SEIZMIČKI PRORAČUN ARMIRANOBETONSKIH ZGRADA U SKLADU S EUROKODOVIMA

S RIJEŠENIM PRIMJERIMA

Srđan Janković

Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore

FRAME Project

Podgorica, 2022.

SADRŽAJ

Predgovor XIX

1. Osnove dinamike konstrukcija 1

1.1 Elastični sistemi s jednim stepenom slobode 2
1.1.1 Jednačina kretanja: spoljna dinamička sila 2
1.1.2 Slobodne neprigušene vibracije 4
1.1.3 Slobodne prigušene vibracije 5
1.1.3.1 Računski primjer oscilacija jednospratnog objekta 9
1.1.4 Jednačina kretanja: zemljotres kao pobuda 12
1.1.5 Reakcija sistema na zemljotres 13
1.1.6 Koncept spektra odgovora 16
1.1.6.1 Definicija spektra odgovora 16
1.1.6.2 Spektar odgovora pomjeranja 17
1.1.6.3 Spektar odgovora pseudobrzine 17
1.1.6.4 Spektar odgovora pseudoubrzanja 18
1.1.6.5 Primjena spektara odgovora pri proračunu konstrukcija 19
1.1.6.6 Projektni spektar odgovora 19
1.2 Neelastični sistemi s jednim stepenom slobode 20
1.2.1 Histerezisno prigušenje 21
1.2.2 Rješavanje jednačine kretanja sistema s jednim stepenom slobode pomoću metode „korak po korak“ 24
1.2.2.1 Opis metode „korak po korak“ 24
1.2.2.2 Procedura metode „korak po korak“ 26
1.2.2.3 Računski primjer primjene metode „korak po korak“ elastičnoplastično ponašanje 27
1.2.2.4 Računski primjer primjene metode „korak po korak“ - elastično ponašanje 31
1.2.3 Uticaj nelinearnosti na odgovor sistema 34
1.2.4 Relacije između nosivosti i duktilnosti sistema opterećenih seizmičkim silama 38
1.2.5 Neelastični spektar odgovora 40
1.3 Elastični sistemi s više stepeni slobode 42
1.3.1 Jednačine kretanja: spoljna dinamička sila 42
1.3.1.1 Elastične sile otpora 43
1.3.1.2 Sile prigušenja 44
1.3.1.3 Inercijalne sile 45
1.3.2 Jednačine kretanja: zemljotres kao pobuda 45
1.3.3 Analiza sopstvenih vibracija 46
1.3.3.1 Riješeni primjer određivanja sopstvenih kružnih frekvencija, perioda i oblika oscilovanja za sistem sa tri stepena slobode 49
1.3.4 Modalna analiza 51
1.3.4.1 Riješeni primjer upotrebe modalne analize 54
1.3.5 Upotreba spektra odgovora 55
1.4 Neelastični sistemi s više stepeni slobode 56

2. Principi projektovanja i seizmičko opterećenje 58

2.1 Armiranobetonske konstrukcije u seizmičkim oblastima 58
2.1.1 Prednosti i mane upotrebe armiranog betona 58
2.1.2 Konstruktivni sistemi 60
2.1.2.1 Vrste konstruktivnih sistema prema EC8-1 60
2.1.2.2 Sistem stubova sa ravnim pločama (sistem i bez greda) 61
2.1.2.3 Outrigger sistem 62
2.1.2.4 Ramovski cjevasti (frame tube) sistemi 64
2.1.2.5 Cijev u cijevi (tube-in-tube) sistemi 65
2.1.2.6 „Kičma“ zid (spine wall) sistemi 66
2.1.3 Primarni i sekundarni seizmički elementi 67
2.1.3.1 Uvod 67
2.1.3.2 Razlozi upotrebe sekundarnih seizmičkih elemenata 67
2.1.3.3 Ograničenja klasifikacije elemenata kao sekundarnih 68
2.1.3.4 Određivanje uticaja i dimenzionisanje sekundarnih elemenata 69
2.2 Zahtjevi ponašanja i granična stanja 71
2.2.1 Projektni ciljevi 71
2.2.2 Zahtjevi ponašanja prema EC8-1 73
2.2.2.1 Zahtjev da ne dođe do rušenja 74
2.2.2.2 Zahtjev ograničenja oštećenja 75
2.2.3 Granična stanja 76
2.2.3.1 Granično stanje nosivosti 76
2.2.3.2. Granično stanje ograničenja oštećenja 83
2.2.3.3 Posebne mjere 84
2.2.3.4 Proračun baziran na pomjeranjima, DBD 85
2.3 Projektni koncepti: izbor nosivosti i duktilnosti 87
2.3.1 Klase duktilnosti konstrukcija 87
2.3.2 Faktor ponašanja *q* za armiranobetonske konstrukcije 89
2.3.3 Veza između *q* faktora i lokalne duktilnosti elemenata 92
2.3.3.1 Veza između duktilnosti krivine i duktilnosti pomjeranja kod zida 92
2.3.3.2 Veza između duktilnosti krivine i duktilnosti pomjeranja kod rama 94
2.3.3.3 Dužina plastičnog zgloba 95
2.3.3.4 Zavisnost lokalne duktilnosti od faktora ponašanja prema EC8-1 95
2.3.4 Osnove metode programiranog ponašanja 96
2.4 Definisanje zemljotresnog opterećenja prema EC8-1 98
2.4.1 Kategorizacija tipova tla 99
2.4.2 Seizmičke zone i mjera intenziteta zemljotresa 100
2.4.3 Elastični spektri odgovora 103
2.4.4 Vertikalni elastični spektar odgovora 106
2.4.5 Projektni spektri odgovora za elastične analize 107
2.4.6 Računski primjer definisanja seizmičkog opterećenja preko spektra odgovora 109
2.4.7 Alternativno prikazivanje zemljotresnog dejstva - zemljotresni zapisi 110
2.4.7.1 O skaliranju zemljotresnih zapisa 111
2.4.7.2 Računski primjer definisanja seizmičkog opterećenja preko vremenske istorije ubrzanja tla 112

3. Seizmička analiza konstrukcija 115

3.1 Regularnost konstrukcije 116
3.1.1 Uticaj regularnosti konstrukcije na proračun 116
3.1.2 Kriterijumi horizontalne regularnosti 117
3.1.3 Kriterijumi vertikalne regularnosti 122
3.1.4 Računski primjer kontrole horizontalne regularnosti jednospratnog objekta 124
3.1.5 Računski primjer kontrole horizontalne regularnosti višespratnog objekta 127
3.2 Modeliranje 130
3.2.1 Stepen diskretizacije 130
3.2.2 Modeliranje elemenata kod linearnih analiza 130
3.2.2.1 Grede i stubovi 130
3.2.2.2 Čvorovi 132
3.2.2.3 Zidovi 133
3.2.2.4 Ploče 134
3.2.2.5 Temelji 136
3.2.2.6 Zidovi ispune 137
3.2.3 Usvajanje krutosti elemenata 137
3.2.4 Modeliranje konstrukcije kod nelinearnih analiza 142
3.2.5 Slučajni torzioni efekti 143
3.3 Osnovne metode seizmičke analize 144
3.3.1 Uvodna razmatranja 144
3.3.2 Metoda bočne sile (linearna statička metoda), EC8-1, 4.3.3.2 146
3.3.2.1 Određivanje osnovne periode oscilovanja zgrade T_1 147
3.3.2.2 Seizmička sila u osnovi (ukupna seizmička sila) 147
3.3.2.3 Raspodjela ukupne seizmičke sile 148
3.3.2.4 Torzioni efekti 149
3.3.2.5 Računski primjer upotrebe metode bočne sile 150
3.3.3 Modalna analiza sa spektrima odgovora (linearna dinamička analiza), EC8-1, 4.3.3.3 152
3.3.3.1 Računski primjer upotrebe modalne analize sa spektrima odgovora 154
3.3.4 Statička nelinearna (pushover) analiza 158
3.3.4.1 Transformacija sistema MDOF u ekvivalentni SDOF sistem 161
3.3.4.2 Određivanje ciljnog pomjeranja d_t^* 162
3.3.4.3 Računski primjer pushover analize prema EC8-1 164
3.3.5 Nelinearna dinamička analiza 170
3.3.5.1 Računski primjer nelinearne dinamičke analize 171
3.3.6 Kombinacija uticaja usljed zemljotresnih dejstava različitih pravaca 174
3.3.7 Kritički osvrti na odredbe EC8-1 u vezi sa metodama seizmičkih analiza 176
3.4 Probabilistička analiza seizmičke sigurnosti ramovskih konstrukcija projektovanih prema EC8-1 177
3.4.1 Uvod .....
3.4.2 Probabilistička analiza graničnog stanja 177
3.4.3 Osnovni podaci o ramovima i njihovo modeliranje 178
3.4.4 Analiza seizmičkog hazarda i izbor zemljotresnih zapisa 180
3.4.5 Odgovori ramova na dejstvo zemljotresa 181
3.4.5.1 Zavisnost odgovora konstrukcije od seizmičkog intenziteta 185
3.4.5.2 Neodređenosti i slučajnosti prisutne pri određivanju seizmičkog odgovora 187

3.4.6 Izračunavanje kapaciteta deformabilnosti konstrukcije 189
3.4.6.1 Lokalno ponašanje 190
3.4.6.2 Globalno ponašanje 191
3.4.6.3 Neodređenosti i slučajnosti prisutne pri određivanju kapaciteta 193
3.4.7 Određivanje nivoa povjerenja i zaključci 195

4. Armatura, beton i njihova veza 198

4.1 Armaturni čelik 198
4.1.1 Napon-dilatacija dijagram pri monotonom opterećenju 198
4.1.2 Napon-dilatacija dijagram pri cikličnom dejstvu 200
4.1.3 Uticaj brzine nanošenja opterećenja 200
4.1.4 Klase armaturnog čelika prema EC2-1-1 i EC8-1 201
4.1.5 Dijagram napon-deformacija za armaturni čelik prema EC2-1-1 205
4.2 Neutegnuti beton 206
4.2.1 Napon-dilatacija dijagram pri monotonom opterećenju 206
4.2.2 Uticaj cikličnog dejstva 207
4.2.3 Uticaj brzine nanošenja opterećenja 208
4.2.4 Usvajanje modula elastičnosti 208
4.2.5 Odredbe EC2-1-1 i EC8-1 u vezi neutegnutog betona 208
4.3 Utegnuti beton 212
4.3.1 Napon-dilatacija dijagram u zavisnosti od poprečnog napona 213
4.3.2 Utezanje betona poprečnom armaturom 216
4.3.2.1 Kružni poprečni presjek sa uzengijama 220
4.3.2.2 Kružni poprečni presjek sa spiralnom armaturom 221
4.3.2.3 Pravougaoni poprečni presjek 221
4.3.2.4 Poprečni presjek opterećen momentom savijanja sa normalnom silom ili bez nje 222
4.4 Veza između betona i armature 223
4.4.1 Relacija napon veze-klizanje pri monotonom opterećenju 224
4.4.2 Relacija napon veze-klizanje pri cikličnom opterećenju 226

5. Ramovske konstrukcije 228

5.1 Osnovne karakteristike ramovskih konstrukcija 228
5.2 Koncept projektovanja ramova 229
5.3 Grede 233
5.3.1 Ponašanje pri seizmičkim uslovima 233
5.3.1.1 Moment-krivina dijagram pri monotonom opterećenju 233
5.3.1.2 Računski primjer konstruisanja moment-krivina dijagrama 242
5.3.1.3 Alternativno ciklično opterećenje na savijanje 249
5.3.1.4 Uticaj smicanja na ponašanje greda 251
5.3.2 Proračun i dimenzionisanje greda 255
5.3.2.1 Geometrija i dimenzije greda 255
5.3.2.2 Određivanje mjesta pojave plastičnih zglobova u gredama 257
5.3.2.3 Određivanje proračunskih uticaja za dimenzionisanje greda 258
5.3.2.4 Dimenzionisanje grede 262
5.3.2.5 Detalji armiranja plastičnih zglobova greda 264

5.4 Stubovi 267
5.4.1 Ponašanje u seizmičkim uslovima 267
5.4.1.1 Monotono opterećenje 268
5.4.1.2 Moment-krivina dijagram 269
5.4.1.3 Računski primjer određivanja moment-krivina dijagrama za razne vrijednosti normalne sile 275
5.4.1.4 Uticaj utezanja betona 276
5.4.1.5 Ciklično opterećenje 277
5.4.2 Proračun i dimenzionisanje stubova 279
5.4.2.1 Usvajanje dimenzija stuba 279
5.4.2.2 Određivanje proračunskih uticaja za dimenzionisanje stubova 281
5.4.2.3 Dimenzionisanje stuba 287
5.4.2.4 Obrada detalja u kritičnim oblastima stuba 289
5.4.3 Stubovi kod ramova dominantno opterećenih gravitacionim opterećenjem 293
5.5 Čvorovi 295
5.5.1 Ponašanje u seizmičkim uslovima 295
5.5.1.1 Uticaj sidrenja armature na ponašanje čvora 296
5.5.1.2 Smičuće sile u čvoru 297
5.5.1.3 Mehanizmi prenosa smičućih sila u čvoru 298
5.5.2 Proračun i dimenzionisanje čvorova prema EC8-1 300
5.5.2.1 DCM čvorovi 300
5.5.2.2 DCH čvorovi 301
5.5.3 Detalji armiranja čvorova 304
5.6 Detalji armiranja 305
5.6.1 Ukidanje podužnih šipki - pomjeranje zatezanja (*tension shift*) 305
5.6.2 Vođenje podužnih šipki 307
5.6.3 Sidrenje armature 308
5.6.4 Nastavljanje armature 310
5.6.4.1 Nastavljanje preklopom 310
5.6.4.2 Nastavljanje mehaničkim nastavcima i zavarivanjem 310
5.6.4.3 Zaključci u vezi nastavljanja armature 315
5.7 Ramovi sa zidanom ispunom 316
5.7.1 Generalno o zidanoj ispuni 316
5.7.2 Tretman nepovoljnih uticaja zidane ispune prema EC8-1 318
5.7.2.1 Neregularnost u osnovi objekta usljed zidane ispune 318
5.7.2.2 Neregularnost po visini objekta usljed zidane ispune 319
5.7.2.3 Lokalni uticaji zidova ispune na stubove s kojima su u kontaktu 320
5.7.3 Ograničenje oštećenja zidane ispune 323
5.7.4 Modeliranje zidane ispune 323
5.7.5 Zaključci u vezi sa ramovima sa zidanim ispunama 324
5.8 Računski primjer proračuna DCH rama 325
5.8.1 Seizmička analiza 326
5.8.2 Greda (40/50 cm) 331
5.8.2.1 Određivanje proračunskih momenata savijanja 332
5.8.2.2 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 333
5.8.2.3 Kontrola maksimalnih i minimalnih koeficijenata armiranja prema EC8-1 339
5.8.2.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 341
5.8.2.5 Dimenzionisanje na smicanje (određivanje poprečne armature) 341

5.8.2.6 Detalji armiranja poprečnom armaturom 346
5.8.3 Unutrašnji stub (50/50 cm) 348
5.8.3.1 Kontrola usvojenih dimenzija stubova 348
5.8.3.2 Određivanje mjerodavnih momenata savijanja 349
5.8.3.3 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 350
5.8.3.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 352
5.8.3.5 Obrada detalja u kritičnim zonama stuba 354
5.8.3.6 Proračun armature za smicanje 357
5.8.4 Spoljni stub (50/50 cm) 358
5.8.4.1 Kontrola usvojenih dimenzija stubova 358
5.8.4.2 Određivanje mjerodavnih momenata savijanja 358
5.8.4.3 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 359
5.8.4.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 361
5.8.4.5 Obrada detalja u kritičnim oblastima stuba 362
5.8.4.6 Proračun armature za smicanje 365
5.8.5 Unutrašnji čvor (čvor 2) 366
5.8.5.1 Horizontalna smičuća sila 366
5.8.5.2 Horizontalne uzengije unutar čvora 366
5.8.5.3 Vertikalna armatura unutar čvora 367
5.8.6 Spoljašnji čvor (čvor 1) 368
5.8.6.1 Horizontalna smičuća sila 368
5.8.6.2 Horizontalne uzengije unutar čvora 368
5.8.6.3 Vertikalna armatura unutar čvora 369
5.9 Računski primjer proračuna DCM rama 370
5.9.1 Seizmička analiza 370
5.9.2 Greda (40/50 cm) 373
5.9.2.1 Određivanje proračunskih momenata savijanja za dimenzionisanje 373
5.9.2.2 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 374
5.9.2.3 Kontrola maksimalnih i minimalnih koeficijenata armiranja po EC8-1....375
5.9.2.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 376
5.9.2.5 Dimenzionisanje na smicanje (određivanje poprečne armature)....377
5.9.2.6 Detalji armiranja poprečnom armaturom 378
5.9.3 Unutrašnji stub (50/50 cm) 379
5.9.3.1 Kontrola usvojenih dimenzija stubova 379
5.9.3.2 Određivanje mjerodavnih momenata savijanja 379
5.9.3.3 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 380
5.9.3.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 380
5.9.3.5 Obrada detalja u kritičnim oblastima stuba 381
5.9.3.6 Proračun armature za smicanje 383
5.9.4 Spoljni stub (50/50 cm) 384
5.9.4.1 Kontrola usvojenih dimenzija stubova 384
5.9.4.2 Određivanje mjerodavnih momenata savijanja 384
5.9.4.3 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 385
5.9.4.4 Određivanje proračunskih (mjerodavnih) smičućih sila 386
5.9.4.5 Obrada detalja u kritičnim oblastima stuba 387
5.9.4.6 Proračun armature za smicanje 389

