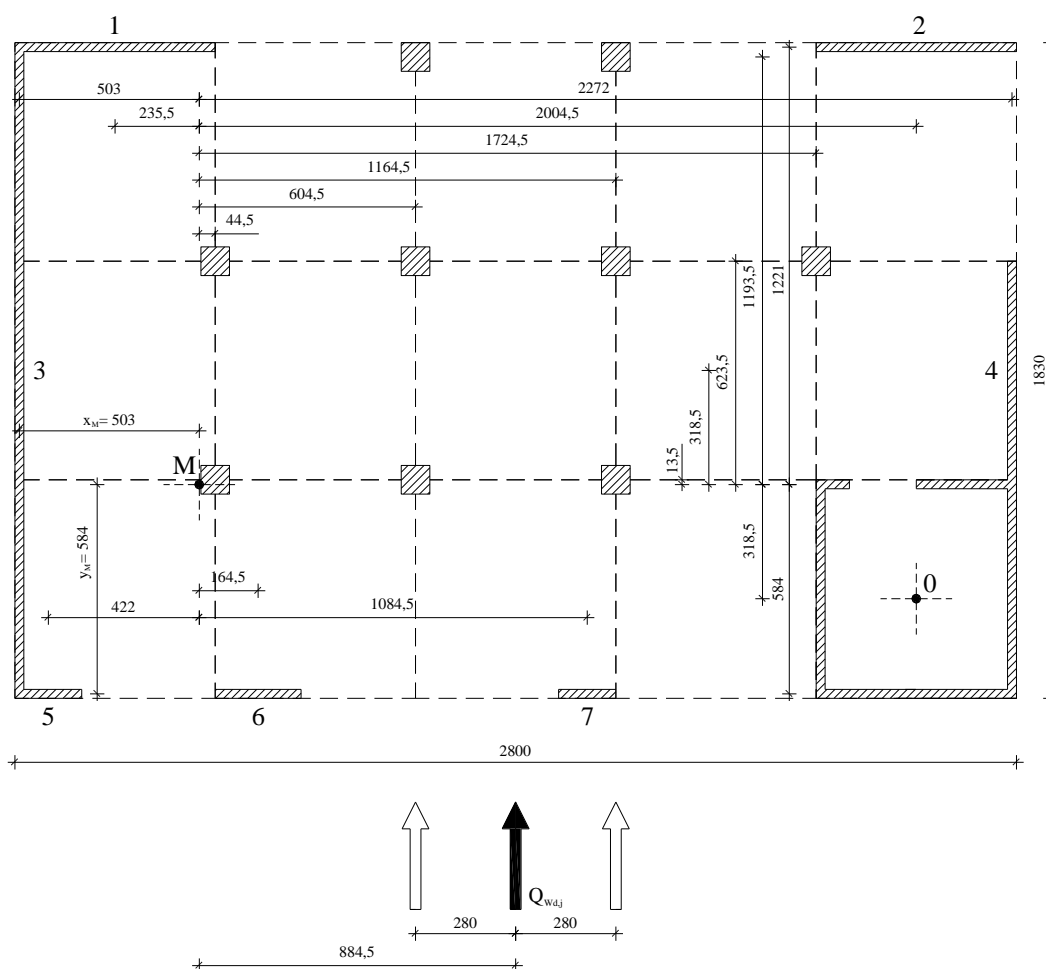
Tablica 12-31- Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) – Zid 6

ZID 6 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	1,36	-147,4	0,009	1,21	0	0,0	1,21	0	0,0
11-15	216,8	23,1	239,9			-294,9		2,16		0,0	2,16		0,0
10	201,6	23,1	224,7			-274,1		2,02		0,0	2,02		0,0
9	197,8	23,1	220,9			-269,0		1,99		0,0	1,99		0,0
8	193,9	23,1	217			-263,8		1,95		0,0	1,95		0,0
7	190,1	23,1	213,2			-258,6		1,92		0,0	1,92		0,0
6	186,3	23,1	209,4			-253,4		1,88		0,0	1,88		0,0
1-5	182,5	23,1	205,6			-248,2		1,85		0,0	1,85		0,0

Tablica 12-32- Raspodjela horizontalnih sila (smjer x) – Zid 7

ZID 7 (vjetar x - na manju površinu zgrade)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	108,4	25,6	134	±1,83	5,02	-147,4	0,003	0,40	0	0,0	0,40	0	0,0
11-15	216,8	23,1	239,9			-294,9		0,72		0,0	0,72		0,0
10	201,6	23,1	224,7			-274,1		0,67		0,0	0,67		0,0
9	197,8	23,1	220,9			-269,0		0,66		0,0	0,66		0,0
8	193,9	23,1	217			-263,8		0,65		0,0	0,65		0,0
7	190,1	23,1	213,2			-258,6		0,64		0,0	0,64		0,0
6	186,3	23,1	209,4			-253,4		0,63		0,0	0,63		0,0
1-5	182,5	23,1	205,6			-248,2		0,62		0,0	0,62		0,0

### 12.5.2.2 Raspodjela sila u smjeru osi x (vjetar puše na veću površinu zgrade)



Slika 12-33 - Vjetar puše na veću površinu zgrade

Prema **DIN 1055-4.**, točka 9.1. [16]:

Za djelovanje ukupne sile vjetra ekscentricitet iznosi  $e_x = b_i / 10$

- udaljenost središta posmika i težišta:  $L = 8,85 \text{ m}$

- ekscentricitet vjetra:  $e_x = 28,0 / 10 = \pm 2,80 \text{ m}$

- krak sile:  $\max x_w = L + e_x = 8,85 + 2,80 = 11,65 \text{ m}$

$\min x_w = L - e_x = 8,85 - 2,80 = 6,05$

**m**

gdje je  $b_i$  - širina tijela na koje djeluje vjetar.

Tablica 12-33- Raspodjela horizontalnih sila (smjer y) – Stubišna jezgra

STUBIŠNA JEZGRA 0 (vjetar y - na veću površinu zgrade)														
Etaž e	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{y,i}$					Raspodjela $H_{x,i}$		
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\max x_w$	$\max Mz,W$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ od $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{x,i}$	
j	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN	
16	165,9	25,6	191,5	±2,80	11,65	1932,74	0,18	34,47	0,03	57,98	92,45	0,005	9,66	
8-15	331,7	23,1	354,8			3864,31		63,86		115,93			179,79	19,32
1-8	305,5	23,1	328,6			3559,08		59,15		106,77			165,92	17,80

Tablica 12-34- Raspodjela horizontalnih sila (smjer y) – Zid 3

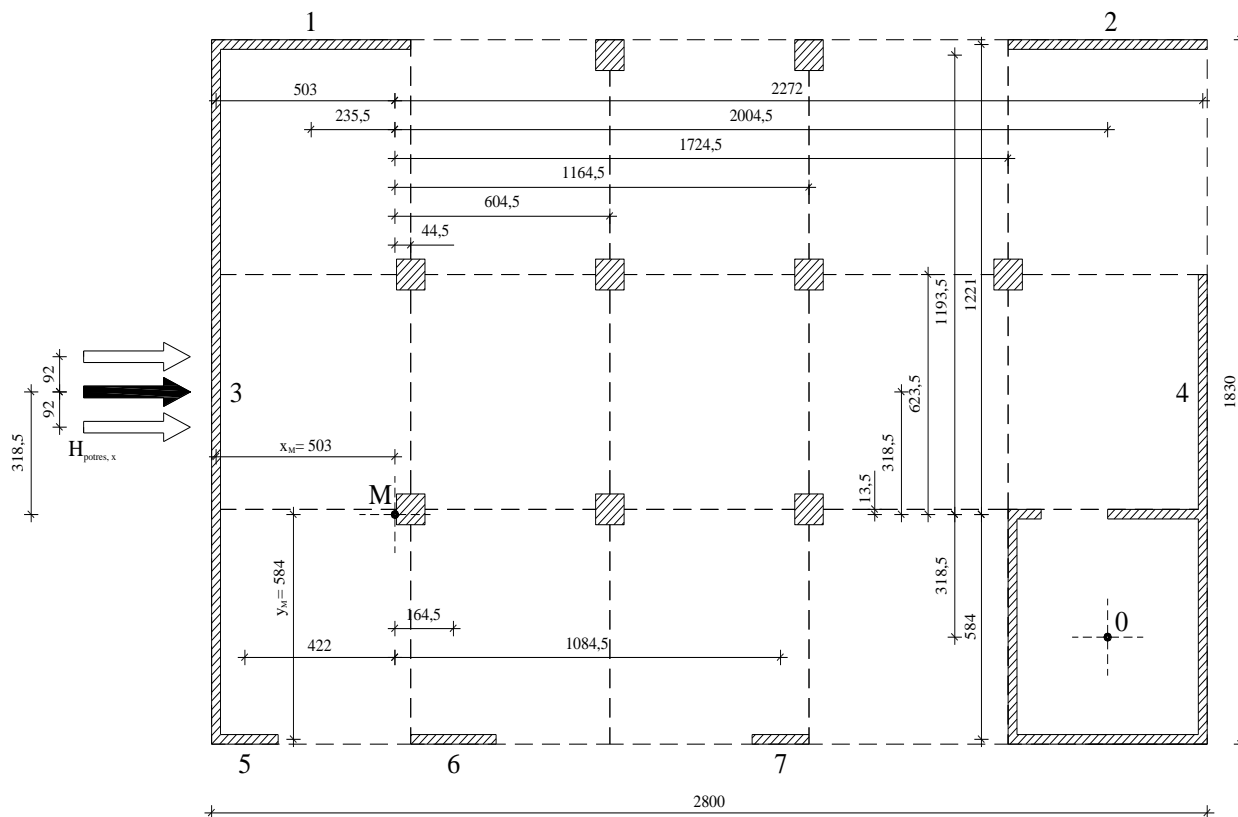
ZID 3 (vjetar y - na veću površinu zgrade)														
Etaž e	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{y,i}$					Raspodjela $H_{x,i}$		
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\min x_w$	$\min Mz,W$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ od $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{x,i}$	
j	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN	
16	165,9	25,6	191,5	±2,80	6,05	1003,70	0,788	150,90	-0,034	-34,13	116,78	0	0,00	
8-15	331,7	23,1	354,8			2006,79		279,58		-68,23			211,35	0,00
1-8	305,5	23,1	328,6			1848,28		258,94		-62,84			196,10	0,00

Tablica 12-35- Raspodjela horizontalnih sila (smjer y) – Zid 4

ZID 4 (vjetar y - na veću površinu zgrade)														
Etaž e	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{y,i}$					Raspodjela $H_{x,i}$		
	$Q_{wd}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\max x_w$	$\max Mz,W$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ od $\Sigma Mz,W$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma Mz,W$	$H_{x,i}$	
j	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN	
16	165,9	25,6	191,5	±2,80	11,65	1932,74	0,032	6,13	0,006	11,60	17,72	0	0,00	
8-15	331,7	23,1	354,8			3864,31		11,35		23,19			34,54	0,00
1-8	305,5	23,1	328,6			3559,08		10,52		21,35			31,87	0,00

### 12.5.3 Raspodjela horizontalnih sila od potresa

#### 12.5.3.1 Raspodjela potresnih sila u smjeru osi x



Slika 12-34 – Potres djeluje u smjeru osi x

Moment torzije uslijed horizontalnog opterećenja seizmičkim silama nastaje zbog ekscentriciteta sile u odnosu na središte posmika poprečnog presjeka. Pozitivan moment je onaj suprotan od smjera kazaljke na satu. Potresne sile po pojedinoj etaži nalaze se u tablici **2-17**.

NAPOMENA:

Prema EN 1998-1-1 [2], točka 4.3.2 :

Dodatni ekscentricitet kojim se uzimaju u obzir slučajni torzijski učinci kod potresa iznosi  $e_y = 0,05 \cdot l$ , gdje je  $l$  dimenzija konstrukcije okomita na djelovanje seizmičke sile.

- udaljenost središta posmika i težišta:  $L = 3,19 \text{ m}$
- dodatni ekscentricitet:  $e_y = 0,05 \cdot 18,3 = \pm 0,92 \text{ m}$
- krak sile:  $\max y_w = L + e_y = 3,19 + 0,92 = 4,11 \text{ m}$   
 $\min y_w = L - e_y = 3,19 - 0,92 = 2,27 \text{ m}$





Tablica 12-36 - Raspodjela potresnih sila u x smjeru - stubišna jezgra

STUBIŠNA JEZGRA 0 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	2,27	1354,6	0,772	480,5	0,005	6,8	487,2	0,03	40,6
15	458,49	23,1	481,6			1040,8		371,8		5,2	377,0		31,2
14	427,92	23,1	451,0			971,4		348,2		4,9	353,0		29,1
13	397,36	23,1	420,5			902,0		324,6		4,5	329,1		27,1
12	366,79	23,1	389,9			832,6		301,0		4,2	305,2		25,0
11	336,23	23,1	359,3			763,2		277,4		3,8	281,2		22,9
10	305,66	23,1	328,8			693,8		253,8		3,5	257,3		20,8
9	275,09	23,1	298,2			624,5		230,2		3,1	233,3		18,7
8	244,53	23,1	267,6			555,1		206,6		2,8	209,4		16,7
7	213,96	23,1	237,1			485,7		183,0		2,4	185,4		14,6
6	183,40	23,1	206,5			416,3		159,4		2,1	161,5		12,5
5	152,83	23,1	175,9			346,9		135,8		1,7	137,6		10,4
4	122,26	23,1	145,4			277,5		112,2		1,4	113,6		8,3
3	91,70	23,1	114,8			208,2		88,6		1,0	89,7		6,2
2	61,13	23,1	84,2			138,8		65,0		0,7	65,7		4,2
1	30,57	23,1	53,7			69,4		41,4		0,3	41,8		2,1

Tablica 12-37 - Raspodjela potresnih sila u smjeru x - Zid 1

ZID 1 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	max $y_w$	max $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	4,11	2452,7	0,106	66,0	0,0025	6,1	72,1	0	0,0
15	458,49	23,1	481,6			1884,4		51,0		4,7	55,8		0,0
14	427,92	23,1	451,0			1758,8		47,8		4,4	52,2		0,0
13	397,36	23,1	420,5			1633,1		44,6		4,1	48,7		0,0
12	366,79	23,1	389,9			1507,5		41,3		3,8	45,1		0,0
11	336,23	23,1	359,3			1381,9		38,1		3,5	41,5		0,0
10	305,66	23,1	328,8			1256,3		34,8		3,1	38,0		0,0
9	275,09	23,1	298,2			1130,6		31,6		2,8	34,4		0,0
8	244,53	23,1	267,6			1005,0		28,4		2,5	30,9		0,0
7	213,96	23,1	237,1			879,4		25,1		2,2	27,3		0,0
6	183,40	23,1	206,5			753,8		21,9		1,9	23,8		0,0
5	152,83	23,1	175,9			628,1		18,6		1,6	20,2		0,0
4	122,26	23,1	145,4			502,5		15,4		1,3	16,7		0,0
3	91,70	23,1	114,8			376,9		12,2		0,9	13,1		0,0
2	61,13	23,1	84,2			251,3		8,9		0,6	9,6		0,0
1	30,57	23,1	53,7			125,6		5,7		0,3	6,0		0,0

Tablica 12-38 - Raspodjela potresnih sila u x smjeru - Zid 2

ZID 2 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	$\max y_w$	$\max M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	4,11	2452,7	0,106	66,0	0,0025	6,1	72,1	0	0,0
15	458,49	23,1	481,6			1884,4		51,0		4,7	55,8		0,0
14	427,92	23,1	451,0			1758,8		47,8		4,4	52,2		0,0
13	397,36	23,1	420,5			1633,1		44,6		4,1	48,7		0,0
12	366,79	23,1	389,9			1507,5		41,3		3,8	45,1		0,0
11	336,23	23,1	359,3			1381,9		38,1		3,5	41,5		0,0
10	305,66	23,1	328,8			1256,3		34,8		3,1	38,0		0,0
9	275,09	23,1	298,2			1130,6		31,6		2,8	34,4		0,0
8	244,53	23,1	267,6			1005,0		28,4		2,5	30,9		0,0
7	213,96	23,1	237,1			879,4		25,1		2,2	27,3		0,0
6	183,40	23,1	206,5			753,8		21,9		1,9	23,8		0,0
5	152,83	23,1	175,9			628,1		18,6		1,6	20,2		0,0
4	122,26	23,1	145,4			502,5		15,4		1,3	16,7		0,0
3	91,70	23,1	114,8			376,9		12,2		0,9	13,1		0,0
2	61,13	23,1	84,2			251,3		8,9		0,6	9,6		0,0
1	30,57	23,1	53,7			125,6		5,7		0,3	6,0		0,0



Tablica 12-39 - Raspodjela potresnih sila u smjeru x - Zid 5

ZID 5 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	2,27	1354,6	0,004	2,5	0	0,0	0	2,5	0,0
15	458,49	23,1	481,6			1040,8		1,9		0,0		1,9	0,0
14	427,92	23,1	451,0			971,4		1,8		0,0		1,8	0,0
13	397,36	23,1	420,5			902,0		1,7		0,0		1,7	0,0
12	366,79	23,1	389,9			832,6		1,6		0,0		1,6	0,0
11	336,23	23,1	359,3			763,2		1,4		0,0		1,4	0,0
10	305,66	23,1	328,8			693,8		1,3		0,0		1,3	0,0
9	275,09	23,1	298,2			624,5		1,2		0,0		1,2	0,0
8	244,53	23,1	267,6			555,1		1,1		0,0		1,1	0,0
7	213,96	23,1	237,1			485,7		0,9		0,0		0,9	0,0
6	183,40	23,1	206,5			416,3		0,8		0,0		0,8	0,0
5	152,83	23,1	175,9			346,9		0,7		0,0		0,7	0,0
4	122,26	23,1	145,4			277,5		0,6		0,0		0,6	0,0
3	91,70	23,1	114,8			208,2		0,5		0,0		0,5	0,0
2	61,13	23,1	84,2			138,8		0,3		0,0		0,3	0,0
1	30,57	23,1	53,7			69,4		0,2		0,0		0,2	0,0



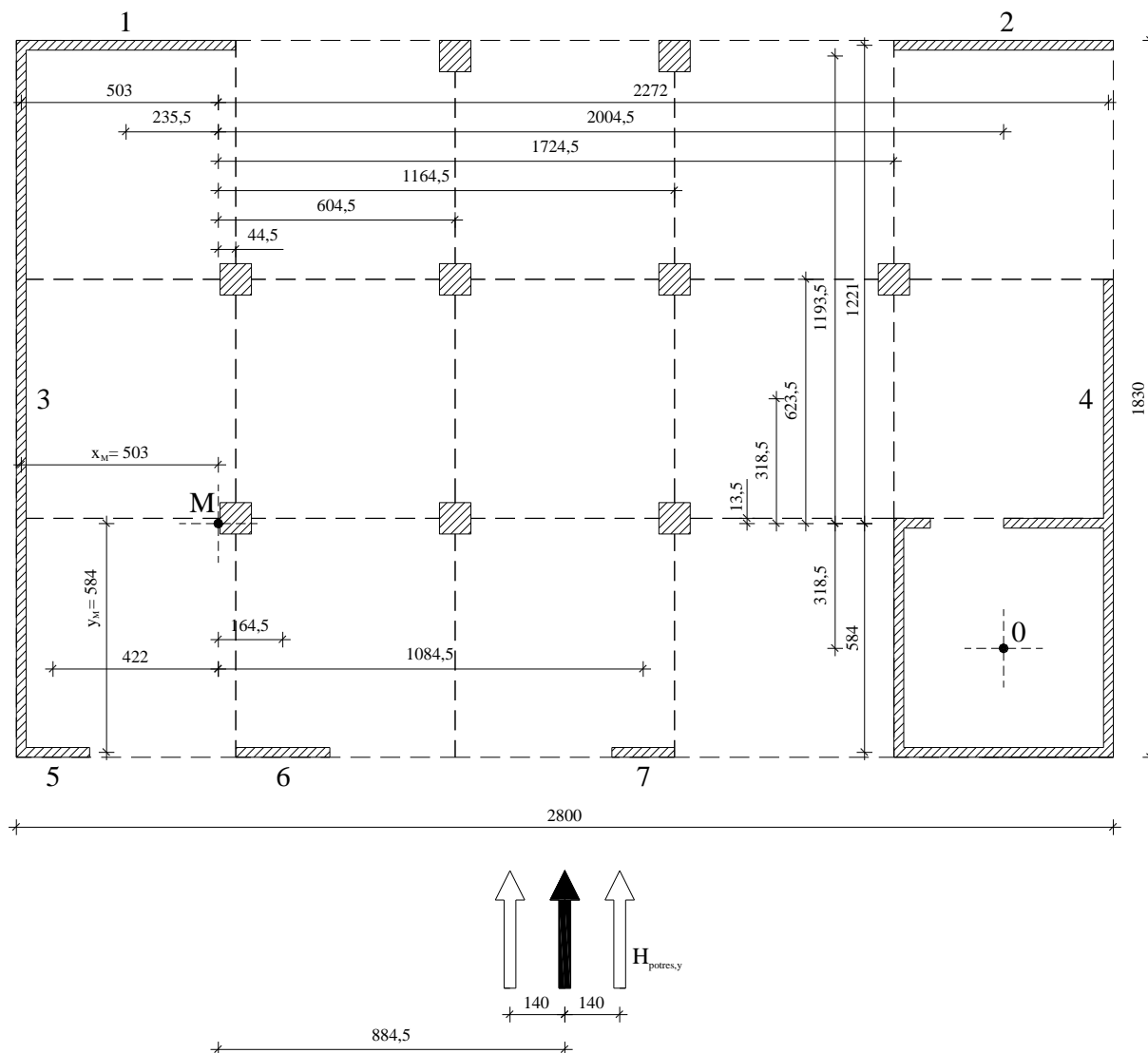
Tablica 12-40 - Raspodjela potresnih sila u x smjeru - Zid 6

ZID 6 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	2,27	1354,6	0,009	5,6	0	0,0	5,6	0	0,0
15	458,49	23,1	481,6			1040,8		4,3		0,0	4,3		
14	427,92	23,1	451,0			971,4		4,1		0,0	4,1		
13	397,36	23,1	420,5			902,0		3,8		0,0	3,8		
12	366,79	23,1	389,9			832,6		3,5		0,0	3,5		
11	336,23	23,1	359,3			763,2		3,2		0,0	3,2		
10	305,66	23,1	328,8			693,8		3,0		0,0	3,0		
9	275,09	23,1	298,2			624,5		2,7		0,0	2,7		
8	244,53	23,1	267,6			555,1		2,4		0,0	2,4		
7	213,96	23,1	237,1			485,7		2,1		0,0	2,1		
6	183,40	23,1	206,5			416,3		1,9		0,0	1,9		
5	152,83	23,1	175,9			346,9		1,6		0,0	1,6		
4	122,26	23,1	145,4			277,5		1,3		0,0	1,3		
3	91,70	23,1	114,8			208,2		1,0		0,0	1,0		
2	61,13	23,1	84,2			138,8		0,8		0,0	0,8		
1	30,57	23,1	53,7			69,4		0,5		0,0	0,5		



Tablica 12-41 - Raspodjela potresnih sila u x smjeru - Zid 7

ZID 7 (potres u smjeru osi x)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,x}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{x,i}$	$e_{yi}$	min $y_w$	min $M_{z,w}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma H_{x,i}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma H_{x,i}$	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$ (ukupno)	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	596,75	25,6	622,4	±0,92	2,27	1354,6	0,003	1,9	0	0,0	1,9	0	0,0
15	458,49	23,1	481,6			1040,8		1,4		0,0	1,4		
14	427,92	23,1	451,0			971,4		1,4		0,0	1,4		
13	397,36	23,1	420,5			902,0		1,3		0,0	1,3		
12	366,79	23,1	389,9			832,6		1,2		0,0	1,2		
11	336,23	23,1	359,3			763,2		1,1		0,0	1,1		
10	305,66	23,1	328,8			693,8		1,0		0,0	1,0		
9	275,09	23,1	298,2			624,5		0,9		0,0	0,9		
8	244,53	23,1	267,6			555,1		0,8		0,0	0,8		
7	213,96	23,1	237,1			485,7		0,7		0,0	0,7		
6	183,40	23,1	206,5			416,3		0,6		0,0	0,6		
5	152,83	23,1	175,9			346,9		0,5		0,0	0,5		
4	122,26	23,1	145,4			277,5		0,4		0,0	0,4		
3	91,70	23,1	114,8			208,2		0,3		0,0	0,3		
2	61,13	23,1	84,2			138,8		0,3		0,0	0,3		
1	30,57	23,1	53,7			69,4		0,2		0,0	0,2		

**12.5.3.2 Raspodjela potresnih sila u smjeru osi y**


Slika 12-35 – Potres djeluje u smjeru osi y

Prema EN 1998-1-1 [2], točka 4.3.2 :

Dodatni ekscentricitet kojim se uzimaju u obzir slučajni torzijski učinci kod potresa iznosi  $e_x = 0,05 \cdot l$ , gdje je  $l$  dimenzija konstrukcije okomita na djelovanje seizmičke sile.

- udaljenost središta posmika i težišta:  $L = 8,85 \text{ m}$
- dodatni ekscentricitet:  $e_x = 0,05 \cdot 28 = \pm 1,40 \text{ m}$
- krak sile:  $\max x_w = L + e_y = 8,85 + 1,40 = 10,25 \text{ m}$   
 $\min x_w = L - e_y = 8,85 - 1,40 = 7,45 \text{ m}$



Tablica 12-42 - Raspodjela potresnih sila u smjeru y - Stubišna jezgra

STUBIŠNA JEZGRA 0 (potres u smjeru osi y)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,y}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\max x_w$	$\max M_{z,w}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	1280,84	25,6	1306,4	±1,4	10,25	13128,6	0,18	235,2	0,03	393,9	629,0	0,005	65,6
15	984,08	23,1	1007,2			10086,8		181,3		302,6	483,9		50,4
14	918,47	23,1	941,6			9414,3		169,5		282,4	451,9		47,1
13	852,87	23,1	876,0			8741,9		157,7		262,3	419,9		43,7
12	787,26	23,1	810,4			8069,4		145,9		242,1	387,9		40,3
11	721,66	23,1	744,8			7397,0		134,1		221,9	356,0		37,0
10	656,05	23,1	679,2			6724,5		122,2		201,7	324,0		33,6
9	590,45	23,1	613,5			6052,1		110,4		181,6	292,0		30,3
8	524,84	23,1	547,9			5379,6		98,6		161,4	260,0		26,9
7	459,24	23,1	482,3			4707,2		86,8		141,2	228,0		23,5
6	393,63	23,1	416,7			4034,7		75,0		121,0	196,1		20,2
5	328,03	23,1	351,1			3362,3		63,2		100,9	164,1		16,8
4	262,42	23,1	285,5			2689,8		51,4		80,7	132,1		13,4
3	196,82	23,1	219,9			2017,4		39,6		60,5	100,1		10,1
2	131,21	23,1	154,3			1344,9		27,8		40,3	68,1		6,7
1	65,61	23,1	88,7			672,5		16,0		20,2	36,1		3,4



Tablica 12-43 - Raspodjela potresnih sila u smjeru y - Stubišna jezgra

STUBIŠNA JEZGRA 0 (potres u smjeru osi y)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,y}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\max x_w$	$\max M_{z,w}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	1280,84	25,6	1306,4	±1,4	10,25	13128,6	0,18	235,2	0,03	393,9	629,0	0,005	65,6
15	984,08	23,1	1007,2			10086,8		181,3		302,6	483,9		50,4
14	918,47	23,1	941,6			9414,3		169,5		282,4	451,9		47,1
13	852,87	23,1	876,0			8741,9		157,7		262,3	419,9		43,7
12	787,26	23,1	810,4			8069,4		145,9		242,1	387,9		40,3
11	721,66	23,1	744,8			7397,0		134,1		221,9	356,0		37,0
10	656,05	23,1	679,2			6724,5		122,2		201,7	324,0		33,6
9	590,45	23,1	613,5			6052,1		110,4		181,6	292,0		30,3
8	524,84	23,1	547,9			5379,6		98,6		161,4	260,0		26,9
7	459,24	23,1	482,3			4707,2		86,8		141,2	228,0		23,5
6	393,63	23,1	416,7			4034,7		75,0		121,0	196,1		20,2
5	328,03	23,1	351,1			3362,3		63,2		100,9	164,1		16,8
4	262,42	23,1	285,5			2689,8		51,4		80,7	132,1		13,4
3	196,82	23,1	219,9			2017,4		39,6		60,5	100,1		10,1
2	131,21	23,1	154,3			1344,9		27,8		40,3	68,1		6,7
1	65,61	23,1	88,7			672,5		16,0		20,2	36,1		3,4

Tablica 12-44 - Raspodjela potresnih sila u smjeru y - Zid 4

ZID 4 (potres u smjeru osi y)													
Etaže	Hor, djelovanje			Ekscentricitet			Raspodjela $H_{x,i}$					Raspodjela $H_{y,i}$	
	$H_{p,y}$	$\Delta H_i$	$\Sigma H_{y,i}$	$e_{xi}$	$\max x_w$	$\max M_{z,w}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma H_{y,i}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma H_{y,i}$	$f(H_{y,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ od $\Sigma M_{z,w}$	$H_{y,i}$ (ukupno)	$f(H_{x,i})$ za $\Sigma M_{z,w}$	$H_{x,i}$
$j$	kN	kN	kN	m	m	kNm		kN		kN			kN
16	1280,84	25,6	1306,4	±1,4	10,25	13128,6	0,032	41,8	0,006	78,8	120,6	0	0,0
15	984,08	23,1	1007,2			10086,8		32,2		60,5	92,8		0,0
14	918,47	23,1	941,6			9414,3		30,1		56,5	86,6		0,0
13	852,87	23,1	876,0			8741,9		28,0		52,5	80,5		0,0
12	787,26	23,1	810,4			8069,4		25,9		48,4	74,3		0,0
11	721,66	23,1	744,8			7397,0		23,8		44,4	68,2		0,0
10	656,05	23,1	679,2			6724,5		21,7		40,3	62,1		0,0
9	590,45	23,1	613,5			6052,1		19,6		36,3	55,9		0,0
8	524,84	23,1	547,9			5379,6		17,5		32,3	49,8		0,0
7	459,24	23,1	482,3			4707,2		15,4		28,2	43,7		0,0
6	393,63	23,1	416,7			4034,7		13,3		24,2	37,5		0,0
5	328,03	23,1	351,1			3362,3		11,2		20,2	31,4		0,0
4	262,42	23,1	285,5			2689,8		9,1		16,1	25,3		0,0
3	196,82	23,1	219,9			2017,4		7,0		12,1	19,1		0,0
2	131,21	23,1	154,3			1344,9		4,9		8,1	13,0		0,0
1	65,61	23,1	88,7			672,5		2,8		4,0	6,9		0,0

## 12.6 Granično stanje uporabivosti – kontrola naprezanja u betonu

Kontrola naprezanja provodi se prema EN 1992-1-1 [3], točka 7.2:

Uzdužne pukotine mogu se pojaviti u betonu ako naprezanje u karakterističnoj kombinaciji prelazi vrijednost  $0,6f_{ck}$ .

Najveći tlak:  $\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ MPa}$

Provjerava se tlak u betonskim elementima etaže prizemlja. U karakterističnoj kombinaciji sudjeluju vlastita težina, vjetar i uporabno opterećenje. S obzirom na više od jednog promjenjivog opterećenja (uporabno i vjetar), potrebno je provjeriti tlak za dvije moguće kombinacije opterećenja.

$$S_d = S_d \left[ \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) + P_k \right] \quad \sigma_c < 0,6f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

U prvom slučaju je vjetar zadan kao dominantno promjenjivo, a uporabno ulazi s reduciranom vrijednošću, a u drugom je uporabno dominantno, a vjetar se reducira sa faktorom  $\psi=0,6$  prema EN 1991-1-4. Kombinacije su:

$$(1) S_d = S_d \left[ \sum_j G_{k,j} + Q_{\text{vjetar},k,1} + \sum_{i>1} (Q_{\text{uporabno, red}}) \right]$$

$$(2) S_d = S_d \left[ \sum_j G_{k,j} + Q_{\text{uporabno}} + \sum_{i>1} (0,6 \cdot Q_{\text{vjetar},k,1}) \right]$$

S obzirom na više kombinacije, provjeru maksimalnog tlačnog naprezanja u betonu potrebno je za svaki element napraviti za obje kombinacije i odabrati mjerodavnu. Zbog ograničenog vremena i prostora kod izrade studentskog programa, i s obzirom da se radi o visokim konstrukcijama gdje su dominantna opterećenja horizontalna (vjetar, potres), mjerodavna kombinacija za tlačno naprezanje uvijek će biti (1) gdje je vjetar dominantan, te studenti ne moraju raditi obje kombinacije.

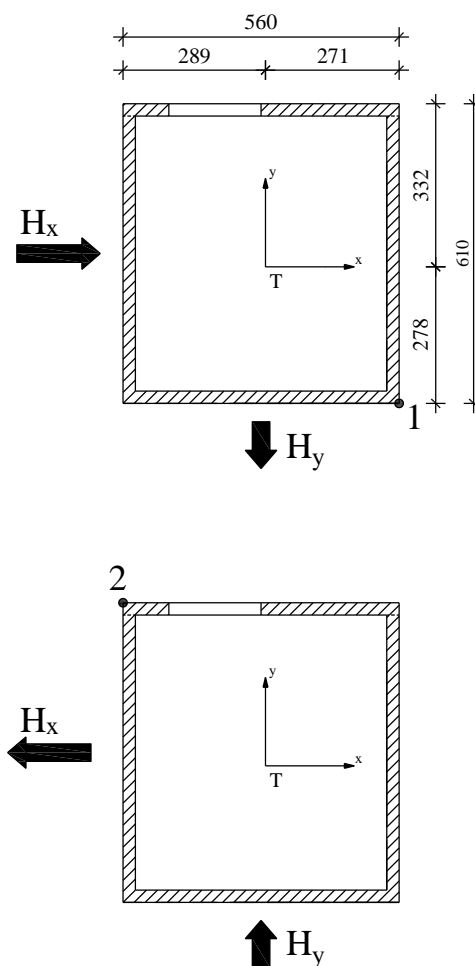
U proračun dakle ulaze, stalno opterećenje sa karakterističnom vrijednošću, uporabno opterećenje sa karakterističnom reduciranom vrijednošću (jer nije vodeće) i horizontalno opterećenje sa karakterističnom vrijednošću. Karakteristične vrijednosti horizontalnog opterećenje slijede iz tablica horizontalne preraspodjele (poglavlja 12.5) podijeljenih sa koeficijentom sigurnosti 1,5 (jer je on već ugrađen u te tablične vrijednosti). Karakteristične vrijednosti stalnog i uporabnog opterećenja slijede iz tablica iz poglavlja 12.2.2.

Za jezgru se provjeravaju oba slučaja djelovanja horizontalnog opterećenja (smjer x i smjer y), a za ostale zidove samo slučaj djelovanja horizontalnog opterećenja u smjeru njihove veće dimenzije.

