

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Tomaž Belina

Potresna analiza pet in deset etažne stenaste konstrukcije

Diplomska naloga št.: 3031

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

Klemen Rejec

Ljubljana, 24. 9. 2008

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **TOMAŽ BELINA** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

”POTRESNA ANALIZA PET IN DESET ETAŽNE STENASTE KONSTRUKCIJE”.

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, september 2008

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK	642.042.7:624.9(043.2)
Avtor:	Tomaž Belina
Mentor:	doc. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Klemen Rejec, univ. dipl. ing. grad.
Naslov:	Potresna analiza pet in deset etažne stenaste konstrukcije
Obseg in oprema:	98 str., 42 pregl., 37 sl., 55 en.
Ključne besede:	stenasta konstrukcija, linijski in ploskovni model, potresna analiza, avtomatsko dimenzioniranje, duktilna stena, SIST EN 1998-1

Izvleček

V diplomski nalogi sta obravnavani stenasti konstrukciji, ki smo jih analizirali in deloma dimenzionirali na potresno obtežbo v skladu s standardom SIST EN 1998-1. Na začetku so opisani koncepti projektiranja potresnoodpornih konstrukcij. Preverili smo značilnosti konstrukcijskega sistema s kriterijem pravilnosti po tlorisu in višini, ter določili faktor obnašanja. Dva primera, pet in deset etažno stavbo, smo analizirali z namenom, da bi ugotovili potrebno količino armature v izbranih stenah. Analizo smo izvedli na modelu z linijskimi in ploskovnimi elementi, da ugotovimo dobre in slabe strani uporabe obeh modelov. Dimenzionirali smo izbrano vzorčno steno SY2 za katero veljajo strožje zahteve v smislu zagotavljanja duktilnosti. Za tip konstrukcije je izbran duktilen stenast sistem z nepovezanimi stenami in srednja stopnja duktilnosti. Model je narejen v programu SAP2000 in je v diplomski nalogi na kratko tudi opisan. Oba modela, tako linijski kot ploskovni, smo obremenili z vplivi lastne teže, koristne in potresne obtežbe. V globalni analizi rezultatov potresne analize nas zanimajo predvsem nihajne oblike, nihajni časi in vrednosti etažnih prečnih sil. Pri obeh modelih smo za izbrano vzorčno steno SY1 preverili avtomatsko dimenzioniranje potrebne količine armature s programom SAP2000, rezultate pa primerjali s točnim izračunom potrebne količine armature s programom DIAS.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC 642.042.7:624.9(043.2)
Author: Tomaž Belina
Supervisor: Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Co-supervisor: Klemen Rejec CE
Title: Seismic analysis of five and ten storey wall building
Notes: 98 pa., 42 tab., 37 fig., 55 eq.
Key words: wall building, frame and area model, seismic analysis, automatic reinforcement design, ductile wall, SIST EN 1998-1

Abstract

The graduation thesis deals with reinforced concrete wall buildings analyzed and partially designed on the effect of the seismic load according to the SIST EN 1998-1 standard. First, the concepts of seismic design are described. The procedure for determination of the structural system, the provisions for regularity in plan and in elevation, as well as the behavior factor, are briefly presented and discussed. Later on, two examples, a five and a ten storey wall buildings, are presented aiming to determine the proper amount of reinforcement in the structural walls. For both analyzed structures the ductile wall structural system with uncoupled walls and medium ductility class has been chosen. Two structural models were constructed, using only beam/column or shell elements, in order to ascertain the strengths and the weaknesses of different structural models. Both models were constructed with the SAP2000 program which is briefly described in the graduate thesis. The global results of seismic analyses are presented in terms of the mode shapes, periods and the storey shear forces. Further, the sample wall SY2, for which stricter demands, in the sense of ductility, apply, was chosen to be designed. For both models and for the chosen sample wall SY1 the required reinforcement amount was automatically designed with the SAP2000 program and the results were verified with the results obtained with the DIAS program. Quite some difference was observed in the required reinforcement amount if it was determined based on the results of beam/column or shell model.

ZAHVALA

Za ves čas in pomoč se zahvaljujem mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku in somentorju Klemnu Rejcu, univ. dipl. ing. grad.

Še posebno bi se rad zahvalil svojim staršema in sestri, ki so mi študij gradbeništva omogočili in skozi vsa leta stali ob strani.