5.9.5 Detalji armiranja 389
5.9.5.1 Određivanje pomjeranja zatezanja kod grede 389
5.9.5.2 Određivanje dužine sidrenja kod greda 389
5.9.5.3 Preklop donje podužne armature grede 391
5.9.5.4 Poprečna armatura na mjestu preklopa armature grede 391
5.9.5.5 Preklop podužne armature unutrašnjeg stuba 392
5.9.5.6 Poprečna armatura na mjestu preklopa armature unutrašnjeg stuba 392
5.9.5.7 Planovi armature za proračunate elemente 393
5.10 Upoređenje proračuna ramova DCH i DCM klasa duktilnosti 395

6. Zidovi 399

6.1 Uvodna razmatranja 399
6.2 Položaj u osnovi i orijentacija 404
6.3 Duktilni vitki zidovi 407
6.3.1 Ponašanje duktilnih vitkih zidova 407
6.3.1.1 Obezbjeđenje duktilnog ponašanja 407
6.3.1.2 Ponašanje na savijanje 408
6.3.1.3 Bočno izvijanje zida 413
6.3.1.4 Ponašanje na smicanje 414
6.3.2 Proračun i dimenzionisanje duktilnih vitkih zidova 417
6.3.2.1 Usvajanje geometrije i dimenzija presjeka 417
6.3.2.2 Određivanje uticaja mjerodavnih za dimenzionisanje 422
6.3.2.3 Dimenzionisanje na savijanje 431
6.3.2.4 Dimenzionisanje na smicanje 433
6.3.3 Obrada detalja za lokalnu duktilnost 439
6.3.3.1 Visine kritične oblasti, h_{cr} 440
6.3.3.2 Faktor duktilnosti krivine μ_{φ} 441
6.3.3.3 Potrebni stepen utezanja $\alpha\omega_{wd}$ pravougaonog poprečnog presjeka 441
6.3.3.4 Dužina utegnutog ivičnog elementa, l_c 442
6.3.3.5 Potrebni stepen utezanja $\alpha\omega_{wd}$ složenog poprečnog presjeka 442
6.3.3.6 Usvajanje konfiguracije armature ivične zone zida i izračunavanje stepena utezanja $\alpha\omega_{wd}$ 445
6.3.3.7 Procedura određivanja potrebnog utezanja u kritičnoj oblasti 446
6.4 Povezani zidovi 447
6.4.1 Uvodna razmatranja 447
6.4.2 Zidovi povezani pločom 450
6.4.3 Određivanje uticaja 451
6.4.3.1 Zidovi 451
6.4.3.2 Vezne grede 453
6.4.4 Proračun povezanih zidova 454
6.4.4.1 Proračun na savijanje 454
6.4.4.2 Proračun na smicanje 455
6.4.4.3 Detalj panelne zone 456
6.4.5 Ponašanje veznih greda 457
6.4.6 Proračun veznih greda 460
6.5 Duktilni niski zidovi 461
6.5.1 Ponašanje 461
6.5.2 Proračun 465

6.5.2.1 DCL i DCM niski zidovi 465
6.5.2.2 DCH niski zidovi 465
6.6 Veliki lakoarmirani zidovi 467
6.6.1 Ponašanje 467
6.6.2 Proračun 468
6.6.2.1 Nosivost na savijanje 469
6.6.2.2 Nosivost na smicanje 469
6.6.2.3 Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost 470
6.7 Zidovi sa nepravilnim položajem otvora 471
6.8 Dvojni sistemi 473
6.8.1 Definicije dvojnih sistema 473
6.8.2 Ponašanje 474
6.8.3 Proračun 475
6.9 Konstruktivni detalji i izvođačka pitanja 477
6.10 Računski primjer proračuna DCM duktilnog zida 480
6.10.1 Faktor ponašanja i osnovne karakteristike objekta 481
6.10.2 Uticaji u zidnom platnu P6 482
6.10.3 Proračunske vrijednosti materijala 483
6.10.4 Kontrola usvojenih dimenzija 484
6.10.5 Proračun na savijanje 484
6.10.5.1 Proračun na savijanje pomoću interakcionog dijagrama 484
6.10.5.2 Ručni proračun na savijanje 486
6.10.6 Proračun na smicanje 487
6.10.6.1 Provjera da li je zidnom platnu potrebna proračunska armatura za smicanje 487
6.10.6.2 Usvajanje horizontalne armature za smicanje 488
6.10.7 Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost 489
6.10.7.1 Visine kritične oblasti, h_{cr} 489
6.10.7.2 Potrebna vrijednost faktora duktilnosti krivine μ_{φ} 490
6.10.7.3 Potrebna vrijednost stepena utezanja $\alpha\omega_{wd}$ 490
6.10.7.4 Određivanje dužine utegnutog ivičnog elementa l_c 491
6.10.7.5 Kontrola debljine utegnutog dijela presjeka zida b_w 492
6.10.7.6 Usvajanje konačne konfiguracije ivične zone zida 492
6.10.7.7 Kontrola usvojene konfiguracije armature ivičnih zona zida 493
6.10.8 Proračun zida iznad kritične oblasti 494
6.10.8.1 Proračun na savijanje 495
6.10.8.2 Proračun na smicanje 497
6.11 Računski primjer proračuna DCH duktilnog zida 498
6.11.1 Faktor ponašanja i osnovne karakteristike objekta 498
6.11.2 Uticaji u zidnom platnu P6 498
6.11.3 Proračunske vrijednosti materijala 499
6.11.4 Kontrola usvojenih dimenzija 500
6.11.5 Proračun na savijanje 500
6.11.6 Proračun na smicanje 500
6.11.6.1 Izračunavanje proračunske sile smicanja 500
6.11.6.2 Kontrola pritisnute dijagonale u rebru usljed smicanja 501
6.11.6.3 Dijagonalni zatežući lom rebra usljed smicanja 502
6.11.6.4 Lom usljed smicanja klizanjem 505
6.11.7 Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost 506
6.11.7.1 Visine kritične oblasti, h_{cr} 506

6.11.7.2 Potrebna vrijednost faktora duktilnosti krivine μ_φ 506
6.11.7.3 Potrebna vrijednost stepena utezanja $\alpha\omega_{wd}$ 507
6.11.7.4 Određivanje dužine utegnutog ivičnog elementa l_c 507
6.11.7.5 Usvajanje konačne konfiguracije ivične zone zida 508
6.11.7.6 Kontrola usvojene konfiguracije armature ivičnih zona zida 509
6.11.8 Proračun zida iznad plastičnog zgloba 510
6.11.8.1 Proračun na savijanje 510
6.11.8.2 Proračun na smicanje 511
6.11.9 Upoređenje DCM i DCH zida 512
6.12 Računski primjer proračuna povezanih DCM zidova 513
6.12.1 Faktor ponašanja i osnovne karakteristike objekta 514
6.12.2 Uticaji u zidovima 515
6.12.3 Proračunske vrijednosti materijala 515
6.12.4 Kontrola usvojenog sistema 516
6.12.5 Kontrola usvojenih dimenzija 517
6.12.6 Proračun na savijanje 517
6.12.7 Proračun na smicanje 520
6.12.7.1 Provera da li je zidnom platnu potrebna proračunska armatura za smicanje 520
6.12.7.2 Usvajanje armature za smicanje 521
6.12.8 Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost 522
6.12.8.1 Visine kritične oblasti, h_{cr} 522
6.12.8.2 Potrebna vrijednost faktora duktilnosti krivine μ_φ 522
6.12.8.3 Potrebna vrijednost stepena utezanja $\alpha\omega_{wd}$ 523
6.12.8.4 Određivanje dužina utegnutog ivičnog elementa l_c 524
6.12.8.5 Usvajanje konačne konfiguracije ivične zone zida 524
6.12.8.6 Kontrola usvojene konfiguracije armature ivične zone zida 525
6.12.9 Proračun vezne grede 527
6.12.9.1 Uticaji u veznoj gredi 527
6.12.9.2 Kontrola da li treba armirati vezne grede dijagonalnom armaturom 527
6.12.9.3 Proračun veznih greda 528
6.12.10 Upoređenje usvajanja različitih krutosti veznih greda 530

7. Međuspratne tavanice 533

7.1 Uvodna razmatranja 533
7.2 Klasifikacija međuspratnih tavanica 535
7.3 Elementi međuspratne tavanice 538
7.4 Određivanje sila u tavanicama 540
7.4.1 Inercijalne sile 540
7.4.2 Sile transfera 542
7.5 Određivanje uticaja u tavanicama 544
7.6 Dimenzionisanje i obrada detalja 546
7.6.1 Proračun na savijanje 546
7.6.2 Proračun na smicanje 548
7.6.3 Proračun kolektora 549
7.7 Konstruktivni detalji 551
7.8 Računski primjer seizmičkog proračuna međuspratne tavanice 553
7.8.1 Određivanje proračunskih sila za tavanice 554
7.8.2 Određivanje uticaja u tavanici 11. sprata 555
7.8.3 Dimenzionisanje tavanice 11. sprata na uticaje u svojoj ravni 557

7.8.3.1 Proračun na savijanje 557
7.8.3.2 Proračun na smicanje 559
7.8.3.3 Proračun kolektora 560
7.9 Računski primjer seizmičkog proračuna međuspratne tavanice - analiza sila transfera 562
7.9.1 Određivanje proračunskih sila za dijafragme 562
7.9.2 Određivanje uticaja u tavanici drugog sprata 563
7.9.3 Dimenzionisanje tavanice drugog sprata na uticaje u svojoj ravni 566
7.9.3.1 Proračun na savijanje 566
7.9.3.2 Proračun na smicanje 567
7.9.3.3 Proračun kolektora 568

8. Fundiranje 571

8.1 Uvod 571
8.2 Dinamičke karakteristike tla 572
8.2.1 Parametri čvrstoće 572
8.2.2 Parametar krutosti 573
8.2.3 Mjerenje dinamičkih karakteristika tla 574
8.3 Osnovni principi konstruisanja temelja 576
8.4 Osnovni tipovi temelja 578
8.4.1 Plitki temelji 578
8.4.1.1 Temelji samci s veznim gredama 579
8.4.1.2 Temeljne grede 581
8.4.1.3 Trakasti temelji 581
8.4.1.4 Temeljne ploče 582
8.4.1.5 Kutijaste (box) temeljne konstrukcije 582
8.4.2 Duboki temelji 583
8.5 Interakcija tlo - konstrukcija 584
8.5.1 Uvod 584
8.5.2 Kinematička interakcija 585
8.5.3 Inercijalna interakcija 585
8.5.4 Deformabilnost temelja 586
8.5.5 Kada uzeti interakciju tlo-konstrukcija u račun 586
8.6 Modeliranje 587
8.7 Proračun temeljnog tla 590
8.7.1 Transfer uticaja sa temeljne konstrukcije na tlo 591
8.7.1.1 Horizontalne sile 591
8.7.1.2 Normalne sile i momenti savijanja 592
8.7.2 Kontrola loma usljed klizanja 593
8.7.3 Kontrola loma usljed gubitka nosivosti tla 593
8.8 Proračun temelja 594
8.8.1 Različiti pristupi projektovanju temelja 594
8.8.2 Određivanje proračunskih uticaja 595
8.8.3 Specifični zahtjevi za pojedine temelje 597
8.8.4 Zaključci u vezi dimenzionisanja temalja 601
8.9 Konstruktivni detalji i izvođačka pitanja 601
8.10 Računski primjer proračuna temeljne grede 603
8.10.1 Uticaji u temeljnoj gredi 604
8.10.2 Određivanje proračunskih uticaja 606

8.10.3 Dimenzionisanje na uticaje savijanja (određivanje podužne armature) 606
8.10.4 Dimenzionisanje na smicanje (određivanje poprečne armature) 607
8.10.5 Proračun veze stub - temelj (čvorna zona) 609
8.10.6 Kontrola loma usljed smicanja na kontaktu tlo-temelj 612
8.10.7 Plan armature temeljne grede 613

Aneks A Proračun na smicanje 614

A.1 Mehanizmi prihvatanja smicanja 614
A.2 Elementi bez armature za smicanje 618
A.3 Elementi s armaturom za smicanje 620

Aneks B Pregled zahtjeva prema EC2-1-1 i EC8-1 za dimenzije presjeka i armaturu elemenata 625

B.1 Grede 625
B.2 Stubovi 627
B.3 Čvorovi 630
B.4 Duktilni zidovi 631
B.5 Temeljni elementi 634

Aneks C Primijenjene skraćenice i oznake 636

Literatura 653

PREDGOVOR

Ova knjiga bavi se analizom i proračunom seizmički otpornih armiranobetonskih zgrada. Seizmičko opterećenje razlikuje se od drugih po tome što se rijetko dešava tokom „životnog vijeka“ objekta, ali njegovo iznenadno djelovanje ima intenzitet koji može daleko prevazići sva druga opterećenja, izazivajući ponašanje elemenata konstrukcije van elastične oblasti. Istovremeno, specifičnost seizmičkog opterećenja jeste i u njegovom cikličnom i alternativnom karakteru. Ovakvim ponašanjemobjekatai obezbjeđenjem njihove seizmičke sigurnosti bavi se zemljotresno inženjerstvo, relativno mlada grana inženjerstva, koja se još uvijek intenzivno razvija. Paralelno s ovim, prave se i pokušaji da se najnovija saznanja, do kojih se dolazi u naučnoistraživačkim i stručnim krugovima, ali i preko lekcija kojim nas nauči svaki jači zemljotres, implementiraju u tehničke propise. U tom smislu, ova se knjiga u velikoj mjeri bazira na eurokodovima koji su u primjeni ne samo u zemljama Evropske unije, nego i u zemljama koje teže članstvu u ovoj organizaciji kao i u nekim zemljama izvan Evrope.

Edukacija studenata, projektovanje većeg broja armiranobetonskih objekata i sprovođenje naučnih istraživanja iz oblasti zemljotresnog inženjerstva motivisali su me za pripremu i izdavanje ove knjige. Knjiga je namijenjena kako studentima na master studijama Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore na studijskom programu Konstrukcije, tako i građevinskim inženjerima koji se bave projektovanjem i proračunom armiranobetonskih konstrukcija objekata visokogradnje u seizmičkim oblastima. Cilj je da se omogući čitaocu upoznavanje s ponašanjem armiranobetonskih zgrada na dejstvo jačih zemljotresa, a nakon toga, nuđenje uputstva kako i da se one modeliraju, analiziraju i konačno uspješno proračunaju. Inženjer koji gradi i projektuje na područjima koja imaju izražen seizmički hazard, trebalo bi da posjeduje dovoljno znanja da može objektima obezbijediti adekvatnu seizmičku sigurnost. Nadam se da će knjiga pomoći manje iskusnim inženjerima da se zainteresuju za oblast zemljotresnog inženjerstva i da ovladaju seizmičkim proračunom armiranobetonskih konstrukcija zgrada. Istovremeno, očekujem da i iskusniji inženjeri nađu interesantne oblasti u okviru kojih mogu da produbе svoje znanje.

Veliki broj riješenih primjera trebalo bi da čitaocima ove knjige olakša prihvatanje prezentirane oblasti i korišćenje eurokodova pri projektovanju armiranobetonskih zgrada u seizmičkim područjima. Pri ovome, gdje god je to bilo moguće, veći broj računskih primjera je riješen ručno kako bi se izbjegao efekat „crne

kutije“, koji je u određenoj mjeri uvijek prisutan pri upotrebi kompjuterskih programa. U knjizi su korišćeni aktuelni eurokodovi, i to dominantno Eurokod 8 - dio 1 (skraćeno: EC8-1) - Proračun seizmički otpornih konstrukcija, u kojem su data opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, kao i Eurokod 2 - dio 1-1 (skraćeno: EC2- 1-1) - Proračun betonskih konstrukcija, gdje su data opšta pravila i pravila za zgrade. Bez obzira na to što treba očekivati da će u budućnosti nova generacija eurokodova zamijeniti postojeću, knjiga ne bi trebalo da izgubi na kvalitetu jer je akcenat u njoj dominantno na objašnjenju seizmičkog ponašanja elemenata i konstruktivnih sklopova, pa tek onda na načinu kako su pojedina pitanja tretirana u eurokodovima. Naime, projektant koji shvati osnovne principe seizmičkog ponašanja, može znatno lakše preći s jednih na druge propise, to jest, u slučaju eurokodova, na njihovu novu generaciju. U svakom slučaju, eurokodove ne treba tretirati kao udžbenike iz kojih se može učiti proračun, i njihova upotreba ne može zamijeniti edukaciju inženjera, posebno iz oblasti zemljotresnog inženjerstva.