### 12.6.1 Stubišna jezgra – smjer x

Tablica 12-45 - Kontrola naprezanja u stubišnoj jezgri - smjer x

STUBIŠNA JEZGRA 0					
Etaže	$h_i$	Smjer x		Smjer y	
		$H_{x,Ek}$	$M_{y,Ek}$	$H_{y,Ek}$	$M_{x,Ek}$
j	m	kN	kNm	kN	kNm
16	49.6	68.5	3397	2.9	146
15	46.5	122.5	5696	5.9	274
14	43.4	122.5	5316	5.9	256
13	40.3	122.5	4937	5.9	238
12	37.2	122.5	4557	5.9	219
11	34.1	122.5	4177	5.9	201
10	31.0	114.7	3556	5.5	170
9	27.9	112.8	3146	5.4	150
8	24.8	110.8	2749	5.3	131
7	21.7	108.9	2363	5.2	112
6	18.6	106.9	1989	5.1	94
5	15.5	105.0	1627	5.0	77
4	12.4	105.0	1302	5.0	62
3	9.3	105.0	976	5.0	46
2	6.2	105.0	651	5.0	31
1	3.1	105.0	325	5.0	15
		$M_{y,Ek,uk}$	46.765	$M_{x,Ek,uk}$	2.223
		$N_{ek}[kN]$	15.432 + 1.311		16.743



$A_c$	5.13	$I_{cx}$	26.9
$I_{cy}$	26.6	$y_1$	2.78
$x_1$	2.71	$y_2$	3.32
$x_2$	2.89		

$$\min \sigma_{c,1} = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x_1}{I_{cy}} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y_1}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU 1: } 8.26 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa ZADOVOLJAVA!}$$

$$\min \sigma_{c,2} = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x_2}{I_{cy}} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y_2}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU 2: } 8.62 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa ZADOVOLJAVA!}$$

## 12.6.2 Stubišna jezgra – smjer y

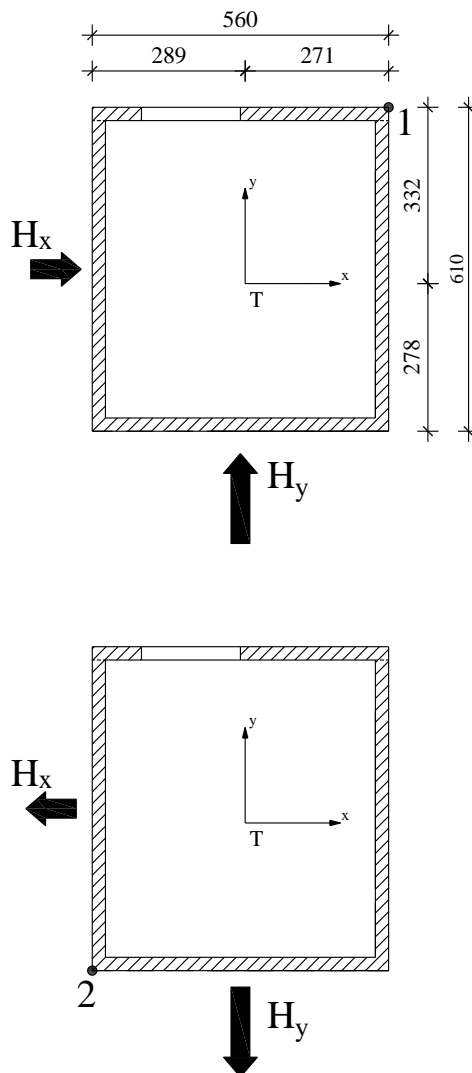
Tablica 12-46- Kontrola naprezanja u stubišnoj jezgri - smjer y

STUBIŠNA JEZGRA 0					
Etaže	$h_i$	Smjer x		Smjer y	
		$H_{x,Ek}$	$M_{y,Ek}$	$H_{y,Ek}$	$M_{x,Ek}$
j	m	kN	kNm	kN	kNm
16	49.6	6.4	319	61.6	3057
15	46.5	12.9	599	119.9	5574
14	43.4	12.9	559	119.9	5203
13	40.3	12.9	519	119.9	4831
12	37.2	12.9	479	119.9	4460
11	34.1	12.9	439	119.9	4088
10	31.0	12.9	399	119.9	3716
9	27.9	12.9	359	119.9	3345
8	24.8	11.9	294	110.6	2743
7	21.7	11.9	257	110.6	2400
6	18.6	11.9	221	110.6	2057
5	15.5	11.9	184	110.6	1715
4	12.4	11.9	147	110.6	1372
3	9.3	11.9	110	110.6	1029
2	6.2	11.9	74	110.6	686
1	3.1	11.9	37	110.6	343
		$M_{y,Ek,uk}$	4.998	$M_{x,Ek,uk}$	46.618
		$N_{ek}[kN]$	15.432 + 1.311		16.743

	$A_c$	5.13		
	$I_{cy}$	26.6		$I_{cx}$ 26.9
	$x_1$	2.71		$y_1$ 3.32
	$x_2$	2.89		$y_2$ 2.78

$$\min \sigma_{c,1} = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x_1}{I_{cy}} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y_1}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU 1: } 9.53 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa ZADOVOLJAVAI!}$$

$$\min \sigma_{c,2} = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x_2}{I_{cy}} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y_2}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU 2: } 8.62 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa ZADOVOLJAVAI!}$$



**12.6.3 Zid 1 (smjer x)**

Tablica 12-47- Kontrola naprezanja u zidu 1 - smjer x

ZID 1 i 2			
Etaže	Smjer x		
	$h_i$	$H_{x,Ek}$	$M_{y,Ek}$
$j$	m	kN	kNm
16	49.6	8.6	425
15	46.5	15.1	704
14	43.4	15.1	657
13	40.3	15.1	610
12	37.2	15.1	563
11	34.1	15.1	516
10	31.0	14.2	440
9	27.9	14.0	389
8	24.8	13.7	340
7	21.7	13.5	292
6	18.6	13.2	246
5	15.5	13.0	202
4	12.4	13.0	161
3	9.3	13.0	121
2	6.2	13.0	81
1	3.1	13.0	40
		$M_{y,Ek,uk}$	5.788
		$N_{ek}[kN]$	5.266 + 492 = 5.759

L	5.60
$A_c$	1.4
$I_{cy}$	3.66
x	2.8

$$\min \sigma_c = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x}{I_{cy}} = \text{TLAK U KUTU: } 8.54 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa } \text{ZADOVOLJAVAJA!}$$



**12.6.4 Zid 2 (smjer x)**

Tablica 12-48 - Kontrola naprezanja u zidu 2 - smjer x

ZID 1 i 2			
Etaže	Smjer x		
	$h_i$	$H_{x,Ek}$	$M_{y,Ek}$
$j$	m	kN	kNm
16	49.6	8.6	425
15	46.5	15.1	704
14	43.4	15.1	657
13	40.3	15.1	610
12	37.2	15.1	563
11	34.1	15.1	516
10	31.0	14.2	440
9	27.9	14.0	389
8	24.8	13.7	340
7	21.7	13.5	292
6	18.6	13.2	246
5	15.5	13.0	202
4	12.4	13.0	161
3	9.3	13.0	121
2	6.2	13.0	81
1	3.1	13.0	40
		$M_{y,Ek,uk}$	5.788
		$N_{ek}[kN]$	6.178 + 591
			6.768

L	5.60
$A_c$	1.4
$I_{cy}$	3.66
x	2.8

$$\min \sigma_c = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{y,Ek} \cdot x}{I_{cy}} = \text{TLAK U KUTU: } 9.26 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa } \text{ZADOVOLJAVAI!}$$

**12.6.5 Zid 3 (smjer y)**

Tablica 12-49- Kontrola naprezanja u zidu 3 - smjer y

ZID 3			
Etaže	Smjer y		
	$h_i$	$H_{y,Ek}$	$M_{x,Ek}$
$j$	m	kN	kNm
16	49.6	77.8	3861
15	46.5	140.9	6553
14	43.4	140.9	6116
13	40.3	140.9	5679
12	37.2	140.9	5242
11	34.1	140.9	4805
10	31.0	140.9	4369
9	27.9	140.9	3932
8	24.8	130.7	3242
7	21.7	130.7	2837
6	18.6	130.7	2432
5	15.5	130.7	2026
4	12.4	130.7	1621
3	9.3	130.7	1216
2	6.2	130.7	811
1	3.1	130.7	405
		$M_{y,Ek,uk}$	55.146
		$N_{ek}[kN]$	12.702 + 984
			13.686

L	18.30
$A_c$	4.575
$I_{cy}$	127.68
y	9.15

$$\min \sigma_c = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU: } 6.94 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa } \text{ZADOVOLJAVAJ!}$$

**12.6.6 Zid 3 (smjer y)**

Tablica 12-50- Kontrola naprezanja u zidu 3 - smjer y

ZID 3			
Etaže	Smjer y		
	$h_i$	$H_{y,Ek}$	$M_{x,Ek}$
$j$	m	kN	kNm
16	49.6	77.8	3861
15	46.5	140.9	6553
14	43.4	140.9	6116
13	40.3	140.9	5679
12	37.2	140.9	5242
11	34.1	140.9	4805
10	31.0	140.9	4369
9	27.9	140.9	3932
8	24.8	130.7	3242
7	21.7	130.7	2837
6	18.6	130.7	2432
5	15.5	130.7	2026
4	12.4	130.7	1621
3	9.3	130.7	1216
2	6.2	130.7	811
1	3.1	130.7	405
		$M_{y,Ek,uk}$	55.146
		$N_{ek}[kN]$	12.702 + 984    13.686

L	18.30
$A_c$	4.575
$I_{cy}$	127.68
y	9.15

$$\min \sigma_c = \frac{N_{Ek}}{A_c} + \frac{M_{x,Ek} \cdot y}{I_{cx}} = \text{TLAK U KUTU: } 6.94 \text{ N/mm}^2 < 30 \text{ Mpa } \text{ZADOVOLJAVAJ!}$$

## 12.7 Granično stanje nosivosti – jezgra

Za potrebe dimenzioniranja stubišne jezgre potrebno je odrediti momente savijanja i unutarnje sile koje preuzima jezgra po svakoj etaži. U nastavku su dane dvije tablice, u prvoj je kao horizontalno djelovanje uzet vjetar, a u drugoj potres. Daljnji proračun se nastavlja sa horizontalnim opterećenjem koje rezultira većim momentima i unutarnjim silama.

### 12.7.1 Raspodjela opterećenja na jezgru po etažama

Minimalna i maksimalna vrijednost uzdužne sile u vertikalnim nosivim elementima:

- $\min N_{Ed} = 1,0 \cdot G_{Ek} = 1,0 \cdot 15432 = 15\ 432\ \text{kN}$
- $\max N_{Ed} = G_{Ed} + Q_{Ed,red} = 20833 + 1966 = 22\ 799\ \text{kN}$

Tablica 12-51 – Momenti savijanja i poprečne sile uslijed djelovanja vjetra

STUBIŠNA JEZGRA									
Etaže	$h_E$	H u x-smjeru				H u y-smjeru			
		$H_{xd}$	$H_{yd}$	$H_{xd} \cdot h_E$	$-H_{yd} \cdot h_E$	$H_{xd}$	$H_{yd}$	$(-) H_{xd} \cdot h_E$	$H_{yd} \cdot h_E$
$j$	m	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm	kNm
16	49,6	102,7	4,4	5095	-219	9,7	92,4	-479	4585
15	46,5	183,7	8,8	8544	-411	19,3	179,8	-899	8362
14	43,4	183,7	8,8	7975	-384	19,3	179,8	-839	7804
13	40,3	183,7	8,8	7405	-357	19,3	179,8	-779	7247
12	37,2	183,7	8,8	6835	-329	19,3	179,8	-719	6689
11	34,1	183,7	8,8	6266	-302	19,3	179,8	-659	6132
10	31,0	172,1	8,2	5334	-255	19,3	179,8	-599	5574
9	27,9	169,2	8,1	4720	-225	19,3	179,8	-539	5017
8	24,8	166,2	7,9	4123	-196	17,8	165,9	-441	4115
7	21,7	163,3	7,8	3544	-168	17,8	165,9	-386	3600
6	18,6	160,4	7,6	2984	-141	17,8	165,9	-331	3086
5	15,5	157,5	7,4	2441	-115	17,8	165,9	-276	2572
4	12,4	157,5	7,4	1953	-92	17,8	165,9	-221	2057
3	9,3	157,5	7,4	1465	-69	17,8	165,9	-165	1543
2	6,2	157,5	7,4	976	-46	17,8	165,9	-110	1029
1	3,1	157,5	7,4	488	-23	17,8	165,9	-55	514
$V_{Ed,x}$	kN	2,640				287			
$V_{Ed,y}$	kN		125				2,679		
$M_{Ed,y}$	kNm			70,147				-7,497	
$M_{Ed,x}$	kNm				-3,334				69,927

Tablica 12-52 - Momenti savijanja i poprečne sile uslijed djelovanja potresa

STUBIŠNA JEZGRA									
Etaže	$h_E$	H u x-smjeru				H u y-smjeru			
		$H_{Xd}$	$H_{Yd}$	$H_{Xd} \cdot h_E$	$-H_{Yd} \cdot h_E$	$H_{Xd}$	$H_{Yd}$	$(-) H_{Xd} \cdot h_E$	$H_{Yd} \cdot h_E$
$j$	m	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm	kNm
16	49,6	487,23	40,64	24167	-2016	65,64	629,02	-3256	31199
15	46,5	376,99	31,22	17530	-1452	50,43	483,89	-2345	22501
14	43,4	353,05	29,14	15322	-1265	47,07	451,91	-2043	19613
13	40,3	329,10	27,06	13263	-1091	43,71	419,93	-1761	16923
12	37,2	305,16	24,98	11352	-929	40,35	387,95	-1501	14432
11	34,1	281,22	22,90	9589	-781	36,98	355,96	-1261	12138
10	31,0	257,27	20,82	7975	-645	33,62	323,98	-1042	10043
9	27,9	233,33	18,73	6510	-523	30,26	292,00	-844	8147
8	24,8	209,38	16,65	5193	-413	26,90	260,02	-667	6448
7	21,7	185,44	14,57	4024	-316	23,54	228,04	-511	4948
6	18,6	161,50	12,49	3004	-232	20,17	196,05	-375	3647
5	15,5	137,55	10,41	2132	-161	16,81	164,07	-261	2543
4	12,4	113,61	8,33	1409	-103	13,45	132,09	-167	1638
3	9,3	89,66	6,24	834	-58	10,09	100,11	-94	931
2	6,2	65,72	4,16	407	-26	6,72	68,12	-42	422
1	3,1	41,78	2,08	130	-6	3,36	36,14	-10	112
$V_{Ed,x}$	kN	3,628				469			
$V_{Ed,y}$	kN		290				4,529		
$M_{Ed,y}$	kNm			122,841				-16,180	
$M_{Ed,x}$	kNm				-10,017				155,687

Vrijednosti u tablicama 12-51 i 12-52 proizlaze iz raspodjele horizontalnih sila od vjetrova i potresa na vertikalne elemente, koja je za stubišnu jezgru prikazana u tablicama 12-27, 12-33, 12-36 i 12-42.

Iz tablica 12-51 i 12-52 može se zaključiti da djelovanje potresa daje mjerodavnije rezultate te će se postupak dimenzioniranja nastaviti sa vrijednostima iz tablice 12-52.

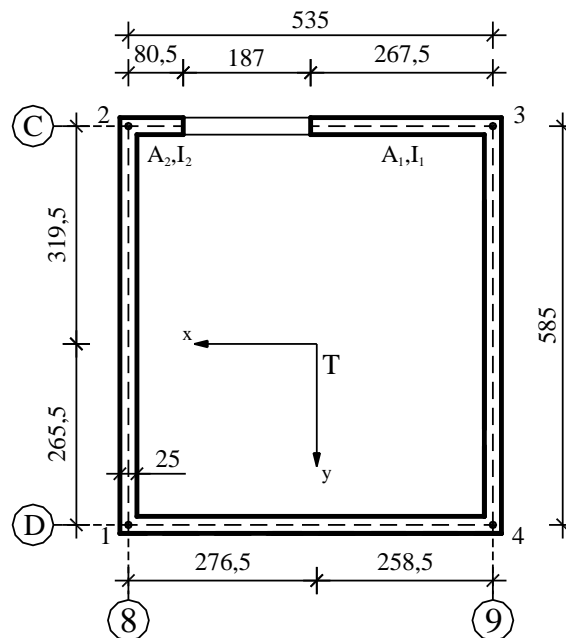
## 12.7.2 Proračun naprezanja u karakterističnim točkama – stubišna jezgra

Naprezanje u karakterističnim točkama:

$$\sigma_i = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed,x}}{I_x} \cdot y_i + \frac{M_{Ed,y}}{I_y} \cdot x_i$$

Tablica 12-53 - Koordinate karakterističnih točaka jezgre

Točka		udalj.	$I_x$	$I_y$	A
1	x	2,765	26,92	26,60	5,13
	y	2,655			
2	x	2,765			
	y	-3,195			
3	x	-2,585			
	y	-3,195			
4	x	-2,585			
	y	2,655			



Slika 12-36 - Stubišna jezgra

Tablica 12-54 – Naprezanje u karakterističnim točkama stubišne jezgre – slučaj opterećenja vjetrom (iz tablice 12-51)

STUBIŠNA JEZGRA 0										
Kombinacije	Unutarnje sile			Naprezanje u karakterističnim točkama				Zid u osi 9	Zid u osi C	Zid u osi C
	$N_{Ed}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	$0,5(\sigma_3 + \sigma_4)$	$0,5(\sigma_2 + \sigma_3)$	$ \sigma_2 - \sigma_3 $
	MN	MNm	MNm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>
1, min N + H <sub>x</sub>	-15,43	-3,33	70,15	4,0	4,7	-9,4	-10,2	-9,8	-2,4	14,1
2, min N - H <sub>x</sub>	-15,43	3,33	-70,15	-10,0	-10,7	3,4	4,1	3,8	-3,6	14,1
3, min N + H <sub>y</sub>	-15,43	69,93	-7,50	3,1	-12,1	-10,6	4,6	-3,0	-11,3	1,5
4, min N - H <sub>y</sub>	-15,43	-69,93	7,50	-9,1	6,1	4,6	-10,6	-3,0	5,3	1,5
5, max N + H <sub>x</sub>	-22,80	-3,33	70,15	2,5	3,2	-10,9	-11,6	-11,2	-3,8	14,1
6, max N - H <sub>x</sub>	-22,80	3,33	-70,15	-11,4	-12,1	2,0	2,7	2,3	-5,1	14,1
7, max N + H <sub>y</sub>	-22,80	69,93	-7,50	1,7	-13,5	-12,0	3,2	-4,4	-12,8	1,5
8, max N - H <sub>y</sub>	-22,80	-69,93	7,50	-10,6	4,6	3,1	-12,1	-4,5	3,9	1,5

Tablica 12-55 – Naprezanje u karakterističnim točkama stubišne jezgre – slučaj opterećenja potresom (iz tablice 12-52)

STUBIŠNA JEZGRA 0										
Kombinacije	Unutarnje sile			Naprezanje u karakterističnim točkama				Zid u osi 9	Zid u osi C	Zid u osi C
	$N_{Ed}$	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	0,5 ( $\sigma_3 + \sigma_4$ )	0,5( $\sigma_2 + \sigma_3$ )	$ (\sigma_2 - \sigma_3) $
	MN	MNm	MNm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>
1, min N + H <sub>x</sub>	-15,43	-10,02	122,84	8,8	10,9	-13,8	-15,9	-14,8	-1,4	24,7
2, min N - H <sub>x</sub>	-15,43	10,02	-122,84	-14,8	-17,0	7,7	9,9	8,8	-4,6	24,7
3, min N + H <sub>y</sub>	-15,43	155,69	-16,18	10,7	-23,2	-19,9	13,9	-3,0	-21,5	3,3
4, min N - H <sub>y</sub>	-15,43	-155,69	16,18	-16,7	17,2	13,9	-19,9	-3,0	15,5	3,3
5, max N + H <sub>x</sub>	-22,80	-10,02	122,84	7,3	9,5	-15,2	-17,4	-16,3	-2,8	24,7
6, max N - H <sub>x</sub>	-22,80	10,02	-122,84	-16,2	-18,4	6,3	8,5	7,4	-6,0	24,7
7, max N + H <sub>y</sub>	-22,80	155,69	-16,18	9,2	-24,6	-21,3	12,5	-4,4	-23,0	3,3
8, max N - H <sub>y</sub>	-22,80	-155,69	16,18	-18,1	15,7	12,5	-21,4	-4,5	14,1	3,3

### Određivanje mjerodavnih vrijednosti unutarnjih sila i momenata savijanja

Iz naprezanja navedenih u tablici 12-55 potrebno je odrediti mjerodavne vrijednosti unutarnjih sila i momenata savijanja za potrebe dimenzioniranja zidova u osi 9 i u osi C (studenti biraju jedan zid bez otvora, te zid s otvorom, bez obzira na orijentaciju osi).



### Zid u osi 9 – vanjski zid – duljina izvijanja jednaka visini zgrade

U tablici 12-55 treba pronaći kombinaciju koja daje najveću uzdužnu silu u zidu 9 – to je ona kombinacija kod koje izraz  $N_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_3 + \sigma_4) \cdot A_{c,3-4}$  daje najveću tlačnu silu.

Iz toga slijedi da je kombinacija 5 mjerodavna za provjeru izvijanja u zidu u osi 9. Najveća srednja tlačna sila u zidu tada iznosi:

$$N_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_3 + \sigma_4) \cdot A_{c,3-4}$$

$$\max N_{Ed} = 0,5 \cdot (-15,2 - 17,4) \cdot 5,85 \cdot 0,25 = -23,83 \text{ MN}$$

### Zid u osi C – zid sa otvorima – duljina izvijanja jednaka visini etaže (pridrzanost stropnim pločama)

Za izvijanje (kritična uzdužna sila i moment savijanja) treba pronaći jednu kombinaciju u tablici 12-55 koja daje najveći moment savijanja i pripadajuću najveću uzdužnu silu. **Kombinacija 6** za provjeru izvijanja (**max  $M_{Ed}$ , max  $N_{Ed}$** ):

$$N_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot A_{c,2-3}$$

$$\max N_{Ed} = 0,5 \cdot (-18,4 + 6,3) \cdot 5,35 \cdot 0,25 = -8,09 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot W_{c,2-3}$$

$$\max M_{Ed} = 0,5 \cdot (-18,4 - 6,3) \cdot (5,35^2 \cdot 0,25 / 6) = -14,73 \text{ MNm}$$

NAPOMENA: predznak minus za moment savijanja ovdje znači da je zid 2 u osi C u tlaku. Predznak momenta mora odgovarati predznaku momenta djelovanja na jezgru (koji je vidljiv u tablici 12-55 ispod stupca unutarnje sile – moment oko osi okomite na zid s otvorom – u ovom slučaju je to  $M_{Ed,y}$ ).

Za izračun armature uslijed savijanja (kritičan moment savijanja, uzdužna sila minimalna) treba pronaći jednu kombinaciju u tablici 12-55 koja daje najveći moment savijanja i pripadajuću najmanju uzdužnu silu (jer je tada vlačno područje u kojem se dimenzionira armatura najveće). **Kombinacija 1** za armaturu uslijed savijanja (**max  $M_{Ed}$ , min  $N_{Ed}$** ):

$$N_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot A_{c,2-3}$$

$$\min N_{Ed} = 0,5 \cdot (10,9 - 13,8) \cdot 5,35 \cdot 0,25 = -1,94 \text{ MN}$$

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot W_{c,2-3}$$

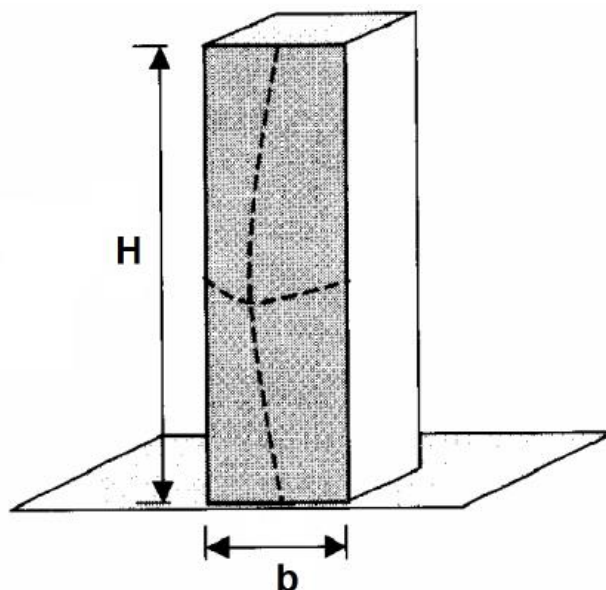
$$\max M_{Ed} = 0,5 \cdot (-18,4 - 6,3) \cdot (5,35^2 \cdot 0,25 / 6) = -14,73 \text{ MNm}$$

NAPOMENA: predznak plus za moment savijanja ovdje znači da je zid 2 u osi C u vlaku. Predznak momenta mora odgovarati predznaku momenta djelovanja na jezgru (koji je vidljiv u tablici 12-55 ispod stupca unutarnje sile – moment oko osi okomite na zid s otvorom – u ovom slučaju je to  $M_{Ed,y}$ ).

### 12.7.3 Zid jezgre u osi 9 (zid bez otvora) – kontrola izvijanja

#### 12.7.3.1 Proračun duljine izvijanja i vitkosti zida u osi 9

Jezgra je smještena uz rub zgrade, s liftom smještenim uz vanjski zid zgrade. U tom slučaju je zid pridrжан u razini temelja i krovne ploče. Momenti savijanja koji nastaju zbog izvijanja zida pokriveni su horizontalnom armaturom u zidu jer se sile prenose u kraćem smjeru. Proračun je proveden prema točki 12.6.5.1. norme EN 1992-1 [3], a prema skici na slici 12-37.



Slika 12-37 - Duljina izvijanja rubnog zida bez otvora

- Proračunska duljina izvijanja zida:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,041 \cdot 49,6 = 2,03 \text{ m}$$

$$\beta = b / (2 \cdot h_s) = 5,85 / (2 \cdot 49,6) = 0,0589 \quad \text{za: } h_s = 49,6 \text{ m} > b = 5,85 \text{ m}$$

$\beta$  - koeficijent za određivanje duljine izvijanja elementa zida koji je pridrжан na 4 ruba pri čemu je  $h > b$

$\beta = 1 / \left[ 1 + (h_E / b)^2 \right]$  ako je  $h < b$  (slučaj kada je zid unutarnji i pridrжан etažama)

$$l_{col} = h_s = 49,6 \text{ m}$$

- Vitkost zida:

$$\lambda = l/i = 2,03/0,0722 = \mathbf{28,12}$$

$$i^2 = I/A = 0,00762/1,46 = 0,0052 \rightarrow i = 0,0722 - \text{središnji polumjer tromosti}$$

$$I = b \cdot h^3/12 = 5,85 \cdot 0,25^3/12 = 7,62 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h = 5,85 \cdot 0,25 = 1,46 \text{ m}^2$$

- Normalizirana vrijednost uzdužne sile:

$$N_{\text{Ed}} = 0,5 \cdot \max N_{\text{Ed}} = 0,5 \cdot (-23,83) = -11,92 \text{ MN} \rightarrow \text{kritičan presjek za izvijanje}$$

$$n_{\text{Ed}} = \frac{N_{\text{Ed}}}{b \cdot d \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{-11,92}{5,85 \cdot 0,25 \cdot 33,33} = -0,233$$

nalazi se na polovici zida od temelja do krova, a u tom presjeku djeluje oko 50% ranije

izračunate vertikalne sile u zidu.

- Maksimalna vitkost zida:

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{|n|}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,233}} = 22,33 \rightarrow \text{HRN EN 1992-1 točka 5.8.3.1.}$$

$$\lambda = \mathbf{28,12} > \lambda_{\text{max}} = 22,33 \rightarrow \text{potreban je proračun prema teoriji 2. reda}$$

- proračunska otpornost (točka 12.6.5.1. EN 1992-1) :

$$N_{\text{Rd}} = -(b \cdot d \cdot f_{\text{cd}} \cdot \varphi)$$

- kut zaokreta:

$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b) - 0,02 \cdot l_0 / b = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,57 / 25) - 0,02 \cdot 203 / 25 = \mathbf{0,925}$$

$$0 < \varphi \leq (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b)$$

$$0 < 0,925 \leq 0,54 \Rightarrow \varphi = \mathbf{0,925}$$

- ukupni ekscentricitet:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_\varphi = 0 + 0,77 + 0 = 0,77 \text{ cm}$$

- ekscentričnost prema teoriji I. reda:

$$e_0 = 0 \text{ cm}$$

- dodatna ekscentričnost:

$$e_a = \nu \cdot \frac{l_0}{2} = 0,00568 \cdot \frac{203}{2} = 0,57 \text{ cm}$$

- kut nagiba prema vertikali:

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l_{\text{col}}}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{3,1}} = 5,68 \cdot 10^{-3} = 0,00568 > \nu_{\text{min}} = 0,005$$

$$\nu_{\text{min}} = \frac{1}{200} = 0,005 \quad \text{- za nepridržane sustave}$$

- ekscentričnost od puzanja  $\rightarrow$  može se zanemariti:  $e_\varphi = 0 \text{ cm}$



- uvjet nosivosti:

$$|n_{Ed}| \leq |n_{Rd}|$$

$$n_{Ed} = \left| \frac{-11,92}{5,85} \right| = 2,03 \text{ MN/m}$$

$$n_{Rd} = -(d \cdot f_{cd} \cdot \varphi) = -(0,25 \cdot 33,33 \cdot 0,925) = -7,07 \text{ MN/m} \quad \text{Uvjet je zadovoljen.}$$

$$2,03 \text{ MN/m} = n_{Ed} \leq 7,07 \text{ MN/m}$$

### 12.7.4 Zid u osi C – zid s otvorom – kontrola izvijanja

Zid sa otvorom (u ovom slučaju u osi C) je unutarnji zid, koji je pridržan etažama te mu ukupna visina nije jednaka visini zgrade  $h_s$ , već svjetloj visini etaže  $h_e$ .

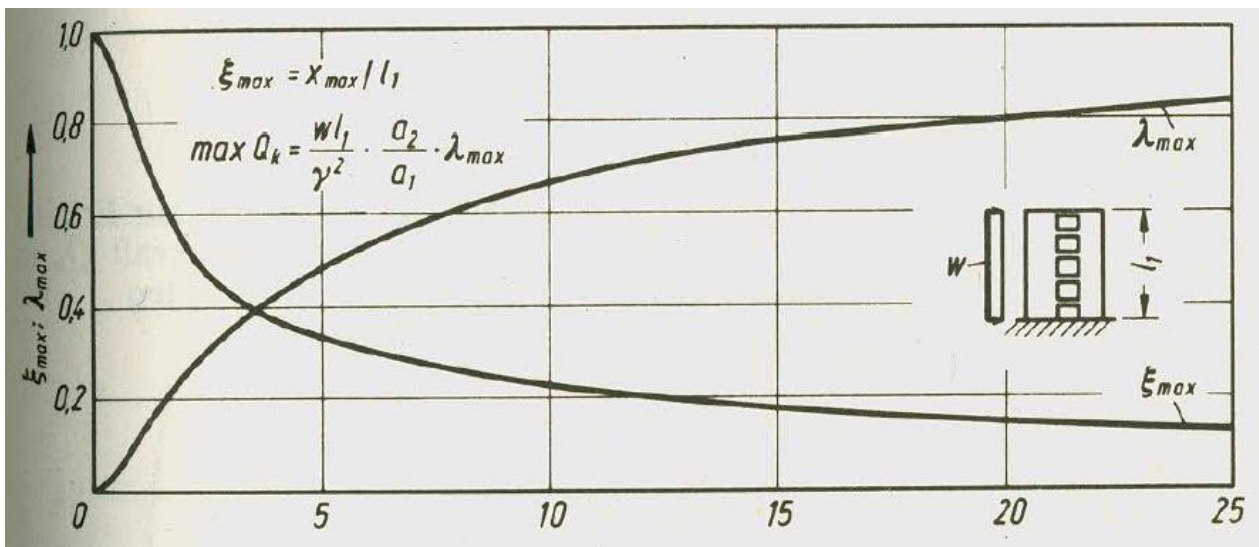
- Zamjensko horizontalno opterećenje na stubišnu jezgru:

$$q_{Ed,h,eq} = \frac{2 \cdot \max M_{Ed}}{l_1^2} = \frac{2 \cdot 14730}{49,60^2} = 11,97 \text{ kN/m'}$$

- Maksimalna vrijednost poprečne sile u gredi iznad otvora:

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 3,61 \text{ m} \\ a_2 = 3,10 \text{ m} \\ \gamma^2 = 1,1 \\ \hat{\alpha} \cdot \gamma = 22,26 \end{array} \right\} \text{ Određeno u točki 12.4 i prikazano grafički na slici 12-26.}$$

Položaj maksimalne poprečne sile po visini konstrukcije određuje se približnim postupkom [14] korištenjem dijagrama na slici 12-38, koristeći vrijednost  $\hat{\alpha} \cdot \gamma$  (iz točke 12.4.) na horizontalnoj osi.