Kazalo

1	UVOD	1
2	KONCEPTI PROJEKTIRANJA POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ	3
2.1	Sipanje potresne energije	3
2.2	Duktilnost	4
2.2.1	Konstrukcijski ukrepi, ki vplivajo na duktilnost armiranobetonskega pre- reza	4
2.2.1.1	Vpliv tlačne osne sile	5
2.2.1.2	Vpliv količine in kvalitete armature	5
2.2.1.3	Vpliv stremen	6
2.3	Redukcija potresnih sil	6
2.4	Načrtovanje nosilnosti	7
3	ZNAČILNOSTI KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA	8
3.1	Osnovni principi pri zasnovi	8
3.2	Tip konstrukcije	8
3.3	Faktor obnašanja	9
3.4	Kriterij za pravilnost	10
3.5	Pravilnost po tlorisu	11
3.5.1	Ekscentričnost tlorisa	11
3.5.2	Torzijski polmer	12
3.5.3	Vztrajnostni polmer	12
3.6	Pravilnost po višini	12
3.7	Značilnosti tal	12

4	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	13
4.1	Lastna teža	13
4.2	Koristna obtežba	14
4.3	Potresna obtežba	16
4.3.1	Projektiranje stavb na potresnih območjih	16
4.3.2	Spekter odziva	16
4.3.2.1	Vodoravni elastičen spekter odziva	17
4.3.2.2	Projektni spekter odziva	17
4.3.3	Masa konstrukcije	18
4.3.4	Metode analize	20
4.3.4.1	Metoda z vodoravnimi silami	20
4.3.4.2	Modalna analiza	20
4.3.5	Kombinacija učinkov potresnega vpliva	21
4.3.6	Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje	21
4.4	Vpliv slučajne torzije	21
4.5	Račun pomikov	22
4.6	Omejitev etažnih pomikov	22
4.7	Vpliv teorije drugega reda	23
5	OSNOVNI PODATKI	24
5.1	Arhitektura	24
5.2	Karakteristike materiala	27
6	RAČUN VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO	28
6.1	Lastna in stalna obtežba	28
6.2	Koristna obtežba	30
6.3	Potresna obtežba	31
6.3.1	Izhodiščni podatki	31
6.3.2	Potresna masa	32
6.3.3	Faktor obnašanja	33
7	O MODELU IN MODELIRANJE	35
7.1	Vnos geometrije	35
7.1.1	Linijski elementi	35

7.1.2	Ploskovni elementi	37
7.2	Modeliranje stavbe	37
7.3	Vnos potresnega vpliva	38
7.4	Primerjava modelov z različnimi velikostmi ploskovnih elementov	38
7.5	Problem mas med etažami	38
8	REZULTATI IN ANALIZA	39
8.1	Ekscentričnost tlorisa	39
8.2	Torzijski polmer (r)	40
8.3	Vztrajnostni polmer l_s	40
8.4	Pravilnost po višini in tlorisu	41
8.5	Projektni spekter odziva S_d	43
8.6	Kombinacija učinkov potresnega vpliva	44
8.7	Potresne sile po metodi z vodoravnimi silami	44
8.8	Račun torzijskega momenta	47
8.9	Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije	47
8.10	Etažne prečne sile deset etažne konstrukcije	54
8.11	Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije	55
8.12	Etažne prečne sile pet etažne konstrukcije	59
8.13	Vpliv teorije drugega reda	60
9	PROJEKTIRANJE STENE	
	SREDNJA STOPNJA DUKTILNOSTI (DCM)	62
9.1	Geometrijske omejitve	62
9.2	Projektne notranje sile	63
9.3	Dolžina kritičnega območja	63
9.4	Strižna armatura	65
9.5	Vzdolžna armatura	65
9.6	Armatura za objetje navpičnih palic in zagotavljanje duktilnosti	66
10	RAČUN STENE SY1	
	SREDNJA STOPNJA DUKTILNOSTI (DCM)	69
11	AVTOMATSKO DIMENZIONIRANJE V SAP2000	76

11.1 Ozadje avtomatskega dimenzioniranja ploskovnega elementa v SAP2000	76
11.1.1 Osnovne enačbe pri transformaciji napetosti v membranske sile	77
11.1.2 Določitev količine armature	78
11.2 Avtomatsko dimenzioniranje stene SY2	78
11.2.1 Dovoljena količina armature	78
11.2.2 Ugotovitve	79
12 ZAKLJUČKI	82
VIRI	85