Radi uporedne analize, na dosta mjesta u knjizi osim eurokodova, navedene su odredbe i način proračuna drugih aktuelnih seizmičkih propisa, uglavnom američkih.

Knjiga je organizovana kroz osam poglavlja.

U uvodnom, prvom poglavlju, date su osnove dinamike konstrukcije koje su, prije svega, vezane za zemljotresno inženjerstvo, imajući u vidu da je za građevinskog inženjera, da bi mogao da uspješno projektuje i proračuna seizmički otpornu konstrukciju, neophodno da zna prirodu i način djelovanja zemljotresa na konstrukciju. Drugo poglavlje bavi se principima projektovanja, kao i načinima definisanja seizmičkog opterećenja. Glavna tema trećeg poglavlja jeste određivanje seizmičkih uticaja u konstrukciji. U okviru ovog poglavlja tretirane su: regularnosti u osnovi i po visini, modeliranje konstrukcije, različite metode seizmičkih analiza, kao i opis novije probabilističke analize seizmičke sigurnosti. Ponašanje konstitutivnih materijala: armature, betona kao i njihove veze, tretira se u poglavlju četiri. Najobimnija poglavlja pet i šest bave se konstruktivnim sistemima: ramovskim i sistemima sa zidovima. U okviru ovih poglavlja dat je veći broj detaljno riješenih primjera. Sedmo poglavlje tretira seizmičko ponašanje međuspratnih tavanica, a osmo se bavi temeljnim konstrukcijama.

Kako se čitav materijal u knjizi odnosi na armirani beton, pridjev armiranobetonski uglavnom je izbačen iz teksta kako bi se olakšalo i ubrzalo čitanje. Takođe, radi praktičnosti, umjesto punih naziva eurokodova korišćene su skraćenice. Bez obzira na to što su se koristili izvori iz različitih literatura, vodilo se računa da su oznake dominantno one iz eurokodova.

Osim osam poglavlja, knjiga sadrži i tri aneksa. U aneksu A analizirano je smicanje kod armiranobetonskih konstrukcija. Aneks B sadrži tabele u kojima je dat pregled zahtjeva prema eurokodovima EC2-1-1 i EC8-1 za dimenzije presjeka i armaturu različitih elemenata. Ove tabele trebalo bi da olakšaju projektantima upotrebu navedenih eurokodova. U aneksu C dat je spisak svih skraćenica i oznaka korišćenih u knjizi.

Na kraju, autor bi htio da se zahvali sljedećim osobama koje su, na različite načine, pomogle u pripremi ove knjige:

- Recenzentima prof. dr Đorđu Lađinoviću, dipl.inž.građ. i prof. dr Mladenu Ulićeviću, dipl.inž.građ. na pažljivom čitanju i datim komentarima.
- Kolegama, dr Zvonku Tomanoviću, dr Jeleni Pejović, dr Biljani Šćepanović, dr Nikoli Baši i Tomu Kneževiću, koji su svojim komentarima i sugestijama u okviru pojedinih poglavlja svakako doprinijeli boljem kvalitetu knjige;
- Goranu Pavloviću na velikom uloženom trudu na grafičkoj obradi i pripremi teksta za štampu;
- Borisu Jevriću na finalnoj obradi slika;
- Nađi Durković na detaljnoj lekturi teksta;
- Andriji Jankoviću na izradi korica knjige.

Veliku zahvalnost na finansijskoj pomoći dugujem:

- Fondaciji Profesor Arsenije Vujović
- Inženjerskoj komori Crne Gore
- Preduzeću FRAME Project doo

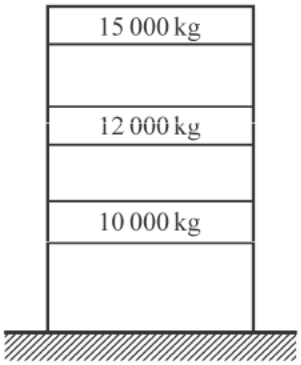
Podgorica
februar 2022. Srđan Janković

1.3.3.1 Riješeni primjer određivanja sopstvenih kružnih frekvencija, perioda i oblika oscilovanja za sistem sa tri stepena slobode

Za dati ram potrebno je odrediti sopstvene kružne frekvencije, periode i oblike oscilovanja.

1. Ulazni podaci

Data je shema trospratne konstrukcije čije su spratne mase prikazane na slici 1.34, (Kramer, 1996).

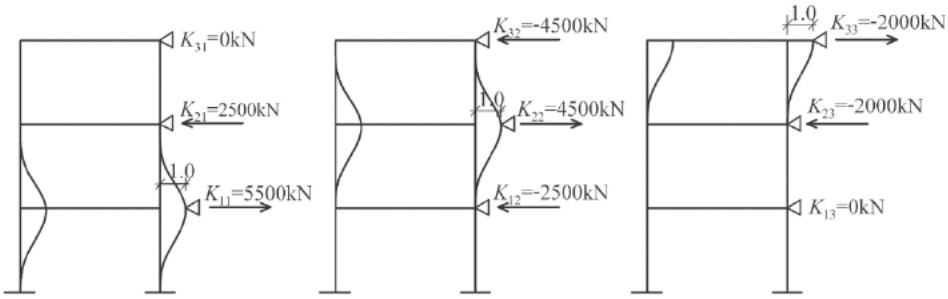


Slika 1.34 Izgled trospratnog rama

Matrica masa za dati sistem glasi:

$$M = 1000 \begin{bmatrix} 10 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 0 \\ 0 & 0 & 15 \end{bmatrix} \text{kg}$$

Matrica krutosti može se odrediti aplicirajući jedinično pomjeranje na svakom spratu (s nultim pomjeranjima na drugim spratovima) i izračunavajući odgovarajuće spratne sile – horizontalne reakcije na osloncima (slika 1.35).



Slika 1.35 Izračunavanje elemenata matrice krutosti

Pomoću ove procedure dobija se matrica krutosti:

$$K = 1\,000\,000 \begin{bmatrix} 5.5 & -2.5 & 0 \\ -2.50 & 4.5 & -2.0 \\ 0 & -2.0 & 2.0 \end{bmatrix} \text{N/m}$$

2. Određivanje sopstvenih kružnih frekvencija i sopstvenih perioda

Znajući matrice masa i krutosti može se izračunati:

$$K - \omega^2 M = 1\,000\,000 \begin{bmatrix} 5.5 - 10\alpha & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 4.5 - 12\alpha & -2.0 \\ 0 & -2.0 & 2.0 - 15\alpha \end{bmatrix}, \text{ gdje je } \alpha = \frac{\omega^2}{1\,000}$$

Izjednačavajući determinantu sa nulom $|K - \omega^2 M| = 0$ dobija se jednačina: $1800\alpha^3 - 1905\alpha^2 + 459\alpha - 15 = 0$. Rješenja ove jednačine su $\alpha_1 = 0.0386$, $\alpha_2 = 0.300$, $\alpha_3 = 0.7197$. Imajući u vidu relaciju između α i ω, sopstvene kružne frekvencije sistema su:

$$\begin{Bmatrix} \omega_1^2 \\ \omega_2^2 \\ \omega_3^2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 38.6 \\ 300.0 \\ 719.7 \end{Bmatrix} => \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6.21 \\ 17.62 \\ 26.83 \end{Bmatrix} \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

Znajući relaciju između sopstvene periode T i sopstvene kružne frekvencije ω datu sa izrazom (1.13) dobija se :

$$\begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.01 \\ 0.36 \\ 0.23 \end{Bmatrix} \text{sec}$$

3. Određivanje sopstvenih oblika oscilovanja

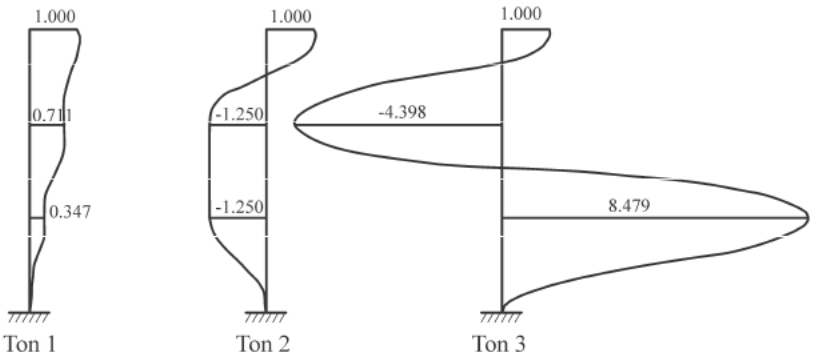
Zamjenom vrijednosti sopstvene kružne frekvencije prvog tona u jednačinu sopstvenih vrijednosti (1.83), dobija se:

$$1\,000\,000 \begin{bmatrix} 5.114 & -2.5 & 0 \\ -2.50 & 4.037 & -2.0 \\ 0 & -2.0 & 1.421 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Normalizujući vektor ϕ_i tako da je pomjeranje najvišeg sprata jednako 1 ($\phi_{31} = 1$), mogu se odrediti vrijednosti za ϕ_{21} i ϕ_{11}. Ovaj proces se može ponoviti za sva tri tona oscilovanja, nakon čega se dobijaju tri sopstvena oblika oscilovanja:

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.347 \\ 0.711 \\ 1.000 \end{Bmatrix}, \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -1.250 \\ -1.250 \\ 1.000 \end{Bmatrix}, \quad \phi_3 = \begin{Bmatrix} \phi_{13} \\ \phi_{23} \\ \phi_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 6.479 \\ -4.398 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$$

Sopstveni oblici oscilovanja za sva tri tona grafički su prikazana na slici 1.36.



Slika 1.36 Sopstveni oblici oscilovanja i odgovarajuće sopstvene periode za tri tona oscilovanja

1.3.4 Modalna analiza

Diferencijalne jednačine (1.65) i (1.78) predstavljaju sistem vezanih jednačina koji treba rješavati kao cjelinu. Ako bi se uspjelo da se sistem jednačina transformiše tako da pojedine jednačine postanu međusobno nezavisne (nevezane), svaka jednačina bi se mogla rješavati za sebe, po metodama koje su navedene kod sistema s jednim stepenom slobode, uključujući i spektar odgovora. Očito je da jednačine postaju nevezane ako su sve matrice u jednačinama (1.65) i (1.78) dijagonalne.

Željenu transformaciju moguće je izvesti pomoću sopstvenih oblika vibracija sistema. Metoda, koja upotrebljava tu transformaciju, zove se *modalna analiza*. Drugi nazivi za ovu metodu jesu *metoda sa superpozicijom sopstvenih oblika* ili *metoda transformacije u glavne koordinate*. Metoda je zasnovana na principu superpozicije, pa je, zbog toga, upotrebljiva samo za linearne sisteme.

S obzirom na to da vektor ϕ_i opisuje samo oblik i-tog tona, pomjeranje u tom tonu $U_i(t)$ može se izraziti kao proizvod oblika tona ϕ_i i amplituda tona $Y_i(t)$ (za $Y_i(t)$, kažemo da su pomjeranja u normalnim ili glavnim koordinatama:

$$U_i(t) = \phi_i Y_i(t) \tag{1.86}$$

Sada se ukupno pomjeranje $U(t)$ može napisati kao linearna kombinacija svih sopstvenih oblika:

$$U(t) = \sum_{i=1}^{n} \phi_i Y_i(t) \tag{1.87}$$

Ako sa $Y(t)$ označimo vektor pojedinih oblika $Y_i(t)$ i sa ϕ označimo matricu sopstvenih vektora,

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_1 & \phi_2 & \dots & \phi_n \end{bmatrix} \tag{1.88}$$

onda se jednačina (1.87) može pisati u obliku:

$$U(t) = \phi Y(t) \tag{1.89}$$

Matematički gledano, jednačina (1.89) predstavlja transformaciju iz jednog koordinatnog sistema u drugi n-dimenzionalni koordinatni sistem. Vektor U je definisan u jednom sistemu, a Y u drugom.

Zamjenom jednačine (1.89) i njenih izvoda (vektori ϕ_i su nezavisni od vremena) u jednačinu (1.65) i množenjem svakog člana sa ϕ^T, dobija se transformisana jednačina:

$$\bar{M}\ddot{Y} + \bar{C}\dot{Y} + \bar{K}Y = \bar{F}(t) \tag{1.90}$$

gdje su:

$$\bar{M} = \phi^T M \phi \tag{1.91}$$

$$\bar{C} = \phi^T C \phi \tag{1.92}$$

$$\bar{K} = \phi^T K \phi \tag{1.93}$$

$$\bar{F} = \phi^T F \tag{1.94}$$

Jednačina (1.90) na prvi pogled slična je jednačini (1.65). Bitna razlika je u tome što su matrice $\bar{M}$ i $\bar{K}$ dijagonalne. Ovo je direktna posljedica uslova (1.84) i (1.85), to jest ortogonalnosti tonova. Pošto je cilj modalne analize da se sistem vezanih jednačina transformiše u sistem nevezanih jednačina, potrebno je pretpostaviti takvu matricu prigušenja C koja transformacijom (1.92) prelazi u dijagonalnu matricu $\bar{C}$. Na ovoj način se matrična jednačina (1.90) raspada na sistem nevezanih jednačina istog tipa kao što je jednačina sistema s jednim stepenom slobode. Jednačina kretanja za i-ti ton glasi:

$$M_i\ddot{Y} + C_i\dot{Y} + K_i Y = F_i(t) \tag{1.95}$$

gdje su:

$$M_i = \phi_i^T M \phi_i \tag{1.96}$$

$$C_i = \phi_i^T C \phi_i \tag{1.97}$$

$$K_i = \phi_i^T K \phi_i \tag{1.98}$$

$$F_i = \phi_i^T F \tag{1.99}$$

Sada, analogno kao kod sistema s jednim stepenom slobode, usvajajući da je:

$$K_i = \omega_i^2 M_i \tag{1.100}$$

$$C_i = 2\zeta_i \omega_i M_i \tag{1.101}$$

i dijeljeći jednačinu (1.95) sa M_i možemo dobiti jednačinu:

$$\ddot{Y}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{F_i(t)}{M_i} \tag{1.102}$$

Kod zemljotresnog opterećenja, sprovodeći isti ovaj postupak, jednačina (1.78) postaje:

$$\ddot{Y}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\frac{\phi_i^T MI}{M_i} \ddot{u}_g(t) = -\frac{L_i}{M_i} \ddot{u}_g(t) \tag{1.103}$$

gdje je :

$$L_i = \phi_i^T MI \tag{1.104}$$

Za svaki ton i vibracija, koji uzimamo u račun, postoji jedna jednačina. Rješenje jednačine pomoću Duhamelovog integrala, kao kod sistema s jednim stepenom slobode (vidi jednačine (1.28) i (1.29)), dobija se vremenski tok pomjeranja u glavnim koordinatama Y_i (amplitude vibracija u tonu i).

$$Y_i(t) = -\frac{\phi_i^T MI}{M_i} \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau = -\frac{L_i}{M_i} \frac{1}{\omega_i} D_i(t) = -\Gamma_i \frac{1}{\omega_i} D_i(t) \tag{1.105}$$

gdje je sa $D_i(t)$ označen integral. Γ_i je faktor participacije definisan izrazom:

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{\phi_i^T MI}{\phi_i^T M \phi_i} \tag{1.106}$$

Izraz (1.105) sličan je izrazu za pomjeranje s jednim stepenom slobode (1.29), izuzev faktora participacije Γ_i. Taj faktor je skalar koji može poslužiti kao ocjena uticaja pojedinih tonova vibracija na cjelokupno pomjeranje. Ukupna pomjeranja u osnovnom koordinatnom sistemu $U(t)$ dobijaju se pomoću superpozicije doprinosa pojedinih tonova (formule (1.87) i (1.89)).

Metoda modalne analize omogućava jednu za praksu veoma značajnu aproksimaciju. Obično značajan uticaj na odgovor sistema ima samo nekoliko nižih tonova. Često je postignuta zadovoljavajuća tačnost čak ako se uzme u obzir samo jedan, osnovni ton. Iz tih razloga se umjesto jednačine (1.87) u praksi često upotrebljava transformacija:

$$U(t) = \sum_{i=1}^{m} \phi_i Y_i(t), \quad \text{gdje je} \quad m << n \tag{1.107}$$

Izračunata pomjeranja se mogu upotrijebiti da se izračunaju takozvane ekvivalentne statičke sile $F_S(t)$, koje će, ako se primijene kao statičko opterećenje, proizvesti pomjeranja $U(t)$:

$$F_S(t) = KU(t) = K\phi Y(t) = K\sum_{i=1}^{n}\phi_i Y_i(t) \tag{1.108}$$

Unutrašnje sile (uticaji) mogu biti izračunate pomoću statičke analize konstrukcije opterećene ovim ekvivalentnim statičkim silama.