Slika 12-38 - Dijagram za određivanje položaja maksimalne poprečne sile po visini konstrukcije dijagrami su preuzeti iz König/Liphardt: Hochhäuser aus Stalbethoin, BK 1990/11, S502, Bild 5.12 [14]

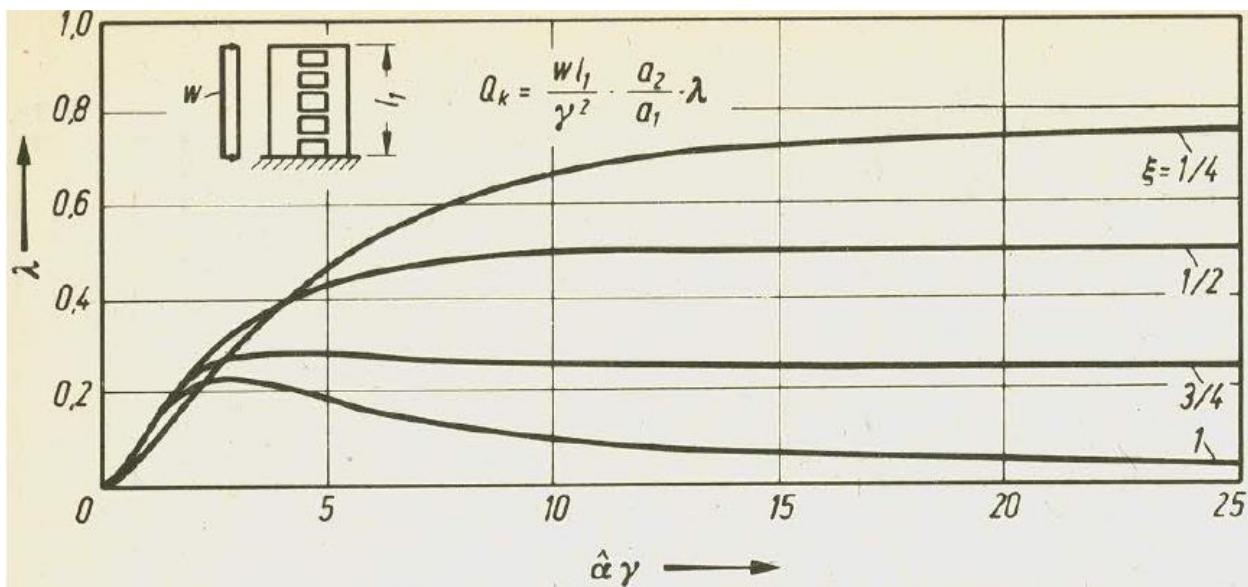
Iz dijagrama očitamo:  $\hat{\alpha} \cdot \gamma = 22,26 \rightarrow \begin{cases} \xi_{max} = 0,13 \\ \lambda_{max} = 0,82 \end{cases}$

Iz čega slijedi da je maksimalna poprečna sila na visini

$$x_{max} = \xi_{max} \cdot l_1 = 0,13 \cdot 49,60 = 6,44 \text{ m.}$$

$$\text{Iznos sile računamo} \rightarrow \max V_{Ed,3} = \frac{q_{Ed} \cdot l_1}{\gamma^2} \cdot \frac{a_2}{a_1} \cdot \lambda_{max} = \frac{11,97 \cdot 49,60}{1,1} \cdot \frac{3,10}{3,61} \cdot 0,82 = \mathbf{380,21 \text{ kN.}}$$

- Vrijednost poprečne sile u gredi iznad otvora na četvrtinama visine konstrukcije određuje se pomoću dijagrama [14] na slici 12-39 (na isti način kao i položaj maksimalne sile):



Slika 12-39 - Dijagram za određivanje poprečne sile u četvrtinama visine (za jednoliko opterećenje) dijagrami su preuzeti iz König/Liphardt: Hochhäuser aus Stalbethoin, BK 1990/11, S502, Bild 5.12 [14]

Očitano:  $\hat{\alpha} \cdot \gamma = 22,26 \rightarrow$

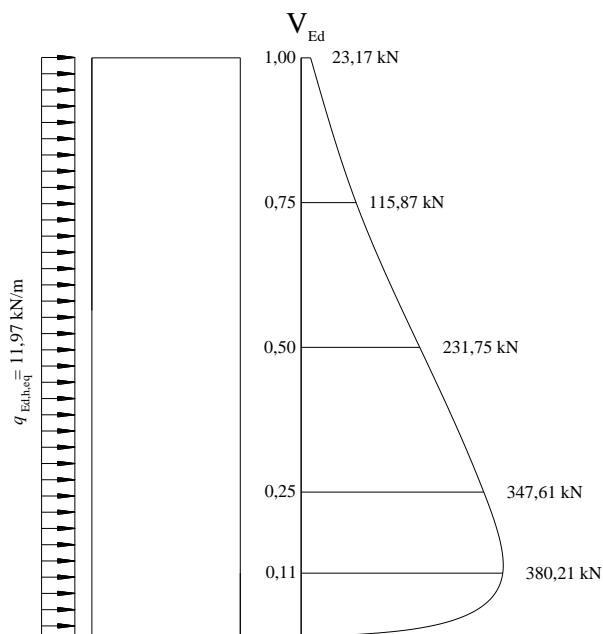
$$\begin{cases} \xi_{=0,25} \rightarrow \lambda = 0,75 \\ \xi_{=0,50} \rightarrow \lambda = 0,50 \\ \xi_{=0,75} \rightarrow \lambda = 0,25 \\ \xi_{=1} \rightarrow \lambda = 0,05 \end{cases}$$

$$V_{Ed,1/4} = \frac{11,97 \cdot 49,60}{1,1} \cdot \frac{3,10}{3,61} \cdot 0,75 = 347,61 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed,2/4} = \frac{11,97 \cdot 49,60}{1,1} \cdot \frac{3,10}{3,61} \cdot 0,50 = 231,75 \text{ kN.}$$

$$V_{Ed,3/4} = \frac{11,97 \cdot 49,60}{1,1} \cdot \frac{3,10}{3,61} \cdot 0,25 = 115,87 \text{ kN.}$$

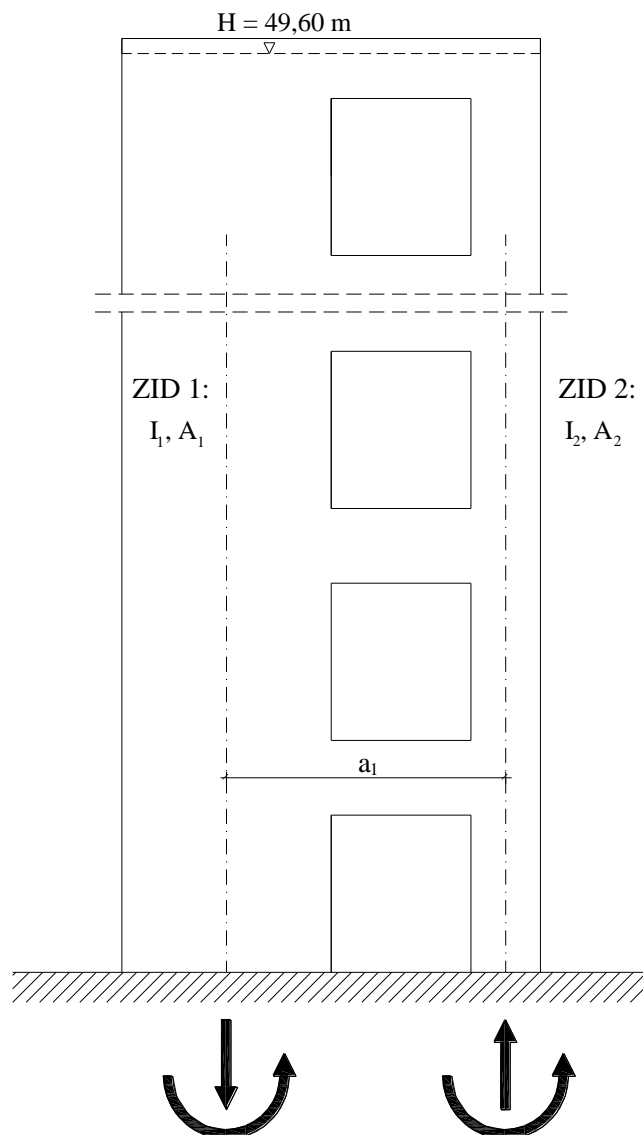
$$V_{Ed,4/4} = \frac{11,97 \cdot 49,60}{1,1} \cdot \frac{3,10}{3,61} \cdot 0,05 = 23,17 \text{ kN.}$$



Slika 12-40 - Raspored poprečne sile po visini

Dimenzioniranje vezne grede na maksimalnu poprečnu silu provodi se u točki 12.7.6.3.

## 12.7.4.1 Proračun unutarnjih sila i naprezanja u zidovima uz otvore



Slika 12-41 - Analiza zida s otvorom kao dva odvojena zida povezana gredom

$$A_1 = 0,25 \cdot 2,80 = 0,70 \text{ m}^2 \rightarrow I_1 = 0,25 \cdot 2,80^3 / 12 = 0,457 \text{ m}^4$$

$$A_2 = 0,25 \cdot 0,93 = 0,23 \text{ m}^2 \rightarrow I_2 = 0,25 \cdot 0,93^3 / 12 = 0,0168 \text{ m}^4$$

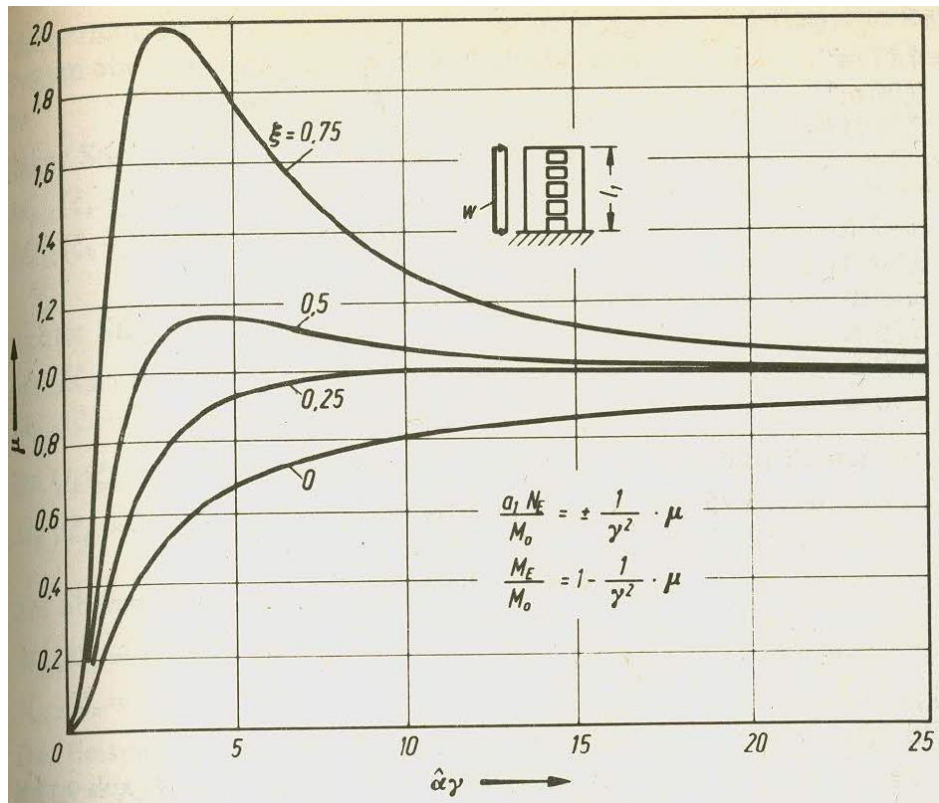
$$a_1 = 3,61 \text{ m}$$

$$\gamma^2 = 1,1 \quad ; \quad \hat{\alpha} \cdot \gamma = 22,26$$

$$M_0 = M_{\text{Ed}} = -8400 \text{ kNm}$$



Rastavljanje ukupnog momenta savijanja koji djeluje na jezgru na komponente za dva odvojena zida uz otvor provodi se prema postupku [14] prikazanom na slici 12-42 uz dijagram koji koristimo za očitavanje vrijednosti koeficijenta  $\mu$ .



Slika 12-42 - Dijagram za određivanje unutarnjih sila u zidovima uz otvore, dijagram je preuzet iz iz König/Liphardt: Hochhäuser aus Stalbethoin, BK 1990/11, S502, Bild 5.12 [14]

Očitavamo koeficijent  $\mu$  na razini dna konstrukcije ( $\xi=0$ ):  $\xi=0 \rightarrow \mu=0,90$

$$N_{E,1}(0) = N_{E,2}(0) = \pm \frac{\mu}{\gamma^2} \cdot \frac{M_{Ed}}{a_1} = \pm \frac{0,90}{1,1} \cdot \frac{14730}{3,61} = \pm 3338,45 \text{ kN}$$

$$M_E(0) = \left(1 - \frac{\mu}{\gamma^2}\right) \cdot M_{Ed} = \left(1 - \frac{0,90}{1,1}\right) \cdot (8400) = 2678 \text{ kNm}$$

$$M_{E,i}(0) = \frac{M_E(0) \cdot I_i}{\sum I_i}$$

$$M_{E,1}(0) = \frac{M_E(0) \cdot I_1}{I_1 + I_2} = \frac{2678 \cdot 0,457}{0,457 + 0,0168} = 2583 \text{ kNm}$$

$$M_{E,2}(0) = \frac{M_E(0) \cdot I_2}{I_1 + I_2} = \frac{2678 \cdot 0,0168}{0,457 + 0,0168} = 95 \text{ kNm}$$

$$N_{E,i} = \frac{N_{Ed} \cdot A_i}{A_c}$$

$$\max N_{E,1} = \frac{N_{Ed} \cdot A_1}{A_c} = \frac{-8090 \cdot 2,675}{5,35} = -4045 \text{ kN}$$

$$\max N_{E,2} = \frac{N_{Ed} \cdot A_2}{A_c} = \frac{-8090 \cdot 0,805}{5,35} = -1217,28 \text{ kN}$$

$$\min N_{E,1} = \frac{N_{Ed} \cdot A_1}{A_c} = \frac{-1940 \cdot 2,675}{5,35} = -970 \text{ kN}$$

$$\min N_{E,2} = \frac{N_{Ed} \cdot A_2}{A_c} = \frac{-1940 \cdot 0,805}{5,35} = -291,91 \text{ kN}$$

**NAPOMENA:** paziti na predznake (tlak[-], vlak[+]). Predznaci za  $N_E(0)$  i  $M_{Ed}$  prema kombinacijama za max N i min N u poglavlju 12.7.2 (vidi napomene za kombinacije zida u osi C). Momenti idu sa predznacima koji pripadaju maksimalnim i minimalnim uzdužnim silama u zidovima.

Tablica 12-56 - Rekapitulacija unutarnjih sila u zidovima uz otvor

ZID	Kombinacije:	min $N_{Ed}$	max $N_{Ed}$	$N_E(0)$	$\Sigma N_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
		kN	kN	kN	kN	kNm
1	max $N + M$		-4045	-3338	-7383	2583
	min $N + M$	-970		3338	2368	-2583
2	max $N + M$		-1217	-3338	4555	-95
	min $N + M$	-292		3338	3046	95

## 12.7.4.2 Proračun duljine izvijanja i vtikosti – Zid u osi C (zid s otvorom)

### 12.7.4.2.1 Zid 1

- **Proračunska duljina izvijanja zida između dvije susjedne stropne ploče:**

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,87 \cdot 3,1 = \mathbf{2,70 \text{ m}}$$

$$\beta = 1 / \left[ 1 + \left( h_E / (3 \cdot b) \right)^2 \right] = 1 / \left[ 1 + \left( 3,1 / (3 \cdot 2,675) \right)^2 \right] = 0,87$$

$\beta$  - koeficijent za određivanje duljine izvijanja elementa zida koji je pridržan na 3 ruba

$$l_{col} = h_E = 3,1 \text{ m} - \text{visina zida}$$

- **Vitikost zida:**

$$\lambda = l_0 / i = 2,70 / 0,0722 = \mathbf{37,40}$$

$$i^2 = I / A = 0,00348 / 0,67 = 0,0052 \quad \rightarrow \quad i = 0,0722 \quad - \quad \text{središnji polumjer tromosti}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 2,675 \cdot 0,25^3 / 12 = 3,48 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h = 2,675 \cdot 0,25 = 0,67 \text{ m}^2$$

- **Bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile (tablica 12-56):**

$$N_{Ed}^{Zid1} = -7,38 \text{ MN}$$

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{-7,38}{2,675 \cdot 0,25 \cdot 33,33} = -0,331$$

- **Maksimalna vitkost zida:**

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{|n|}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,331}} = 18,73 \quad \rightarrow \quad \text{HRN EN 1992-1 točka 5.8.3.1.}$$

$$\lambda = \mathbf{37,40} > \lambda_{max} = 18,73 \rightarrow \text{potreban je proračun prema teoriji 2. reda}$$

- **Proračun prema teoriji 2. reda – Zid 1**

- proračunska otpornost (točka 12.6.5.1. EN 1992-1) :

$$N_{Rd} = -(b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \varphi)$$

- kut zaokreta:

$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b) - 0,02 \cdot l_0 / b = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,77 / 25) - 0,02 \cdot 270 / 25 = \mathbf{0,854}$$

$$0 < \varphi \leq (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b)$$

$$0 < 0,905 \leq 0,938 \Rightarrow \varphi = \mathbf{0,854}$$

- ukupni ekscentricitet:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_\varphi = 0 + 0,77 + 0 = 0,77 \text{ cm}$$

- ekscentričnost prema teoriji I. reda:

$$e_0 = 0 \text{ cm}$$

- dodatna ekscentričnost:

$$e_a = \nu \cdot \frac{l_0}{2} = 0,00568 \cdot \frac{270}{2} = 0,77 \text{ cm}$$

- kut nagiba prema vertikali:

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l_{\text{col}}}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{3,1}} = 5,68 \cdot 10^{-3} = 0,00568 > \nu_{\text{min}} = 0,005$$

$$\nu_{\text{min}} = \frac{1}{200} = 0,005 \quad \text{- za nepridržane sustave}$$

- ekscentričnost od puzanja  $\rightarrow$  može se zanemariti:  $e_\varphi = 0 \text{ cm}$

- uvjet nosivosti:

$$|n_{\text{Ed}}| \leq |n_{\text{Rd}}|$$

$$n_{\text{Ed}} = \left| \frac{-7,38}{2,675} \right| = 2,75 \text{ MN/m}$$

$$n_{\text{Rd}} = -(d \cdot f_{\text{cd}} \cdot \varphi) = -(0,25 \cdot 33,33 \cdot 0,905) = -7,54 \text{ MN/m} \quad \mathbf{\text{Uvjet je zadovoljen.}}$$

$$2,75 \text{ MN/m} \leq n_{\text{Rd}} = 7,54 \text{ MN/m}$$

**12.7.4.2.2 Zid 2**

- **Proračunska duljina izvijanja zida između dvije susjedne stropne ploče:**

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,38 \cdot 3,1 = \mathbf{1,18 \text{ m}}$$

$$\beta = 1 / \left[ 1 + \left( h_E / (3 \cdot b) \right)^2 \right] = 1 / \left[ 1 + \left( 3,1 / (3 \cdot 0,805) \right)^2 \right] = 0,38 > 0,3$$

$\beta$  - koeficijent za određivanje duljine izvijanja elementa zida koji je pridržan na 3 ruba

$$l_{col} = h_E = 3,1 \text{ m} - \text{visina zida}$$

- **Vitkost zida:**

$$\lambda = l_0 / i = 1,18 / 0,0725 = \mathbf{16,30}$$

$$i^2 = I / A = 0,00105 / 0,20 = 0,00525 \quad \rightarrow \quad i = 0,0725 \quad - \quad \text{središnji polumjer tromosti}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 0,805 \cdot 0,25^3 / 12 = 1,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A = b \cdot h = 0,805 \cdot 0,25 = \mathbf{0,20 \text{ m}^2}$$

- **Bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile (tablica 6-6):**

$$N_{Ed}^{Zid1} = -3,05 \text{ MN}$$

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{-3,05}{0,805 \cdot 0,25 \cdot 33,33} = -0,454$$

- **Maksimalna vitkost zida:**

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{|n|}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,454}} = 15,98 \quad \rightarrow \quad \text{HRN EN 1992-1 točka 5.8.3.1.}$$

$$\lambda = \mathbf{16,20} > \lambda_{max} = 15,98 \quad \rightarrow \quad \text{potreban je proračun prema teoriji 2. reda}$$

- **uvjet nosivosti prema teoriji prvog reda**

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = f_{cd} \cdot A_c = 33,33 \cdot 0,25 \cdot 0,805 = 6,71 \text{ MN} \quad - \quad \text{Uvjet je zadovoljen}$$

$$3,05 < 6,71 \text{ MN}$$

- **Proračun prema teoriji 2. reda – Zid 1**

- proračunska otpornost (točka 12.6.5.1. EN 1992-1) :

$$N_{Rd} = -(b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \varphi)$$

- kut zaokreta:



$$\varphi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b) - 0,02 \cdot l_0 / b = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot 0,335 / 25) - 0,02 \cdot 118 / 25 = \mathbf{0,878}$$

$$0 < \varphi \leq (1 - 2 \cdot e_{\text{tot}} / b)$$

$$0 < 0,878 \leq 0,973 \Rightarrow \varphi = \mathbf{0,878}$$

- ukupni ekscentricitet:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_\varphi = 0 + 0,335 + 0 = 0,335 \text{ cm}$$

- ekscentričnost prema teoriji I. reda:

$$e_0 = 0 \text{ cm}$$

- dodatna ekscentričnost:

$$e_a = \nu \cdot \frac{l_0}{2} = 0,00568 \cdot \frac{118}{2} = 0,335 \text{ cm}$$

- kut nagiba prema vertikali:

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l_{\text{col}}}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{3,1}} = 5,68 \cdot 10^{-3} = 0,00568 > \nu_{\text{min}} = 0,005$$

$$\nu_{\text{min}} = \frac{1}{200} = 0,005 \quad \text{- za nepridržane sustave}$$

- ekscentričnost od puzanja  $\rightarrow$  može se zanemariti:  $e_\varphi = 0 \text{ cm}$

- uvjet nosivosti:

$$|n_{\text{Ed}}| \leq |n_{\text{Rd}}|$$

$$n_{\text{Ed}} = \left| \frac{-3,05}{0,805} \right| = 3,78 \text{ MN/m}$$

$$n_{\text{Rd}} = -(d \cdot f_{\text{cd}} \cdot \varphi) = -(0,25 \cdot 33,33 \cdot 0,878) = -7,31 \text{ MN/m} \quad \mathbf{\text{Uvjet je zadovoljen.}}$$

$$3,78 \text{ MN/m} \leq n_{\text{Rd}} = 7,31 \text{ MN/m}$$

## 12.7.5 Proračun nosivosti zidova u potresnom području prema EN 1998-1

### 12.7.5.1 Općenito

Europska norma EN 1998-1 [2] propisuje posebne uvjete kod proračuna, dimenzioniranja i armiranja betonskih konstrukcija u potresno aktivnim područjima. Proračunom same konstrukcije mora se osigurati njezina sposobnost trošenja energije bez bitnog smanjenja njezine ukupne otpornosti na horizontalno i vertikalno opterećenje

Betonske zgrade razvrstavaju se u dva razreda duktilnosti - DCM (razred umjerene duktilnosti, *eng. Ductility Class Medium*) i DCH (razred velike duktilnosti, *eng. Ductility Class High*), ovisno o njihovoj sposobnosti histereznog trošenja energije. Kako bi se postigla prikladna duktilnost u razredima DCM i DCH, moraju se za svaki razred ispuniti posebne odredbe za konstrukcijske elemente.

Za postizanje zahtijevane ukupne duktilnosti konstrukcije, potencijalna područja stvaranja plastičnog zgloba moraju imati veliku sposobnost plastičnog zaokretanja. Smatra se da je duktilnost u kritičnim područjima ispunjena ako je faktor duktilnosti zbog zakrivljenosti,  $\mu_\phi$ , tih područja najmanje jednak jednoj od sljedećih vrijednosti:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{ako je } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1 \quad \text{ako je } T_1 < T_C$$

- $q_0$  - osnovna vrijednost faktora ponašanja, upotrijebljena u proračunu
- $T_1$  - osnovni period oscilacija zgrade u vertikalnoj ravnini u kojoj se događa savijanje
- $T_C$  - period na gornjoj granici konstantnog dijela spektra.

### 12.7.5.2 Posebnosti proračuna za DCM – prema EN 1998-1

#### - Zahtjevi za materijale

U vertikalnim nosivim elementima koji preuzimaju potresno djelovanje ne smije se upotrijebiti beton razreda manjeg od C16/20. U kritičnim područjima primarnih potresnih elemenata moraju se upotrijebiti samo rebraste šipke čelika za armiranje, osim za zatvorene i poprečne spone. U kritičnim područjima primarnih elemenata mora se upotrijebiti čelik za armiranje razreda B ili C.

#### - Geometrijska ograničenja

Debljina hrpta,  $b_{wo}$  (u metrima) treba zadovoljiti izraz:

$$b_{wo} \geq \max\{0,15; h_s / 20\}$$

$h_s$  - svijetla visina kata u metrima.

### - Posebne odredbe za duktilne zidove **DCM**

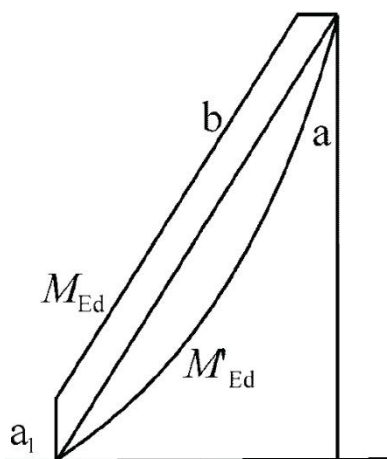
Moraju se obuhvatiti nesigurnosti koje se odnose na raspodjelu momenata po visini vitkih primarnih potresnih zidova. Vitki zidovi su oni kod kojih je omjer visine i duljine  $h_w / l_w$  veći od 2,0, gdje je:

$h_w$  - visina zida od temelja do krova

$l_w$  - duljina zida.

To se može ispuniti tako da proračunski dijagram momenata savijanja po visini zida treba biti ovojnica dijagrama momenata savijanja iz proračuna, vertikalno pomaknuta (vlačni pomak).

Može se pretpostaviti da je ovojnica linearna ako u konstrukciji po visini nema znatnih diskontinuiteta mase, krutosti ili otpornosti. Vlačni pomak (slika 12-43) treba biti u skladu s nagibom tlačnih štapova uzetim pri provjeri poprečne sile u graničnom stanju nosivosti uz moguću promjenu nagiba pri podnožju i sa stropovima koji djeluju kao spone.



Slika 12-43 - Proračunska ovojnica momenata savijanja vitkih zidova (Preuzeto iz EN 1998-1 [2])

Slika 12-43:

- a - momentni dijagram prema proračunu
- b - proračunska ovojnica
- $a_1$  - „vlačni pomak“

U obzir se mora uzeti moguće povećanje proračunskih poprečnih sila nakon popuštanja u podnožju primarnoga potresnog zida. Smije se smatrati da je gornji zahtjev ispunjen ako je u dimenzioniranju na poprečne sile uzeto da su one 50% veće od poprečnih sila određenih proračunom.



### - Otpornost na savijanje i posmik - DCM

Otpornosti na savijanje i posmik proračunavaju se u skladu s normom EN 1992-1 [3], osim ako u narednim točkama nije određeno drukčije. Vrijednost normaliziranog osnog opterećenja treba biti  $v_d \leq 0,4$ .

U proračunu otpornosti na savijanje presjeka zida u obzir se uzima vertikalna armatura hrpta.

### - Oblikovanje pojedinosti za mjesnu duktilnost zidova DCM

Visina kritičnog područja  $h_{cr}$  iznad podnožja zida smije se procijeniti ovako:

$$h_{cr} = \max\{l_w; h_w / 6\} \leq 2l_w, \text{ ali treba biti:}$$

$$h_{cr} \leq h_s \text{ za } n \leq 6 \text{ katova, ili } h_{cr} \leq 2h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ katova,}$$

gdje je  $h_s$  svijetla visina kata, a podnožje je definirano kao razina temelja ili gornjeg ruba podrumskih katova s krutim dijafragmama i obodnim zidovima.

U kritičnim područjima zidova treba osigurati vrijednost  $\mu_\phi$  faktora duktilnosti zbog zakrivljenosti koja je najmanje jednaka vrijednosti proračunanoj iz izraza  $\mu_\phi = 2q_0 - 1$  i  $\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C / T_1$  s osnovnom vrijednošću faktora ponašanja  $q_0$ , koji je u tim izrazima zamijenjen umnoškom  $q_0$  i najveće vrijednosti omjera  $M_{Ed} / M_{Rd}$  u podnožju zida za potresnu proračunsku situaciju, pri čemu je  $M_{Ed}$  proračunski moment savijanja iz proračuna, a  $M_{Rd}$  je proračunska otpornost na savijanje.

Za zidove pravokutnoga presjeka mehanički omjer zahtijevane ovijene armature  $\omega_{wd}$  rubnog elementa treba ispuniti sljedeći izraz:

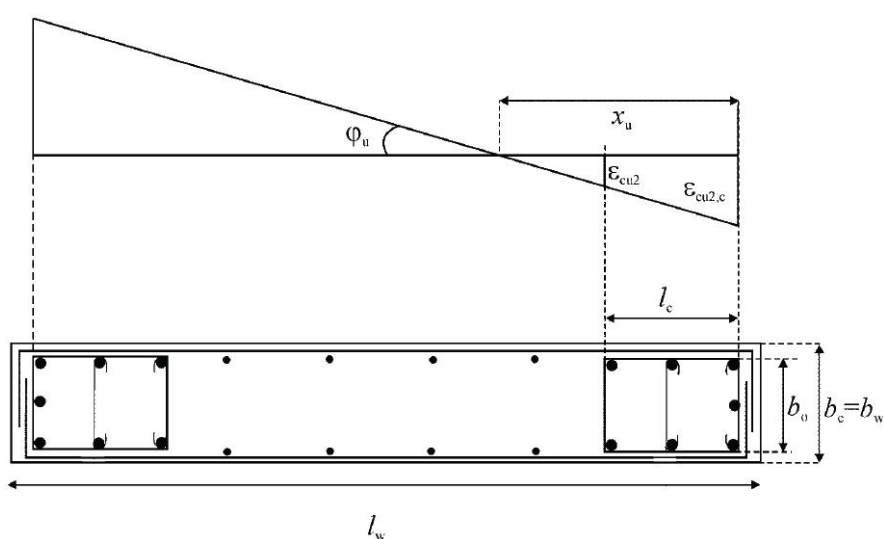
$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035, \text{ gdje je:}$$

- $\alpha$  - faktor djelotvornosti ovijanja
- $\mu_\phi$  - zahtijevana vrijednost faktora duktilnosti zbog zakrivljenosti
- $v_d$  - normalizirana proračunska osna sila  $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$
- $\omega_v$  - mehanički omjer vertikalne armature hrpta  $\rightarrow \omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$
- $\varepsilon_{sy,d}$  - proračunska vrijednost vlačne relativne deformacije čelika pri popuštanju
- $b_c$  - bruto širina presjeka

$b_0$  - širina ovijene jezgre (do osi spona).

Ovijanje se treba vertikalno protezati na visini  $h_{cr}$  kritičnoga područja, a horizontalno uzduž duljine  $l_c$  mjerene od rubnoga tlačnog vlakna zida do točke gdje se neovijeni

beton može odlomiti zbog velikih tlačnih deformacija. Ako nisu dostupni točniji podaci, tlačna relativna deformacija pri kojoj se očekuje odlamanje smije se uzeti jednakom  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . Ovijeni rubni element smije se ograničiti na razmak  $x_u(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c})$  od središta spona u blizini rubnog tlačnog vlakna do visine ovijenog tlačnog područja  $x_u$  pri najvećoj procijenjenoj zakrivljenosti iz ravnoteže (za konstantnu širinu  $b_0$  ovijenog tlačnog područja) i za najveću relativnu deformaciju  $\varepsilon_{cu2,c}$  ovijenog betona procijenjenu na osnovi norme EC2 na:  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$ . Najmanja vrijednost  $l_c$  ovijenog rubnog elementa ne treba biti manja od  $0,15l_w$  ili  $1,50b_w$ .

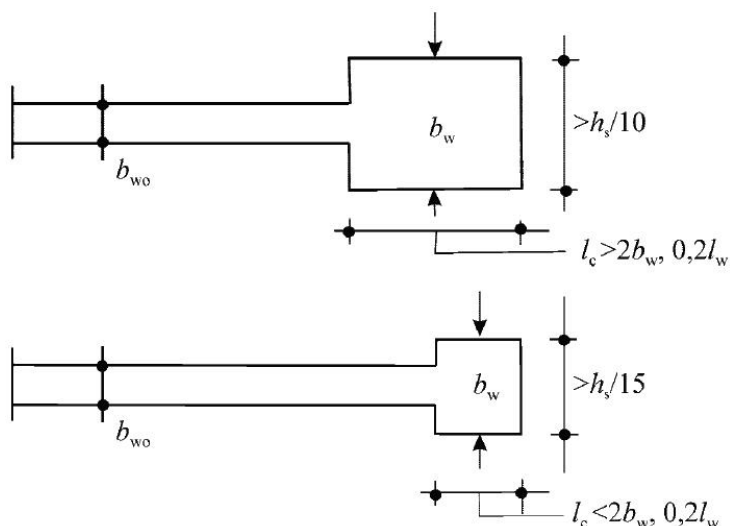


Slika 12-44 - Ovijeni rubni element zida sa slobodnim rubom (preuzeto iz EN 1998-1 [2])

Na slici 12-44 gore prikazane su relativne deformacije pri najvećoj zakrivljenosti, a dolje presjek zida armiranog prema pravilima za razred duktilnosti DCM.

Omjer uzdužne armature u rubnim elementima ne smije biti manji od 0,005 betonskog presjeka. Treba upotrijebiti sponne s preklapima, tako da je svaka uzdužna šipka povezana sa sponom ili poprečnom sponom.

Debljina  $b_w$  ovijenoga dijela presjeka zida (rubni elementi – slika 12-45) ne smije biti manja od 200 mm. Međutim, ako duljina ovijenoga dijela ne premašuje  $2b_w$  i  $0,2l_w$ , tada  $b_w$  ne smije biti manje od  $h_s / 15$ , gdje je  $h_s$  katna visina. Ako duljina ovijenoga dijela premašuje najveće vrijednosti  $2b_w$  i  $0,2l_w$ , tada  $b_w$  ne smije biti manje od  $h_s / 10$ .



Slika 12-45 - Najmanja debljina ovijenih rubnih elemenata zida za klasu DCM (preuzeto iz EN 1998-1 [2])

Po visini zida, iznad kritičnog područja primjenjuju se samo odgovarajuća pravila norme EC2 u vezi vertikalne, horizontalne i poprečne armature. Međutim, u tim dijelovima presjeka, ako u potresnoj proračunskoj situaciji tlačna deformacija  $\varepsilon_c$  premašuje vrijednost 0,002, treba postaviti najmanji omjer vertikalne armature i površine betona od 0,005.