Slike

2.1	Elasto-plastična deformacija	4
2.2	Elastična deformacija	4
2.3	Zveza med posplošeno silo F in posplošeno deformacijo Δ pri duktilnem in krhkem obnašanju	5
2.4	Sile v upogibno obremenjenem AB prerezu	5
2.5	Značilni rušni mehanizmi pri okvirni konstrukciji (a) po gredah in (b) po stebrih (mehke) etaže	7
5.1	Tloris kleti	24
5.2	Tloris nadstropja	25
5.3	Vzdolžni prerez deset etažne konstrukcije	25
5.4	Prečni prerez deset etažne konstrukcije	26
5.5	Vzdolžni prerez pet etažne konstrukcije	26
5.6	Prečni prerez pet etažne konstrukcije	27
7.1	Mreža za deset etažni ploskovni model - SAP2000	36
7.2	Section designer	36
8.1	Elastičen in projektni spekter odziva ($q = 3$)	44
8.2	Prva nihajna oblika.	48
8.3	Druga nihajna oblika.	49
8.4	Tretja nihajna oblika.	49
8.5	Četrta nihajna oblika.	50
8.6	Peta nihajna oblika.	50
8.7	Prva nihajna oblika.	55
8.8	Druga nihajna oblika.	56

8.9	Tretja nihajna oblika.	56
8.10	Četrta nihajna oblika.	57
8.11	Peta nihajna oblika.	57
9.1	Najmanjša debelina objetih robnih elementov	63
9.2	Ovojnica strižnih sil	64
9.3	Ovojnica momentov	64
9.4	Robni element, objet z gostimi stremeni na prostem robu	67
10.1	Stena SY1	69
10.2	Okno za vnos podatkov	73
10.3	Interakcijski diagram stene SY1.	73
10.4	Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine stene SY1.	74
11.1	Sile v ploskovnem elementu	77
11.2	Stena SY2	79
11.3	Izpis potrebne količine navpične armature	79
11.4	Linearen potek napetosti	81
11.5	Nelinearen potek napetosti	81

Tabele

3.1	Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) za sisteme, ki so pravilni po višini (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 5.1)	10
3.2	Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 4.1)	10
4.1	Kategorije uporabe objekta (EC1-1; Preglednica 6.2)	14
4.2	Kategorije uporabe objekta (EC1-1; Preglednica 6.1)	15
4.3	Kategorije streh (EC1-1; Preglednica 6.9)	16
4.4	Kategorije pomembnosti za stavbe (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 4.3)	17
4.5	Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva tipa 1 (EN 1998-1:2004 (E); 3.2.2 Preglednica 3.2)	18
4.6	Vrednost φ za $\psi_{E,i}$	19
4.7	Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 (EC0; Preglednica A.1.1)	19
6.1	Medetažna plošča	28
6.2	Vertikalni nosilni elementi	29
6.3	Polnila - zunanje stene	29
6.4	Streha	29
6.5	Fasada	29
6.6	Stopnišče	30
6.7	Podest	30
6.8	Greda	30
6.9	Masa etaže	33
8.1	Obtežni primeri sil $F_{X,i}$, $F_{Y,i}$ in momenta $M_{Z,i}$ podani v masnem središču $X_{CM,i}$, $X_{CM,i}$	39
8.2	Vrednosti ekscentričnosti tloriga	39

8.3	Masa etaž, masni vztrajnostni moment, koordinate masnega središča (CM), središča togosti (CR) in ekscentričnost tlorisa (e_x in e_y) - ETABS	40
8.4	Račun torzijskega polmera za deset etažni ploskovni model	41
8.5	Torzijski polmer in ekscentričnost konstrukcije	42
8.6	Torzijski polmer in vztrajnostni polmer	42
8.7	Potresne sile za deset etažno stavbo	46
8.8	Potresne sile za pet etažno stavbo	46
8.9	Izračun momenta za izračun slučajne torzije - ploskovni model deset etažne konstrukcije	47
8.10	Izračun momenta za izračun slučajne torzije - ploskovni model pet etažne konstrukcije	47
8.11	Nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije - linijski model	51
8.12	Nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije - ploskovni model	52
8.13	Primerjava nihajnih časov deset etažne konstrukcije	53
8.14	Etažne prečne sile za deset etažno konstrukcijo - linijski model	54
8.15	Etažne prečne sile za deset etažno konstrukcijo - ploskovni model	55
8.16	Nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije - linijski model	58
8.17	Nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije - ploskovni model	58
8.18	Etažne prečne sile za pet etažno konstrukcijo - linijski model	59
8.19	Etažne prečne sile za pet etažno konstrukcijo - ploskovni model	59
8.20	Koeficient občutljivosti za smer X - deset etažna konstrukcija	60
8.21	Koeficient občutljivosti za smer Y - deset etažna konstrukcija	60
8.22	Koeficient občutljivosti za smer X - pet etažna konstrukcija	61
8.23	Koeficient občutljivosti za smer Y - pet etažna konstrukcija	61
10.1	Projektne sile za steno $SY2$ - deset etažna konstrukcija	70