1.3.4.1 Riješeni primjer upotrebe modalne analize

Koristeći modalnu analizu, definisati nezavisne jednačine po pojedinim tonovima i izračunati doprinos pojedinih tonova na odgovor sistema prikazanog u riješenom primjeru datog u 1.3.3.1.

Rješenje:

Iz primjera 1.3.3.1 uzimaju se vrijednosti za matricu masa M i sopstvene oblike oscilovanja pojedinih tonova. Za prvi ton, koristeći jednačine (1.96) i (1.104) može se isračunati:

$$M_1 = \phi_1^T M \phi_1 = (1\,000\text{ kg})\{0.347 \quad 0.711 \quad 1.000\}\begin{bmatrix}10 & 0 & 0\\ 0 & 12 & 0\\ 0 & 0 & 15\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}0.347\\ 0.711\\ 1.000\end{Bmatrix} = 22\,270\text{ kg}$$

$$\begin{aligned}L_1 &= \phi_1^T MI = m_1\phi_{11} + m_2\phi_{21} + m_3\phi_{31} = \\ &= (10\,000)(0.347) + (12\,000)(0.711) + (15\,000)(1.000) = 27\,002\text{ kg}\end{aligned}$$

<u>Napomena</u>: Na datom sistemu lako se može pokazati svojstvo ortogonalnosti tonova u odnosu na matricu masa: $\phi_i^T M \phi_j = 0$ za $i \neq j$, na primjer:

$$\phi_1^T M \phi_2 = (1\,000kg)\{0.347 \quad 0.711 \quad 1.000\}\begin{bmatrix}10 & 0 & 0\\ 0 & 12 & 0\\ 0 & 0 & 15\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}-1.250\\ -1.250\\ 1.000\end{Bmatrix} = 0$$

Sada je faktor participacije za prvi ton jednak, jednačina (1.106):

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{27\,002\text{ kg}}{22\,270\text{ kg}} = 1.212$$

Ako se sa $\ddot{u}_g(t)$ označi akcelerogram zemljotresa EL Centro, jednačina kretanja za prvi ton je data sa jednačinom (1.103):

$$\ddot{Y}_1 + 0.621\dot{Y}_1 + 38.56Y_1 = -1.212\ddot{u}_g(t)$$

Ponavljajući ovaj postupak, faktori participacije za drugi i treći ton su:

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{-12\,500}{49\,375} = -0.253 \qquad \text{i} \qquad \Gamma_3 = \frac{L_3}{M_3} = \frac{27\,014}{666\,883} = 0.041$$

pa se u skladu sa tim dobijaju jednačine kretanja za drugi i treći ton:

U slučaju međusobne zavisnosti pojedinih tonova, neophodno je koristiti tačnije metode kombinacije maksimalnih vrijednosti, kao što je metoda potpune kvadratne kombinacije (u literaturi se koristi oznaka CQC).

Vrlo je važno istaći da je pomoću formule (3.30) moguće kombinovati samo konačne vrijednosti (najčešće statičke uticaje), to jest nije dobro da se iz veličina kombinovanih pomoću ove formule (recimo spratnih seizmičkih sila) izračunavaju nove veličine (recimo statički uticaji). U ovom drugom slučaju dobijaju se obično nerealno velike vrijednosti jer se kvadriranjem gube predznaci.

3.3.3.1 Računski primjer upotrebe modalne analize sa spektrima odgovora

U skladu s odredbama pravilnika EC8-1, koristeći modalnu analizu sa spektrima odgovora, u ovom računskom primjeru biće izračunata maksimalna spratna pomjeranja i ukupne seizmičke sile po pojedinim tonovima sistema prikazanog u dijelu 1.3.3.1, s ulaznim podacima datim u dijelu 3.3.2.5. Faktori participacije za pojedine tonove koji će se ovdje primjenjivati izračunati su u dijelu 1.3.4.1.

Projektni spektar ubrzanja za analiziranu konstrukciju definisan je u dijelu 2.5.6, a ovdje je zbog praktičnosti ponovljen na slici 3.12, pa se ovdje mogu izračunati maksimalna ubrzanja konstrukcije po pojedinim tonovima i odgovarajući vektori spratnih pomjeranja.

1. Ponašanje sistema u 1. tonu

Iz računskih primjera prikazanih u djelovima 1.3.3.1 i 1.3.4.1 uzimaju se vrijednosti:

- kružne frekvencije $\omega_1 = 6.21$ rad/sec
- periode oscilovanja prvog tona $T_1 = 2\pi/\omega_1 = 2\pi/6.21 = 1.01$ sec
- faktora participacije $\Gamma_1 = 1.212$
- vektora oblika tona $\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.347 \\ 0.711 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$

Kako je ispunjen uslov za periodu oscilovanja $0.5 \leq 1.01$ sec ≤ 2.0, spektralno ubrzanje za prvi ton iznosi vidi, jednačinu (2.45):

$$S_d\left(T_1\right) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] = 0.35 \cdot 9.81 \cdot 1.2 \cdot \frac{2.5}{3}\left[\frac{0.5}{1.01}\right] = 1.7\,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}^2}$$

Ova vrijednost mogla se dobiti direktno sa dijagrama na slici 3.12. Sada je vektor spratnih pomjeranja u prvom tonu dat sa, izraz (3.27):

$$U_1 = (T_1/2\pi)^2 S_d(T_1)\,\Gamma_1\,\phi_1 = \left(\frac{1.01}{2\cdot\pi}\right)^2 \cdot 1.7 \cdot 1.212 \cdot \begin{Bmatrix} 0.347 \\ 0.711 \\ 1.000 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.85 \\ 3.79 \\ 5.33 \end{Bmatrix}\mathrm{cm}$$

Spratne sile u prvom tonu koje izazivaju ova pomjeranja mogu se izračunati na sljedeći način, izraz (3.29):

$$F_1 = M\phi_1\Gamma_1 S_d\left(T_1\right) = 1000\begin{bmatrix}10 & 0 & 0\\ 0 & 12 & 0\\ 0 & 0 & 15\end{bmatrix}\begin{bmatrix}0.347\\ 0.711\\ 1.000\end{bmatrix}\cdot 1.212\cdot 1.7 = \begin{bmatrix}7.15\\ 17.58\\ 30.91\end{bmatrix}\text{kN}$$

Ukupna seizmička sila prvog tona lako se može dobiti sabirajući sile po pojedinim spratovima $F_{b,1}$ = 7.15 + 17.58 + 30.91 = 55.64 kN. Takođe, ukupna sila se može dobiti i preko efektivne mase kako slijedi. Efektivna modalna masa koja je data formulom $M_i^{ef} = \dfrac{\left(\phi_i^T MI\right)^2}{\phi_i^T M\phi_i}$, za prvi ton iznosi:

$$M_1^{ef} = \frac{\left(27002\right)^2}{22270} = 32740\,\text{kg}\text{, ili } 32740 / 37000 = 88.5\% \text{ od ukupne mase}$$

pa je ukupna seizmička sila prvog tona:

$$F_{b,1} = S_d\left(T_1\right)\cdot M_1^{ef} = 1.7\cdot 32740 = 55.66\,\text{kN}$$

2. Ponašanje sistema u 2. tonu

Iz računskih primjera prikazanih u djelovima 1.3.3.1 i 1.3.4.1 uzimaju se vrijednosti:

- kružne frekvencije ω_2 = 17.62 rad/sec
- periode oscilovanja drugog tona $T_2 = 2\pi/\omega_2 = 2\pi/17.62 = 0.36$ sec
- faktora participacije $\Gamma_2 = 0.253$
- vektora oblika tona $\phi_2 = \begin{Bmatrix}\phi_{12}\\ \phi_{22}\\ \phi_{32}\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}-1.250\\ -1.250\\ 1.000\end{Bmatrix}$

Kako je ispunjen uslov za periodu oscilovanja 0.15 ≤ 0.36 sec ≤ 0.5, spektralno ubrzanje za drugi ton iznosi, izraz (2.44):

$$S_d\left(T_2\right) = a_g\cdot S\cdot\frac{2.5}{q} = 0.35\cdot 9.81\cdot 1.2\cdot\frac{2.5}{3} = 3.43\,\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \text{ (vidi sliku 3.12)}$$

Sada je vektor spratnih pomjeranja u drugom tonu dat sa, izraz (3.27):

$$U_2 = (T_2/2\pi)^2 S_d(T_2)\,\Gamma_2\,\phi_2 = \left(\frac{0.36}{2\cdot\pi}\right)^2\cdot 3.43\cdot 0.253\cdot\begin{Bmatrix}-1.250\\ -1.250\\ 1.000\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}-1.42\\ -1.42\\ 1.14\end{Bmatrix}\text{cm}$$

Spratne sile u drugom tonu koje izazivaju ova pomjeranja mogu se izračunati na sljedeći način, izraz (3.29):

$$F_2 = M\phi_2\Gamma_2 S_d\left(T_2\right) = 1000\begin{bmatrix}10 & 0 & 0\\ 0 & 12 & 0\\ 0 & 0 & 15\end{bmatrix}\begin{bmatrix}-1.25\\ -1.25\\ 1.000\end{bmatrix}\cdot 0.253\cdot 3.43 = \begin{bmatrix}-10.8\\ -13.01\\ 13.02\end{bmatrix}\text{kN}$$

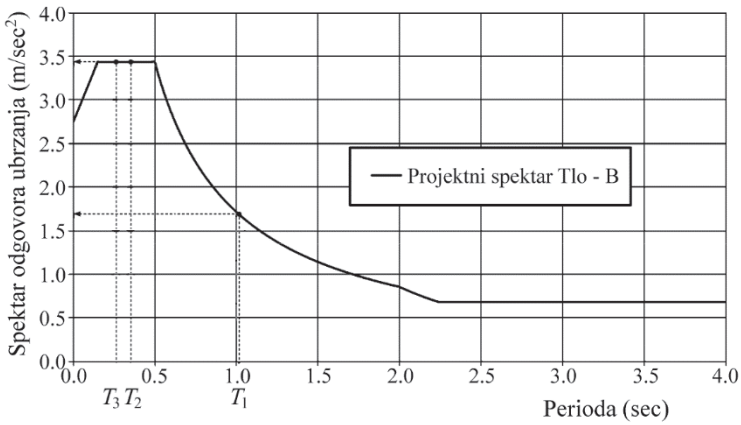
Ukupna seizmička sila drugog tona je jednaka $F_{b,2}$ = -10.8 - 13.01 + 13.02 = -10.79 kN. Istovremeno, efektivna modalna masa za drugi ton iznosi:

$$M_2^{ef} = \frac{\left(12500\right)^2}{49375} = 3165\,\text{kg}\ \text{ ili } 3165 / 37000 = 8.5\%\ \text{od ukupne mase}$$

pa je ukupna seizmička sila drugog tona:

$$F_{b,2} = S_d\left(T_2\right)\cdot M_2^{ef} = 3.43\cdot 3165 = 10.86\,\text{kN}$$

Manja odstupanja u vrijednostima ukupne seizmičke sile drugog tona, izračunate na dva različita načina, su usljed zaokruživanja decimalnih brojeva. Takođe, znak kod ove sile ne igra nikakvu ulogu.



Slika 3.12 Projektne spektralne vrijednosti ubrzanja za sva tri tona

3. Ponašanje sistema u 3. tonu

Iz računskih primjera prikazanih u djelovima 1.3.3.1 i 1.3.4.1 uzimaju se vrijednosti:

- kružne frekvencije ω_3 = 26.83 rad/sec
- periode oscilovanja trećeg tona $T_3 = 2\pi/\omega_3 = 2\pi / 26.83 = 0.23$ sec
- faktora participacije $\Gamma_3 = 0.041$
- vektora oblika tona $\phi_3 = \begin{Bmatrix}\phi_{13}\\ \phi_{23}\\ \phi_{33}\end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix}6.479\\ -4.398\\ 1.000\end{Bmatrix}$

Kako je ispunjen uslov za periodu oscilovanja 0.15 ≤ 0.23 sec ≤ 0.5, spektralno ubrzanje za treći ton iznosi, izraz (2.44):

$$S_d\left(T_3\right)=a_g\cdot S\cdot\frac{2.5}{q}=0.35\cdot 9.81\cdot 1.2\cdot\frac{2.5}{3}=3.43\,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}^2}\ \text{(vidi sliku 3.12)}$$

Sada je vektor spratnih pomjeranja u trećem tonu dat sa:

$$U_3=(T_3/2\pi)^2 S_d(T_3)\,\Gamma_3\,\phi_3=\left(\frac{0.23}{2\cdot\pi}\right)^2\cdot 3.43\cdot 0.041\cdot\begin{Bmatrix}6.479\\-4.398\\1.000\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}0.48\\-0.32\\0.07\end{Bmatrix}\mathrm{cm}$$

Spratne sile u trećem tonu koje izazivaju ova pomjeranja mogu se izračunati na sljedeći način, izraz (3.29):

$$F_3=M\phi_3\Gamma_3 S_d\left(T_3\right)=1000\begin{bmatrix}10&0&0\\0&12&0\\0&0&15\end{bmatrix}\begin{bmatrix}6.479\\-4.398\\1.000\end{bmatrix}\cdot 0.041\cdot 3.43=\begin{bmatrix}9.11\\-7.42\\2.11\end{bmatrix}\mathrm{kN}$$

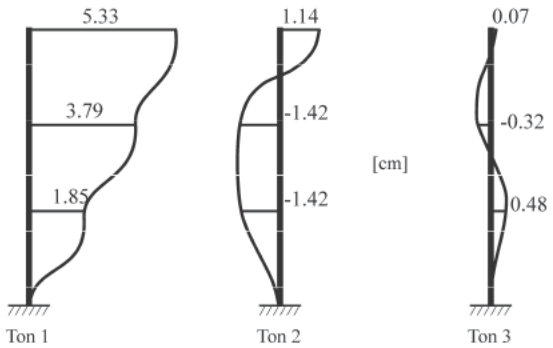
to jest ukupna seizmička sila trećeg tona iznosi $F_{b,3}$ = 9.11 - 7.42 + 2.11 = 3.80 kN. Drugi način izračunavanja ove sile je preko efektivne modalne mase koja za treći ton iznosi:

$$M_3^{ef}=\frac{\left(27014\right)^2}{666663}=1095\,\mathrm{kg}\ \text{ ili 1095 / 37000 = 3\% od ukupne mase}$$

pa je ukupna seizmička sila trećeg tona:

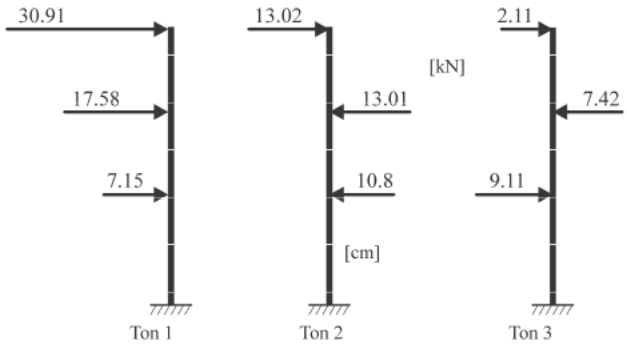
$$F_{b,3}=S_d\left(T_3\right)\cdot M_3^{ef}=3.43\cdot 1095=3.75\,\mathrm{kN}$$

Vidi se da je zbir sve tri efektivne modalne mase jednak ukupnoj masi sistema: m = 32740 + 3165 + 1095 = 37000 kg. Na primjeru ove zgrade takođe se može vidjeti da je pri primjeni modalne analize sa spektrima odgovora bilo dovoljno uzeti u račun samo prva dva tona s obzirom na to da je zbir efektivnih masa za prva dva tona iznosio 97%, to jest bio veći od 90% od ukupne efektivne mase objekta i da je efektivna masa trećeg tona bila manja od 5% od ukupne mase.



Slika 3.13 Maksimalna spratna pomjeranja po pojedinim tonovima

Na slici 3.13 prikazana su maksimalna spratna pomjeranja, a na slici 3.14 maksimalne spratne sile po pojedinim tonovima.



Slika 3.14 Maksimalne spratne sile po pojedinim tonovima

3.3.4 Statička nelinearna (Pushover) analiza

Sve donedavno pri projektovanju objekata u seizmičkim područjima akcenat u seizmičkim pravilnicima bio je na upotrebi linearnih metoda analiza. Razlog je bio u činjenici da je bilo kakva nelinearna analiza bila previše komplikovana za primjenu i s aspekta limitirajućih sposobnosti tadašnjih kompjutera i s aspekta teškoća pri modeliranju nosivosti i krutosti kod nelinearnih modela. Međutim, danas su, uz odgovarajuću tačnost i upotrebljivost, neke relativno jednostavnije nelinearne metode inkorporirane u seizmičke pravilnike.