Poprečna armatura rubnih elemenata smije se odrediti samo u skladu s normom EN 1992-1-1, ako je ispunjen jedan od ovih uvjeta:

- vrijednost normalizirane proračunske uzdužne sile  $\nu_d$  nije veća od 0,15 , ili
- vrijednost  $\nu_d$  nije veća od 0,20 , a faktor  $q$  uzet u proračunu umanjen je za 15%

**12.7.5.3 Dimenzioniranje zida u osi C (zid s otvorom – zid 1) - EN 1998-1 [2]****12.7.5.3.1 Općenito****- Materijali:**

Beton: C50/60

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ N/mm}^2 = 3,333 \text{ kN/cm}^2$$

Čelik: B500B

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 = 43,478 \text{ kN/cm}^2$$

**- Geometrijske karakteristike zida:**duljina zida  $l_w = 267,5 \text{ cm}$ debljina zida  $b_w = 25 \text{ cm}$ visina zida  $h_w = 4960 \text{ cm}$ statička visina  $d = 0,9 \cdot l_w = 240,75 \text{ cm}$ omjer visine i duljine  $h_w / l_w = 4960 / 267,5 = 18,54 \geq 2$  - vitki zid**- Uvjet za debljinu hrpta :**

$$b_{wo} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{mjerodavno} \\ h_s / 20 = 285 / 20 = 14,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_{wo} = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} - \text{zadovoljava}$$

**- Visina kritičnog područja:**

$$h_{cr} = \max \{ l_w, h_w / 6 \} \leq 2l_w, \text{ ali treba biti: } h_{cr} \leq 2h_s \text{ za } n \geq 7 \text{ katova.}$$

$$h_{cr} = \max \{ 267,5; 4960 / 6 \} \leq 2 \cdot 285 \text{ cm}$$

$$h_{cr} = \max \{ 267,5; 826,66 \} \leq 570 \text{ cm}$$

$$h_{cr} = 267,5 \text{ cm} - \text{odabrana visina kritičnog područja}$$

- **Određivanje duljine rubnog elementa:**

$$l_c \geq 0,15l_w = 0,15 \cdot 267,5 = 40,12 \text{ cm} - \text{najmanja duljina rubnog elementa}$$

Stvarna duljina rubnog elementa računa se iz izraza:

$$l_c \geq x_u \cdot (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) + c_{nom} + d_{bh} / 2$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w b_c}{b_o}$$

Zaštitni sloj betona je 3,0 cm, a pretpostavljene spone su promjera  $\phi 10$ :

$$b_o = 25,0 - 2 \cdot 3,0 - 1,0 = 18,0 \text{ cm}$$

- **Minimalna vertikalna armatura u hrptu (prema EN 1992-1-1):**

$$A_{s,vmin} = 0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot 25 \cdot 100 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2xQ 335 (2x3,35 cm<sup>2</sup>/m = 6,70 cm<sup>2</sup>/m) - Odabrana armatura na oba lica zida

Uvjet za razmak šipki:

$$s_v = \min \begin{cases} 2b_{wo} = 50 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{odabrani razmak šipki } s_v = 15,0 \text{ cm}$$

- **Uvjet za dimenzioniranje prema EN 1992-1-1:**

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} = \frac{7383}{25 \cdot 267,5 \cdot 3,33} = 0,331 < 0,40 - \text{zadovoljava.}$$

Minimalan koeficijent armiranja -  $4,0\% \geq \rho_v \geq 0,2\%$

$$\rho_v = \frac{6,70}{25 \cdot 100} = 0,00268 = 0,268\% \geq 0,20\% - \text{zadovoljava.}$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{6,70}{25 \cdot 100} \cdot \frac{43,478}{3,33} = 0,0349$$

- **Visina neutralne osi:**

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} = (0,331 + 0,0349) \cdot \frac{267,5 \cdot 25}{18} = 136,14 \text{ cm}$$

Mehanički obujamski omjer zahtijevane ovijene armature  $\omega_{wd}$  rubnog elementa treba ispuniti sljedeći izraz:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \text{ - za } T_1 > T_c \text{ (1,82 > 0,50)}$$

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3,60 - 1 = 6,20$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{43,478}{20000} = 0,002175$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot 6,20 \cdot (0,266 + 0,0349) \cdot 0,002175 \cdot \frac{25}{18} - 0,035$$

$$\alpha \omega_{wd} \geq 0,169 - 0,035 = 0,134$$

- **Duljina rubnih elemenata:**

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd} = 0,0169068$$

$l_c \geq 136,14 \cdot (1 - 0,0035 / 0,0169) + 3,0 + 1,0 / 2 = 111,44 \text{ cm}$  - konačna duljina rubnog elementa odrediti će se prilikom dimenzioniranja, ali ne smije biti manja od izračunate.

$l_c < 0,2l_w = 117 \text{ cm} \rightarrow$  slijedi da najmanja debljina rubnog elementa mora biti minimalno:  $b_w > h_s / 15 = 19 \text{ cm}$

S obzirom na to da je debljina zida 25 cm (>19 cm) slijedi da nije potrebno povećavati širinu zida.

### 12.7.5.3.2 Dimenzioniranje zida opterećenog uzdužnom silom i momentom savijanja – postupak prema EN 1992-1 [3]

Proračunske vrijednosti reznih sila (iz tablice 6-6):

- Moment savijanja  $M_{Ed} = 2583 \text{ kNm}$
- Uzdužna sila  $N_{Ed,max} = 7383 \text{ kN}; N_{Ed,min} = 2368 \text{ kN}$

Bezdimenzijska vrijednost uzdužne sile:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} = \frac{7383}{25 \cdot 267,5 \cdot 3,33} = 0,331$$

Bezdimenzijska vrijednost momenta savijanja:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot l_w^2 \cdot f_{cd}} = \frac{258300}{25 \cdot 267,5^2 \cdot 3,33} = 0,0433$$

Za simetrično armiranje, beton C50/60 očitamo iz dijagrama 5.8. u knjizi [17]:

$$\omega = 0,05$$

Potrebna armatura u rubnom elementu poprečnog presjeka:

$$A_{s1} = A_{s2} = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot l_w = 0,05 \cdot \frac{3,3}{43,478} \cdot 25 \cdot 585 = 55,50 \text{ cm}^2$$

Odabrano:

$$18\phi 22 \text{ (} 56,52 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Odabrana duljina rubnog elementa  $l_c = 130,5 \text{ cm}$ , te je razmak šipki  $18 \text{ cm}$  (po 8 šipki na svako lice zida)

Minimalna armatura:

$$A_{s,vmin} = 0,005 \cdot l_c \cdot b_w = 0,005 \cdot 130,5 \cdot 25 = 16,31 \text{ cm}^2$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s,vmax} = 0,04 \cdot l_c \cdot b_w = 0,04 \cdot 130,5 \cdot 25 = 130,5 \text{ cm}^2$$

**Zadovoljen je uvjet:**  $A_{s,vmin} < A_{s1,prov} = A_{s2,prov} < A_{s,vmax}$

### 12.7.5.3.3 Oblikovanje pojedinosti za lokalnu duktilnost [2]

#### - Proračun armature za ovijanje:

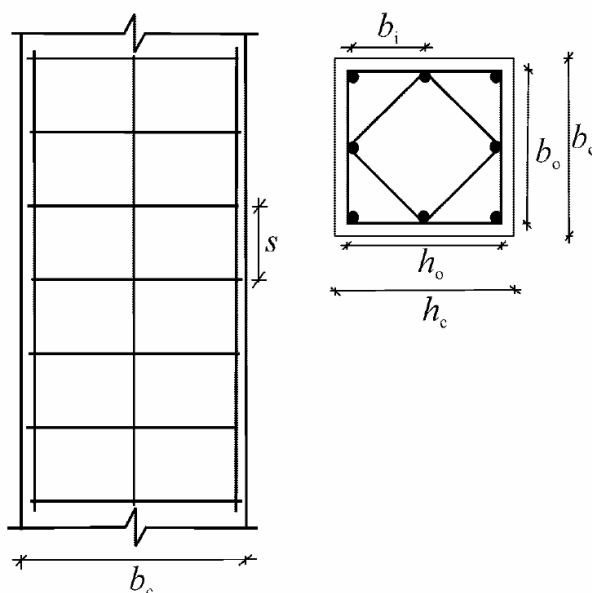
Faktor djelotvornosti ovijanja (točka 5.4.3.2.2 norme EN 1998-1 [2]):

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i b_i^2 / (6 \cdot b_o \cdot h_o)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$$

Sve udaljenosti ( $b_i, b_o, h_o, s$ ) su mjerene od osi spona ili savojne armature, a prikazane su na slici 6-11. Duljina  $b_i$  predstavlja razmak dvije susjedne ovijene šipke.



Slika 12-46 - Ovijanje jezgre betonskog presjeka

Naprezanja ovijanja se s armaturnog koša prenose na beton na mjestima presjeka savojnih šipki i spona ili poprečnih spona koje ih vežu.

Redukcija područja djelotvornog ovijanja, od točaka u kojima je većina naprezanja ovijanja prenesena na beton uzeta je u obzir s faktorom djelotvornosti ovijanja  $\alpha$ , koji odgovara omjeru najmanje djelotvorno ovijene površine i površine betonske jezgre, pravokutnog oblika, dimenzija  $b_o \cdot h_o$ . Stoga se  $\alpha$  računa kao  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , gdje  $\alpha_s$  označava gubitak ovijenog područja uslijed lučnog djelovanja u vertikalnoj ravnini, a  $\alpha_n$  gubitak ovijenog područja u horizontalnoj ravnini. Tako su razmaci između



pridržanih savojnih šipki, kao i vertikalni razmaci između spona kritični parametri za djelotvornost ovijanja. S obzirom da smo odabrali 5 šipki na razmaku od 20 cm na svakom licu zida slijedi:

$$\alpha_n = 1 - \left[ 2 \cdot (8 \cdot 18^2) \right] / (6 \cdot 18 \cdot 97,2) = 0,506$$

Za proračun  $\alpha_s$  uzima se u pretpostavljeni razmak vertikalnih spona  $s_w = 15$  cm

$$\alpha_s = \left( 1 - \frac{15}{2 \cdot 18} \right) \cdot \left( 1 - \frac{15}{2 \cdot 97,2} \right) = 0,538$$

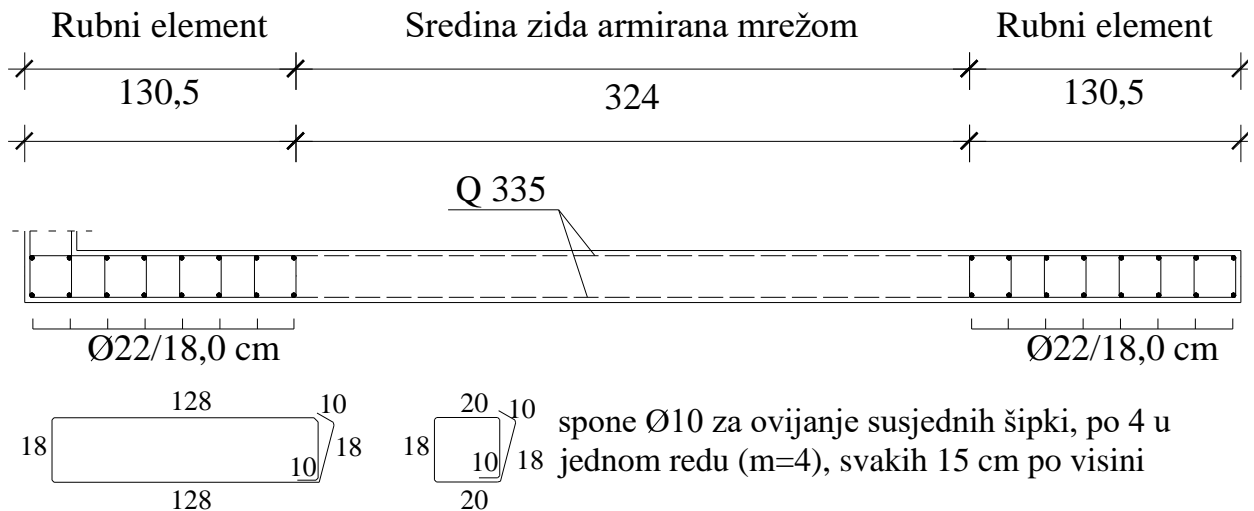
$$\alpha = 0,753 \cdot 0,506 = 0,381$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,134 \rightarrow \text{određeno u točki 6.5.3.1.}$$

$$\alpha = 0,381 \rightarrow 0,381 \cdot \omega_{wd} = 0,134 \rightarrow \omega_{wd} = 0,351$$

$\omega_{wd} = 0,351 > \omega_{wd,min} = 0,08 \rightarrow$  **zadovoljava**  $\rightarrow$  odabrani vertikalni razmak spona za ovijanje  $s_w = 15$  cm zadovoljava uvjete za lokalnu duktilnost

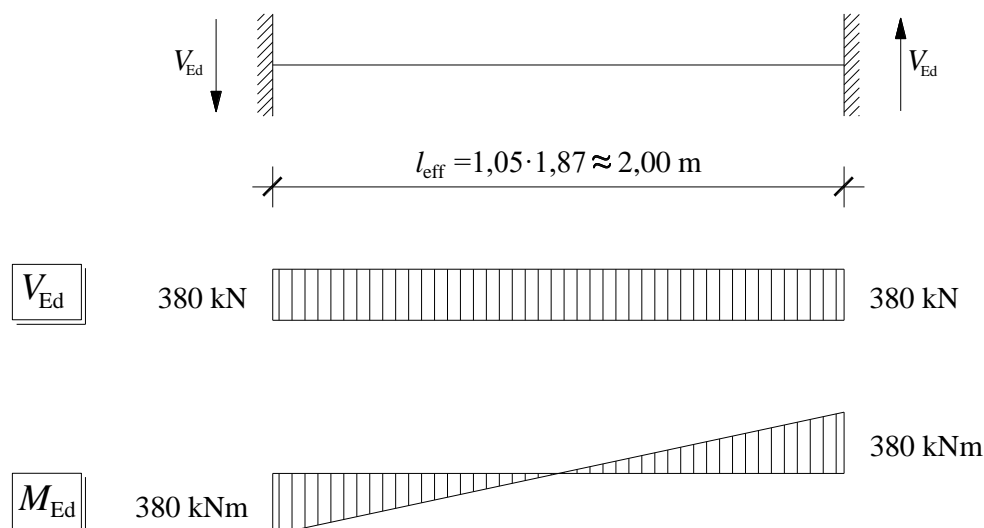
#### 12.7.5.3.4 Skica armature zida



Slika 12-47 - Poprečni presjek zida uz otvor armiranog prema EN 1998-1

## 12.7.6 Dimenzioniranje vezne grede iznad otvora u jezgri

### 12.7.6.1 Općenito



Slika 12-48 - Statički sustav i rezne sile grede iznad otvora

$$M_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}} \cdot l_{\text{eff}}}{2} = 380 \text{ kNm}$$

Beton: C50/60

$$f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} = 1,00 \cdot \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ N/mm}^2 = 3,333 \text{ kN/cm}^2$$

Čelik: B500B

$$f_{\text{yd}} = \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 = 43,478 \text{ kN/cm}^2$$

Visina grede:  $h = 100 \text{ cm}$

Statička visina:  $d = h - c - \phi_{\text{v}} - \frac{\phi_{\text{u}}}{2} = 100 - 3,0 - 0,8 - \frac{1,6}{2} = 95,4 \text{ cm}$

Širina grede:  $b = 25 \text{ cm}$

### 12.7.6.2 Određivanje uzdužne armature

Određivanje uzdužne armature vezne grede iznad otvora provedeno je prema normi EN 1992-1 [3], uz dodatne uvjete za vezne grede duktilnih zidova u potresnom područjima prema normi EN 1998-1 [2].

Prema točki 5.5.3.5 norme EN 1998-1 [2] vezne grede zidova u potresnim područjima mogu se armirati prema pravilima iz EN 1992-1 [3] ako je zadovoljen bar jedna od dva uvjeta:

- Ne postoji vjerojatnost da se javi raspucavanje grede u oba dijagonalna smjera – što je definirano uvjetom  $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$
- Osiguran je prevladavajući oblik sloma savijanjem – što je definirano uvjetom  $l/h > 3$ , gdje je  $l$  svijetla visina između otvora, a  $h$  visina vezne grede.

U slučaju kada ni jedan od gornja dva uvjeta nije ispunjen, otpornost na potresna djelovanja treba osigurati rasporedom armature uzduž dvaju dijagonala grede i u skladu sa sljedeća četiri uvjeta:

- $V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$ ; gdje je

$V_{Ed}$  – proračunska poprečna sila u veznom elementu

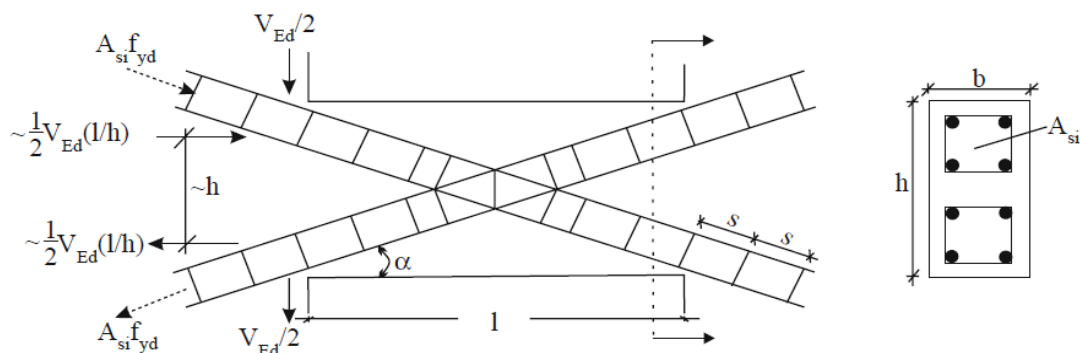
$A_{si}$  – ukupna ploština čeličnih šipki u svakom dijagonalnom smjeru

$\sin \alpha$  – kut između dijagonalnih šipki i osi grede

- Dijagonalna armatura treba biti raspoređena kao u stupu s bočnim stranicama  $0,5b_w$ , gdje je  $b_w$  debljina zida sa strane otvora. Duljina sidrenja, na oba kraja dijagonalne armature, treba biti za 50% veća od one zahtijevane izrazom

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

- Oko dijagonalne armature treba postaviti sponne (vilice) kako bi se spriječilo izvijanje dijagonalnih šipki (točka 5.5.3.2.2(12))
- Uzdužna i poprečna armatura na u gornjoj i donjoj zoni grede mora biti određena prema pravilima za visoke grede iz norme EN 1992-1-1 [3]. Uzdužna armatura se ne sidri u zidovima sa strane grede, te u njih smije „ulaziti“ sa maksimalnom duljinom 150 mm.



Slika 12-49 - Primjer dijagonalne armature vezne grede (Preuzeto iz EN 1998-1)

Provjera uvjeta za dijagonalno armiranje:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \rightarrow 380 \text{ kN} \leq 0,41 \cdot 25 \cdot 95,4 \rightarrow 380 \text{ kN} \leq 977,85 \text{ kN}$$

$$\frac{l}{h} \geq 3 \rightarrow \frac{1,87}{1,00} = 1,87 < 3$$

S obzirom da je prvi uvjet ispunjen, veznu gredu iznad otvora dimenzioniramo prema pravilima iz norme EN 1992-1:

Bezdimenzijski moment savijanja:

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{38000}{25 \cdot 95,4^2 \cdot 3,333} = 0,0501 < \mu_{Rd,max} = 0,296$$

Za  $\mu_{Rd} = 0,055$  očitano iz tablice 4.1. u [17]:

$$\varepsilon_c = -1,9 \text{ ‰} \quad \xi = 0,087$$

$$\varepsilon_{s1} = 20,0 \text{ ‰} \quad \zeta = 0,968$$

Potrebna površina armature:

$$A_{s1,req} = \frac{M_{Sd}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{38000}{0,968 \cdot 95,4 \cdot 43,478} = 9,46 \text{ cm}^2$$

**ODABRANO:**  $4\phi 18$  ( $A_{s1,prov} = 10,17 \text{ cm}^2$ )  $> A_{s1,req} = 9,46 \text{ cm}^2$

Minimalna armatura:

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 25 \cdot 95,4 = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot 25 \cdot 95,4 \cdot \frac{0,41}{50,0} = 5,08 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{mjerodavno}$$

Maksimalna armatura:

$$A_{s1,max} = 0,022 \cdot A_c = 0,022 \cdot b \cdot d = 0,022 \cdot 25 \cdot 95,4 = 52,47 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{mjerodavno}$$

$$A_{s1,max} = \omega_{lim} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,365 \cdot 25 \cdot 95,4 \cdot \frac{3,333}{43,478} = 66,78 \text{ cm}^2$$

Odabrana armatura se nalazi u području između minimalne i maksimalne armature:

$$A_{s1,min} = 5,08 \text{ cm}^2 < A_{s1,prov} = 10,17 \text{ cm}^2 < A_{s1,max} = 52,47 \text{ cm}^2$$

### 12.7.6.3 Određivanje armature za preuzimanje poprečnih sila

- nosivost grede na poprečnu silu bez poprečne armature:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{954}} = 1,457 < 2,0$$

$$A_s = (2\phi 16) = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{4,02}{25 \cdot 95,4} = 0,00168 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \left[ 0,12 \cdot 1,457 \cdot (100 \cdot 0,00168 \cdot 50)^{1/3} + 0 \right] \cdot 250 \cdot 954 = 87349,68 \text{ N} = 87,35 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,457^{3/2} \cdot 50,0^{1/2} = 0,441 \text{ N/mm}^2$$

$$(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,441 + 0) \cdot 250 \cdot 954 = 105178,5 \text{ N} = 105,18 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 87,35 \text{ kN} < (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 105,18 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta}$$

$$\alpha_{cw} = 1,0$$

$$v_1 = 0,6 \cdot [1 - f_{ck} / 250] = 0,6 \cdot [1 - 50 / 250] = 0,6 \cdot 0,8 = 0,48$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 954 = 858,6 \text{ mm}$$

$$\theta = 39,8^\circ$$

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 250 \cdot 858,6 \cdot 0,48 \cdot 33,33 \cdot \frac{1}{\text{ctg}39,8^\circ + \text{tg}39,8^\circ} = 1688,82 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c} = 105,18 \text{ kN} < V_{Ed} = 380 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 1688,82 \text{ kN} \rightarrow$  potrebno je proračunati spone za preuzimanje naprezanja od poprečnih sila



- proračun poprečne armature:

$$A_{sw}^1 = 0,5 \text{ cm}^2 \quad - \text{ pretpostavljaju se dvorezne } (m=2) \text{ spone promjera } \phi 8$$

$$A_{sw}^1 = 2 \cdot 0,5 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\Theta = 39,8^\circ$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 95,4 = 85,8 \text{ cm}$$

$$f_{ywd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 = 43,478 \text{ kN/cm}^2$$

$$s_1 = \frac{A_{sw}}{V_{Ed,A}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg} \Theta = \frac{1,01}{380} \cdot 85,8 \cdot 43,478 \cdot 1,2 = 11,89 \text{ cm} \quad - \text{ proračunati razmak}$$

spona

- maksimalni razmak spona (minimalna poprečna armatura) :

a) prema EN 1992-1-1:

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{50}}{500} = 0,00113$$

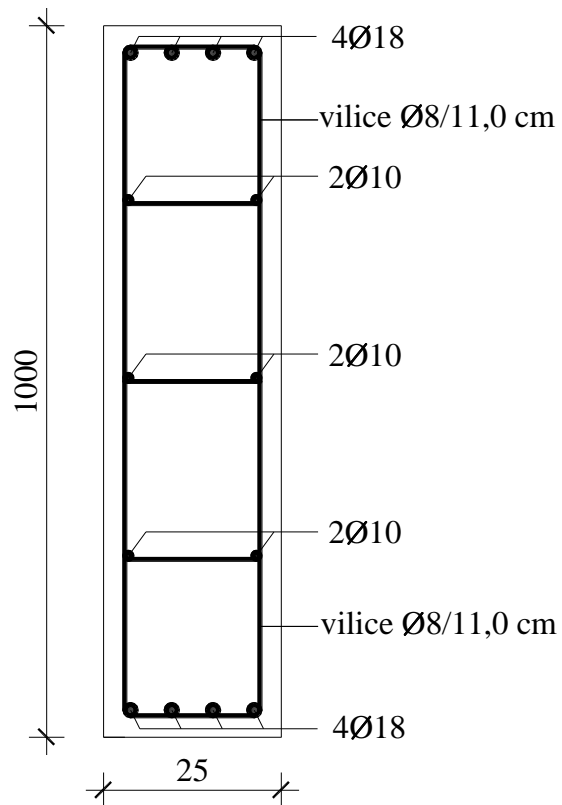
b) prema hrvatskom nacionalnom dodatku:

$$\rho_{w,\min} = 0,15 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \right) = 0,15 \cdot \frac{4,1}{434,78} = 0,00141$$

$$s_{1,\max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{1,01}{0,00141 \cdot 25,0 \cdot 1,0} = 28,65 \text{ cm}$$

Proračunati razmak spona  $s_1 = 11,89 \text{ cm} < s_{1,\max} = 28,65 \text{ cm} \rightarrow$  U redu je.

Poprečna armatura postavlja se na konstantnom razmaku od  **$s_{1,od} = 11,0 \text{ cm}$** .

**12.7.6.4 Skica armature grede iznad otvora**

Slika 12-50 - Armatura grede iznad otvora

## 13 DODATAK A – UPUTE ZA IZRADU 3D MODELA ZA SEIZMIČKU ANALIZU NA RAČUNALU - SCIA

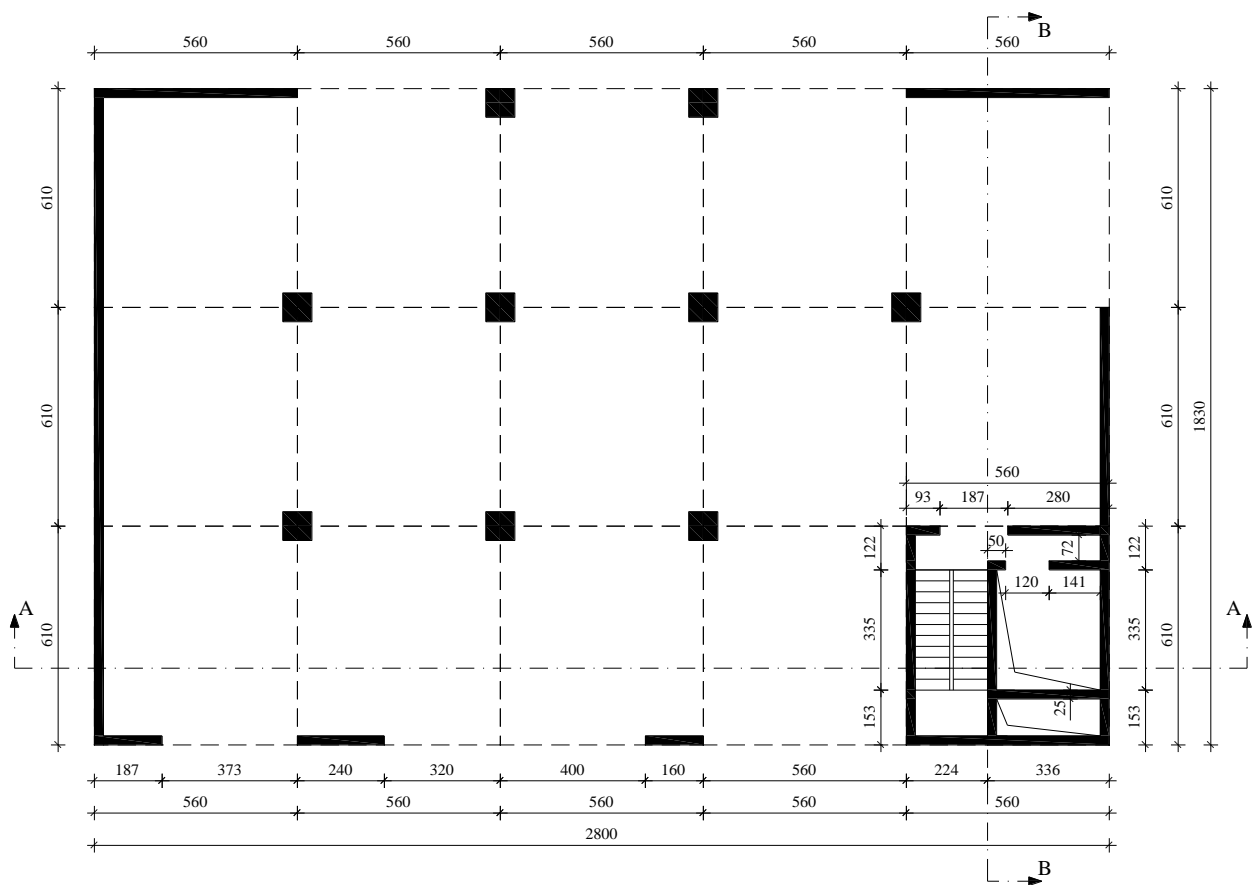
### 13.1 Uvodno

Ovim dodatkom daju se osnovni nautci kako izraditi jednostavan 3D model visoke građevine kako bi se provela osnovna seizmička analiza i odredili vlastiti oblici te periodi konstrukcije.

Dodatak je podijeljen u poglavlja, od kojih svako predstavlja jedan korak izrade modela, počevši od pripreme u AutoCAD-u do konačnog prikaza rezultata.

Što se same konstrukcije tiče, potrebno je imati tlocrtni raspored svih vertikalnih elemenata, kao i određene dimenzije svih nosivih elemenata. Opterećenja se neće modelirati (osim vlastite težine), koja će se množiti sa odgovarajućim faktorom kako bi se aproksimirala realna konstrukcija. Faktor se određuje prema ukupnoj težini konstrukcije koja je određena u poglavlju 12.2.3.3.5.

Osnovni tlocrt konstrukcije prikazan je na slici 13-1. Građevina obrađena u ovom primjeru ima ukupno 16 etaža, sa visinom etaže od 3,1 m (svijetla visina 2,85 m).

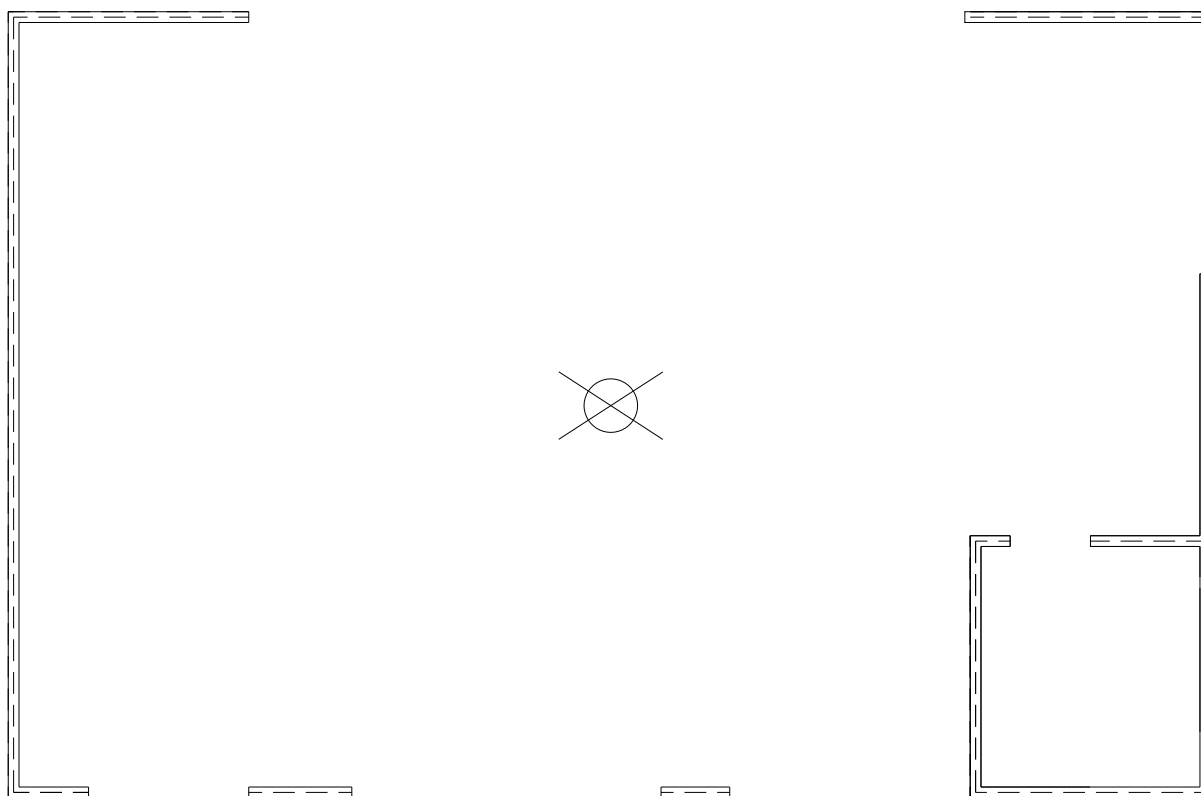


Slika 13-1 - Tlocrt visoke građevine



## 13.2 Priprema podloge u AUTOCAD-u

Kako bi što lakše nacrtali model u programskom paketu *SCIA Engineer* preporuča se izrada podloge u AutoCAD-u koja će se potom importirati u SCIA-u. Uzevši u obzir dominantnu krutost posmičnih zidova pretpostavljamo da oni preuzimaju cijelokupno horizontalno opterećenje te se stupovi ne modeliraju. S obzirom da se pri proračunu krutosti stubišne jezgre u poglavlju 12.4.1.1. u obzir uzimaju samo vanjski zidovi jezgre, na taj način će se i modelirati model za proračun perioda (slika 13-2). Također, preporuka je da se iscrtaju samo osi zidova jer se u SCIA-i zidovi zadaju kao 2D plošni elementi kojima se definira samo os i visina. Osim osi zidova potrebno je na tlocrtu označiti i geometrijsko središte tlocrta (na sjecištu dijagonala), jer ćemo u nastavku (poglavlje 13.4.1.) povezati zidove sa središtem ploče kako bi ostvarili ponašanje ploče kao krute dijafragme. Bitno je napomenuti da se ne radi o stvarnom težištu presjeka te ga nije potrebno računati.



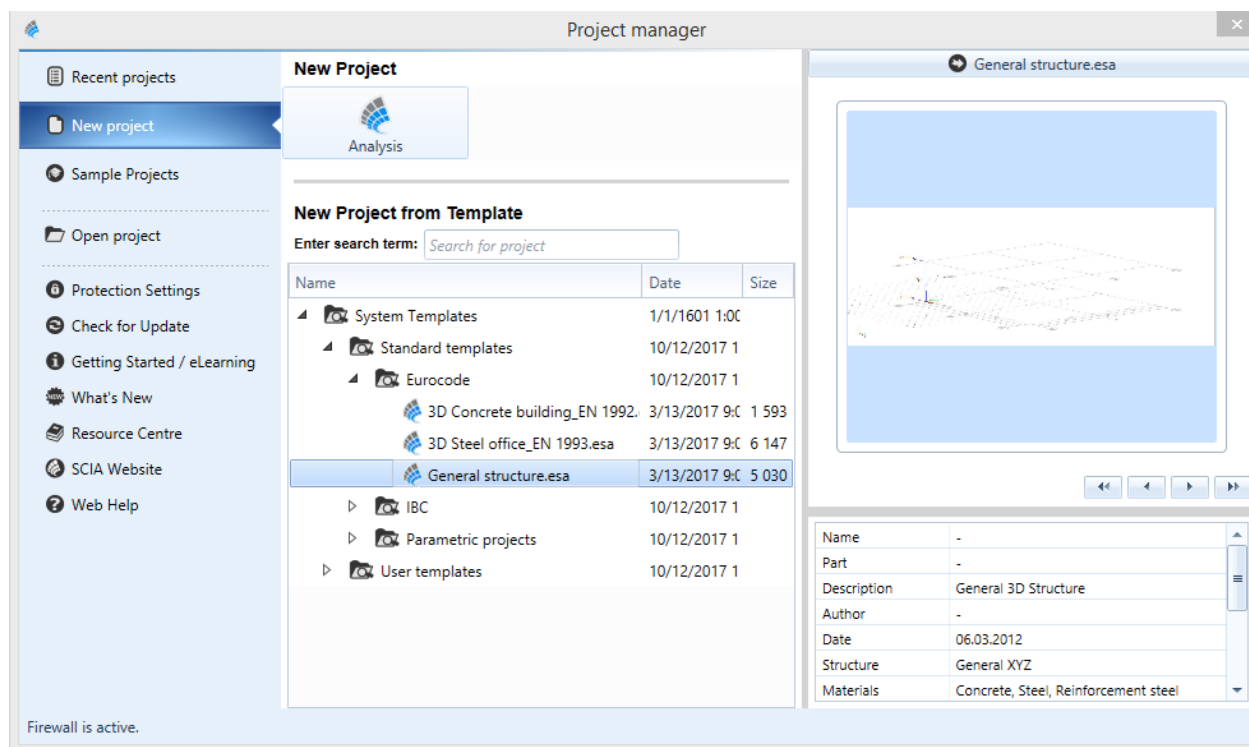
Slika 13-2 - AutoCAD tlocrt samo sa osima zidova

Pri završetku crtanja, spremi file pod zasebnim imenom. (izbrisati sve ostale crteže iz file-a jer SCIA automatski ubacuje sve što je u file-u). Ovisno o verziji SCIA-e moguće je da neće prihvatiti file-ove spremljene kao AutoCAD 15,16,17 itd. te je preporučeno spremi nacrt kao AutoCAD 2007 file (opcija *save as*).