1 UVOD

Motivacijo za diplomsko nalogo smo črpali iz dejstva, da se v Sloveniji že desetletja gradijo stanovanjski objekti in poslovne stavbe do deset etaž, katerih nosilno konstrukcijo predstavljajo armiranobetonske stene. Predvsem za stanovanjske stavbe velja, da imajo velik delež sten, katere imajo obenem predelno funkcijo. Izkušnje kažejo (Fajfar et al., 1981), da se takšne stavbe med potresom lahko dobro obnašajo. Tega ne moremo pripisati veliki duktilnosti, temveč veliki togosti in veliki nosilnosti, ki je pogosto zaradi geometrije in minimalnih zahtev precej večja od zahtevane.

V prvem delu diplomske naloge smo na splošno opisali koncepte projektiranja potresno odpornih konstrukcij. Na tem mestu smo predstavili postopek izračuna obremenitve konstrukcije zaradi potresne obtežbe. Konstrukcijo projektiramo tako, da se obnaša duktilno, to pa zagotovimo z ustreznimi konstrukcijskimi ukrepi. Razumevanje tega je bistveno za razumevanje vseh nadaljnjih poenostavitev, predpostavk in analize rezultatov. Nadaljujemo s postopkom za določitev konstrukcijskega sistema, ki je kompleksne narave. Potresno analizo smo izvedli z metodo z vodoravnimi silami in z modalno analizo, kjer smo upoštevali razpokane prereze.

Nadalje so opisane zahteve standarda SIST EN 1998-1, ki obravnava pravila za analizo, obtežbe in konstrukcijska pravila za stavbe. To je sedaj edini veljavni standard za potresno projektiranje v Sloveniji. V petem poglavju standarda so opisana pravila za projektiranje armiranobetonskih stavb.

V diplomski nalogi smo skladno s standardom SIST EN 1998-1 analizirali in konstruirali pet in deset etažno stavbo, kjer arhitekturna predloga izhaja iz realnega primera. Standard pri potresu zagotavlja neporušitev konstrukcije in omejitev poškodb. Pri pet etažni stavbi smo pričakovali, da bo pogoj za minimalno armaturo zadovoljil potrebe po armaturi. Pri deset etažni stavbi smo to morali še preveriti, saj je znano, da so zahteve standarda potresne analize precej visoke. Analizo smo izvedli ločeno na linijskem modelu in modelu s ploskovnimi elementi.

Projektanti imajo pri modeliranju konstrukcije več možnosti. Bistveno je, da je analitični model čim bolj enostaven, hkrati pa predstavlja čim boljši opis dejanske konstrukcije. Pri tem je torej pomemben inženirski razmislek. Da bi pridobili več znanja in, da bi videli na katere težave lahko naletimo ob izbiri linijskega oziroma ploskovnega modela, smo za analizo v diplomski nalogi izbrali oba. Tako smo za naš pet in deset etažni objekt preverili pozitivne in negativne plati izbranega modela s programom SAP2000.

Razen primerjave med različnima modeloma stavbe smo v diplomski nalogi primerjali tudi razliko med pet in deset etažnima objektoma. Zanimalo nas je, kako se ob nespremenjenem tlorisu in z različno višino stavbe spreminjajo rezultati potresne analize ter razmerje med težo konstrukcije in celotno prečno silo. Zanimal nas je tudi delež nosilnih sten v obeh pravokotnih si smereh.

V nadaljevanju je prikazan postopek konstruiranja duktilne stene po posebnih pravilih za betonske stavbe po predpisu SIST EN 1998-1. Postopek projektiranja je prikazan na izbrani vzorčni steni, kjer zaradi večjih tlačnih napetosti veljajo strožje zahteve za doseganje duktilnosti.

Pogosta praksa projektantov kaže, da za analitični model konstrukcije uporabljajo ploskovni model. Iz tega modela izračunajo notranje statične količine in s pomočjo programa tudi avtomatsko dimenzionirajo. Pri dimenzioniranju ploskovnih elementov je privzet elastičen model, kar pa ne opiše najbolje obnašanje armiranobetonskih elementov. V večini primerov dobimo konzervativne rezultate in s tem večjo potrebo po armaturi. V diplomski nalogi smo preverili potrebno količino armature, ki jo dobimo s pomočjo avtomatskega dimenzioniranja s programom SAP2000 ločeno za linijski in ploskovni model, rezultate pa primerjali s točno analizo s programom DIAS.