Najpoznatija među njima je statička *pushover analiza* koja u stvari predstavlja pojednostavljenu nelinearnu analizu pomoću koje se procjenjuje odgovor sistema na dejstvo zemljotresa. Ovakva jedna analiza svakako je manje tačna od nelinearne dinamičke analize, ali za razliku od linearnih metoda analiza, ipak može ukazati na lokacije kritičnih mjesta gdje se mogu očekivati veće nelinearne deformacije kao i na globalno ponašanje konstrukcije u nelinearnom području. Osim ovoga, pushover analiza se može upotrijebiti i za verifikaciju faktora ojačanja datog sa α_u / α_1 koji se upotrebljava prilikom definisanja vrijednosti faktora ponašanja q (vidi dio 2.3.2).

Primjenom pushover analize dobija se ponašanje nelinearnog matematičkog modela opterećenog *monotono rastućim horizontalnim* silama, sve do dostizanja prethodno definisanog takozvanog *ciljnog pomjeranja*, d_t. Ciljno pomjeranje je, u stvari, procjena maksimalnog pomjeranja vrha objekta pri dejstvu projektnog zemljotresa. Horizontalno opterećenje se povećava inkrementalno, tako da se u okviru svakog inkrementa vrši ažuriranje karakteristika nosivosti i krutosti elemenata. Da bi se na neki način obuhvatile promjene opterećenja po visini objekta koje se pri pojavi plastičnih deformacija realno javljaju, prema EC8-1, 4.3.3.4.2.2.(1), moraju se analizirati barem dvije vertikalne raspodjele bočnog opterećenja. To je „ravnomjerna“ raspodjela, zasnovana na bočnim silama koje su proporcionalne masama, bez obzira na visinski položaj, i „modalna” raspodjela s bočnim silama koje su u skladu s raspodjelom bočnih sila određenih u elastičnoj analizi.

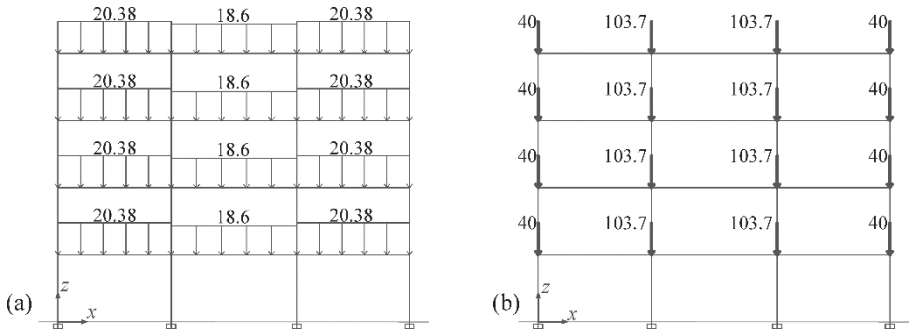
$$d_t^* = \mu d_y^* = \frac{d_{et}^*}{q_u}\left(1+\left(q_u-1\right)\frac{T_C}{T^*}\right) \tag{3.49}$$

Na kraju se ciljno pomjeranje d_t^* sistema SDOF transformiše u ciljno pomjeranje d_t sistema *MDOF* pomoću jednačine (3.37a).

Znajući da ciljno pomjeranje d_t predstavlja procijenjenu srednju vrijednost pri dejstvu projektnog zemljotresa i da postoji nezaobilazno rasipanje rezultata oko srednje vrijednosti, poželjno je ispitati ponašanje objekta i za vrijednosti pomjeranja koja prevazilaze ciljno pomjeranje d_t. Zbog toga je u članu EC8-1, 4.3.3.4.2.3(1) propisano da se pushover kriva mora odrediti najmanje za pomjeranja koja odgovaraju 150% ciljnog pomjeranja.

3.3.4.3 Računski primjer pushover analize prema EC8-1

Na primjeru četvorospratnog trorasponskog armiranobetonskog rama biće sprovedena pushover (nelinearna statička) analiza. Usvojena je lokacija s efektivnim maksimalnim ubrzanjem tla a_g = 0.36*g* za povratni period od 475 godina. Ram je fundiran na tlu tipa A. Spratna visina je ista za sve spratove i iznosi 3.2 m. Rasteri su 5.4, 6.0 i 5.4 m. Usvojena je srednja klasa duktilnosti DCM. Usvojene su dimenzije greda *b*/*d* = 25/50 cm i stubova *b*/*d* = 40/40 cm. Stalno opterećenje je dato na slici 3.16. Promjenljivog opterećenja nema. Usvojen je beton klase C25/30 i armatura klase B400B.



Slika 3.16. Stalno opterećenje: (a) linijsko opterećenje na gredama (kN/m); (b) koncentrisano opterećenje u čvorovima (kN)

1. Osnovni podaci o ramu

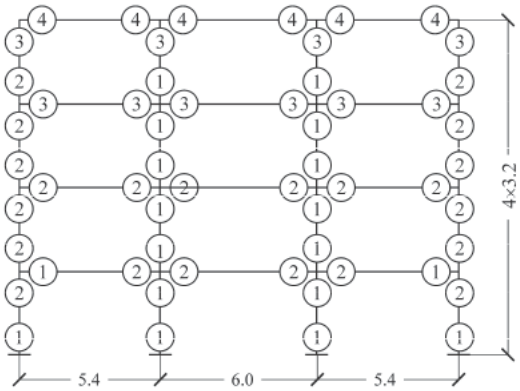
U sljedećoj tabeli su date mase, težine i seizmičke sile po spratovima, kao i oblik prvog tona, sve dobijeno analizom koristeći program ETABS. Na osnovu odgovarajućih seizmičkih sila i gravitacionog opterećenja, dobijeni su uticaji u svim elementima koji su dalje bili predmet detaljnog proračuna i dimenzionisanja prema odgovarajućim odredbama pravilnika EC2-1-1 i EC8-1. U ovom primjeru se neće davati detaljniji proračun rama prema EC8-1, već se čitalac upućuje na računske primjere date u poglavljima 5.8 i 5.9.

Sprat	Visina (m)	Masa (kNs^2/m)	Težina (kN)	Seizmičke sile (kN)	1. ton (mm)	Normirani 1. ton
4	12.8	70.72	693.8	126.1	80.96	1.000
3	9.6	73.33	719.3	98.0	68.62	0.847
2	6.4	73.33	719.3	65.3	47.04	0.581
1	3.2	73.33	719.3	32.7	19.89	0.245
Ukupno		290.71	2851.7	322.1		

Na slici 3.17 date su dimenzije i usvojena podužna armatura kod svih elemenata armiranobetonskog rama.

Oznaka	Grede		Stubovi	
	Dim. (cm)	Armatura	Dim. (cm)	Armatura[1]
1	25·50	$6\phi16^{(2)}$ $4\phi16^{(3)}$	40·40	$12\phi19$
2	25·50	$6\phi16^{(2)}$ $3\phi16^{(3)}$	40·40	$8\phi19$
3	25·50	$5\phi16^{(2)}$ $3\phi16^{(3)}$	40·40	$8\phi16$
4	25·50	$4\phi16^{(2)}$ $2\phi16^{(3)}$		
5	25·50	$3\phi16^{(2)}$ $2\phi16^{(3)}$		

[1] armatura je ravnomjerno raspoređena po obimu
[2] gornja armatura
[3] donja armatura



Slika 3.17 Dimenzije i usvojena armatura kod greda i stubova rama

2. Konstruisanje pushover krive

Nakon dimenzionisanja svih elemenata sprovedena je 2D pushover analiza rama pomoću programa DRAIN-2DX (Prakash i ostali, 1993). Kod DRAIN-2DX modela korišćeni su elementi kod kojih su sve plastične deformacije skoncentrisane na krajevima elemenata. Efektivne krutosti na savijanje poprečnih presjeka usvojene su 50% od krutosti betonskog poprečnog presjeka bez prsline, i na taj način su efekti smanjenja krutosti uzeti u obzir zbog pojave prslina i tečenja zategnute armature. Matrica viskoznog prigušenja modelirana je kao linearna kombinacija matrice krutosti i matrice masa sa tako izabranim multiplikatorima da je za prvi i treći ton prigušenje iznosilo 5% od kritičnog. Uzeti su u obzir inicijalni momenti savijanja usljed gravitacionog opterećenja prilikom računa. Takođe, pretpostavlja se da je eventualna zidana ispuna dilatirana od ramovske konstrukcije i da ne utiče na krutost i nosivost cijelog objekta.

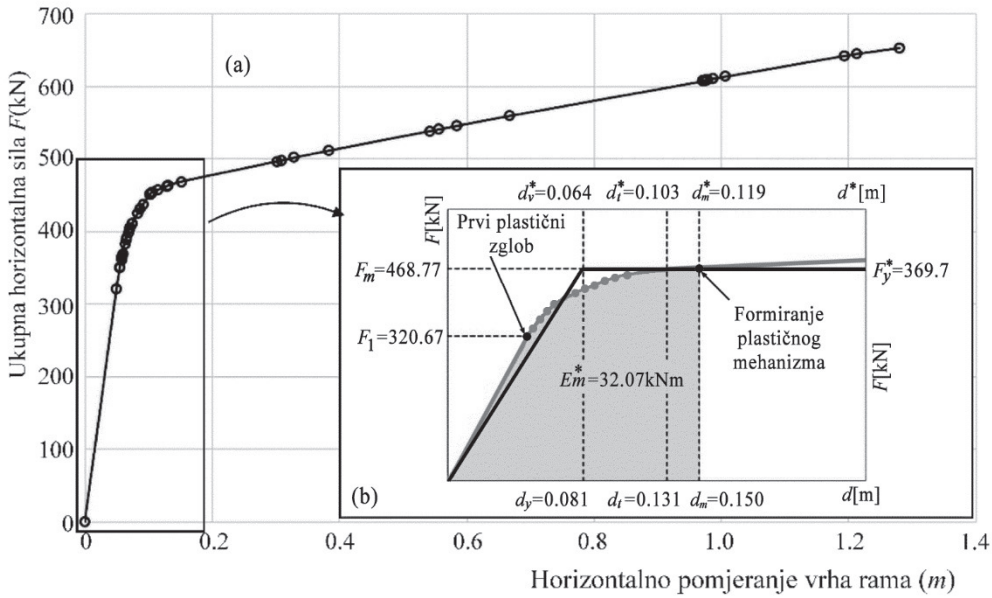
U plastičnim zglobovima za histerezisno ponašanje usvojen je bilinearni model s efektima ojačanja u plastičnoj oblasti, iako je u članu EC8-1, 4.3.3.4.1(3) dozvoljeno da se krutost nakon pojave tečenja može usvojiti kao da je jednaka nuli. Odnos krutosti u

plastičnoj zoni i krutosti do pojave tečenja zategnute armature u gredama se pri moment-krivina analizi poprečnih presjeka urađenih pomoću programa XTRACT (Chadwell, 2000) kretao od 0.021 do 0.027. Imajući u vidu da rezultati dinamičke analize nijesu u velikoj mjeri osjetljivi na varijaciju ovog parametra, ovdje je usvojena za sve grede konstantna vrijednost od 0.025.

Treba istaći da se osim programa XTRACT za analizu poprečnih presjeka i programa DRAIN-2DX za analizu cijele konstrukcije danas može koristiti čitavo mnoštvo raznih drugih komercijalnih softverskih aplikacija kao što su ETABS i SAP2000.

Primjenom pushover analize dobija se ponašanje nelinearnog modela opterećenog monotono rastućim horizontalnim silama, sve do dostizanja najmanje 150% prethodno definisanog takozvanog *ciljnog pomjeranja*, d_t, EC8-1, 4.3.3.4.2.3(1). Ciljno pomjeranje u stvari je procjena maksimalnog pomjeranja vrha objekta pri dejstvu projektnog zemljotresa. Horizontalno opterećenje se povećava inkrementalno tako da se u okviru svakog inkrementa vrši ažuriranje karakteristika nosivosti i krutosti elemenata. U ovom računskom primjeru usvojena je vertikalna distribucija horizontalnih sila, koja odgovara obliku oscilovanja 1. tona, EC8-1, 4.3.3.4.2.2(4). Da se čitav postupak ne bi prikazivao dva puta, druga distribucija horizontalnih sila, to jest „ravnomjerna“ raspodjela koja se zahtijeva istim ovim članom EC8-1, ovdje nije prikazana.

Na slici 3.18a prikazana je takozvana kriva kapaciteta ili pushover kriva, to jest zavisnost ukupne horizontalne seizmičke sile F od pomjeranja vrha analiziranog rama d, EC8-1, 4.3.3.4.2.3(2). Ram je guran sve do 10% od ukupne visine, to jest do vrijednosti od 1.28 m, što je daleko više nego što je ciljno pomjeranje (vidi dalje u tekstu). Svaki karakteristični znak na krivoj označava pojavu novog plastičnog zgloba u konstrukciji.



Slika 3.18 Pushover kriva: (a) do pomjeranja 10% od visine rama; (b) pushover kriva za domen od interesa (uveličani dio koji je uokviren)

Treba reći da se prilikom ove analize nijesu uzimali efekti drugog reda (P-delta efekti) u proračun pa zbog toga u plastičnoj oblasti pushover krive dominiraju efekti ojačanja, to jest sile rastu sa povećanjem pomjeranja. U slučaju da se P-delta efekti uzmu u obzir, postelastična linija imala bi tendenciju da bude horizontalna ili čak da ima trend opadanja (negativna krutost). U ovom smislu uporediti slike 3.15 i 3.18.

Određivanje ciljnog pomjeranja obavlja se korišćenjem elastičnog spektra odgovora, po proceduri predloženoj u aneksu B pravilnika EC8-1, EC8-1, 4.3.3.4.2.6(1). Zbog preglednosti na slici 3.18b prikazan je uveličani prvi dio grafika sa slike 3.18a, koji je u stvari interesantan s aspekta određivanja ciljnog pomjeranja.

3. Transformacija sistema MDOF u ekvivalentni SDOF sistem

Da bi po proceduri predloženoj u aneksu B pravilnika EC8-1 odredili ciljno pomjeranje sistema sa više stepeni slobode (MDOF), neophodno je sprovesti transformaciju na ekvivalentan sistem s jednim stepenom slobode (SDOF).

Na slici 3.18b ukupna horizontalna seizmička sila F za MDOF sistem prikazana je na vertikalnoj osi lijevo, a za SDOF sistem na vertikalnoj osi desno. Slično ovome, pomjeranja vrha analiziranog rama d posmatranog kao MDOF sistem prikazana su na horizontalnoj osi dolje, a za SDOF sistem na horizontalnoj osi gore. Sve oznake stepenovane zvjezdicom odnose se na ekvivalentni SDOF sistem.

Vektor oblika osnovnog tona, normalizovanog tako da pomjeranje na nivou zadnje etaže iznosi ϕ_4 = 1.0 i vektor spratnih masa (u jedinicama kNs^2/m) MDOF sistema analiziranog rama glase (vidi tabelu u dijelu 3.3.4.3(1)):

$$\phi^T = \left[0.245,\ 0.581,\ 0.847,\ 1.000\right],$$

$$m^T = \left[73.33,\ 73.33,\ 73.33,\ 70.72\right]$$

Sada je masa ekvivalentnog SDOF sistema data izrazom (3.36):

$$m^* = \phi^T MI = \sum m_i \phi_i = 193.40\,\frac{\mathrm{kNs}^2}{\mathrm{m}}$$

Veze između sile F^* i pomjeranja d^* ekvivalentnog SDOF sistema i smičuće sile u osnovi F i pomjeranja najgornje etaže d MDOF sistema respektivno, date su jednačinama (3.37a) i (3.37b), gdje je faktor transformacije Γ jednak, vidi izraz (3.39):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{193.40}{152.48} = 1.268$$

Razlike u razmjeri kod x i y osa koje se odnose na MDOF i SDOF sisteme na slici 3.18b, jednake su faktoru transformacije Γ.