## 13.3 Importiranje tlocrta u SCIA-u

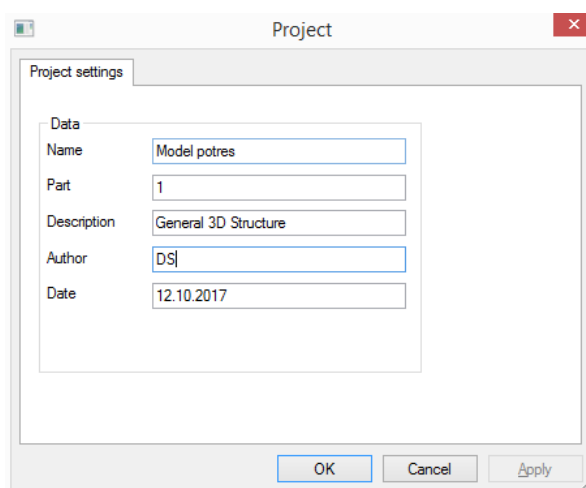
### 13.3.1 Pokretanje SCIA-e i definicija projekta

Prilikom prvog pokretanja SCIA-e možete odabrati opciju „New Project“ te odabrati predložak (*template*) pod nazivom „General Structure“ iz foldera Eurocode (Slika 13-3).



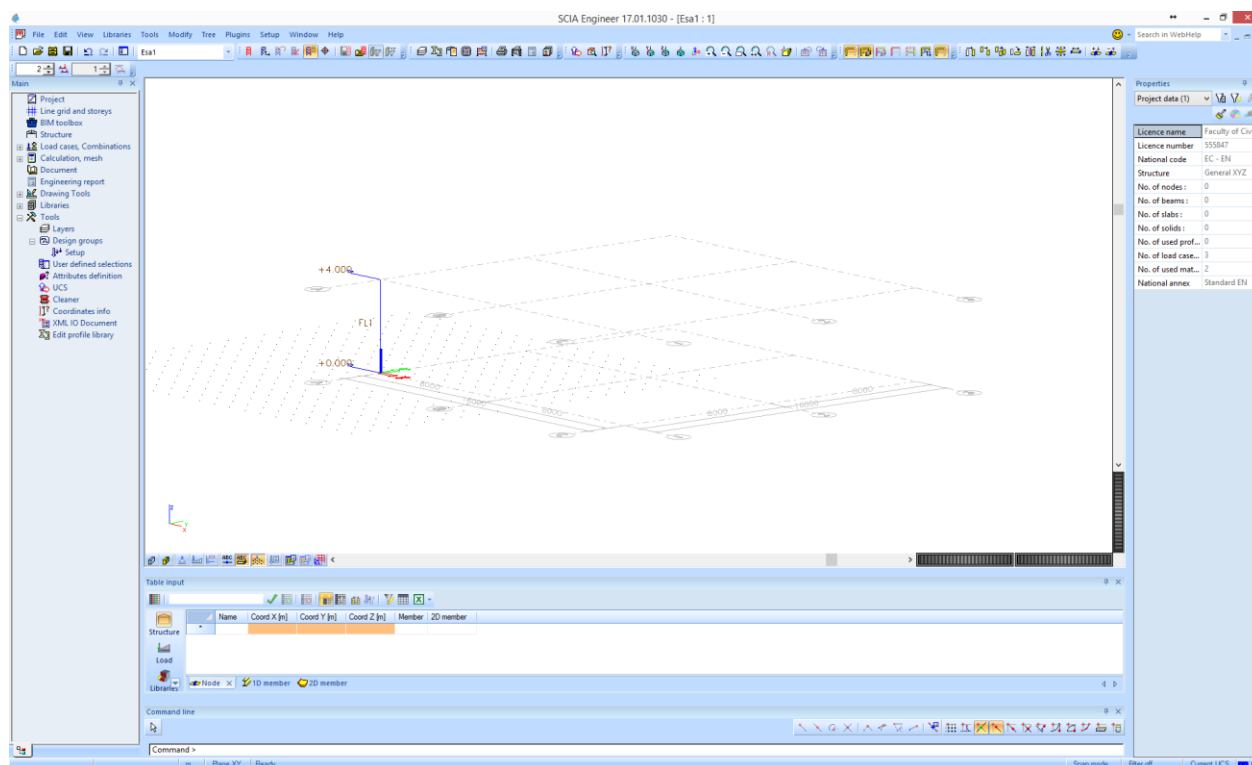
Slika 13-3 - Otvaranje novog projekta u SCIA-i

Nakon toga potrebno je ispuniti osnovne podatke o projektu:



Slika 13-4 - Osnovni podaci o projektu

Nakon unošenja osnovnih podataka otvara se osnovni prozor za rad u SCIA-i (slika 13-5).



Slika 13-5 - Osnovni prozor za rad u SCIA-i

Na lijevoj strani nalaze se padajući izbornici koji služe za crtanje konstrukcije, zadavanje opterećenja, pregled rezultata itd. Izbornici na horizontalnoj traci iznad glavnog prozora služe za definiranje pogleda, uključivanje/isključivanje *layera*, pokretanje proračuna itd. Prije crtanja konstrukcije potrebno je definirati još neke karakteristike projekta poput odabira materijala itd.

Klikom na oznaku „Project“ u izborniku na lijevoj strani ekrana otvara se prozor sa osnovnim podacima o projektu – slika 13-6. U ovom prozoru potrebno je definirati materijale (beton i armaturni čelik), pod prozorom „Basic data“. Nakon toga kliknuti na izbornik „Functionality“ u alatnoj traci iznad, nakon čega se otvara prozor sa opcijama dostupnim u vašem projektu. Tu je potrebno odabrati *Dynamics* iz lijevog izbornika i *Seismic* i *General Dynamics* iz desnog. Nakon toga možete prihvatiti promjene klikom na OK.

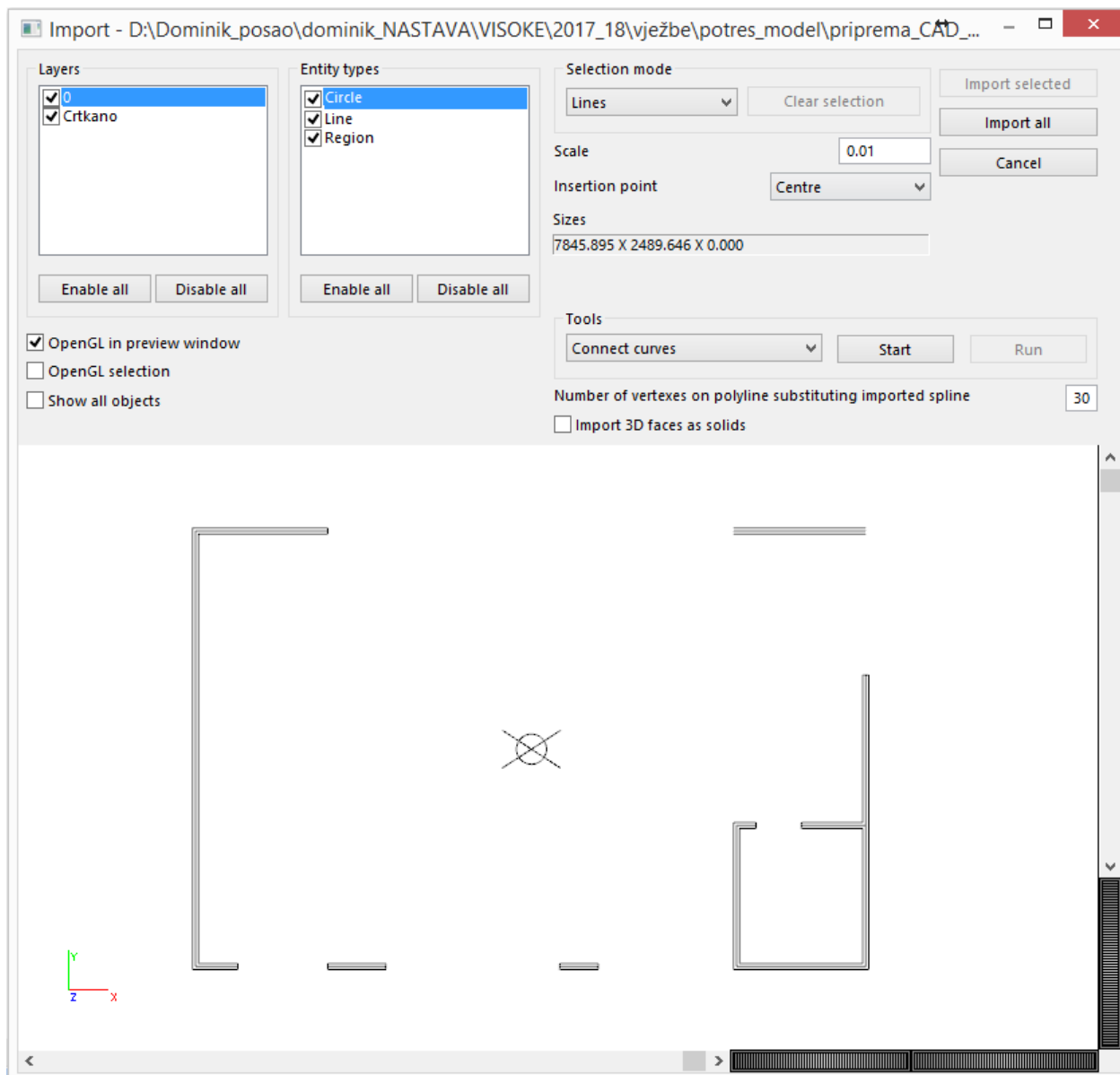
Material	Value	Checkbox
Concrete		<input checked="" type="checkbox"/>
Material	C12/15	
Reinforcement ...	B 400A	
Steel		<input checked="" type="checkbox"/>
Material	S 235	
Timber		<input type="checkbox"/>
Masonry		<input type="checkbox"/>
Other		<input type="checkbox"/>
Aluminium		<input type="checkbox"/>

Code	Value	Buttons
National Code:	EC - EN	Dropdown, Ellipsis
National annex:	Standard EN	Dropdown, Ellipsis

Slika 13-6 - Osnovni podaci o projektu

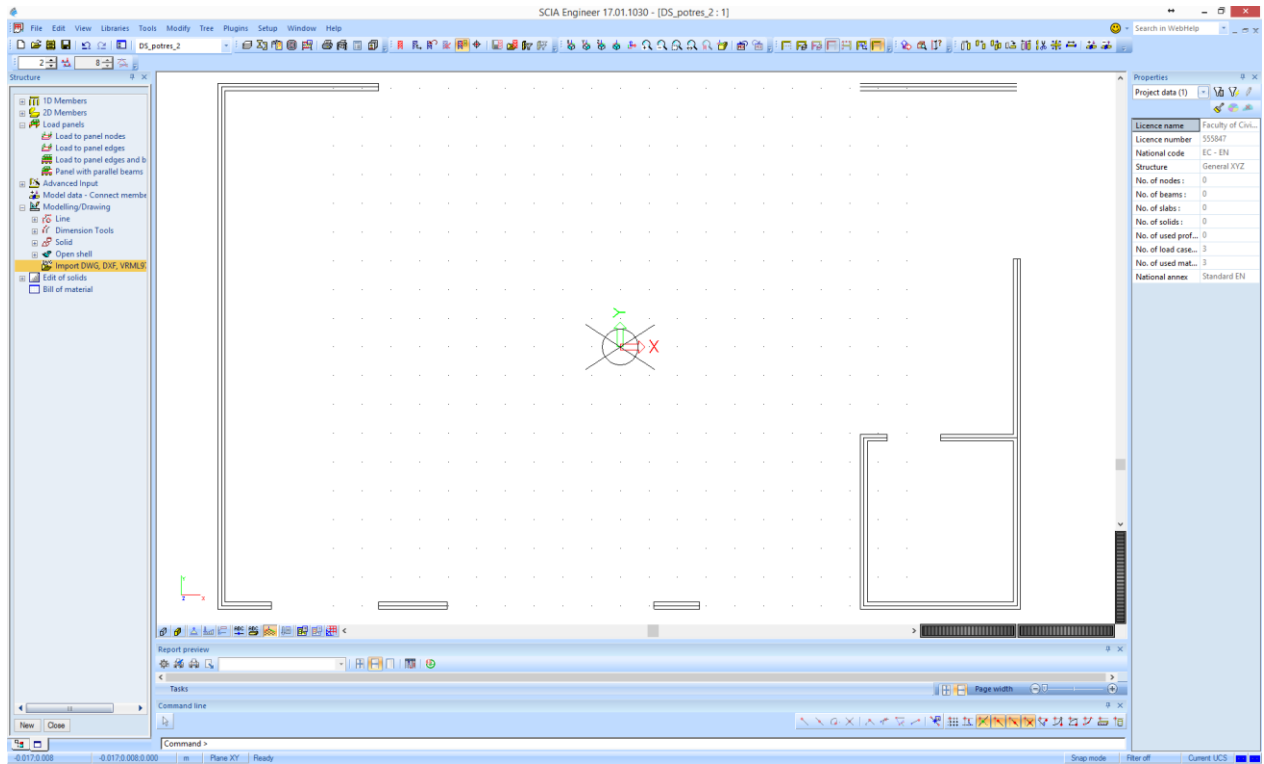
### 13.3.2 Importiranje CAD file-a u SCIA-u

Kako bi importirali svoj tlocrt u SCIA-u dvaput kliknite na tipku „Structure“ u lijevom vertikalnom izborniku kako bi se otvorile opcije za zadavanje konstrukcije. Nakon toga odaberite opciju „Modelling/Drawing“ čijim klikom se otvara novi padajući izbornik na čijem dnu je opcije pod nazivom „Import DWG, DXF, VRML 97“. Klikom se otvara izbornik u kojem je potrebno odabrati file koji ste unaprijed pripremili za import, nakon čega se pojavljuje prozor prikazan na slici 13-7. U ovom prozoru potrebno je odrediti mjerilo (*scale*) koje može bitno utjecati na rezultate. U slučaju da ste pripremu u CAD-u crtali u centimetrima potrebno je odabrati mjerilo 1:100 (0,01).



Slika 13-7 - Izbornik za importanje dwg podloge u SCIA-u

Nakon uploada vašeg tlocrta (klikom odabirete poziciju – preporuka je ishodište SCIA-inog koordinatnog sustava) trebali bi imati glavni prozor kao na slici 13-8.

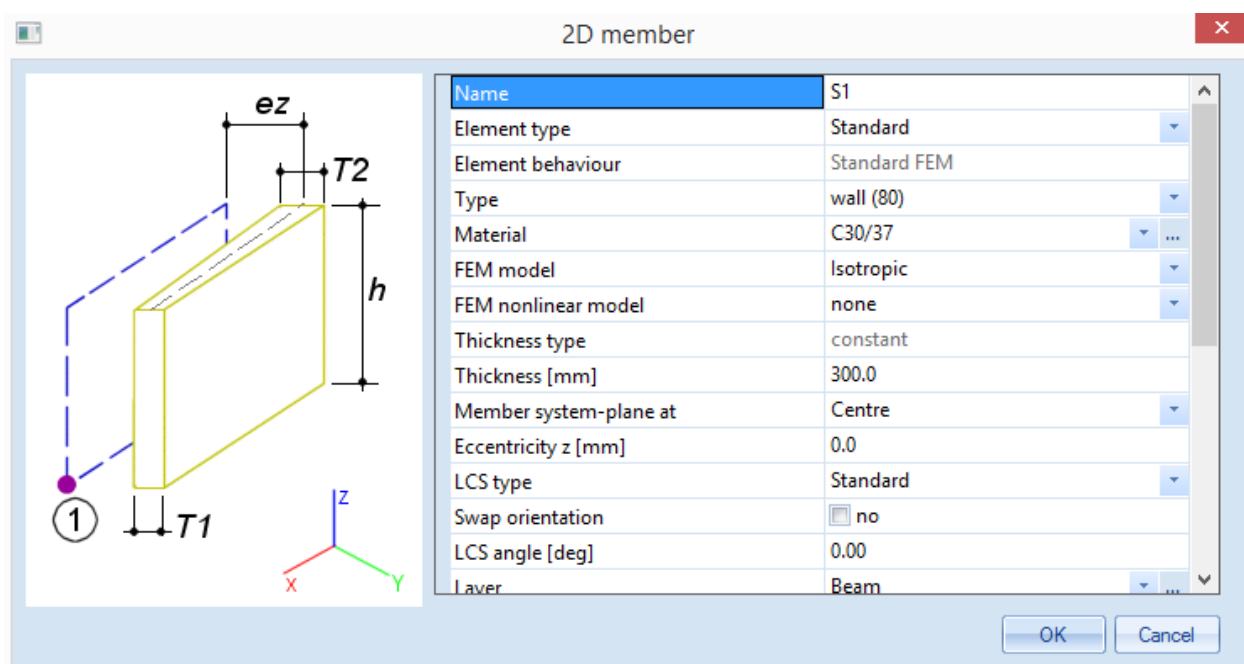


Slika 13-8 - Tlocrt importan u SCIA-u

## 13.4 Definiranje konstrukcije u SCIA-I

### 13.4.1 Definiranje nosivih elemenata i rubnih uvjeta

Zadavanje nosivih elemenata konstrukcije u SCIA-i odabire se u lijevom izborniku pod glavnim izbornikom „Structure“ čijim se klikom otvara padajući izbornik koji nudi crtanje 1D, 2D elemenata te dodatne opcije za definiranje rubnih uvjeta itd. Kao što je naglašeno u uvodu modelirati će se samo zidovi koji se definiraju klikom na „2D Members“ i potom odabirom opcije „Wall“, čijim se klikom otvara prozor prikazan na slici 13-9.

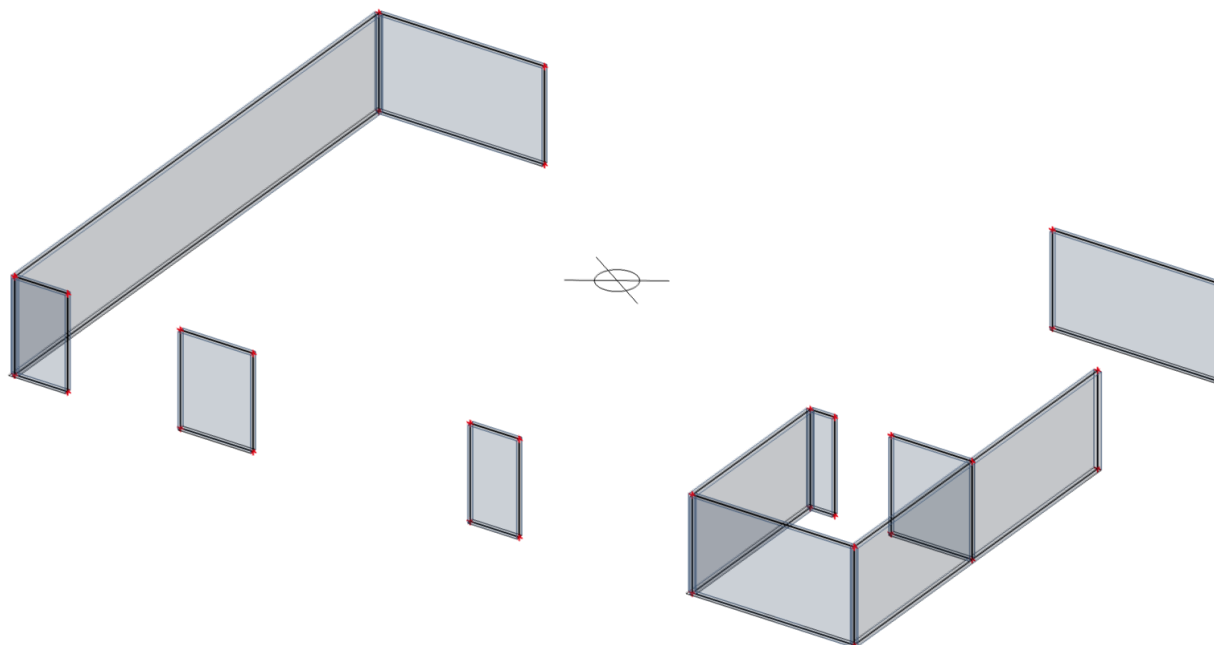


Slika 13-9 - Izbornik za definiranje karakteristika zida kao plošnog elementa

U prozoru za definiciju zida potrebno je zadati njegovu debljinu pod „Thickness“, materijal te Layer (u ovom separatu ne opisuje se upotreba layera jer se modeliraju jedino zidovi ali je moguće odabrati automatsko definirani layer Wall). Na dnu izbornika potrebno je još definirati visinu zida – zadati visinu jedne etaže (ukupnu a ne svijetlu visinu, u ovom slučaju 3,1 m).

Nakon definicije svih potrebnih parametara treba kursorom iscrtati zidove na osima koje su unaprijed pripremljene iz CAD-a, klikom na prvu i početnu točku poligona (svaki zid posebno).

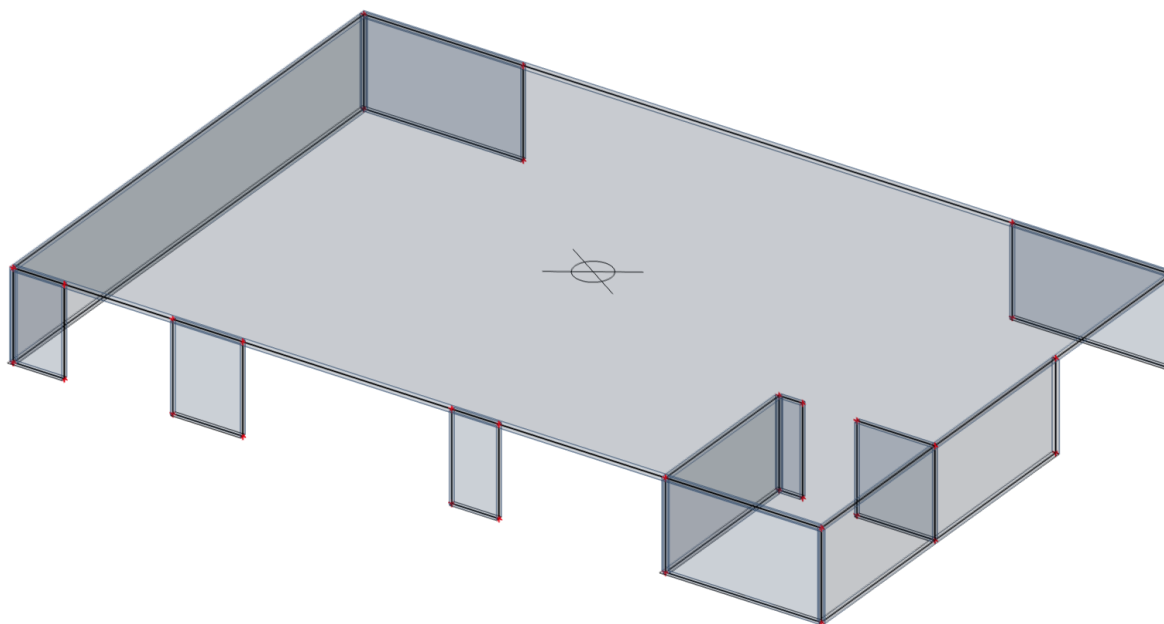
Pri završetku bi trebali dobiti zidove kao na slici 13-10.



Slika 13-10 - Zidovi definirani kao plošni elementi za jednu etažu

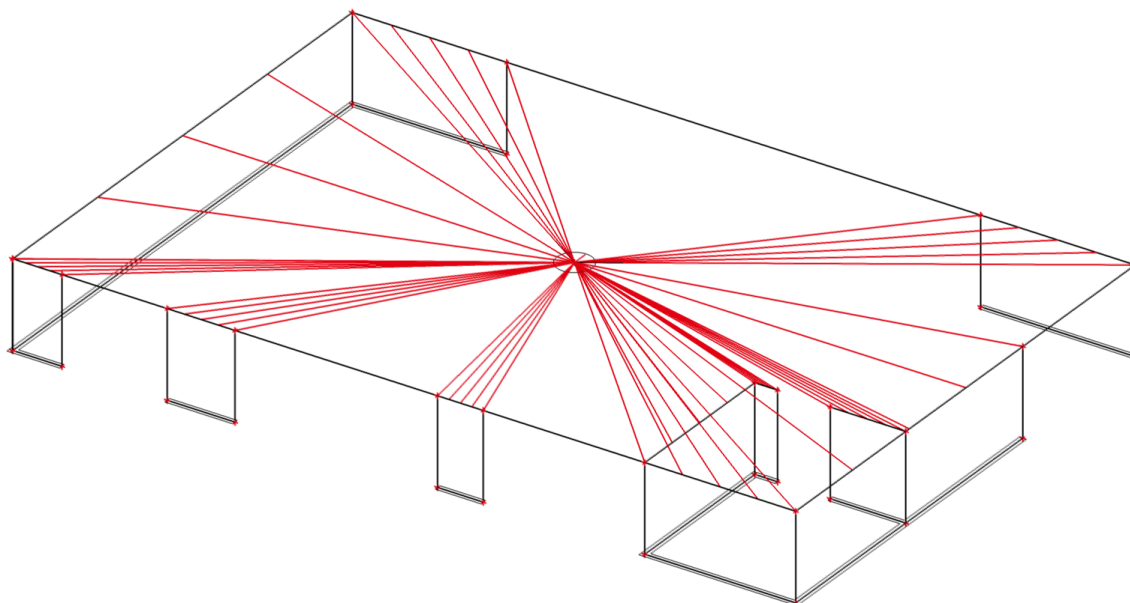
Nakon definicije zidova potrebno je zadati međukatne konstrukcije kao AB ploče čija je debljina određena u poglavlju 12.2.1 - preliminarno dimenzioniranje elemenata. U ovom primjeru međukatna konstrukcija je AB ploča debljine 25 cm. Ploče se definiraju u istom izborniku kao i zidovi, pod opcijom „2D Members“ klikom na „Plate“, čime se otvara prozor za definiranje parametara na isti način kao i kod zadavanja zida (Slika 13-9). U tom je prozoru potrebno definirati debljinu i materijal ploče, kao i layer. S obzirom da ploču modeliramo kao krutu dijafragmu bez težine, potrebno je prilagoditi karakteristike materijala. Klikom na materijal otvara se „Material Library“ u kojem je moguće kreirati specifičan materijal. Klikom na New te odabirom *Concrete EN 1992* modela otvara se prozor sa osnovnim karakteristikama materijala, u kojem je potrebno imenovati materijal (na vrhu) te mu težinu staviti nula – u redak *Unit mass* [kg/m<sup>3</sup>] upišite 0.00. Klikom na OK vraćate se u prozor za definiranje ploče, koju zadajete klikom na 4 točke poligona (4 kuta vaše konstrukcije), nakon čega bi trebali dobiti prozor kao na slici 13-11.





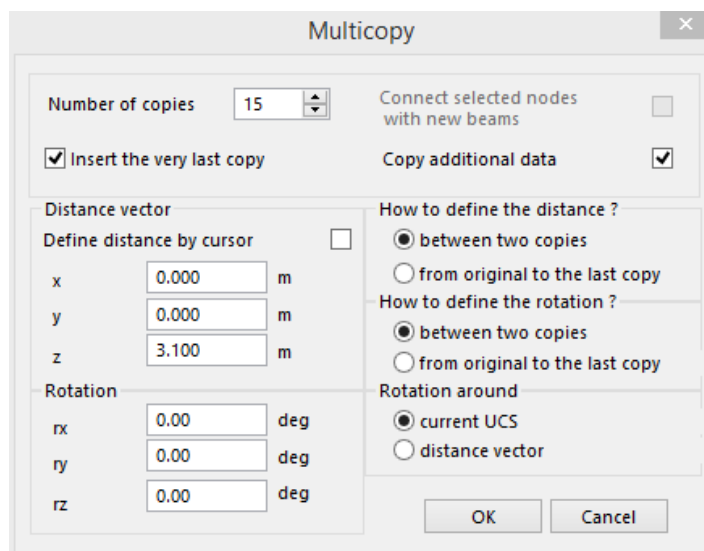
Slika 13-11 - Definirana ploča u modelu

Kako bi simulirali ponašanje ploče kao krute dijafragme, potrebno je povezati sve zidove sa krutim vezama s geometrijskim središtem ploče. Zbog toga smo u pripremi označili središte tlocrta u kojemu ćemo sada kreirati čvor u ploči. Da bi to napravili potrebno je u lijevom izborniku pod „*Structure*“ odabrati opciju „*2D Member Components*“ i u njoj kliknuti na *Internal Node*. Potom prvim klikom odaberete ploču, a drugim mjesto u kojem želite kreirati čvor (geometrijsko središte tlocrta – potrebno je samo podlogu kopirati na razinu ploče). Nakon kreiranja čvora potrebno je sve zidove povezati s istim, što možemo napraviti opcijom „*Line Rigid Arms*“ koja se u izborniku *Structure* nalazi pod izbornikom *Model data*. Klikom na tu opciju potrebno je odabrati vaš čvor na ploči kao *Master Node* (klikom na čvor) te potom označiti sve rubove zidova koje povezujemo s njim (gornji rub svakog zida). Nakon što označite sve zidove i kliknete tipku ESC na tipkovnici trebali bi dobiti prozor kao na slici 13-12:



Slika 13-12 - Kruta veza (rigid arms) između zidova i ploče

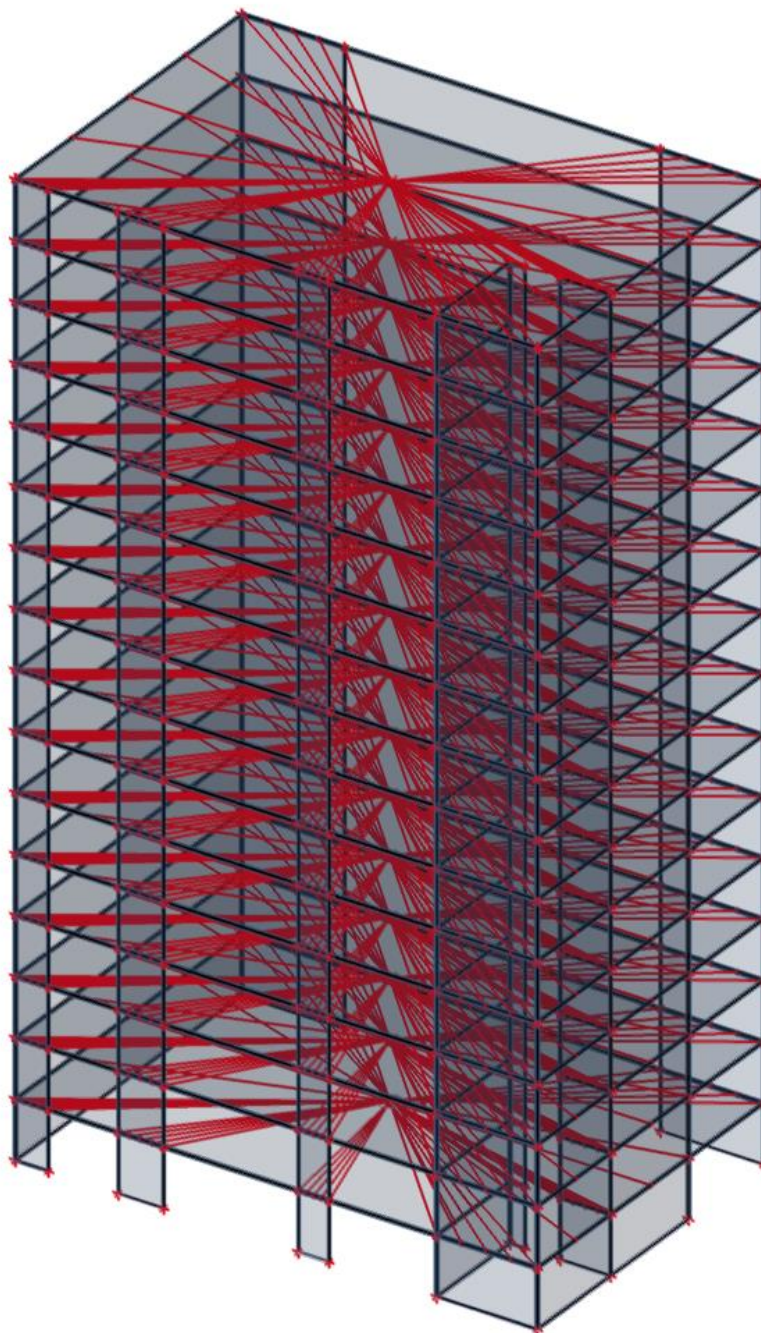
Prije kopiranja etaže i završetka modela potrebno je **osloboditi momente** na krajevima veza između zidova i ploče. Da bi to napravili potrebno je označiti sve *Rigid Arms* (crvene linije) i u desnom izborniku označiti opcije *Hinge on master* i *Hinge on slave*, kako bi definirali vezu između ploče i zidova. Time smo završili karakterističnu etažu koju je sada potrebno kopirati onoliko puta koliko vaša zadana konstrukcija ima etaža. Mišem označite sve elemente (na isti način kao u AutoCAD-u) i kliknite na opciju *Multicopy* (u gornjem desnom kutu), čime se otvara prozor kao na slici 13-13.