4. Konstruisanje bilinearne veze sila – pomjeranje

Da bi se moglo izračunati ciljno pomjeranje, neophodno je stvarnu vezu između sile i pomjeranja, prikazanu linijom s oznakama pojave platičnih zglobova na slici 3.18b, idealizovati s bilinarnom vezom. Za to je neophodno prvo izračunati trenutak formiranja mehanizma (vidi sliku 3.19b). Na osnovu rezultata DRAIN-2DX analize može se vidjeti

da je za taj trenutak sila F_m = 468.77 kN i pomjeranje d_m = 0.1504 m. Ove se vrijednosti naravno odnose na MDOF sistem. Sili F_m odgovara sila F_y^* = 369.7 kN ekvivalentnog SDOF sistema, u skladu sa formulom (3.37b), koja istovremeno predstavlja i graničnu nosivost ekvivalentnog SDOF sistema. Početna krutost idealizovanog (bilinearnog) ekvivalentnog SDOF sistema može se dobiti izjednačavanjem površina ispod stvarne i bilinearne zavisnosti sila–pomjeranje (vidi sliku 3.18b). Pomjeranje na granici tečenja d_y^* ekvivalentnog SDOF sistema na osnovu ove pretpostavke dobija se pomoću sljedeće formule, EC8-1, B.3:

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

gdje su:

- F_y^* sila tečenja (istovremeno i nosivost ekvivalentnog SDOF sistema), koja je jednaka smičućoj sili u osnovi pri formiranju plastičnog mehanizma
- E_m^* stvarna energija deformacije potrebna za formiranje plastičnog mehanizma (površina ispod stvarne zavisnosti sila – pomjeranje)
- d_m^* pomjeranje ekvivalentnog SDOF sistema pri formiranju plastičnog mehanizma

Znajući da je površina ispod stvarnog pushover dijagrama MDOF sistema do trenutka formiranja mehanizma jednaka E_m = 51.56 kNm (podatak dobijen iz DRAIN-D2X analize) može se lako sračunati E_m^* ekvivalentnog SDOF:

$$E_m^* = \frac{51.56}{1.268^2} = 32.07 \text{ kNm}$$

Takođe, koristeći formulu (3.37a), dobija se:

$$d_m^* = \frac{d_m}{1.268} = \frac{0.1504}{1.268} = 0.119 \text{ m}$$

Konačno, pomjeranje na granici tečenja d_y^* ekvivalentnog SDOF sistema jednako je:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) = 2\left(0.119 - \frac{32.07}{369.69}\right) = 0.064 \text{ m}$$

Period oscilovanja T^* ekvivalentnog SDOF sistema određen je sa (3.40):

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi\sqrt{\frac{193.40 \cdot 0.064}{369.69}} = 1.150 \text{ sec}$$

Interesantno je reći da perioda osnovnog tona MDOF sistema dobijenog pomoću programa ETABS iznosi: T = 1.097 sec i manja je od T^* bilinearnog ekvivalentnog SDOF

sistema, što je i logično jer, kao što se sa slike 3.18b može vidjeti, MDOF sistem ima veću početnu (elastičnu) krutost nego bilinearni ekvivalentni SDOF sistem.

Na ovaj način je izračunata pushover kriva za SDOF sistem. Sada treba izračunati ciljno pomjeranje.

5. Određivanje ciljnog pomjeranja d_t^*

S obzirom na to da je T^* = 1.150 sec > T_C = 0.4 sec za tlo tipa A, važi princip jednakih pomjeranja (vidi dio 1.2.4), pa je maksimalno pomjeranje plastičnog sistema d_t^* jednako pomjeranju elastičnog sistema d_{et}^*, jednačina (3.47), to jest $d_t^* = d_{et}^*$. Po definiciji d_{et}^* je jednako spektru pomjeranja S_{De} koje je na osnovu jednačine (1.37) dato u zavisnosti od elastičnog spektra ubrzanja S_e kao $S_{De} = S_e / \omega^2$. Znajući da je kružna frekvencija jednaka $\omega = 2\pi / T$, jednačina (1.13), sada se može izračunati ciljno pomjeranje d_t^* SDOF sistema sa periodom T^* i neograničenim elastičnim ponašanjem, izrazi (3.41) i (3.47):

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e\left(T^*\right)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2 = 3.07\left[\frac{1.150}{2\pi}\right]^2 = 0.103\,\mathrm{m}$$

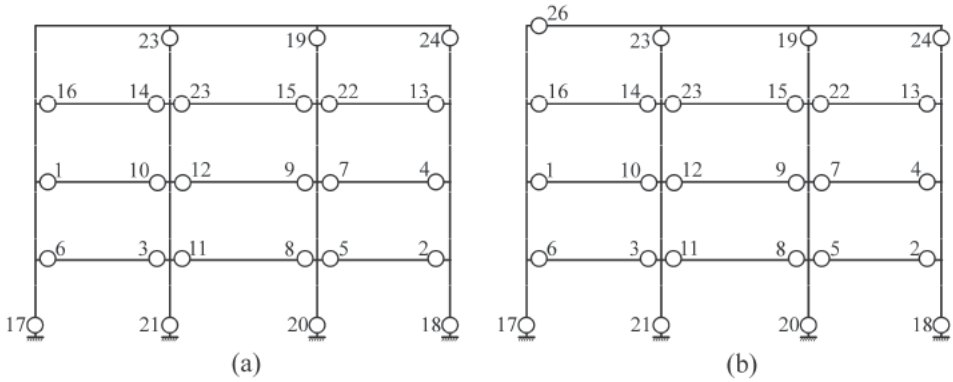
gdje je $S_e\left(T^*\right)$ elastični spektar ubrzanja SDOF sistema za periodu T^* koji je jednak, izraz (2.36):

$$S_e\left(T^*\right) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5\left[\frac{T_C}{T^*}\right] = 0.36 \cdot 9.81 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5\left[\frac{0.4}{1.150}\right] = 3.07\,\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{s}^2}$$

Sada je ciljno pomjeranje MDOF sistema prema jednačini (3.37a) jednako:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 1.268 \cdot 0.103 = 0.131\,\mathrm{m}$$

Na slici 3.19 prikazan je redosljed (označen brojevima) i mjesta pojave plastičnih zglobova pri dostizanju ciljnog pomjeranja (slika 3.19a) i pri formiranju plastičnog mehanizma (slika 3.19b). Sa slike se može vidjeti da je u oba slučaja formiran poželjan mehanizam plastičnih zglobova. Plastični zglobovi su se pri manjim intenzitetima horizontalnih sila javljali samo na krajevima greda, da bi se povećanjem sila formirali i na mjestima uklještenja stubova u temelj. Formiranje plastičnih zglobova na gornjim djelovima stubova najgornje etaže umjesto u gredama takođe je prihvatljivo zbog male normalne sile koja se javlja u stubovima (vidi EC8-1, 4.4.2.3(6)). Sada bi bilo moguće procijeniti sigurnost konstrukcije tako što bi se kapacitet plastičnih deformacija u pojedinim plastičnim zglobovima uporedio sa onim plastičnih deformacija koje se javljaju pri ciljnom pomjeranju. Drugim riječima, obezbjeđena duktilnost krivine u plastičnim zglobovima bi trebala da bude veća od duktilnosti krivine koje odgovaraju ciljnom pomjeranju.



Slika 3.19 Redosljed i mjesta pojave plastičnih zglobova u ramu za:
(a) ciljno pomjeranje; (b) plastični mehanizam

Pushover analizom takođe je moguće provjeriti vrijednost odnosa α_u/α_1 koji direktno utiče na vrijednost faktora ponašanja q, EC8-1, 5.2.2.2(2), vidi dio 2.3.2. Analogno definiciji datoj u EC8-1, 5.2.2.2(4), odnos α_u/α_1 može predstavljati odnos sile pri kojoj se formirao potpuni plastični mehanizam i sile pri kojoj se javlja prvi plastični zglob u konstrukciji. Sa slike 3.18b slijedi:

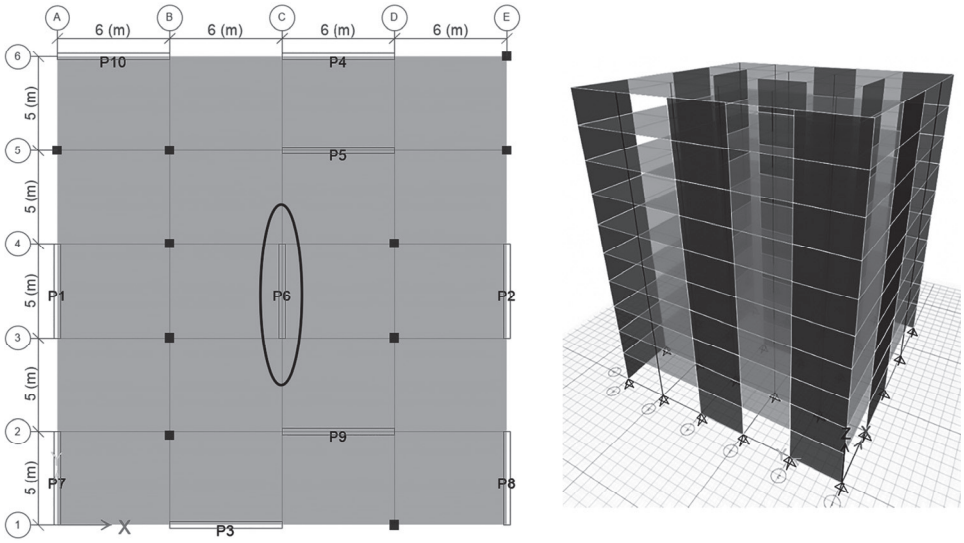
$$\alpha_u / \alpha_1 = F_m / F_1 = 468.77 / 320.67 = 1.46$$

Ova vrijednost se razlikuje od preporučene u članu EC8-1, 5.2.2.2(5) za ovakav tip konstrukcije koja iznosi 1.3. Može se zaključiti da bi upotreba stvarne vrijednosti odnosa α_u / α_1, dobijene sprovođenjem pushover analize u ponovnoj linearnoj seizmičkoj analizi, zbog povećanja faktora ponašanja q, rezultirala manjim uticajima, to jest u konačnom, ekonomičnijom konstrukcijom.

3.3.5 Nelinearna dinamička analiza

Najkomplikovanija, ali istovremeno i najtačnija i najpouzdanija analiza koja stoji na raspolaganju projektantu za određivanje sila i pomjeranja konstrukcije pri dejstvu projektnog zemljotresa, svakako je *nelinearna dinamička analiza* (engleski: *nonlinear time history analysis*, a kod nas prevedena još i kao *nelinearna analiza vremenske istorije odgovora*). Ova analiza podrazumijeva numeričko rješavanje matrične jednačine kretanja sistema s više stepeni slobode procedurama „korak po korak“ (vidi poglavlje 1.2.2), gdje je usvojena nelinearna zavisnost sila – pomjeranje to jest matrica krutosti K se mijenja s vremenom. Kao rezultat ove analize dobija se cjelokupni odgovor izabranog parametra (pomjeranje, sila, uticaj) u toku vremena djelovanja zemljotresa.

Da bi se mogla sprovesti dinamička analiza, neophodno je obezbijediti više zemljotresnih zapisa – akcelerograma koji odgovaraju seizmičkim karakteristikama razmatrane lokacije (vidi poglavlje 2.4.7). Pri ovome treba reći da se u slučaju prostornog modela u račun uzima simultano dejstvo dva zemljotresa (koji djeluju u dva ortogonalna pravca kada se razmatra samo horizontalno dejstvo zemljotresa) ili tri zemljotresa (kada se u račun uzima i vertikalna komponenta). Prema EC8-1 najmanji broj zapisa iznosi $3 \cdot 2$ (samo horizontalno dejstvo) ili $3 \cdot 3$ (i horizontalno i vertikalno dejstvo) kada se u daljem



Slika 6.61 Tipska osnova i 3D model u ETABS-u

Ulazni podaci:
- visina prizemlja: 3.5 m;
- visina tipskog sprata: 3.0 m;
- poprečne dimenzije svih stubova: 50/50 cm;
- debljina pune armiranobetonske ploče: 18 cm;
- poprečne dimenzije svih zidova:
  35/600 cm (*x* pravac);
  35/500 cm (*y* pravac);
- jednako podijeljeno opterećenje na svim pločama:
  stalno, $g = 3.0$ kN/m^2;
  promjenljivo, $p = 2.5$ kN/m^2;
- referentno maksimalno ubrzanje tla: $a_{gR} = 0.371g$;
- faktor značaja: $\gamma_I = 1.0$;
- tip tla: B;
- klasa duktilnosti: DCM;
- klasa betona: C30/37;
- klasa armature: B500B;
- zaštitni sloj betona: $a_0 = 3.0$ cm.

Radi lakšeg praćenja kod riješenih primjera, datih u poglavljima 6.10, 6.11 i 6.12, osim pozivanja na izraze iz ove knjige, reference su istovremeno pravljene i prema odgovarajućim članovima korišćenih eurokodova.

6.10.1 Faktor ponašanja i osnovne karakteristike objekta

Faktor ponašanja q izračunaće se pomoću izraza (2.16), EC8-1, 5.2.2.2(1) – formula (5.1):

$$q = q_0 k_w \geq 1.5$$

U skladu s tabelom 2.3, (EC8-1, 5.2.2.2(2)), a s obzirom na to da analizirani tip konstrukcije predstavlja sistem nevezanih zidova, osnovna vrijednost faktora ponašanja q_0 jednaka je:

$$q_0 = 3.0$$

Faktor k_w je jednak, EC8-1, 5.2.2.2(11):

$$k_w = \left(1 + \alpha_0\right)/3 \leq 1$$

gdje je $\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} = 5 \cdot 30.5/(5 \cdot 5) = 6.1$, EC8-1, 5.2.2.2(12), pa je $k_w = 1$.

Konačno, faktor ponašanja jednak je:

$$q = 3.0 \cdot 1 = 3.0$$

Analiza konstrukcije cijelog objekta na gravitaciona i seizmička dejstva urađena je pomoću programa ETABS. S obzirom na to da je predmet ovog računskog primjera dimenzionisanje zida, ovdje se u tabeli 6.3 daju samo osnovni podaci o objektu koji su dobijeni sprovedenom analizom.

Tabela 6.3 Osnovni podaci o objektu

Ukupna težina	(kN)	65 155
Ukupna seizmička sila	(kN)	9 088
Osnovna perioda oscilovanja u Y pravcu	(sec)	1.093

Seizmičke sile izračunate su pomoću metode modalne analize sa spektrima odgovora, EC8-1, 4.3.3.3 (vidi dio 3.3.3). U nastavku je dat proračun zida P6.

6.10.2 Uticaji u zidnom platnu P6

Nakon sprovedene analize na gravitaciona i seizmička opterećenja, dobijeni su (vidi sliku 6.62) sljedeći dijagrami: momenti savijanja M_{Ed}, smičuće sile V_{Ed} i normalne sile N_{Ed}. Normalne sile pritiska imaju pozitivni predznak. Za nalaženje seizmičkih uticaja korišćena je modalna analiza sa spektrima odgovora. Prikazani uticaji dobijeni su pomoću sljedeće kombinacije uticaja, izraz (2.6), EC0, 6.4.3.4(2) - jednačina (6.12b):

$$1.0 \cdot G \text{ (stalno)} + 0.3 \cdot Q \text{ (korisno)} \pm 1.0 \cdot AE \text{ (seizmičko)}$$

Dijagrami momenata savijanja i smičućih sila, prikazani na slikama 6.62a i 6.62b, su usljed seizmičkih sila (stalno i povremeno opterećenje ne prave ove uticaje u zidu) i mogu biti alternativnog znaka. Dijagrami normalnih sila (slika 6.62c) dati su za maksimalne ($1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q$) i minimalne ($1.0 \cdot G$) normalne sile. Normalne sile su sile pritiska. Zanemarene su normalne sile usljed zemljotresa koje se sa ploče prenose na zid, što je uobičajeno kod nepovezanih zidova.

Za $\theta = 21.8°$, to jest $\text{ctg}\theta = 2.5$ i $\text{tg}\theta = 0.4$, vrijednost $V_{Rd,\max}$ jednaka je:

$$V_{Rd,\max} = 1 \cdot 35 \cdot 405 \cdot 0.6 \cdot 2.0 / (2.5 + 0.4) = 5866 \text{ kN}$$

Za $\theta = 45°$, to jest $\text{ctg}\theta = 1$ i $\text{tg}\theta = 1$, vrijednost $V_{Rd,\max}$ jednaka je:

$$V_{Rd,\max} = 1 \cdot 35 \cdot 405 \cdot 0.6 \cdot 2.0 / (1 + 1) = 8505 \text{ kN}$$

Može se vidjeti da je $\max V_{Ed} = 2781$ kN manja od obiju vrijednosti $V_{Rd,\max}$.

U slučaju da je $\max V_{Ed} > V_{Rd,\max}$ (za $\text{ctg}\theta = 2.5$), trebalo bi usvojiti manju vrijednost za $\text{ctg}\theta$, dok se ne dobije $\max V_{Ed} < V_{Rd,\max}$. Za tako smanjenu vrijednost $\text{ctg}\theta$ očigledno bi se dobila veća količina horizontalne armature nego ako se usvoji $\text{ctg}\theta = 2.5$, a sve u skladu s izrazom (A.18), EC2-1-1, 6.2.3(3) – jednačina (6.8).

U nastavku proračuna usvojeno je da je $\text{ctg}\theta = 2.5$, jer se na takav način dobija najmanje smičuće armature. Komentar na ovakav način proračuna na smičuće sile duktilnih zidova dat je u dijelu 6.3.2.4a.

Potrebna horizontalna armatura za prihvatanje napona smicanja je jednaka, vidi jednačinu (A.18), EC2-1-1, 6.2.3(3) – jednačina (6.8):

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \text{ctg}\theta} = \frac{2781}{405 \cdot 43.48 \cdot 2.5} = 0.063 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 6.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimalna horizontalna armatura u zidu iznosi, EC2-1-1, 9.6.3(1):

$$A_{sh,\min} = \begin{cases} 0.25 A_{sv} = 0.25 \cdot 11.3 = 2.83 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.001 A_c = 0.001 \cdot 35 \cdot 100 = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Maksimalni razmak dviju susjednih šipki iznosi 40 cm, EC2-1-1, 9.6.3(2). Konačno se usvaja horizontalna armatura:

$\pm\phi 12/30$ cm (7.5 cm^2/m)

6.10.7 Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost

Zone duktilnog zida, gdje se očekuje da će se javiti plastične deformacije, nalaze se na mjestima njegovog uklještenja u temelj i nazvane su kritičnim oblastima. U ovim oblastima treba obezbijediti adekvatni faktor duktilnosti krivine.

6.10.7.1 Visine kritične oblasti, h_{cr}

Utezanje ivičnog dijela zida obavlja se na visini kritične oblasti h_{cr} zida, koja se izračunava preko izraza (6.39), EC8-1, 5.4.3.4.2(1) – jednačina (5.19a):

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) = \max\left(5.0; \frac{30.5}{6}\right) \cong 5.0 \text{ m}$$

Ova vrijednost zadovoljava uslov (6.40), EC8-1, 5.4.3.4.2(1) – jednačina (5.19b):

$$h_{cr} \le \begin{cases} 2l_w \\ 2h_s \end{cases} = \begin{cases} 2 \cdot 5.0 \\ 2 \cdot 3.5 \end{cases} = \begin{cases} 10.0\ \text{m} \\ 7.0\ \text{m} \end{cases}$$

6.10.7.2 Potrebna vrijednost faktora duktilnosti krivine μ_φ

Za razliku od ramovskih konstrukcija, potrebna vrijednost faktora duktilnosti krivine μ_φ kod zidova, osim od osnovne vrijednosti faktora ponašanja q_0, od sopstvene osnovne periode oscilovanja konstrukcije u odgovarajućem pravcu i od usvojene klase armature, zavisi i od obezbjeđene nosivosti na savijanje na mjestu uklještenja zida u temelj.

Sopstvena perioda oscilovanja u Y pravcu iznosi T = 1.093 sec, a za tlo tipa B, T_C = 0.5 sec, pa je $T = 1.093\ \text{sec} > T_C = 0.5\ \text{sec}$, to jest, vidi izraz (2.30), EC8-1, 5.2.3.4(3) – jednačina (5.4) i EC8-1, 5.4.3.4.2(2):

$$\mu_\varphi = 2q_0\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) - 1 = 2 \cdot 3 \cdot 0.94 - 1 = 4.64$$

U prethodnoj jednačini uzet je podatak dobijen iz programa ETABS: M_{Ed}/M_{Rd} = 0.94. Naime, uzimajući u račun kako armaturu na dužini utezanja 28ϕ25 (vidi sliku 6.65) tako i usvojenu armaturu duž zida ±ϕ12/20 cm, koristeći program ETABS dobijena je za 6% veća nosivost na savijanje od one kada se uzme samo armatura na krajevima. Ovdje se mogla usvojiti (na strani je sigurnosti) i pretpostavka da je ovaj odnos jednak jedinici.

U skladu sa članom EC8-1, 5.2.3.4(4), da u kritičnim oblastima gdje je usvojena armatura klase B, faktor duktilnosti mora da bude najmanje 1.5 puta veći od onog datog u EC8-1, 5.2.3.4(3) – izraz (5.4), vrijednost za μ_φ konačno iznosi:

$$\mu_\varphi = 1.5 \cdot 4.64 = 6.96$$

6.10.7.3 Potrebna vrijednost stepena utezanja $\alpha\omega_{wd}$

Prije svega izvršiće se kontrola da li utezanje ivične zone treba sprovesti prema EC8-1, EC8-1, 5.4.3.4.2(12). Normalizovana normalna sila jednaka je ν_d = 0.18 (vidi dio 6.10.4), što je veće od 0.15, EC8-1, 5.4.3.4.2(12a), pa će se proračun poprečne armature sprovesti prema EC8-1. U suprotnom, proračun bi se mogao sprovesti prema EC2-1-1. Treba reći da se s obzirom da je ν_d < 0.20 moglo ipak koristiti EC2-1-1, pod uslovom da se faktor ponašanja smanji za 15%, EC8-1, 5.4.3.4.2(12b), ali to u ovom računskom primjeru nije urađeno.

Da bi se obezbijedila potrebna duktilnost krivine od μ_φ = 6.96 mehanički zapreminski procenat armiranja uzengija ivičnih elemenata ω_{wd} treba da zadovolji izraz (6.41), EC8-1, 5.4.3.4.2(4) – izraz (5.20):

$$\alpha\omega_{wd} \ge 30\mu_\varphi\left(\nu_d + \omega_v\right) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

gdje je ω_{wd} mehanički zapreminski procenat armiranja uzengija unutar kritičnih oblasti.

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{zapremina uzengija}}{\text{zapremina betonskog jezgra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right]$$

Pretpostavićemo da su uzengije prečnika 10 mm, pa uz vrijednost zaštitnog sloja od $a_0 = 3$ cm se dobija:

$$b_0 = 35 - 2 \cdot 3.0 - 1.0 = 28\,\text{cm}$$

$$b_c = b_w = 35\ \text{cm}$$

gdje je: b_0 osno rastojanje spoljnje uzengije i b_c ukupna širina presjeka.

Proračunska dilatacija armature na granici tečenja jednaka je:

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{50/1.15}{20000} = 0.002174$$

gdje su proračunska vrijednost granice tečenja armature i modul elastičnosti: f_{yd} = 50/1.15 = 43.48 kN/cm^2 i E_s = 20 000 kN/cm^2.

Za usvojenu vertikalnu armaturu duž zida: $\pm\phi$12/20 cm (11.3 cm^2), mehanički koeficijent armiranja vertikalnom armaturom rebra jednak je:

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{11.3}{35 \cdot 100} \frac{43.48}{2.0} = 0.07$$

pa je konačno potrebna vrijednost stepena utezanja:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot 6.96 \cdot (0.18 + 0.07) \cdot 0.002174 \cdot \frac{35}{28} - 0.035 = 0.107$$

6.10.7.4 Određivanje dužine utegnutog ivičnog elementa l_c

Dužina utegnutog ivičnog elementa l_c računa se kao (vidi sliku 6.30 i izraz (6.43)), EC8-1, 5.4.3.4.2(6):

$$l_c = x_u \left(1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}\right)$$

Za izračunavanje granične dilatacije utegnutog betona $\varepsilon_{cu2,c}$ pomoću izraza (6.45), usvojena je potrebna vrijednost za $\alpha\omega_{wd}$, dobijena u 6.10.7.3, koja će se inače kasnije tačno odrediti.

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.1\alpha\omega_{wd} = 0.0035 + 0.1 \cdot 0.107 = 0.0142$$

Visina neutralne linije jednaka je, izraz (6.44), EC8-1, 5.4.3.4.2(5a) – jednačina (5.21):

$$x_u = (\nu_d + \omega_v)\frac{l_w b_c}{b_0} = (0.18 + 0.07)\frac{500 \cdot 35}{28} = 156.3\,\text{cm}$$

Konačno dužina utegnutog ivičnog elementa l_c iznosi, izraz (6.43), EC8-1, 5.4.3.4.2(6):

$$l_c = x_u\left(1-\varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c}\right) = 156.3\cdot\left(1-0.0035/0.0142\right) = 117.8\,\text{cm}$$

Minimalna dužina utegnutog ivičnog elementa l_c, EC8-1, 5.4.3.4.2(6) je:

$$\min l_c = 0.15\cdot l_w = 0.15\cdot 500 = 75\ \text{cm}$$

ili

$$\min l_c = 1.5\cdot b_w = 1.5\cdot 35 = 52.5\ \text{cm}$$

Zadovoljena su oba kriterijuma!

Kontrola l_c za stvarno $\alpha\omega_{wd}$

U dijelu 6.10.7.7 izračunato je da za usvojenu konfiguraciju podužne i poprečne armature $\omega_{wd} = 0.207$ i $\alpha = 0.783 \cdot 0.705 = 0.552$. U tom slučaju je:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1\cdot 0.552\cdot 0.207 = 0.0149$$

pa je:

$$l_c = 156.3\cdot\left(1-0.0035/0.0149\right) = 119.6\,\text{cm}$$

Vidi se da je došlo do zanemarljivog povećanja dužine utegnutog ivičnog elementa u odnosu na već izračunatu.

6.10.7.5 Kontrola debljine utegnutog dijela presjeka zida b_w

Nakon što je određena dužina utegnutog ivičnog elementa l_c, može se provjeriti da li je potrebno povećavati debljinu na utegnutom dijelu zida, kao što je navedeno u 6.10.4.

Kako je $l_c > 2b_w = 2\cdot 35 = 70$ cm i $l_c > 0.2l_w = 0.2\cdot 500 = 100$ cm slijedi $b_w \geq h_s/10 = 350/10 = 35$ cm, EC8-1, 5.4.3.4.2(10), pa nije potrebno povećavati debljinu zida na utegnutom dijelu zida.

6.10.7.6 Usvajanje konačne konfiguracije ivične zone zida

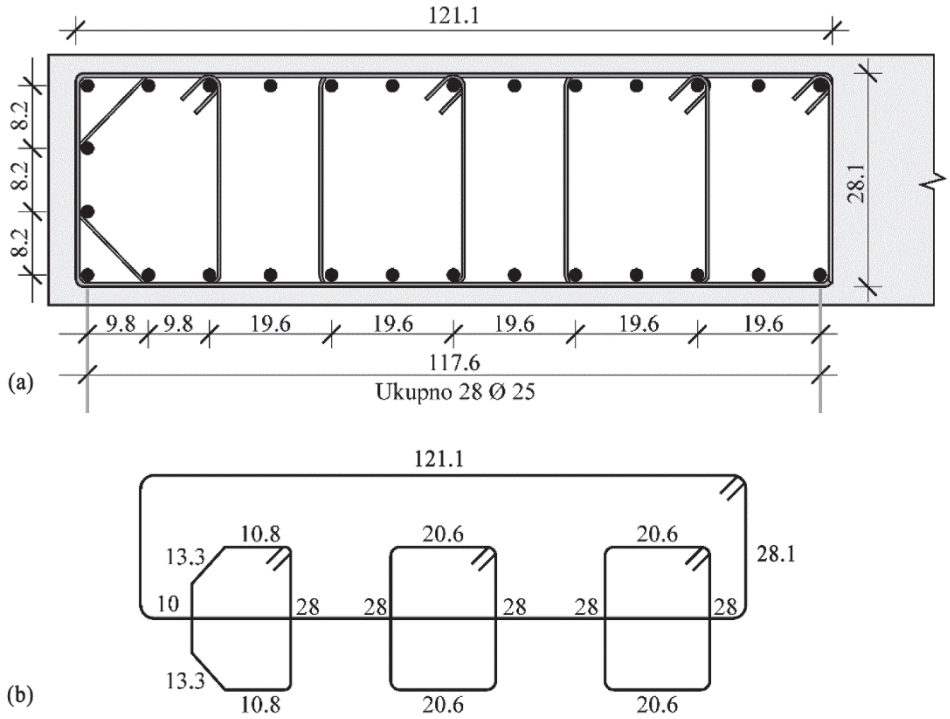
Znajući potrebnu površinu vertikalne armature na krajevima zida (136.8 cm^2) i dužinu utegnutog ivičnog elementa, moguće je napraviti detalj armiranja te zone. Usvojena armatura 28ϕ25 (137.2 cm^2) je prikazana na slici 6.65. Za poprečnu armaturu je, kao što je prethodno rečeno, usvojen prečnik ϕ10. Razmak uzengija će se kasnije odrediti.

Kontrola koeficijenta armiranja podužnom armaturom ivičnih elemenata, EC8-1, 5.4.3.4.2(8):

$$A_{sv,\min} = 0.005A_c = 0.005\cdot 35\cdot 118 = 20.65\ \text{cm}^2$$

što je manje od usvojenih 28ϕ25 (137.2 cm^2).

Iako to nije eksplicitno precizirano s EC8-1, prije svega zbog problema ugradnje betona, za maksimalni koeficijent armiranja podužnom armaturom ivičnih elemenata treba usvojiti 4%, u skladu s EC2-1-1, 9.6.2(1).



Slika 6.65 (a) Konfiguracija podužne i poprečne armature na dužini utezanja; (b) shematski prikaz uzengija

Predložena konfiguracija podužne i poprečne armature na dužini utezanja zadovoljava uslove date u EC2-1-1 i EC8-1. Prema članu EC8-1, 5.4.3.4.2(9) neophodno je da svaka druga podužna šipka mora biti obuhvaćena uzengijom ili poprečnom vezom. Takođe razmak između dvije susjedne šipke pridržane poprečnim vezama ili uzengijama ne treba da prelazi 20 cm, (EC8-1, 5.4.3.2.2(11)). Prema EC2-1-1, 9.5.3(6) nijedna šipka u pritisnutoj zoni presjeka ne treba da bude na većem rastojanju od 15 cm od šipke čije je pomjeranje spriječeno poprečnom armaturom.

6.10.7.7 Kontrola usvojene konfiguracije armature ivičnih zona zida

U ovom će se dijelu provjeriti da li usvojena konfiguracija podužne i poprečne armature u dijelu 6.10.7.6, i data na slici 6.65, zadovoljava prethodno izračunati potrebni (u poglavlju 6.10.7.3) mehanički zapreminski procenat armiranja uzengija unutar kritičnih regiona $\alpha\omega_{wd} \geq 0.107$, EC8-1, 5.4.3.4.2(4).

Prvo će se odrediti faktor efikasnosti utezanja α koji fuguriše u izrazu $\alpha\omega_{wd}$, EC8-1, 5.4.3.4.2(4) – izraz (5.20). Faktor efikasnosti utezanja $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, EC8-1, 5.4.3.2.2(8) za pravougaoni poprečni presjek objašnjen je u poglavlju 4.3.2.3.

Imajući u vidu konfiguraciju armature, prikazane na slici 6.65, faktor α_n, vidi izraz (4.31) jednak je:

7.4 ODREĐIVANJE SILA U TAVANICAMA

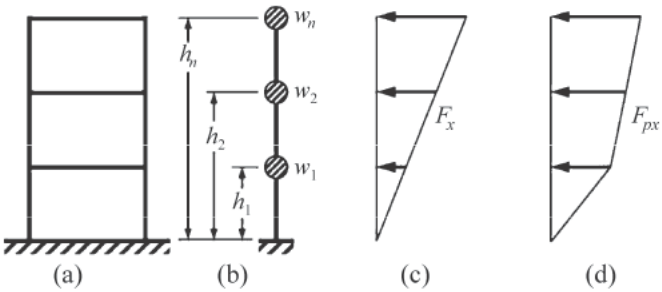
Veličina seizmičkih sila koja se javlja u tavanicama zavisi od ukupnog odgovora objekta na dejstvo zemljotresa i, po pravilu, ne može se odrediti dok se ne uradi barem preliminarna analiza globalnog ponašanja objekta. Na vrijednost seizmičkih sila u tavanicama uticaj imaju: sopstvena perioda oscilovanja, tip konstruktivnih sistema koji prihvataju horizontalna dejstva, relativna krutost vertikalnih sistema na horizontalna dejstva, postojanje diskontinuiteta u tavanicama, torzioni odgovor objekta i drugo.

Takođe, prilikom određivanja sila u tavanicama treba voditi računa da one treba da budu u saglasnosti sa proračunom ostalih djelova objekta, kao i sa predviđenom pojavom nelinearnih deformacija u elementima vertikalnih sistema (zidovi i/ili ramovi).

Pri seizmičkoj analizi tavanica razlikuju se dva tipa sila koje se u njima javljaju: inercijalne sile i sile transfera. Više o ovim silama dato je u nastavku.