Slika 13-13 - Opcija "Multicopy" za kopiranje etaža

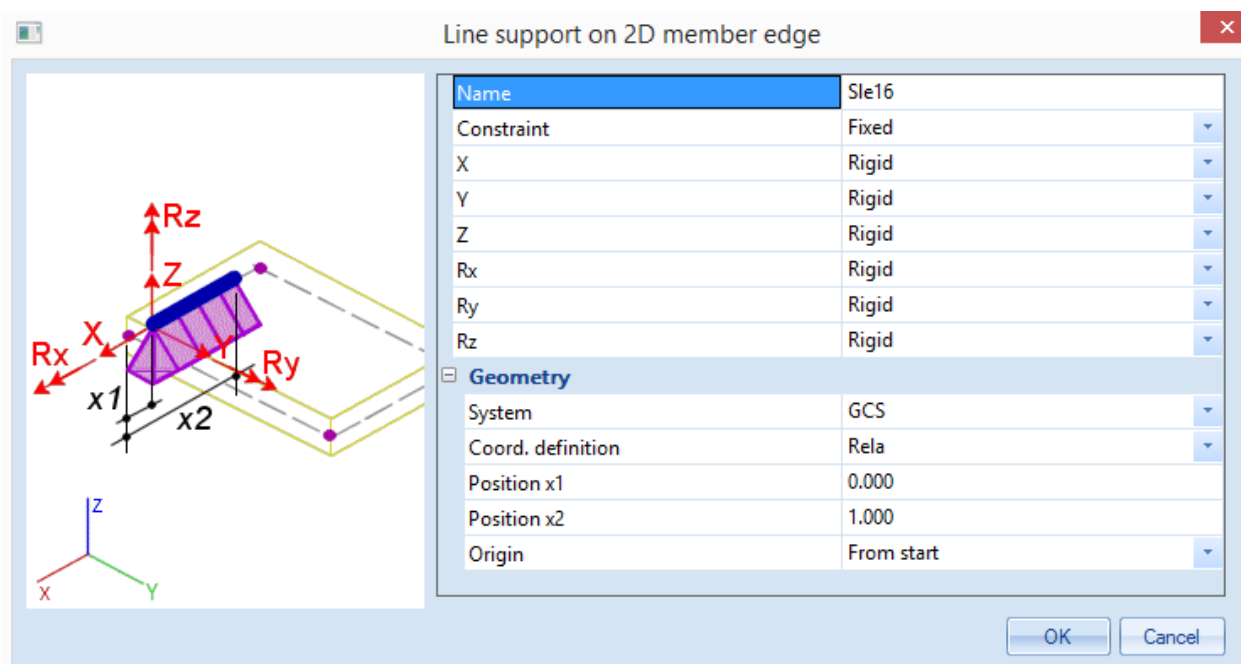
Kopiranje funkcionira na principu da odaberete koliko kopija karakteristične etaže želite, te na kojem razmaku po osima (x,y,z). U *Number of Copies* upišite potreban

broj etaža (jedna manje od zadanog broja - jednu ste već nacrtali), a u *Distance vector* upišite pod smjer z visinu etaže. U x i y smjer ne upisujte ništa. Klikom na OK trebali bi dobiti konačan izgled vaše konstrukcije (Slika 13-14):



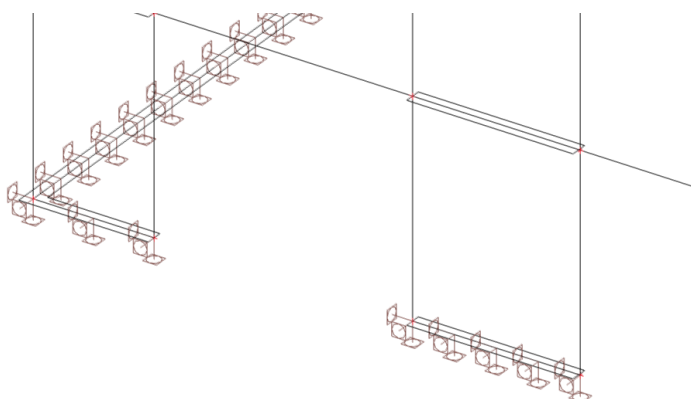
Slika 13-14 - Konačan izgled konstrukcije

Sljedeći korak je zadavanje rubnih uvjeta, koje ćemo definirati preko linijskih ležajeva na donjem rubu svih zidova prizemne etaže. Rubni uvjeti definiraju se također pod izbornikom „*Structure*“ na lijevoj strani ekrana, pod izbornikom „*Model data*“ potrebno je odabrati opciju „*Line on 2D member edge*“ klikom na koju se otvara prozor prikazan na slici 13-15.



Slika 13-15 - Prozor za definiranje rubnih uvjeta

S obzirom na to da je predmetna konstrukcija definirana kao konzola s jednim stupnjem slobode potrebno je odabrati upete ležajeve – pod opcijom „*Constraint*“ odabrati *fixed* opciju. Klikom na OK prebacujete se u prozor s vašom konstrukcijom u kojemu je kursorom miša potrebno označiti sve donje rubove zidova prizemne etaže. Kada označite sve rubove kliknite na tipku „*Esc*“ na tipkovnici kako bi završili definiranje ležajeva. Kako bi bili sigurni da ste definirali sve ležajeve provjerite da li vam se na svim donjim rubovima zidova prizemne etaže pojavila oznaka za upeti linijski ležaj koji je prikazana na slici 13-16.

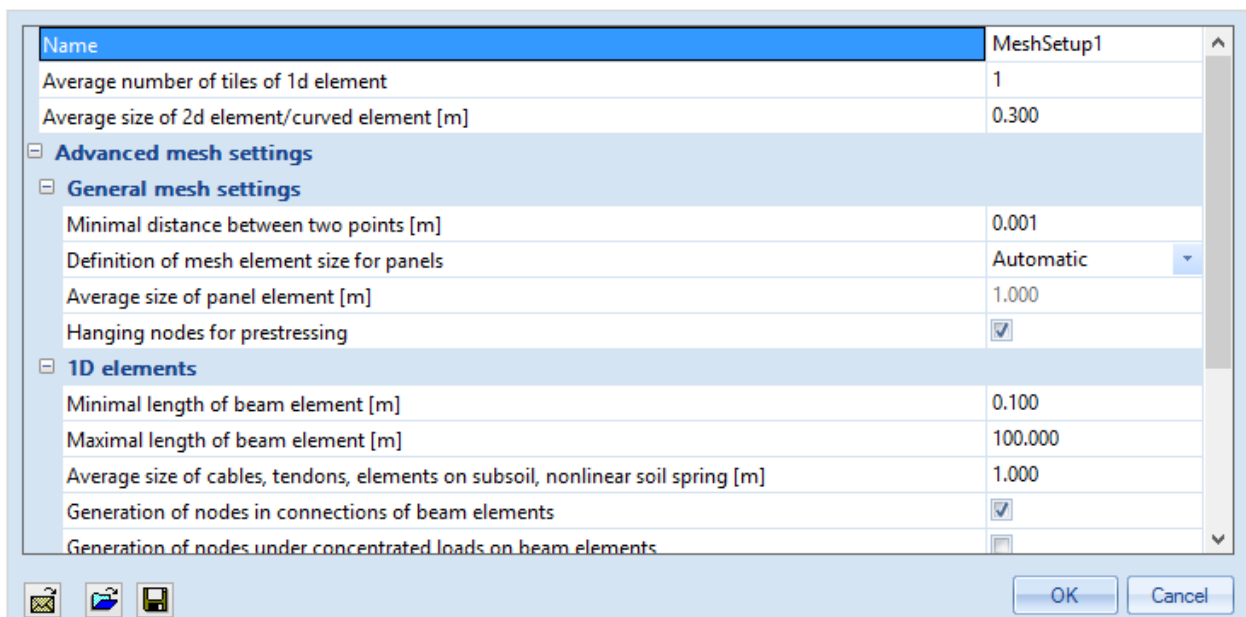


Slika 13-16 - Linijski upeti ležaj na donjem rubu zidova prizemne etaže

### 13.4.2 Definiranje parametara za seizmičku analizu

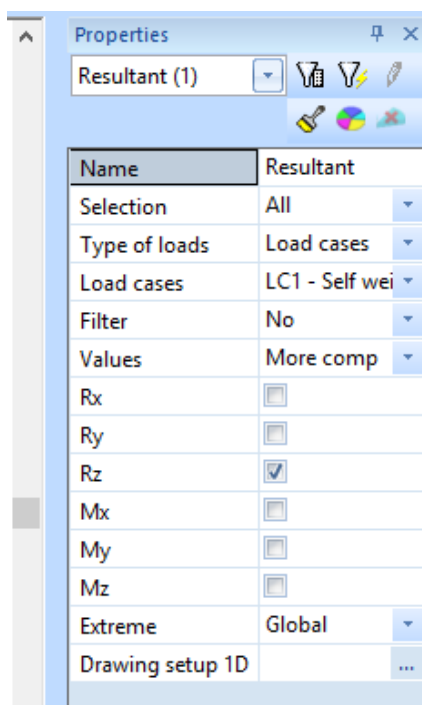
Kako bi se definirao što točniji model stvarne građevine potrebno je uvećati težinu konstrukcije faktorom koji se određuje usporedbom stvarne težine (određene poglavljju 12.2.3.3.5) te vlastite težine modela koji SCIA određuje automatski. Ovakva aproksimacija se radi kako bi se izbjeglo zadavanje dodatnog stalnog i uporabnog opterećenja te definiranje kombinacija opterećenja. Točnost ovakve metode je **prihvatljiva** kod izrade jednostavnog modela za provjeru perioda.

Za početak je potrebno odrediti vlastitu težinu modela, koju će se prikazati kao rezultantu svih vertikalnih sila. Nije potrebno definirati nikakav *Load Case* jer SCIA automatski zadaje *LC1* kao vlastitu težinu (*selfweight*), te se može odmah pokrenuti postupak proračuna u SCIA-i. U lijevom izborniku se nalazi podizbornik pod nazivom „*Calculation, mesh*“ klikom na koji se otvara padajući izbornik sa opcijama za definiciju veličine konačnog elementa (*mesh*), zadavanje parametara proračuna itd. SCIA-a 17 ima automatski podešeni *mesh size* na 0,3 m što je dovoljno za ovakav model, dok se u starijim verzijama SCIA-e mora klikom na opciju „*Mesh Setup*“ te podesiti veličina konačnog elementa (Slika 13-17).



Slika 13-17 - Definicija veličine konačnog elementa

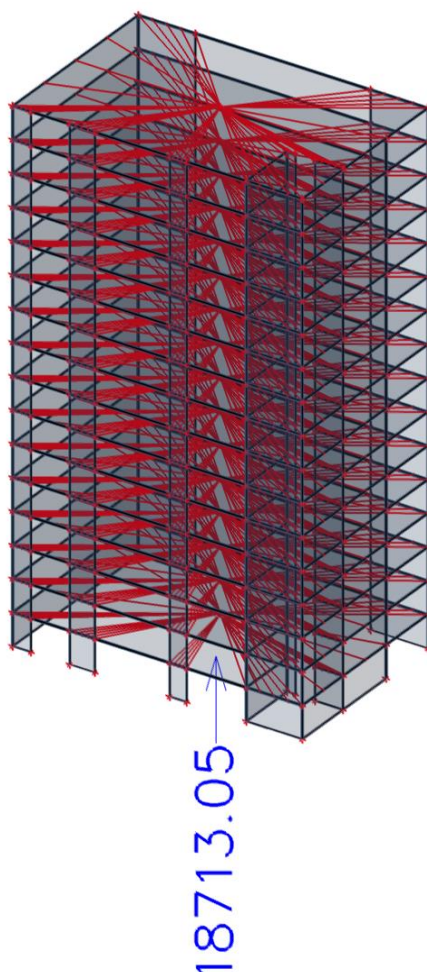
Nakon podešavanja kliknite na opciju „*Calculation*“ kojom se počinje proces linearne analize konstrukcije (ovisno o snazi računala i veličini modela ovaj proces može potrajati neko vrijeme – budite strpljivi). Kada se završi proračun u izborniku s lijeve strane pojaviti će se novi podizbornik pod nazivom „*Results*“ klikom na koji se otvaraju razne opcije za pregled rezultata proračuna. Za određivanje rezultante svih vertikalnih sila kliknuti u lijevom izborniku na opciju „*Supports*“ te potom na „*Resultant of Reactions*“, čime se na desnoj strani otvara izbornik u kojemu odabirete sve komponente rezultata koje želite prikazati (slika 13-18).



Slika 13-18 - Prozor za odabir prikaza rezultata

U ovom prozoru odaberite komponente koje želite prikazati (Rz – rezultanta vertikalnih sila), te *load case* za koji želite rezultate (LC1 – *Selfweight*), te kliknite na tipku „Refresh“ u donjem desnom kutu SCIA-inog prozora kako bi dobili rezultate (slika 13-19).





Slika 13-19 - Rezultanta svih vertikalnih sila - ukupna težina modela

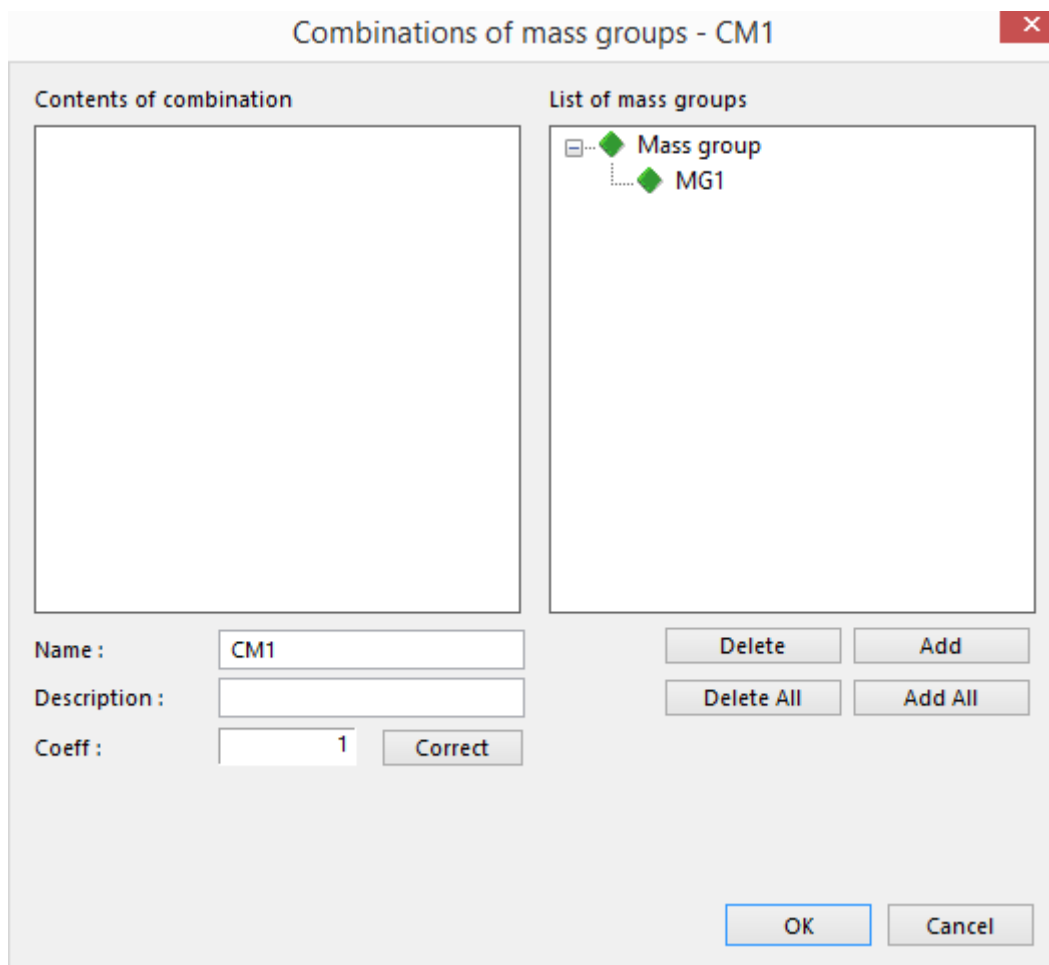
Iz slike 13-19 možemo očitati da je ukupna težina definiranog modela 21758,05 kN, dok je stvarna težina za potresnu kombinaciju određena u poglavlju 12.2.3.3.5 i za ovaj primjer iznosi: 104016,39 kN. Faktor povećanja težine  $\alpha$  određujemo tako da podijelimo stvarnu težinu sa težinom modela:

$$\alpha = \frac{W_{real}}{W_{SCIA}} = \frac{104016,39}{18713,05} = 5,55849$$

Dobivenim faktorom uvećati ćemo ukupnu težinu našeg modela kako bi aproksimirali stvarno ponašanje konstrukcije, i to na način da ćemo povećati volumensku težinu zidova kako bi ukupnu težinu linearno raspodijelili po čitavoj visini konstrukcije. Da bi ovo napravili najjednostavnije je da u *Material Library* (u kojemu smo već kreirali novi materijal za ploču) odaberemo beton od kojeg su definirani zidovi (u ovom slučaju C30/37) te u redak *Unit mass* [kg/m<sup>3</sup>] upišemo 2500 povećan faktorom alfa koji smo izračunali. U ovom primjeru težina u kilogramima po metru kubnom ispada 13896,237.

Zadnji korak prije provedbe seizmičke analize je definiranje mase pod izbornikom „Dynamics“ na lijevoj strani. SCIA automatski kreira masu iz vlastite težine i to kao

„Mass group 1“ te nije potrebno definirati nove grupe, već će se samo kreirati kombinaciju grupa potrebnu za dinamički proračun. Klikom na opciju „Combinations os mass groups“ otvara se prozor u kojemu kliknite na opciju „New“ – slika 13-20:



Slika 13-20 - Prozor za definiranje Combination of mass groups

Kako bi definirali novu kombinaciju masa potrebno je odabrati koje mase ćete koristiti s desne strane prozora. U našem slučaju imamo samo jednu –MG1 te kliknite na nju, i potom na opciju „Add“ kako bi kreirali novu kombinaciju masa (faktor korekcije ostavite 1 – težinu smo već korigirali prilagodbom težine betona u prošlom koraku).

Ako ste sve dobro definirali kliknite na OK kako bi zatvorili prozor.

### 13.5 Provedba seizmičke analize

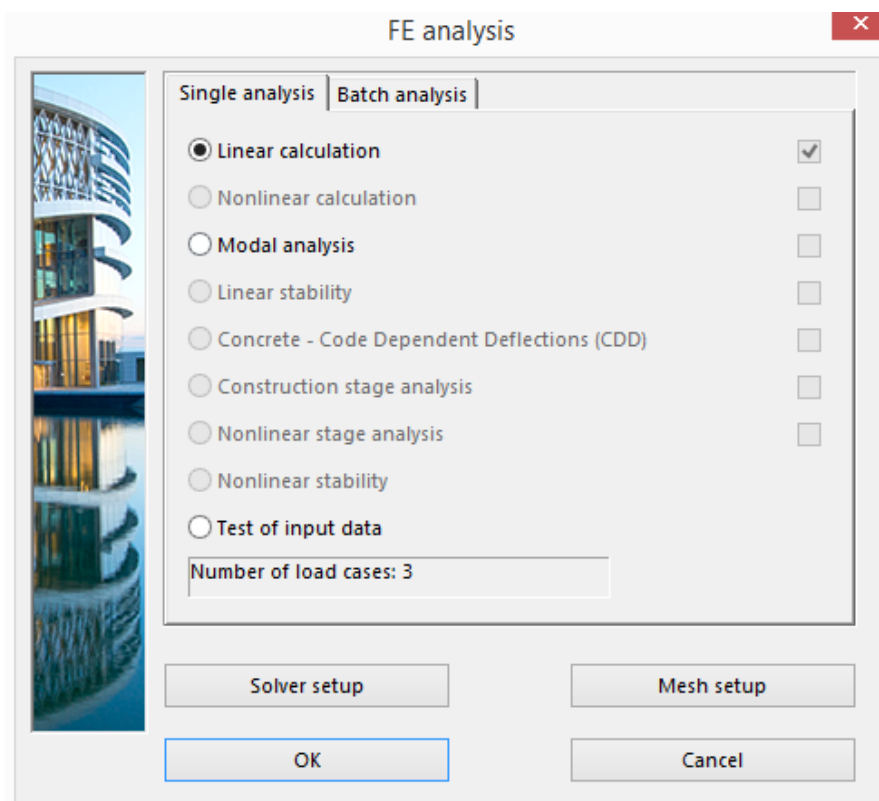
Nakon definicije svih parametara ostaje samo pokrenuti seizmičku analizu, te definirati potreban broj vlastitih oblika. Minimalan broj vlastitih oblika koje je potrebno uzeti u obzir u proračunu se definira kao:

$$3\sqrt{n},$$

gdje  $n$  predstavlja broj etaža konstrukcije. Ovisno o odabranom broju oblika ovisiti će i vrijeme potrebno za proračun, te se studentima sugerira da uzmu cca. 10 vlastitih



oblika u obzir kako bi si ubrzali vrijeme proračuna. Klikom na opciju „*Calculation*“ u lijevom izborniku otvara se prozor u kojemu je moguće definirati opcije proračuna:



Slika 13-21 - Prozor za definiciju parametara proračuna

Najprije treba odabrati opciju „*Modal analysis*“ te zatim kliknuti na tipku „*Solver setup*“ čime se otvara dodatni prozor u kojemu se definiraju parametri proračuna, gdje je potrebno prilagoditi samo broj vlastitih oblika u polju pod nazivom „*Number of eigenmodes*“.

Nakon toga kliknite na tipku OK kako bi započeli seizmičku analizu (SCIA-i treba neko vrijeme da završi seizmičku analizu pa budite strpljivi).

### 13.6 Analiza rezultata

Nakon provedene seizmičke analize otvara se nova opcija u lijevom izborniku – *Results* (isto kao i u slučaju kod linearne analize). Klikom na nju otvara se izbornik sa više opcija, a potrebno je odabrati ovu na dnu, pod imenom „*Calculation protocol*“, te potom u izborniku s desne strane pod *Type* odabrati *Eigen frequencies*, i naposljetku u donjem desnom kutu kliknuti *preview*, čime se prikazuje *Engineering report* sa svim potrebnim rezultatima seizmičke analize – Slika 13-22:

#### Calculation protocol

##### Solution of Free Vibration

Number of 2D elements	43792
Number of 1D elements	0
Number of mesh nodes	43745
Number of equations	262470
Combination of mass groups	MC 1 CM1
Number of frequencies	10
Method	Lanczos
Bending theory	Mindlin
Type of analysis model	Standard
Start of calculation	19.10.2017 13:39
End of calculation	19.10.2017 13:42

##### Sum of masses

[kg]	X	Y	Z
Combination of mass groups 1	10401638.91	10401638.91	10401638.91

##### Modal participation factors

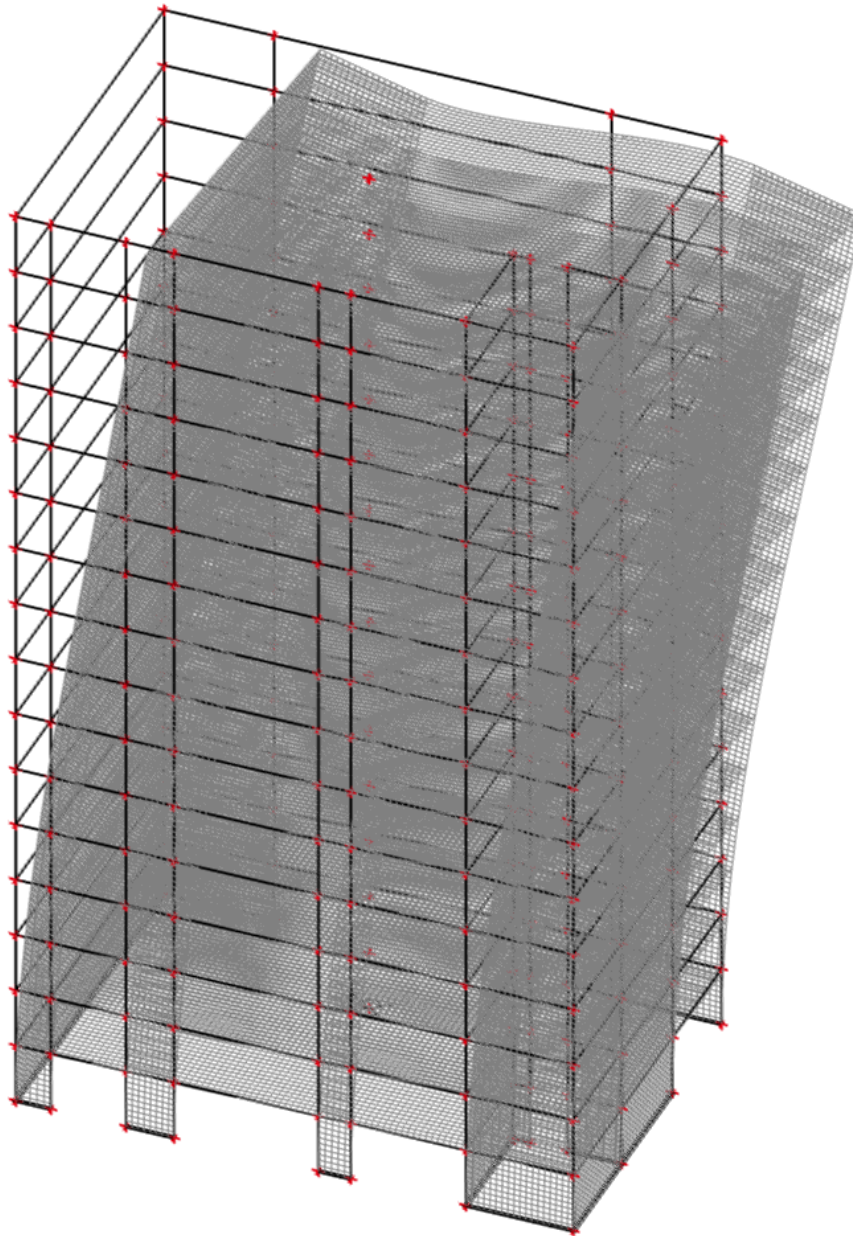
Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Wztot_R
1	3.8910	1.6148	0.6193	0.6048	0.0256	0.0000	0.0125	0.1960	0.0096
2	7.6892	0.8171	1.2238	0.0402	0.3942	0.0000	0.1943	0.0102	0.2090
3	12.3852	0.5073	1.9712	0.0000	0.2170	0.0000	0.1196	0.0003	0.4218
4	18.4129	0.3412	2.9305	0.1815	0.0039	0.0000	0.0029	0.1484	0.0024
5	33.0729	0.1900	5.2637	0.0078	0.1252	0.0000	0.1503	0.0089	0.0679
6	42.3503	0.1484	6.7403	0.0573	0.0046	0.0000	0.0053	0.0570	0.0003
7	47.0201	0.1336	7.4835	0.0005	0.0778	0.0001	0.1130	0.0001	0.1403
8	49.3961	0.1272	7.8616	0.0000	0.0000	0.7620	0.0003	0.0215	0.0000
9	49.5781	0.1267	7.8906	0.0000	0.0000	0.0519	0.0077	0.3157	0.0000
10	50.8680	0.1235	8.0959	0.0000	0.0001	0.0001	0.0430	0.0002	0.0000
				0.8922	0.8482	0.8141	0.6490	0.7582	0.8512

Slika 13-22 - Engineering Report

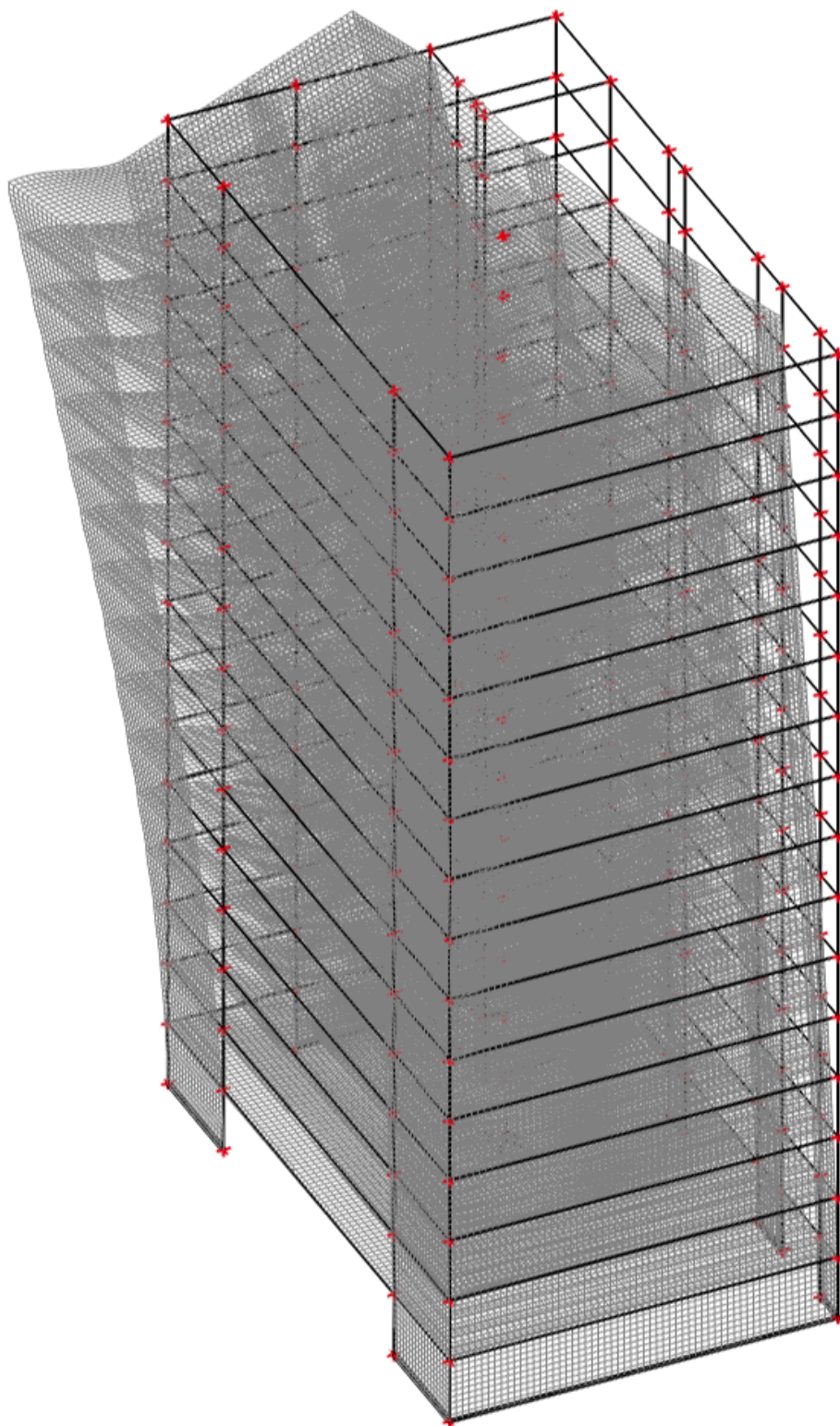
U tablici *Sum of Masses* prikazana je ukupna masa konstrukcije te nam ona služi za provjeru da li smo dobro korigirali gustoću betona kako bi aproksimirali težinu po visini.

U tablici *Modal participation factors* nalaze se periodi i frekvencije za svaki od 10 vlastitih oblika konstrukcije. Također u petom, šestom i zadnjem stupcu su i količine aktivirane mase za svaki vlastiti oblik, prema kojima zaključujemo vrstu vlastitog oblika (savojni ili torzijski). Iz priloženog možemo zaključiti da je prvi ton u smjeru x osi, drugi u smjeru y osi, dok je treći dominantno torzijski (oko z osi).

Deformiranu konstrukciju (za svaki vlastiti oblik) možemo vizualizirati klikom na opciju „*Deformed Structure*“ na vrhu izbornika na lijevoj strani, nakon čega je u izborniku na desnoj strani potrebno pod „*Type of Loads*“ odabrati *Mass Combination* i kliknuti na *refresh* u donjem desnom kutu. Promjenom *Mass combination-a* mijenjamo vlastite oblike (potrebno je prikazati prva tri).