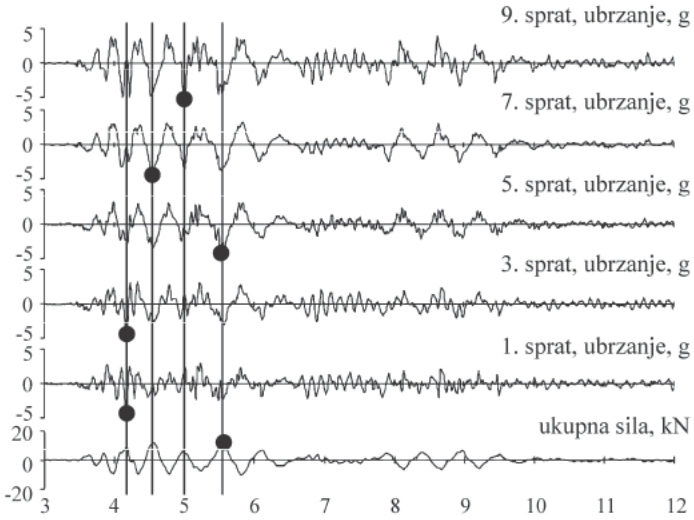
7.4.1 Inercijalne sile

Prilikom proračuna zgrada obično se upotrebljavaju linearne metode, i to statička metoda bočne sile i dinamička modalna analiza sa spektrima odgovora. Na slikama 7.7a i 7.7b prikazana je trospratna zgrada i njen dinamički model. Na slici 7.7c prikazane su tipične proračunske spratne seizmičke sile dobijene pomoću metode bočne sile, gdje se vidi da distribucija sila ima približno trouganu raspodjelu sila (na višim etažama veće sile, a na nižim etažama manje sile). Ovim silama se pokušavaju aproksimirati seizmičke inercijalne sile koje se javljaju na pojedinim tavanicama.



Slika 7.7 Projektne sile za vertikalne sisteme i tavanice: (a) konstrukcija; (b) model; (c) sile za proračun vertikalnih sistema; (d) sile za proračun tavanica (Sabelli i ostali, 2011)

Međutim, kod višespratnih objekata zbog uticaja viših tonova, tokom dinamičkog odgovora različite tavanice mogu imati maksimalna ubrzanja, kojima odgovaraju inercijalne sile veće od onih koje koristimo prilikom proračuna vertikalnih sistema. Ovo je ilustrovano na slici 7.8, na kojoj su prikazane vremenske istorije ubrzanja za pojedine spratove (gornjih 5 dijagrama) i ukupne seizmičke sile (najdonji dijagram) za devetospratnu zgradu koja je testirana na vibrirajućoj platformi (*shaking table*).



Slika 7.8 Vremenska istorija ubrzanja za pojedine spratove i ukupne seizmičke sile za testiranu devetospratnu zgradu na vibrirajućoj platformi (*shaking table*) (Moehle, 2015)

Uočljivo je da su maksimalna ubrzanja kod svih tavanica približno iznosila 0.5*g*, ali su se ona dešavala u različitim vremenskim trenucima. Ovo znači da bi, s jedne strane, svaka pojedinačna tavanica trebalo da bude projektovana na taj način da se odupre inercijalnim silama koje odgovaraju maksimalnom ubrzanju te tavanice tokom dejstva zemljotresa. S druge strane, pri proračunu i dimenzionisanju elemenata vertikalnih sistema, istovremeno uzimanje u račun ovih maksimalnih sila bilo bi previše konzervativno zbog činjenice što se te maksimalne vrijednosti dešavaju u različitim vremenskim trenucima.

Ovo znači da bi trebalo da imamo dva seta seizmičkih sila. Jedan, koji je adekvatan za proračun vertikalnih sistema koji prihvataju seizmičke uticaje (slika 7.7c) i drugi pomoću kojih nalazimo uticaje u tavanicama (slika 7.7d). EC8-1 ne prepoznaje drugi set seizmičkih sila. Američki standard (ASCE 7, 2016), nasuprot EC8-1, propisuje da tavanice moraju da imaju nosivost na projektne seizmičke sile iz seizmičke analize, ali da te sile ne smiju da budu manje od onih određenih prema jednačini (7.1).

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} w_i} w_{px} \tag{7.1}$$

gdje je:

F_{px} proračunska sila za tavanicu x
F_i proračunska sila na nivou i
w_{px} težina tavanice x
w_i težina na nivou i

Takođe, sile date sa (7.1) imaju ograničenja i s gornje i s donje strane, (ASCE 7, 2016):

$$F_{px,\min} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \tag{7.2}$$

$$F_{px,\max} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \tag{7.3}$$

gdje S_{DS} po (ASCE 7, 2016) predstavlja konstantnu vrijednost spektra odgovora kod konstrukcija s manjom sopstvenom periodom oscilovanja, to jest njegovu maksimalnu vrijednost. Vrijednost od $0.4S_{DS}$ odgovara maksimalnom horizontalnom ubrzanju tla, što predstavlja spektralno ubrzanje konstrukcije sa sopstvenom periodom od $T = 0$ sec. Faktor I_e je faktor značaja koji je za uobičajene objekte jednak jedinici.

Ove sile su uvijek veće od projektnih, koje se koriste za vertikalne sisteme (osim na posljednjoj tavanici), pa su samim tim i mjerodavne za dimenzionisanje tavanica prema (ASCE 7, 2016). Izračunavanje projektnih seizmičkih sila i sila koje služe za dimenzionisanje tavanica može se vidjeti u računskim primjerima u poglavljima 7.8 i 7.9.

7.4.2 Sile transfera

Pored otpornosti na inercijalne sile koje su jednake proizvodu mase i ubrzanja te tavanice, tavanica mora biti sposobna da prenese sile između različitih vertikalnih sistema – takozvane sile transfera. Ove sile mogu biti značajne na mjestima diskontinuiteta vertikalnih sistema, to jest naglih promjena u vertikalnoj konfiguraciji, kao i kod tavanica kod kojih postoje velike promjene centra masa po vertikali od jednog nivoa do drugog.

Diskontinuiteti vertikalnih sistema (zidova i ramova) mogu biti:

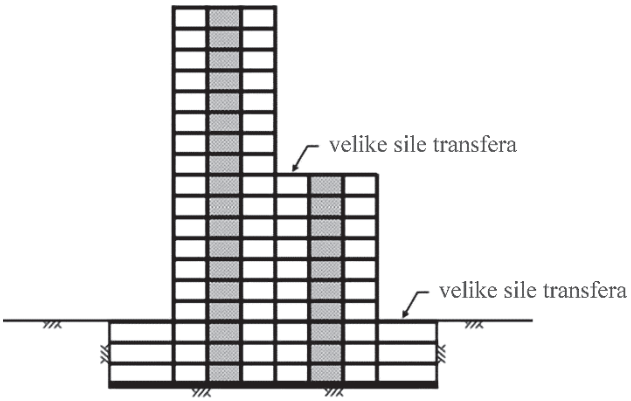
- zidovi i ramovi oslonjeni na stubove;
- zidovi i ramovi koji se prekidaju prije krovne ploče;
- zidovi i ramovi koji imaju nagle promjene krutosti na smicanje i savijanje od jednog nivoa do drugog.

Na slici 7.9 prikazana je jedna neregularna vertikalna konfiguracija, gdje se na nivou nagle promjene osnove objekta, negdje na polovini visine zgrade, u tavanici javljaju velike sile transfera. Takođe, kod ploče na nivou tla velike horizontalne sile se sa visokih zidova prenose preko tavanice na zidove koji su postavljeni po obodu ukopanih etaža.

U ovakvim slučajevima veoma je važno dobro modelirati tavanicu. U slučaju usvajanja krute tavanice pri seizmičkoj analizi, mogu se dobiti nerealno velike sile transfera. Usvajanjem realne krutosti (polukrute) tavanice, dobijaju se znatno realniji uticaji ne samo u tavanici nego i u vertikalnim sistemima.

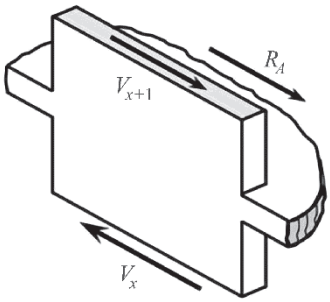
Drugi slučaj kod kojeg se javlja značajan transfer sila između vertikalnih sistema jeste kod naizgled regularnih zgrada, gdje osnovni konstruktivni sistem predstavlja kombinacija zidova i ramovskih konstrukcija (vidi dio 6.8). Ono što kod ovakvih konstrukcija u tavanicama stvara veće sile transfera jeste različito ponašanje ramova i zidova na dejstvo horizontalnih sila. Naime, ram opterećen horizontalnim silama tako se deformiše da su najveća relativna spratna pomjeranja (razlika između horizontalnih pomjeranja susjednih spratova) na donjim etažama, (slika 6.54b). Nasuprot ovome,

relativna spratna pomjeranja kod zida rastu idući od donjih ka gornjim etažama, (slika 6.54a). Međutim, kada se ova dva sistema nalaze na istom objektu, povezani su međuspratnom tavanicom, koja uslovljava približno ista spratna pomjeranja. Kao posljedica ovoga, zidna platna na donjim etažama preuzimaju skoro cjelokupnu horizontalnu seizmičku silu. Na gornjim etažama ramovi ne samo da preuzimaju cjelokupnu spoljnu seizmičku silu, već i dopunski pridržavaju zidno platno, koje bi u slučaju da je samostalno imalo veće deformacije na gornjim etažama, slika 6.54c. Zbog ovih specifičnosti, međuspratne tavanice, moraju da prenesu uticaje sa rama na zid i obrnuto.



Slika 7.9 Sile transfera u tavanicama na mjestima diskontinuiteta u vertikalnoj konfiguraciji (Sabelli i ostali, 2011)

Na koji način odrediti sile transfera? Sile koje djeluju između tavanice i vertikalnih sistema obično se mogu odrediti iz analize ako se ona sprovodi metodom konačnih elemenata, isijecanjem grupe konačnih elemenata u tavanici i izračunavanjem njihove rezultantne sile. Ovo je moguće uraditi kod polukrute tavanice. Ako se koristi kruta tavanica, isijecanje dijela tavanice nije moguće, pa se do reakcije koja se prenosi između zida i ploče, može doći ako se nađe razlika sila u zidu iznad i ispod tavanice (vidi sliku 7.10). Treba reći da sile dobijene na ovaj način uključuju i sile transfera i inercijalne sile, a da bi se odredile vrijednosti pojedinih ovih sila, potrebno je sprovesti dopunske analize.



Slika 7.10 Sila R_A, koja se prenosi između tavanice i zida, može se dobiti preko presjeka zida ispod i iznad tavanice (Moehle i ostali, 2010)

ANEKS B

PREGLED ZAHTJEVA PREMA EC2-1-1 I EC8-1 ZA DIMENZIJE PRESJEKA I ARMATURU ELEMENATA

Radi lakšeg korišćenja pravilnika EC2-1-1 i EC8-1, u sljedećim tabelama date su pojedine odredbe koje se odnose na određivanje dimenzija poprečnih presjeka, kao i na potrebnu armaturu: greda, stubova, čvorova, duktilnih zidova i temelja. Odredbe su prikazane posebno za dvije klase duktilnosti DCM i DCH. Sve odredbe, to jest zahtjevi, odnose se samo na primarne seizmičke elemente.

B.1 GREDE

Tabela B.1 Dimenzije poprečnog presjeka i kritičnih oblasti greda

Klasa duktilnosti	DCM	DCH
Maksimalna širina	$b_w \le \min\left(b_c + h_w; 2b_c\right)$	
	EC8-1, 5.4.1.2.1(3)	EC8-1, 5.5.1.2.1(5)
Minimalna širina	–	$b_w \ge 200\,\text{mm}$
	–	EC8-1, 5.5.1.2.1(1)
Odnos širine i visine (vitkost) poprečnog presjeka	–	$\frac{l_{0t}}{b} \le \frac{70}{\left(h_w/b\right)^{1/3}}$ i $h_w/b \le 3.5$
	–	EC8-1, 5.5.1.2.1(2) i EC2-1-1, 5.9(3) – izraz (5.40b)
Ekscentricitet ose grede u odnosu na osu stuba, e	$e \le b_c/4$	
	EC8-1, 5.4.1.2.1(2)	EC8-1, 5.5.1.2.1(4)

Tabela B.1 Nastavak - dimenzije poprečnog presjeka i kritičnih oblasti greda

Klasa duktilnosti	DCM	DCH
Pravila za grede koje podupiru stubove bez kontinuiteta ispod grede	Nije dozvoljen ekscentricitet ose stuba u odnosu na osu grede	
	EC8-1, 5.4.1.2.5(2a)	EC8-1, 5.5.1.2.4(2)
	greda mora biti oslonjena na najmanje dva direktna oslonca, kao što su zidovi ili stubovi	
	EC8-1, 5.4.1.2.5(2b)	EC8-1, 5.5.1.2.4(2)
Dužina kritične oblasti, l_{cr}	$l_{cr} = h_w$ od krajnjeg presjeka na spoju grede i stuba, kao i na obje strane bilo kog drugog poprečnog presjeka u kome može doći do pojave tečenja	$l_{cr} = 1.5h_w$ od krajnjeg presjeka na spoju grede i stuba, kao i na obje strane bilo kog drugog poprečnog presjeka u kome može doći do pojave tečenja
	EC8-1, 5.4.3.1.2(1)	EC8-1, 5.5.3.1.3(1)
Dužina kritične oblasti, l_{cr} kod greda koje nose diskontinualne stubove	$l_{cr} = 2h_w$ sa svake strane poduprtog stuba	
	EC8-1, 5.4.3.1.2(2)	EC8-1, 5.5.3.1.3(2)

Tabela B.2 Podužna armatura greda

Klasa duktilnosti		DCM	DCH
Kritična oblast	Minimalni koeficijent armiranja	$\rho_{\min} = 0.5\, f_{ctm} / f_{yk}$	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(5)	EC8-1, 5.5.3.1.3(5)
	Maksimalni koeficijent armiranja	$\rho_{1,\max} = \rho_2 + \dfrac{0.0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy,d}} \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}}$	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(4b)	EC8-1, 5.5.3.1.3(4)
	Odnos pritisnute i zategnute armature	$\rho_2 \geq 0.5\rho_1$	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(4a)	EC8-1, 5.5.3.1.3(4)
	Vođenje šipki	–	najmanje dvije šipke prečnika d_b=14mm moraju biti postavljene u gornjoj i donjoj zoni
		–	EC8-1, 5.5.3.1.3(5b)
	Maksimalni prečnik šipki kod unutrašnjeg čvora	$\dfrac{d_{bL}}{h_c} \leq \dfrac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \dfrac{1 + 0.8 \cdot \nu_d}{1 + 0.75 k_d \cdot \rho_2 / \rho_{\max}}$	
		EC8-1, 5.6.2.2(2a)	
	Maksimalni prečnik šipki kod spoljneg čvora	$\dfrac{d_{bL}}{h_c} \leq \dfrac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot \nu_d)$	
		EC8-1, 5.6.2.2(2b)	

Tabela B.2 Nastavak - podužna armatura greda

Klasa duktilnosti		DCM	DCH
Djelovi van kritične oblasti	Minimalni koeficijent armiranja	Kao za kritičnu oblast	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(5)	EC8-1, 5.5.3.1.3(5)
	Vođenje šipki	–	najmanje dvije šipke prečnika d_b=14mm moraju biti postavljene u gornjoj i donjoj zoni po cijeloj dužini grede
		–	EC8-1, 5.5.3.1.3(5b)
		–	jedna četvrtina maksimalne gornje armature na osloncima vodi se po cijeloj dužini grede
		–	EC8-1, 5.5.3.1.3(5c)

Tabela B.3 Poprečna armatura greda

Klasa duktilnosti		DCM	DCH
Kritična oblast	Razmak uzengija	s = min (h_w/4; 24d_{bw}; 22.5 cm; 8d_{bL})	s = min (h_w/4; 24d_{bw}; 17.5 cm; 6d_{bL})
		EC8-1, 5.4.3.1.2(6b)	EC8-1, 5.5.3.1.3(6)
	Prečnik šipki uzengija	$d_{bw} \geq 6$ mm	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(6a)	EC8-1, 5.5.3.1.3(6)
	Postavljanje uzengija	prva uzengija ne bi trebalo da bude udaljena od kraja grede (lica stuba) više od 50 mm	
		EC8-1, 5.4.3.1.2(6c)	EC8-1, 5.5.3.1.3(6)
Djelovi van kritične oblasti	Minimalni koeficijent armiranja	$\rho_{w,\min} = \left(0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}\,(\text{MPa})}\right) \Big/ f_{yk}\,(\text{MPa})$	
		EC2-1-1, 9.2.2(5)	
	Maksimalni razmak uzengija	$s_{\max} = 0.75d$ u slučaju vertikalnih uzengija	
		EC2-1-1, 9.2.2(6)	

B.2 STUBOVI

Tabela B.4 Dimenzije poprečnog presjeka i kritičnih oblasti stubova

Klasa duktilnosti	DCM	DCH
Odnos dimenzija poprečnog presjeka	$h_c / b_c \leq 4$	
	EC8-1, 5.1.2(1)	
Minimalna površina poprečnog presjeka	$A_c \geq N_{Ed} / (0.65 f_{cd})$	$A_c \geq N_{Ed} / (0.55 f_{cd})$
	EC8-1, 5.4.3.2.1(3)	EC8-1, 5.5.3.2.1(3)