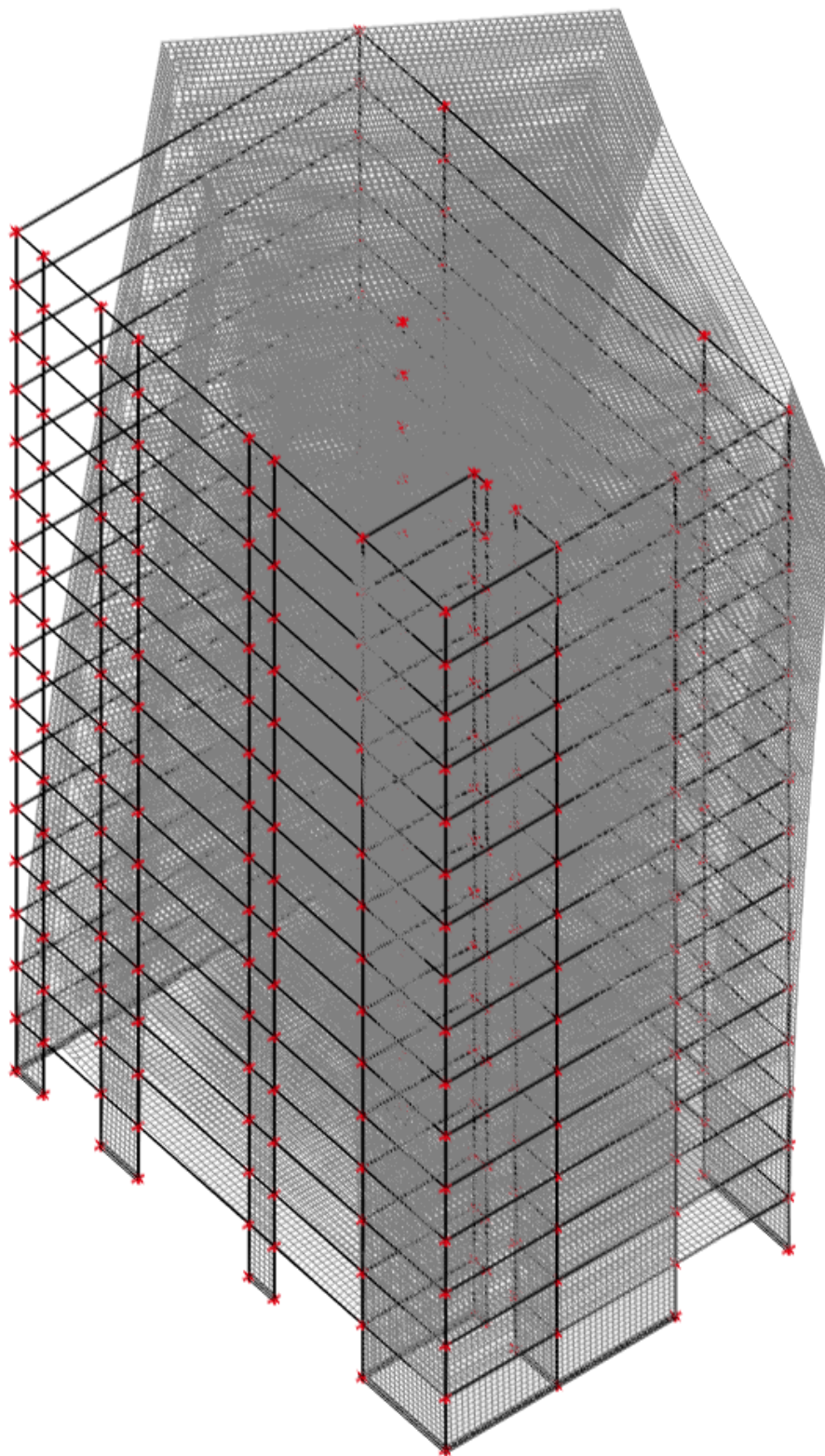


Slika 13-23 - Prvi ton - u smjeru x osi



*Slika 13-24 - Drugi ton - u smjeru y osi + torzija*





*Slika 13-25 - Treći ton - torzija oko z osi*

## 14 DODATAK B UPUTE ZA IZRADU 3D MODELA ZA SEIZMIČKU ANALIZU NA RAČUNALU - SOFISTIK

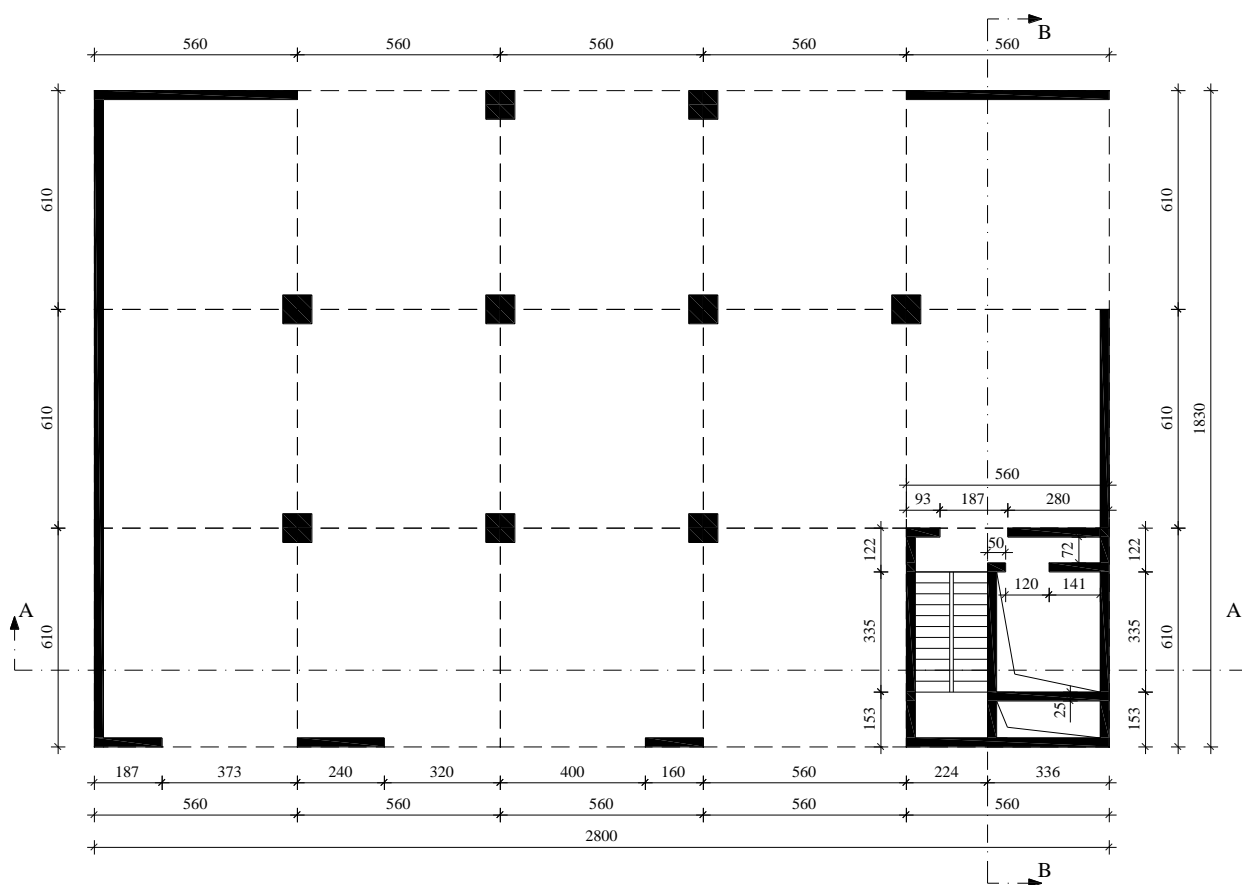
### 14.1 Uvodno

Ovim dodatkom daju se osnovni nuputci kako izraditi jednostavan 3D model visoke građevine kako bi se provela osnovna seizmička analiza i odredili vlastiti oblici te periodi konstrukcije.

Dodatak je podijeljen u poglavlja, od kojih svako predstavlja jedan korak izrade modela, počevši od pripreme u AutoCAD-u do konačnog prikaza rezultata.

Što se same konstrukcije tiče, potrebno je imati tlocrtni raspored svih vertikalnih elemenata, kao i određene dimenzije svih nosivih elemenata. Opterećenja se neće modelirati (osim vlastite težine), koja će se množiti sa odgovarajućim faktorom kako bi se aproksimirala realna konstrukcija. Faktor se određuje prema ukupnoj težini konstrukcije koja je određena u poglavlju 12.2.3.3.5.

Osnovni tlocrt konstrukcije prikazan je na slici 14-1. Građevina obrađena u ovom primjeru ima ukupno 16 etaža, sa visinom etaže od 3,1 m (svijetla visina 2,85 m).

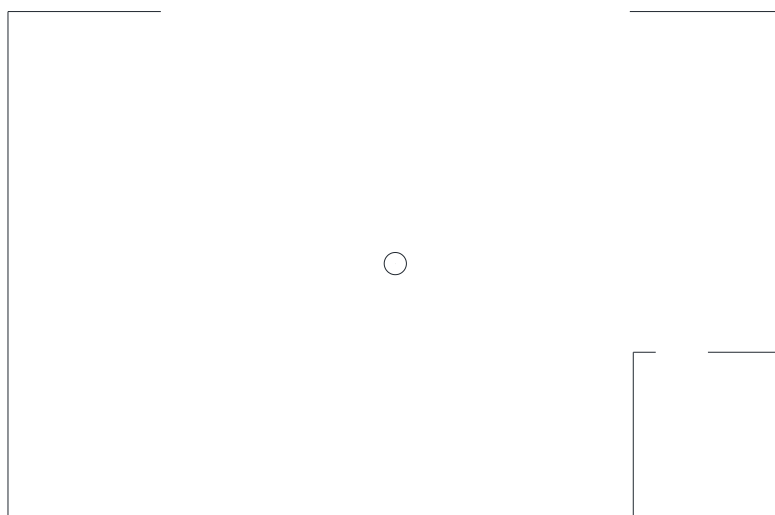


Slika 14-1 - Tlocrt visoke građevine

## 14.2 Priprema podloge u AUTOCAD-u

Potrebno je u AutoCAD-u nacrtati tlocrt zidnih elemenata zagade, bez stupova jer se pretpostavlja da seizmičko opterećenje prenose samo zidovi. Zidovi se zadaju osnim linijama koje će u modelu tvoriti srednje ravnine pločastih elemenata zidova.

Osim osi zidova, označava se i jedna točka unutar tlocrta, koja može biti geometrijsko težište (sredina) cijelog tlocrta.



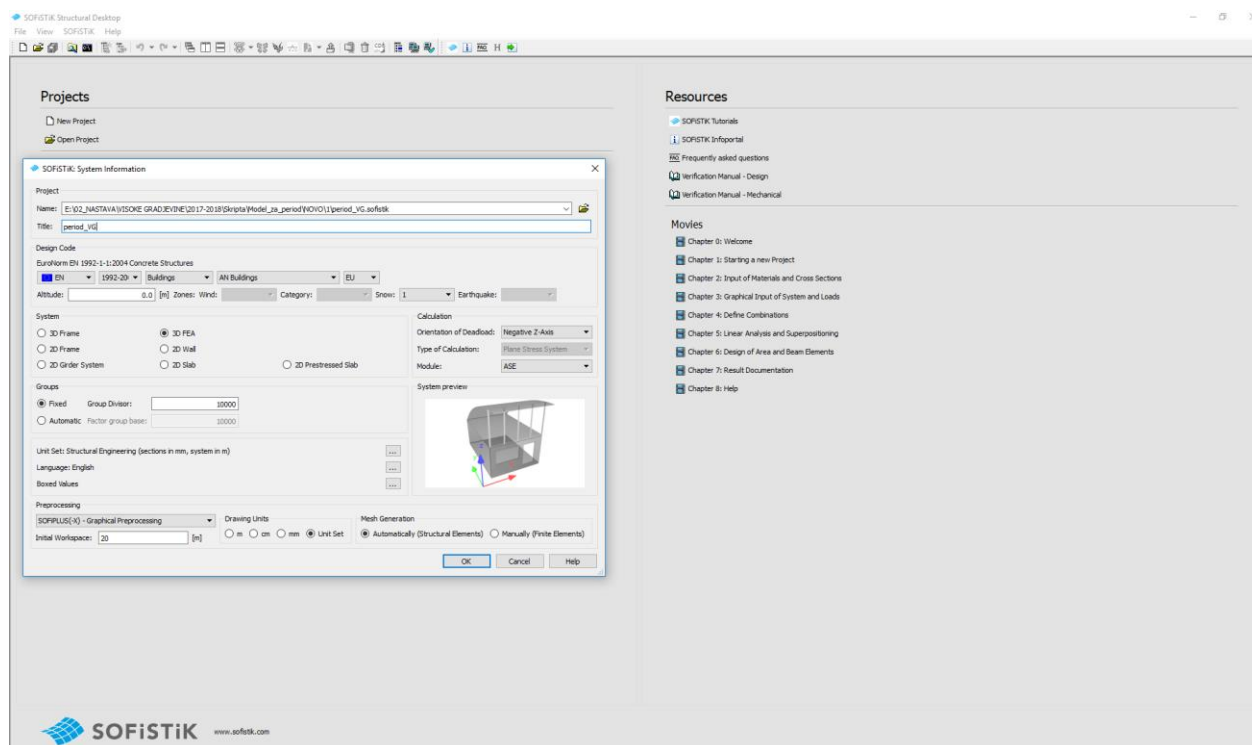
*Slika 14-2 - AutoCAD tlocrt samo sa osima zidova*

Ovako stvorenu datoteku treba snimiti pod proizvoljnim imenom. Verzija AutoCAD datoteke mora biti kompatibilna sa verzijom Sofistika (preporučljivo verzija iste godine).

## 14.3 Zadavanje modela u SOFISTIKU

### 14.3.1 Pokretanje SOFISTIKA i definicija projekta

Pokretanjem SSD programa SOFISTIK-a (Sofistik Structural Desktop) odabire se New Project. Zadaje se EN 1992 norma za betonske konstrukcije, System se zadaje kao 3D FEA i mjerne jedinice koje odgovaraju mjernim jedinicama u kojima je crtan tlocrt (preporučljivo cm). Ostale opcije ostaju kako su predodređene. Naslov projekta i ime datoteke u koju se projekt snima moraju odgovarati imenu ranije stvorene datoteke u kojoj se nalazi tlocrt zgrade, i sve ove datoteke se moraju nalaziti u istoj mapi na disku.



Slika 14-3 - Otvaranje novog projekta u SOFISTIK-u

Sada je projekt pokrenut, i otvara se prozor u kojem s lijeve strane vidimo popis modula za pojedine zadatke definicije i proračuna modela, a sa desne strane vidimo vizualizaciju modela (kada će biti kreiran).



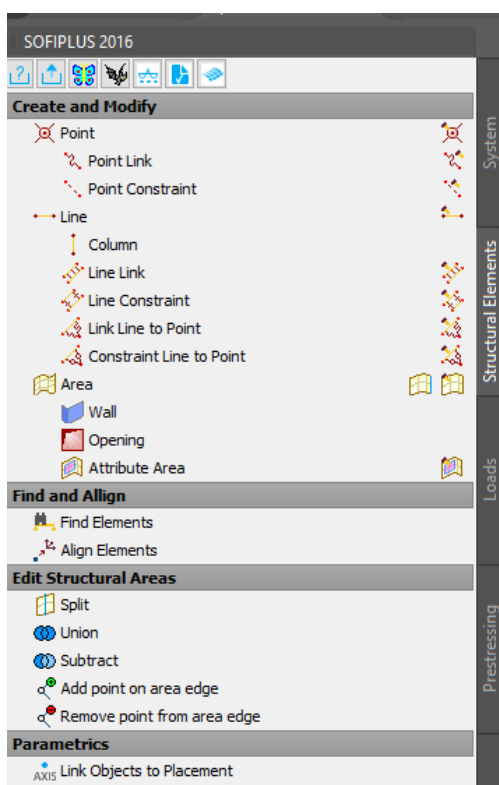
### 14.3.2 Zadavanje geometrije modela

Prije zadavanja samih elemenata modela, potrebno je definirati njihov materijal i presjeka ukoliko postoje. Dvostrukim klikom na materijal betona možemo promijeniti njegovu klasu u C50/60 za potrebe ovog projekta. Poprečne presjeka za štapne elemente ne treba zadavati jer će postojati samo pločasti elementi zidova.

Slijedi zadavanje elemenata modela prema podlogama iz tlocrta. Dvostrukim klikom na modul SOFiPLUS(-X) otvara nam se AutoCAD prozor sa odabranim profilom SOFiPLUS-a i tlocrtom koji smo ranije definirali. Tlocrt će se pokazati samo ukoliko su ime datoteke projekta i ime datoteke AutoCAD podloge jednake.

Tlocrt valja naredbom „move“ pomaknuti sa njegovim središtem u ishodište koordinatnog sustava.

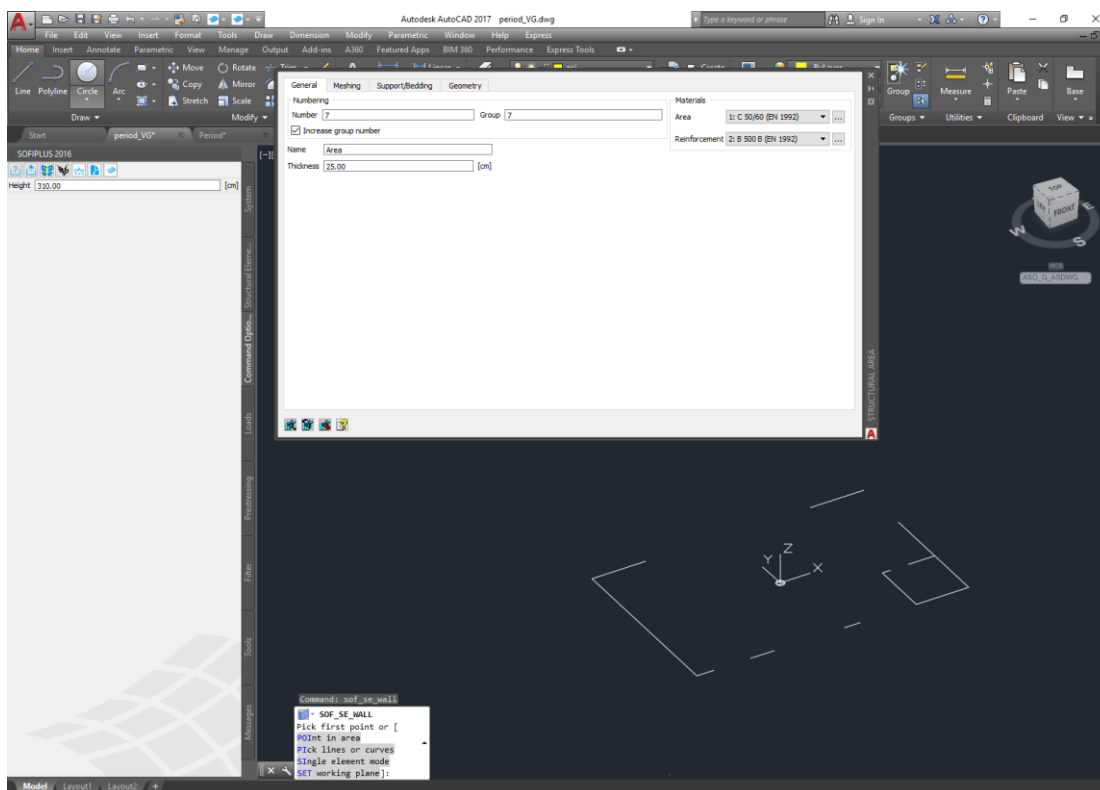
Sa lijeve strane u AutoCAD-u će se nalaziti SOFiPLUS prozori pod kraticama System, Structural Elements, Loads, Prestressing, Filter, Tools i Messages. Ovi prozori dio su SOFiPLUS profila koji je došao sa instalacijom SOFiPLUSA, a naredbe unutar ovih prozora služe nam za zadavanje modela (njegovih elemenata, rubnih uvjeta, opterećenja) i za eksportiranje modela u SSD.



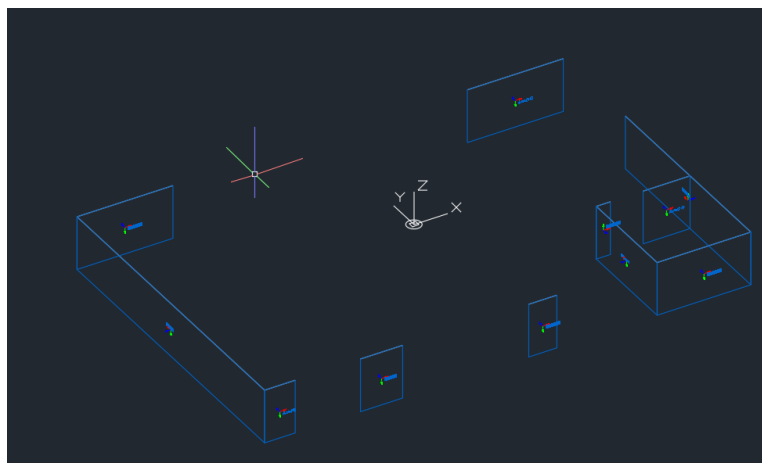
Slika 14-4 – SOFiPLUS: izbornik u AutoCAD-u

U našem modelu postojati će samo elementi zidova pa ćemo koristiti naredbu „Wall“ kako bi ih zadali. Odabirom ove naredbe, sa lijeve strane ćemo dobiti opciju zadavanja visine zida. U to polje upisujemo visinu koja odgovara visini etaže (u ovom slučaju 310 cm). U otvorenom prozoru treba upisati debljinu zida (25 cm) i odabrati materijale za zid i armaturu. Ponuđeni su materijali koji su radnije zadani u SSD-u. U

naredbenom retku AutoCAD-a nude se opcije načina zadavanja zida. Kako mi već imamo osne linije zida u tlocrtu, valja odabrati opciju „Pick lines or curves“. Nakon toga slijedi odabir linija osi zidova.



Slika 14-5 – SOFiPLUS: zadavanje elemenata zidova

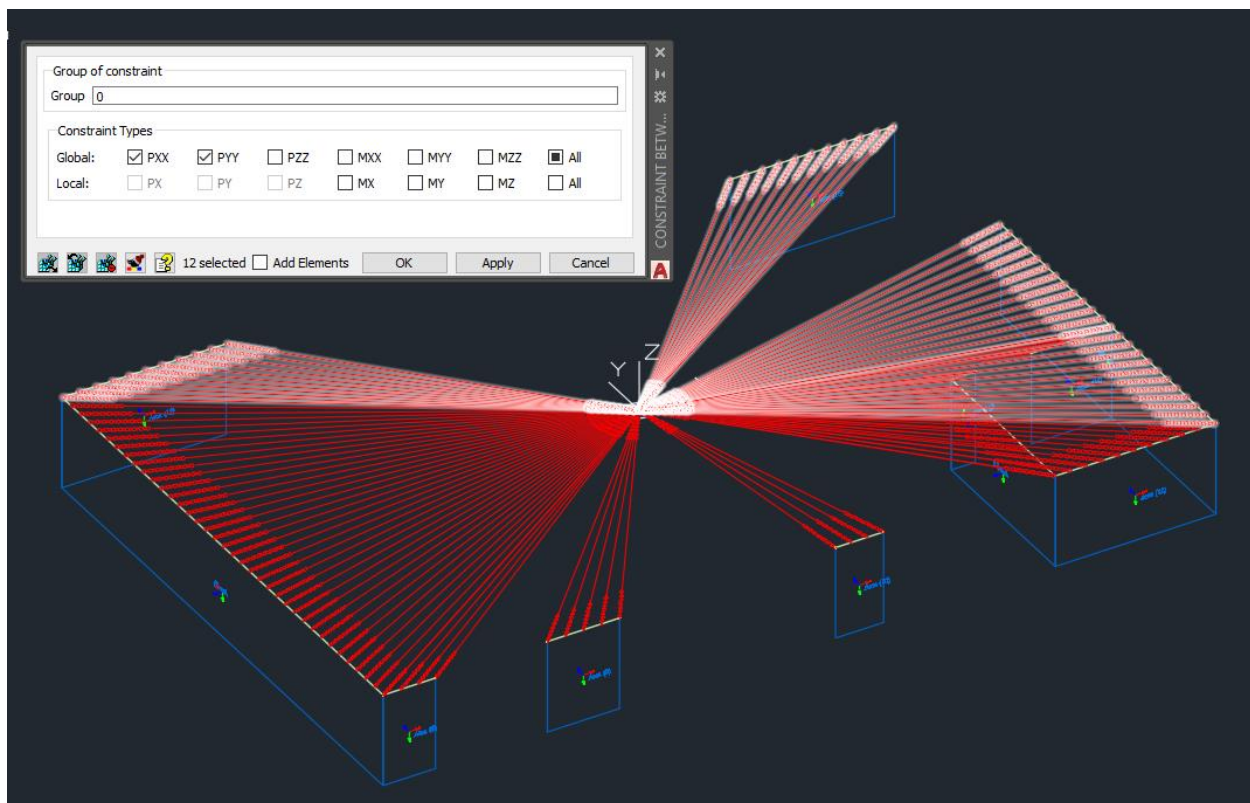


Slika 14-6 – SOFiPLUS: Kreirani zidovi etaže prizemlja

Slijedeće je potrebno definirati točku sredine presjeka na koju će se vezati sve gornje linije zidova kako bi se na taj način modelirala u ravni kruta međukatna konstrukcija stropne ploče. Ovu točku zadajemo naredbom „Point“ i odabirom ranije definirane točke u sredini. Također, valja zadati gornje linije zidova naredbom „Line“, kojom će se svaka linija zadati početnom i krajnjom točkom.

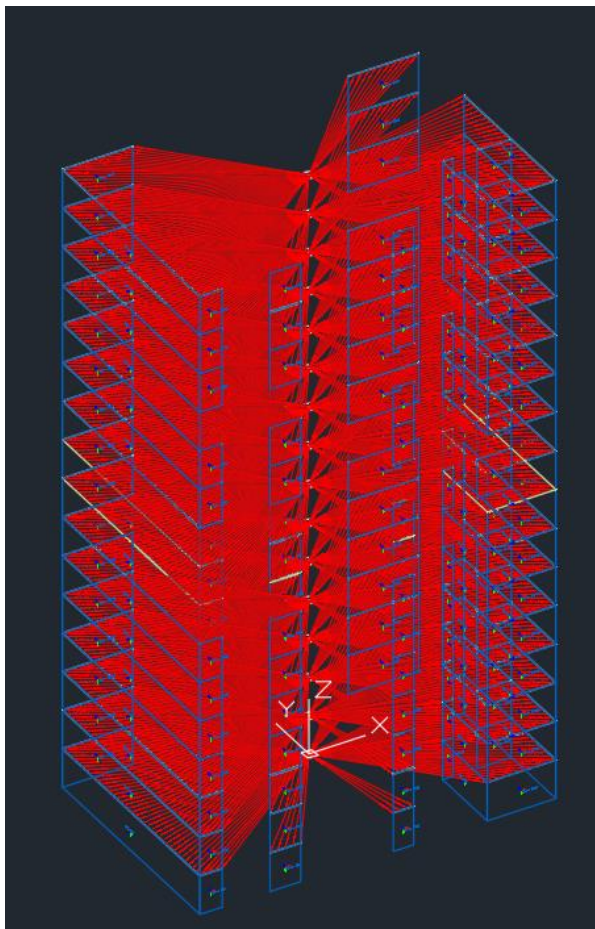
Ovako zadane linije valja povezati krutim vezama sa središnjom točkom. To činimo pomoću naredbe „Constraint Line to Point“. Odabirom ove naredbe otvara se prozor

u kojem treba isključiti veze PZZ, MXX, MYY i MZZ. Na ovaj način smo definirali da će veze prenositi samo translacijske pomake unutar ravnine ploče, odnosno da će se horizontalno opterećenje raspodjeljivati po zidovima kao da su oni nepovezani, proporcionalno njihovim krutostima. Svaka veza se dalje zadaje tako da se prvo odabere strukturalna linija i onda središnja točka.



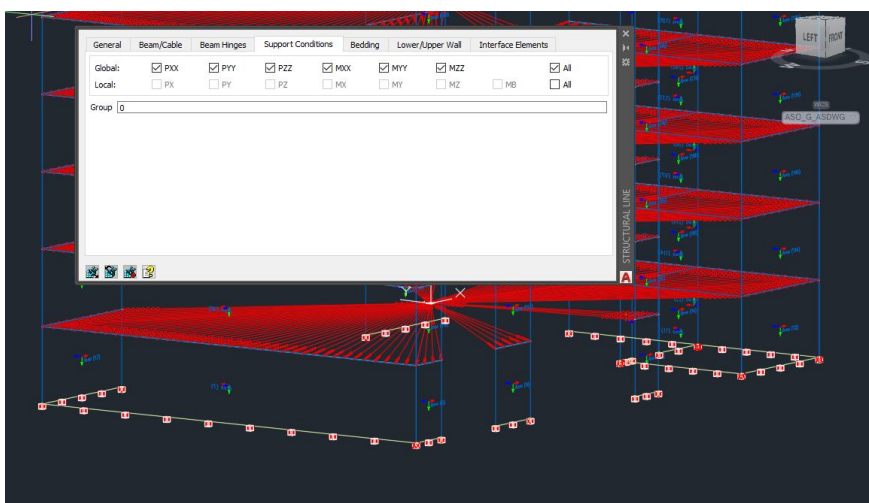
Slika 14-7 – SOFiPLUS: zadavanje u ravnini krute međukatne konstrukcije sa „constraint“ vezama

Sada smo modelirali čitavu jednu etažu. Ovu etažu ćemo dalje kopirati u visinu onoliko puta koliko ima ukupno etaža, u ovom slučaju 15 puta (prizemlje + 15 etaža). Kopiranje se vrši AutoCAD naredbom „copy“, označavanjem svih elemenata etaže (uključivo sa krutim vezama) i višestrukim kopiranjem pomoću neke referentne točke.




Slika 14-8 – SOFiPLUS: kopirane etaže prizemlja do ukupne visine zgrade

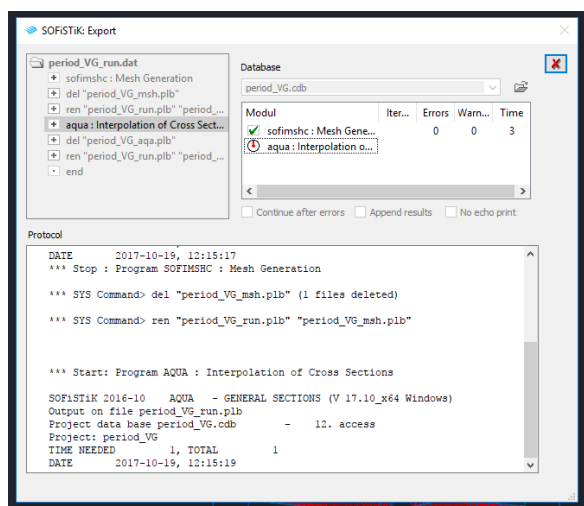
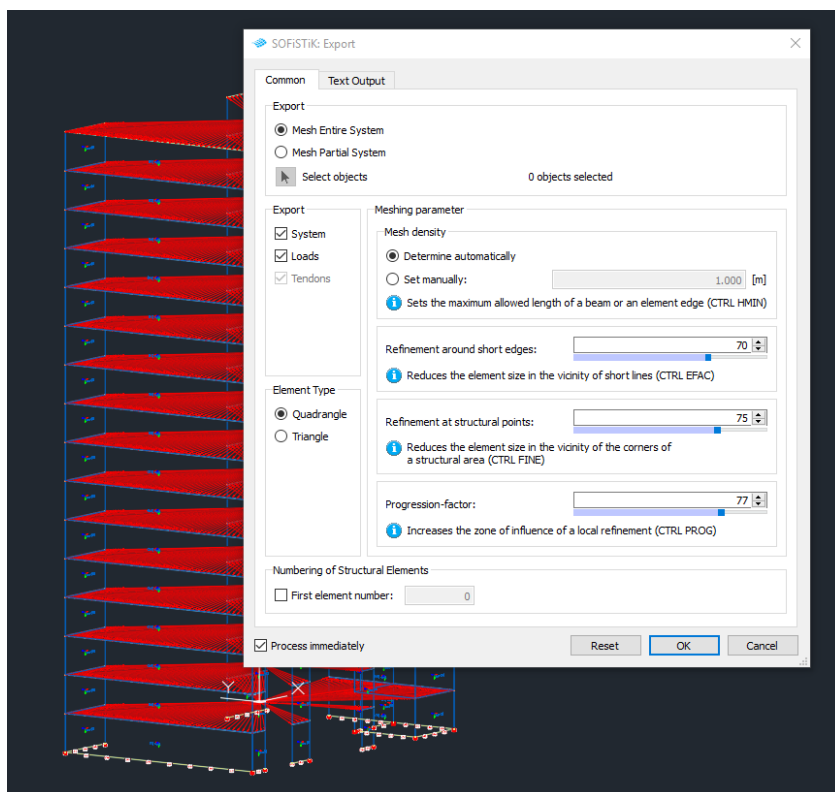
Preostaje još zadati strukturalne linije na dnu prizemne etaže na kojima ćemo realizirati upetost, odnosno temelj zgrade. Kod zadavanja ovih strukturalnih linija treba, dakle, u prozoru na kratici „Support conditions“ označiti sprječenoost svih pomaka i rotacija u globalnom sustavu.



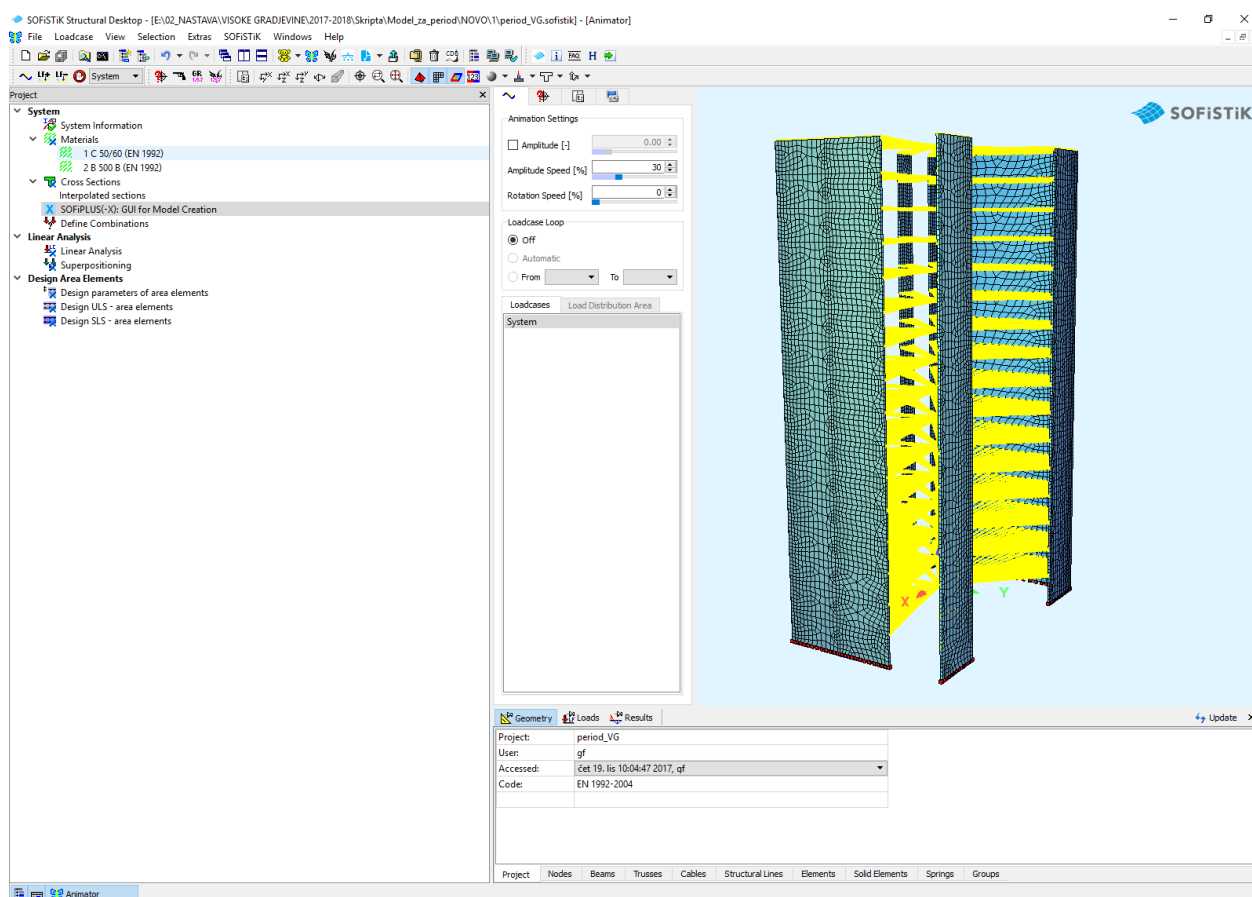
Slika 14-9 – SOFiPLUS: definiranje upetosti u temelj zgrade na dnu prizemne etaže

### 14.3.3 Exportiranje modela iz SOFIPLUS-a u SSD

Završeni model treba exportirati u glavni SOFiSTIK program SSD. U lijevom izborniku SOFIPLUS-a će se odabrati opcija  nakon koje se u novom prozoru može definirati gustoća mreže i tip elementa. Za ovaj projekt, predodređene opcije će biti dovoljne pa ćemo ih samo potvrditi sa odabirom „OK“ i nakon toga slijedi automatsko mesh-iranje modela i njegov export u SSD. Nakon završenog exporta, vizualizaciju modela možemo vidjeti u desnom prozoru SSD-a.




Slika 14-10 – SOFIPLUS: Export modela



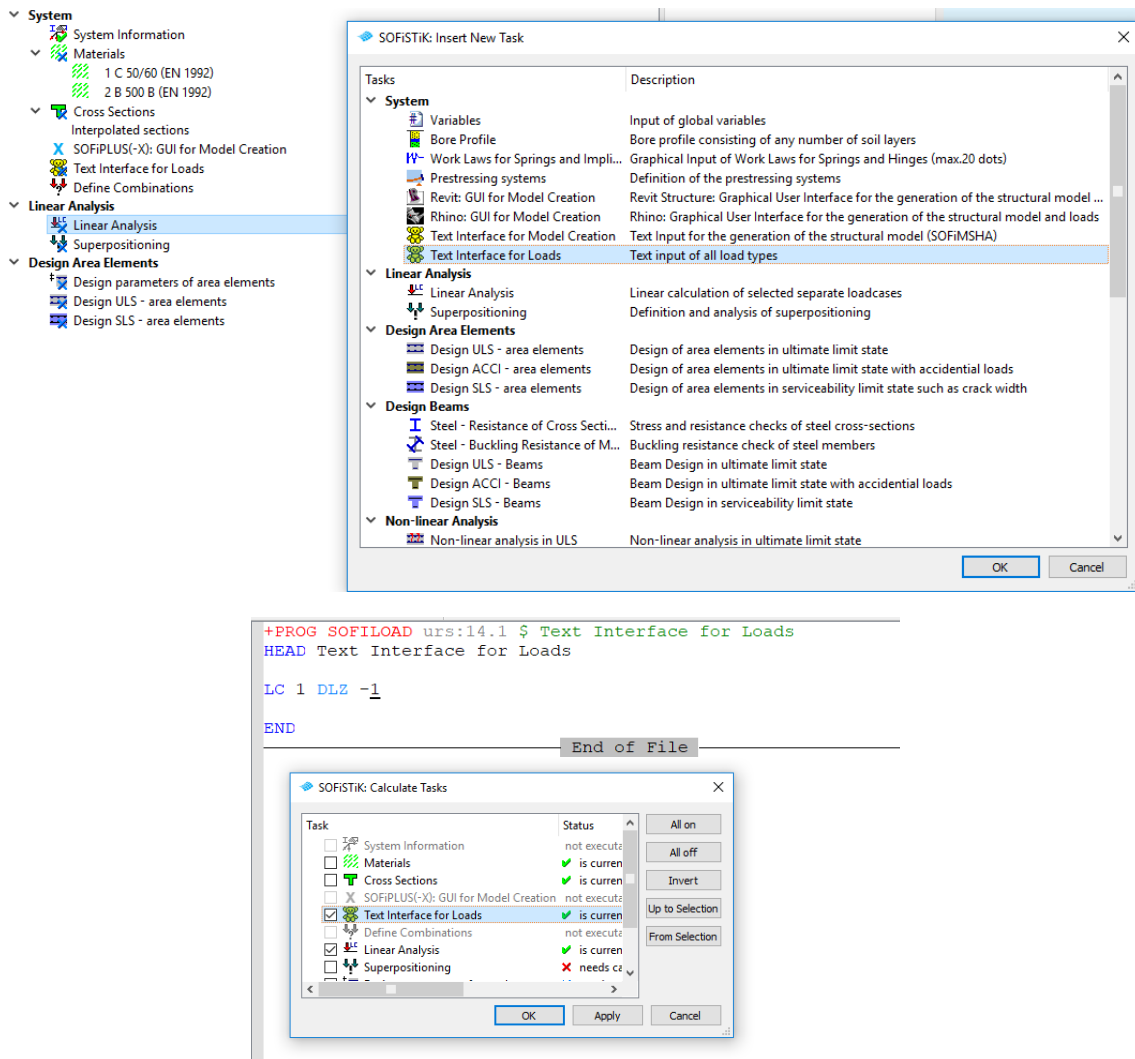
Slika 14-11 – SSD: Vizualizacija modela u Animatoru

## 14.4 Proračun perioda

### 14.4.1 Određivanje faktora na težinu konstrukcije modela

Zadani model sadrži samo elemente zidova. Da bi se dobile točne vrijednosti perioda treba korigirati vlastitu težinu modela kako bi ona sadržala stvarnu vrijednost mase potrebne za proračun perioda. Ovo će se napraviti korekcijom specifične težine betona u modelu sa faktorom povećanja koji moramo izračunati. Da bi odredili ovaj faktor prvo treba vidjeti kolika je težina našeg modela. Zato ćemo u SSD dodati jedan kratak tekstualni modul za linearnu analizu. Sa lijeve strane se desnim klikom u padajućem izborniku odabire „Insert Task“ i zatim se u dobivenom prozoru odabire „Text interface for loads“. Tako će se pojaviti novi modul sa lijeve strane  Text Interface for Loads . Dvostrukim klikom na ovaj modul pojavljuje se sa desne strane tekstualni editor za SOFILOAD modul u kojem ćemo zadati novo opterećenje od vlastite težine sa dodatkom linije LC 1 DLZ -1.

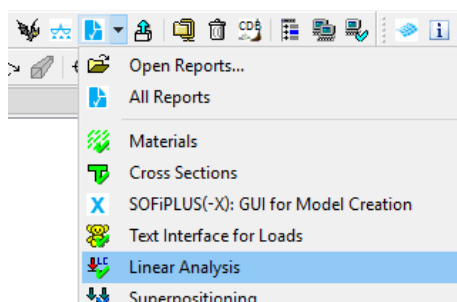




Slika 14-12 – SSD: Dodavanje modula za proračun vlastite težine

Sada treba izračunati ovo opterećenje odabirom naredbe i selektiranjem samo modula „text interface for load“ i „linear analysis“ za proračun.

Ukupna reakciju od vlastite težine se može vidjeti odabirom „Report browsera“ i selekcijom „Linear Analysis“ iz padajućeg izbornika.



Slika 14-13 – SSD: Odabir Report-a sa rezultatima proračuna željenog modula

Sada će se otvoriti novi prozor u kojem se klikom na „Sum of Reactions“ na lijevoj strani može vidjeti kolika je težina konstrukcije modela. U ovom slučaju to je 19.065 kN.

NOUE No	F-A [kN]	F-T [kN]	F-Z [kN]	M-A [kNm]	M-T [kNm]	M-Z [kNm]
3534	-2.1	-0.8	97.2	0.00	-0.63	-0.09
3535	-0.9	-0.5	106.1	0.00	-0.41	-0.11
3536	-0.4	-0.5	115.9	0.00	-0.25	-0.07
3537	-0.2	-0.8	128.2	0.00	-0.14	-0.04
3538	-0.0	-1.2	140.0	0.00	-0.06	-0.02
3539	0.0	-2.1	154.3	0.00	-0.02	-0.01
3540	0.0	-3.4	168.7	-0.00	-0.01	-0.01
3541	0.0	-5.1	174.9	-0.00	0.00	-0.00
3542	0.0	-8.0	180.4	-0.00	0.00	-0.00
3543	0.0	-10.2	160.8	-0.00	0.00	0.00
3544	0.0	-12.9	141.3	0.00	0.00	0.00
3545	0.0	-14.8	126.9	0.00	0.00	0.00
3546	0.0	-15.9	119.8	0.00	0.00	0.00
3547	-13.1	0.0	105.1	0.00	0.00	0.00
3548	-12.5	0.0	109.1	0.00	0.00	0.00
3549	-10.3	0.0	119.2	0.00	0.00	0.00
3550	-8.0	0.0	132.5	0.00	0.00	0.00
3551	-5.3	0.0	146.2	0.00	-0.00	0.00
3552	-1.9	0.0	162.2	0.00	-0.00	0.00
3553	2.0	0.0	177.8	0.00	-0.00	0.00
3554	6.4	0.0	168.3	0.00	-0.00	0.00
3555	10.6	0.0	158.6	0.00	0.00	0.00
3556	14.2	0.0	141.1	0.00	0.00	0.00
3557	16.2	0.0	130.8	0.00	0.00	0.00

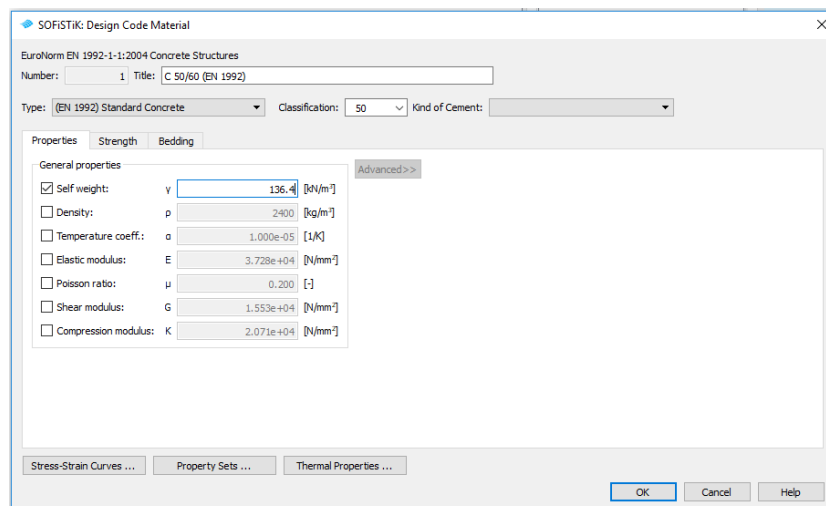
  

Loadcase	Σ(Reactions)			Designation
	X[kN]	Y[kN]	Z[kN]	
1	0.0	0.0	19065.0	DLZ= -1.00 sum_PZ= -19.1 MN
	0.0	0.0	-19065.1	

Slika 14-14 – Report browser: Pregled rezultata proračuna za reakciju od vlastite težine

Stvarna težina za potresnu kombinaciju određena u poglavlju 12.2.3.3.5 i za ovaj primjer iznosi 104.016 kN. Faktor povećanja težine  $\alpha$  određujemo tako da podijelimo stvarnu težinu sa težinom modela:

$$\alpha = \frac{W_{real}}{W_{SCIA}} = \frac{104.016}{19.065} = 5,456$$



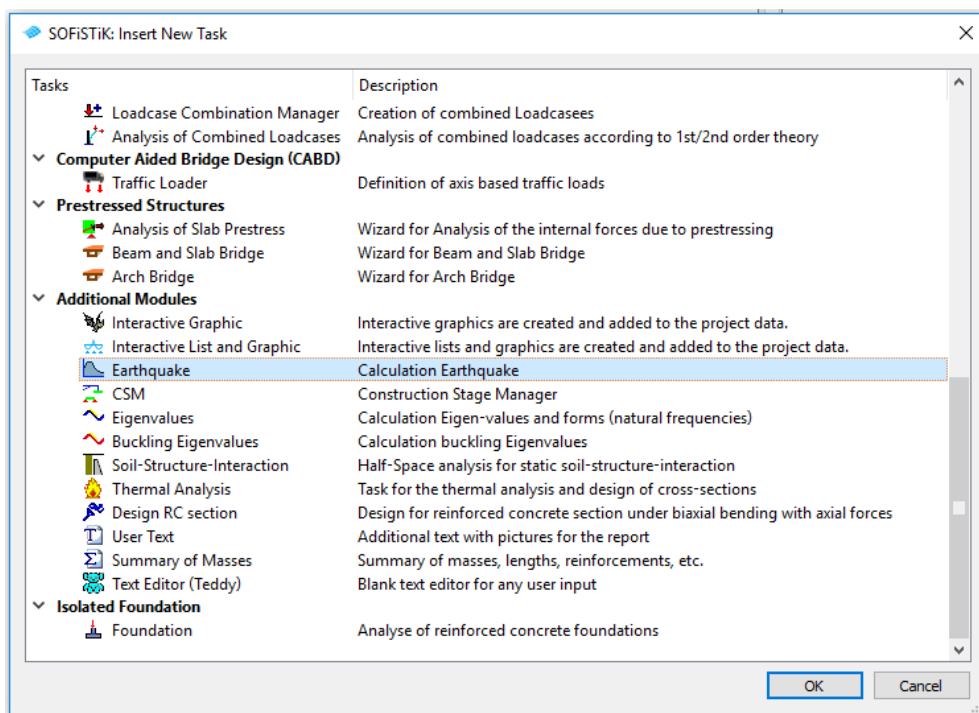
Slika 14-15 – SSD: promjena jedinične težine betona

Ovim faktorom sada treba pomnožiti jediničnu težinu materijala betona pa ćemo dvostrukim klikom na materijal 1 za „Self weight“ unijeti  $25 \times 5,456 = 136,4$  kN/m<sup>3</sup>. Nakon toga treba ponovno pozvati proračun modela, ovaj puta sa uključenim modulom „Materials“. Tako dobivamo ispravnu masu građevine.



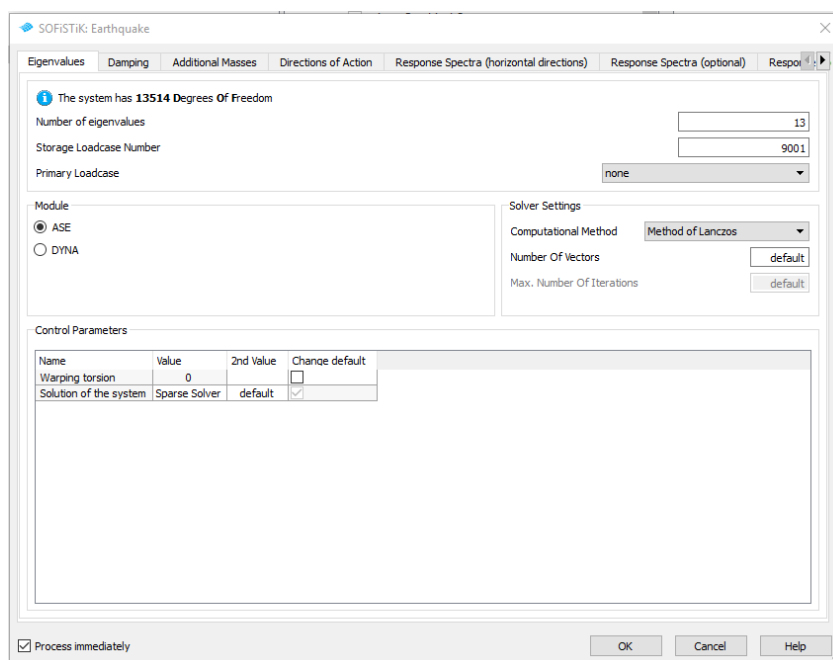
### 14.4.2 Određivanje perioda

Periode vlastitih tonova osciliranja dobiti ćemo dodavanjem task-a Earthquake u izbornik sa lijeve strane (desni klik i odabir „insert task“).



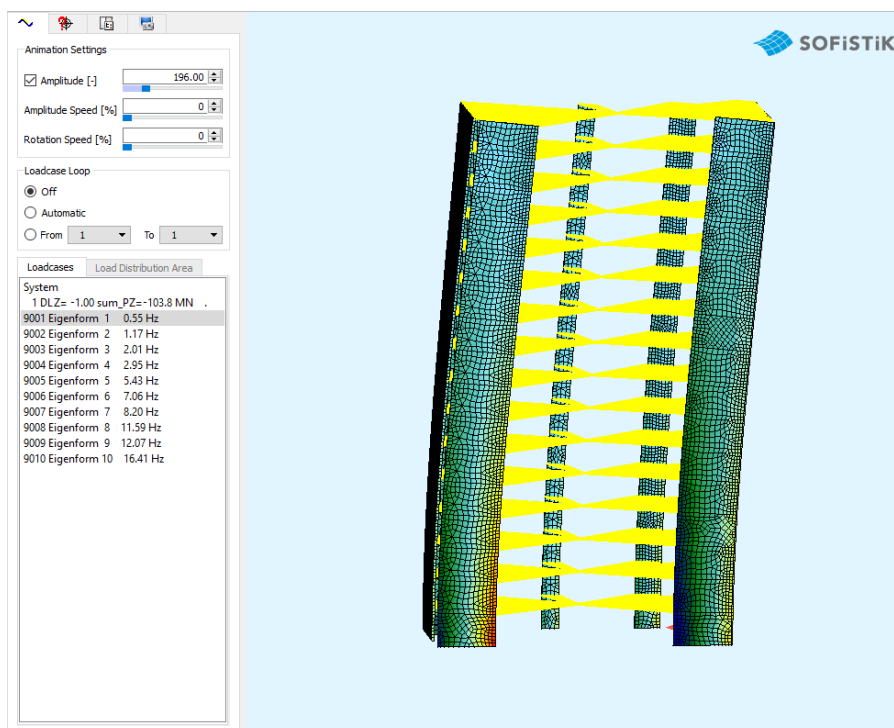
Slika 14-16 – SSD: dodavanje task-a za potres (proračun tonova)

U novootvorenom prozoru naći će se opcije za proračun vlastitih tonova. Treba odabrati modul ASE za proračun i broj tonova minimalno 5. Označiti opciju u donjem lijevom kutu „Process immediately“ i pritisnuti „OK“. Tada slijedi automatski proračun tonova. Ako je u istom prozoru odabirom različitih kratica ispravno zadan i spektar, tada će se u istom proračunu moći dobiti i ispravne rezne sile i/ili pomaci konstrukcije. U ovom primjeru potreban nam je samo period pa se spektar neće posebno zadavati.

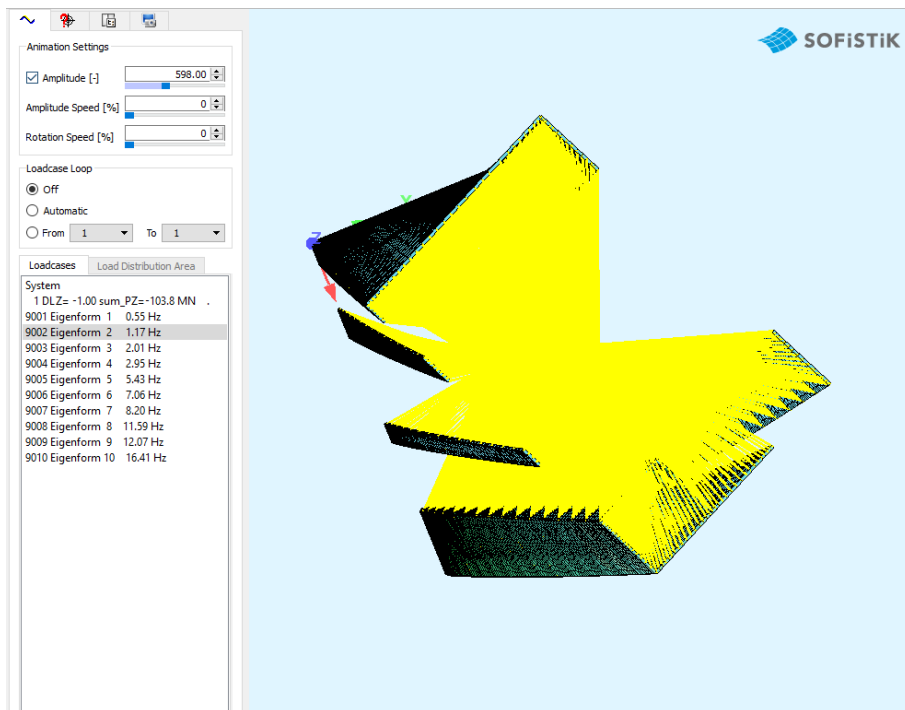


Slika 14-17 – Earthquake task: zadavanje proračuna tonova i spektra

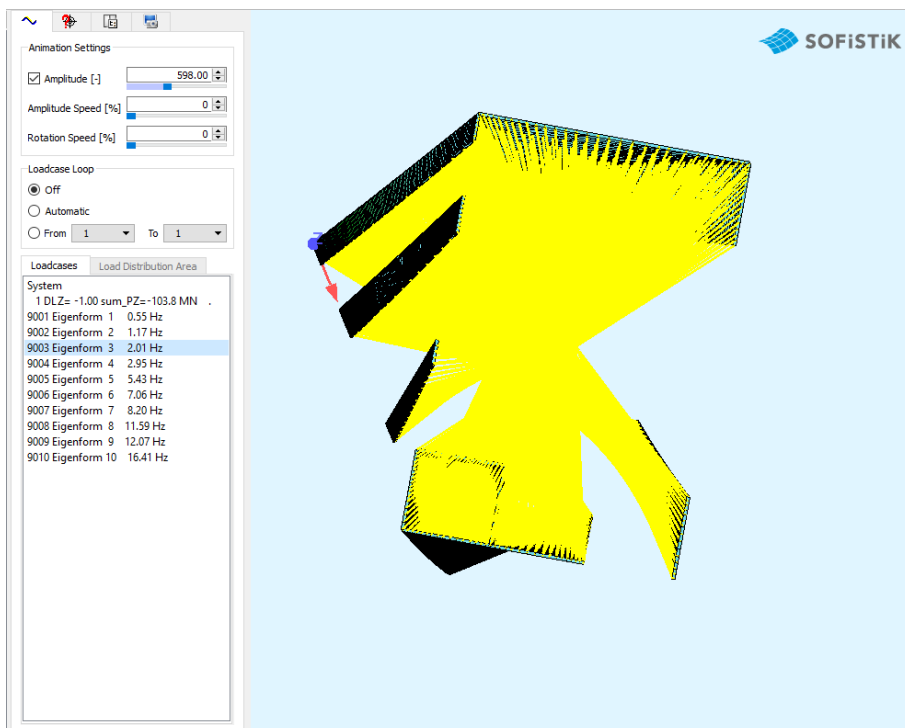
Vrijednosti perioda sa sada mogu vidjeti u prozoru „Animatora“ koji se odabire u donjem lijevom kutu SSD-a. Odabirom svakog tona vidjeti će se i njegov oblik deformacije. Prvi ton je u ovom slučaju savojni sa vrijednosti frekvencije od 0,55 Hz ili perioda 1,82 s. U nastavku je prikazano prvih 4 tonova.



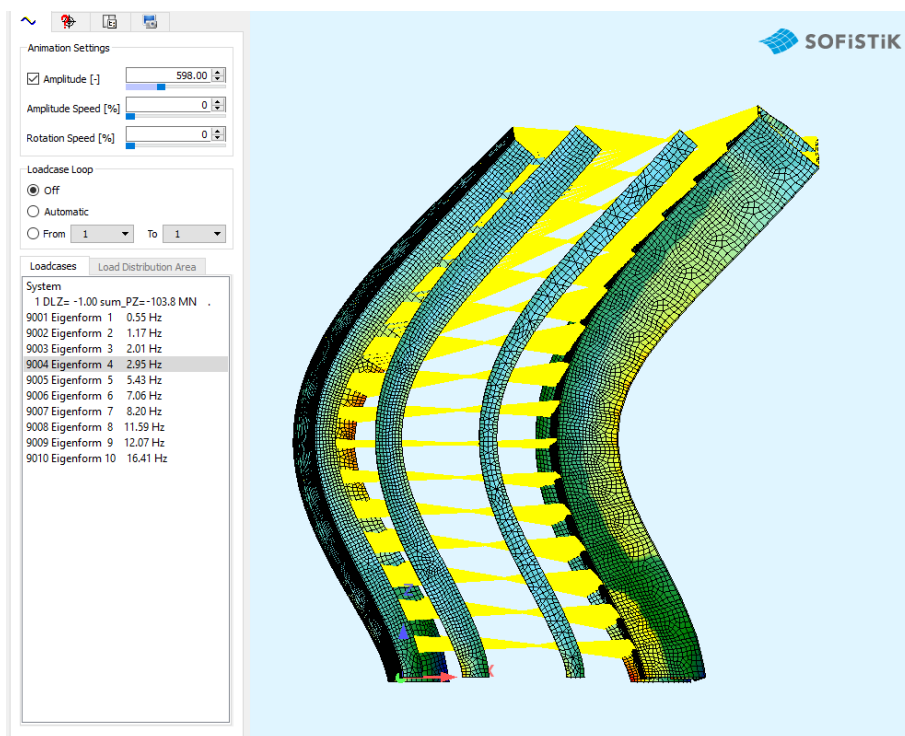
Slika 14-18 – Prvi ton: oblik i vrijednost



Slika 14-19 – Drugi ton: oblik i vrijednost



Slika 14-20 – Treći ton: oblik i vrijednost



Slika 14-21 – Četvrti ton: oblik i vrijednost

## REFERENCE

### POGLAVLJE 1. POVJESNI PREGLED

- [1] Odluka o donošenju Generalnoga urbanističkog plana grada Zagreba (18. srpnja 2016); Službeni glasnik grada Zagreba (pročišćeni tekst), <http://www1.zagreb.hr>
- [2] Pravilnik o hidrantskoj mreži za gašenje požara, NN 8/2006
- [3]  
<http://www.ctbuh.org/HighRiseInfo/TallestDatabase/Criteria/tabid/446/language/en-GB/Default.aspx>
- [4] <https://en.wikipedia.org/wiki/Skyscraper>, 5.11.2017.
- [5] <http://www.ctbuh.org/TallBuildings/tabid/485/language/en-US/Default.aspx>, 5.11.2017.
- [6] Fotografija: Aiman titi - Own work, CC BY-SA 3.0,  
<https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=17447458>

### POGLAVLJE 2. OSOBITOSTI PROJEKTIRANJA

- [1] Barnes;J, Hendricks,J.: Rising Above and Bending Aside To Make Space and Place, CTBUH Journal, 2013 Issue III, pp. 12-19
- [2] <http://www.ctbuh.org/>, 14.11.2017.
- [3] HRN EN 1998-1:2011/Ispr.2:2015 Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -- Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings)
- [4] HRN EN 1998-1:2011/NA:2011, Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija -- 1. dio: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade -- Nacionalni dodatak (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -- Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings -- National Annex)
- [5] Zakon o gradnji, NN 153/13., 20/17.
- [6] Tehnički propis za građevinske konstrukcije, NN 17/2017
- [7] HRN EN 1990:2011, Eurokod: Osnove projektiranja konstrukcija (EN 1990:2002 + A1:2005+A1:2005/AC:2010)
- [8] HRN EN 1990:2011/NA:2011, Eurokod: Osnove projektiranja konstrukcija -- Nacionalni dodatak
- [9] HRN EN 1991-1-1:2012/NA:2012, Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-1: Opća djelovanja -- Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja za zgrade -- Nacionalni dodatak

[10] HRN EN 1991-1-1:2012, Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije -- Dio 1-1: Opća djelovanja -- Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja zgrada (EN 1991-1-1:2002+AC:2009)

[11] HRN EN 13501-1:2010 Razredba građevnih proizvoda i građevnih elemenata prema ponašanju u požaru -- 1. dio: Razredba prema rezultatima ispitivanja reakcije na požar (EN 13501-1:2007+A1:2009)

[12] [https://en.wikipedia.org/wiki/World\\_Trade\\_Center\\_\(1973%E2%80%932001\)](https://en.wikipedia.org/wiki/World_Trade_Center_(1973%E2%80%932001)), 3.6.2018.

[13] Jurčević, M.; Pavlović, M.; Šolman, H.: Opće smjernice za BIM pristup u graditeljstvu; Hrvatska komora inženjera građevinarstva, Zagreb, 2017

### **POGLAVLJE 3. KONSTRUKCIJSKI SUSTAVI VISOKIH GRAĐEVINA**

[1] Bungale S. Taranath : Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010.

[2] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.

[3] Ali, M. M. & Moon, K. (2007). Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects. Architectural Science Review, Vol. 50.3, pp. 205-223

[4] Drosdov, P. F. and Lishak, v.I. Spatial rigidity & Stability of tall buildings of different structural schemes, Prefabricated Multi-Storey Buildings, Proceedings of Conference held in Moscow, October 1976, Central Research and Design Institute for Dwellings, Moscow, pp. 27-35, 1978

### **POGLAVLJE 4. OKVIRNE KONSTRUKCIJE**

[1]

<http://www.ou.edu/class/arch4443/Skyscraper%20East%20and%20West/Home%20nsurance%20Building.jpg>

[2] <https://i.pinimg.com/originals/0b/bf/d0/0bbfd071914a857205af71143de1125b.jpg>

[3] Bungale S. Taranath : Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010.

[4] Prof. Dr. Zahid A. Siddiqi, UET, Lahore. Bracing systems, predavanje, 2007.

[5] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.

[6] HRN EN 1992-1-1:2013. Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.

## POGLAVLJE 5. POSMIČNI ZIDOVI

- [1] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.
- [2] Nguyen Viet Tue: Tragwerke zur Aufnahme horizontaler Einwirkungen, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, predavanje, 2007.
- [3] Nguyen Viet Tue: Aussteifungssysteme und gegliederte Wandscheiben, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, predavanje, 2007.
- [4] Nguyen Viet Tue: Überschlagsformeln zur Abschätzung des Tragverhaltens von Aussteifungssystemen, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, predavanje, 2007.
- [5] Marsono, A.K.: Reinforced Concrete Shear Walls With Regular and Staggered Openings, University of Dundee, Ph.D. Thesis, 2000.
- [6] *König/Liphardt*: Hochhäuser aus Stahlbeton, Betonkalender 1990/11, Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- [7] HRN EN 1992-1-1:2013. Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.

## POGLAVLJE 6. CIJEVNI SUSTAVI

- [1] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.
- [2] Lee, S. C., Yoo, C. H., and Yoon, D. Y., Analysis of Shear Lag Anomaly in Box Girders, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 11, November, 2002.
- [3] Moon, K., Connor, J., & Fernandez, J. (2007). Diagrid Structural systems for tall buildings: Characteristics and methodology for preliminary design. The Structural design of tall and Special buildings, 16, 205-230
- [4] Moon, K., Design and Construction of Steel Diagrid Structures, 2009.
- [5] Mele, E.; Toreno, M.; Brandonisio, G.; De Luca, A.: Diagrid structures for tall buildings: case studies and design considerations, The structural design of tall and special buildings, 23, 124–145 (2014), Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/tal.1029

## POGLAVLJE 7. OUTRIGGER SUSTAVI

- [1] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.
- [2] Bungale S. Taranath : Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010.

[3] Krapfenbauer,R.; Krapfenbauer,T.: Građevinske tablice, Sajema, Zagreb, 2006.

## **POGLAVLJE 8. HIBRIDNI SUSTAVI**

[1] Prof. Dr. Zahid A. Siddiqi, UET, Lahore. Bracing systems, predavanje, 2007.

[2] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.

[3] Bungale S. Taranath : Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010.

## **POGLAVLJE 9. MEĐUKATNE KONSTRUKCIJE**

[1] Leksikon građevinarstva; V.Simović (ur.); Masmedia, Zagreb, 2002.

[2] Predavanje „Design and detailing of flat slabs“, Ese Soedarsono HS, 27 February 2002.

## **POGLAVLJE 10.OPREMA**

[1] Uredba (EU) br. 305/2011 Europskog parlamenta i Vijeća od 9. ožujka 2011. koja propisuje usklađene uvjete trgovanja građevnim proizvodima i ukida Direktivu Vijeća 89/106/EEZ; Službeni list Europske unije L 88, 4.4.2011.

[2] Zakon o građevnim proizvodima, "Narodne novine" broj 76/13., 30/14.

[3] Zakon o gradnji, NN 153/13 i 20/17

[4] Tehnički propis kojim se utvrđuju tehničke specifikacije za građevne proizvode u usklađenom području "Narodne novine" broj 4/15., 24/15., 93/15., 133/15 ., 36/16., 58/16., 104/16., 28/17.

[5] Tehnički propis o građevnim proizvodima, "Narodne novine" broj 33/10., 87/10., 146/10., 81/11., 100/11., 130/12., 81/13., 136/14., 119/15.

[6] Europska komisija: Oznaka CE za građevne proizvode - korak po korak, [http://www.mgipu.hr/doc/Graditeljstvo/GradevniProizvodi/CE-marking\\_HR.pdf](http://www.mgipu.hr/doc/Graditeljstvo/GradevniProizvodi/CE-marking_HR.pdf)

[7] Tehnički propis za prozore i vrata, „Narodne novine“ 69/2006

[8] HRN EN 14351-1:2016, Prozori i vrata - Norma za proizvod, izvedbene značajke - 1.dio: Prozori i vanjska pješačka vrata (EN 14351-1:2006+A2:2016)

[9] HRN EN 13830:2015 Ovješene fasade -- Norma za proizvod (EN 13830:2015)

[10] Tehnički propis o racionalnoj uporabi energije i toplinskoj zaštiti u zgradama, „Narodne novine“ 128/2015



## POGLAVLJE 11. OSOBITOSTI NUMERIČKOG MODELIRANJA

- [1] Smith, B.S.; Coull, A.: Tall building structures, John Wiley & Sons, 1991.
- [2] Bungale S. Taranath : Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, New York, 2010.

## POGLAVLJE 12. PRIMJER PRORAČUNA

- [1] Deutscher Beton - und Bautechnik-Verein e.V. (2015) Beispiel 20a: Mehrgeschossiger Skelettbau, in Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany.
- [2] HRN EN 1998-1-1:2011. Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – Dio 1: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- [3] HRN EN 1992-1-1:2013. Eurokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcija – Dio 1-1: Opća pravila i pravila za zgrade, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1:General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- [4] HRN EN 1991-1-1:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-1: Opća djelovanja: Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja za zgrade,, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-1:General actions – Densities, self – weight, imposed loads for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- [5] nHRN EN 1991-1-1:2012/NA:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-1: Opća djelovanja: Obujamske težine, vlastite težine i uporabna opterećenja za zgrade – Nacionalni dodatak, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-1:General actions – Densities, self –weight, imposed loads for buildings – National Annex
- [6] HRN EN 1991-1-3:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-3: Opća djelovanja: Opterećenje snijegom, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-3:General actions – Snow loads. European Committee for Standardization, Brussels.
- [7] nHRN EN 1991-1-3:2012/NA:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-3: Opća djelovanja: Opterećenje snijegom – Nacionalni dodatak, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-3:General actions – Snow loads – National Annex
- [8] HRN EN 1990:2001. Eurokod 0: Osnove projektiranja konstrukcija, Eurocode: Basis of structural design. European Committee for Standardization, Brussels.
- [9] nHRN EN 1991-1-4:2012/NA:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-4: Opća djelovanja: Djelovanja vjetra – Nacionalni dodatak, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4:General actions – Wind actions – National Annex

- [10] HRN EN 1991-1-4:2012. Eurokod 1: Djelovanja na konstrukcije – Dio 1-4: Opća djelovanja: Djelovanja vjetra, Eurocode 1: Action on structures – Part 1-4:General actions – Wind actions. European Committee for Standardization, Brussels.
- [11] nHRN EN 1998-1-1:2011/NA:2011. Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – Dio 1: Opća pravila, potresna djelovanja i pravila za zgrade – Nacionalni dodatak, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1:General rules, seismic actions and rules for buildings – National Annex
- [12] Karte potresnih područja Republike Hrvatske (Online), Dostupno na: <http://seizkarta.gfz.hr/> , Prirodoslovno matematički fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Hrvatski zavod za norme, Zagreb, 2017.
- [13] SOFISTIK - software for structural analysis, Sofistik AG, 2014, Germany
- [14] *König/Liphardt*: Hochhäuser aus Stahlbeton, Betonkalender 1990/11, Verlag Ernst und Sohn, Berlin.
- [15] DIN 1045-1:2008-08: Plain, reinforced and prestressed concrete structures Part 1: Design and construction, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1:Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung
- [16] DIN 1055-4:2005-03: Actions On Structures – Part 4: Wind Loads, Einwirkung auf Tragwerke – Teil 4:Windlasten, Deutsches Institut für Normung
- [17] *Sorić, Z., Kišiček, T.*: Betonske konstrukcije 1, Sveučilište u Zagrebu, građevinski fakultet, 2014, Zagreb