2 KONCEPTI PROJEKTIRANJA POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ

(SIST EN 1998-1: 1.5.2, 2.2.2, 2.2.4.1, 5.2.1, 5.4, Fischinger M. Komentar k poglavju 5)

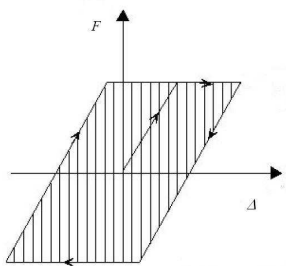
Pri potresu pride do vsiljenih pomikov tal, ki povzročijo nihanje konstrukcije. Glede na togost, frekvence vzbujanja, maso konstrukcije in pospeške tal dobimo odziv konstrukcije v obliki vztrajnostnih sil. Potresno odpornost gradbenih konstrukcij zagotavljamo z ustrežno kombinacijo nosilnosti in sposobnosti neelastičnega deformiranja. Jasno je, da je beton krhek material in zato praktično ne prenaša neelastične deformacije, kar pomeni, da šele pravilno izbrana armatura zagotavlja armiranobetonskem prerezu duktilno obnašanje in sposobnost sipanja energije.

2.1 Sipanje potresne energije

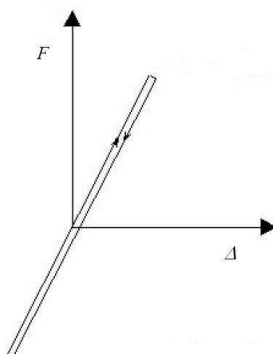
Ob nastopu potresa se sprosti ogromno energije, ki jo mora konstrukcija prenesti. Naša naloga je, da poiščemo in dimenzioniramo taka mesta v konstrukciji, kjer omogočimo deformiranje in s tem sipanje energije. Na ta način preprečimo porušitev konstrukcije, saj se energija sprošča v prej predvidenih in primerno dimenzioniranih točkah.

Potres si lahko predstavljamo kot kratkotrajne pulze, ki menjajo smer delovanja in zato je določen del konstrukcije v enem trenutku obremenjen tlačno, takoj v drugem pa natezno. Slika 2.1 nam opisuje neelastičen odnos med silo F in posplošeno deformacijo Δ duktilnega konstrukcijskega elementa. V primerih z večjo duktilnostjo lahko posledično zabeležimo večjo površino, ki jo opiše histerezna zanka. Slika 2.2 nam prikazuje elastični odnos med silo F in posplošenim pomikom Δ , kjer se delo ne ustvarja.

S to razlago je očitno, da mora rušni mehanizem pri armiranobetonskih konstrukcijskih elementih temeljiti na deformacijah upogibne armature, ki se je sposobna deformirati daleč v neelastično področje in ne na deformacijah krhkega betona. Zavedati se moramo, da pri tem pride do velikih razpok betona in s tem nevarnosti razpada betonskega jedra in lokalnih poškodb armature.



Slika 2.1: Elasto-plastična deformacija



Slika 2.2: Elastična deformacija

2.2 Duktilnost

Duktilnost definiramo kot sposobnost materiala, elementa ali konstrukcije, da prevzame neelastične deformacije brez porušitve (slika 2.3). Mera duktilnosti je faktor duktilnosti μ_{Δ} ,

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$$

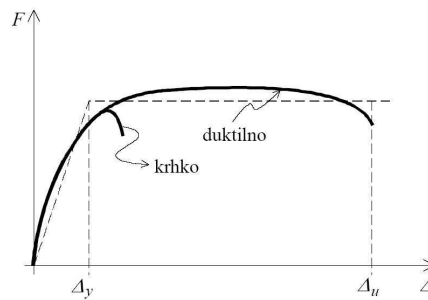
ki je enak razmerju med mejno posplošeno deformacijo Δ_u in posplošeno deformacijo na meji plastičnosti Δ_y . Pri meji plastičnosti si pogosto pomagamo z bilinearno predstavitvijo (črtkana črta na sliki 2.3).

2.2.1 Konstrukcijski ukrepi, ki vplivajo na duktilnost armiranobetonskega prereza

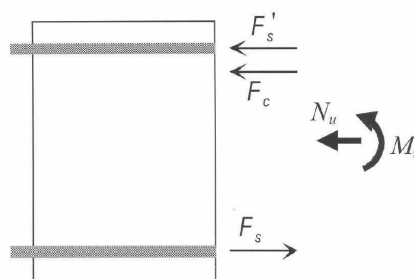
Hitro se lahko prepričamo, da je za duktilnost kritična obremenitev krhke tlačne cone tako, da za prerez na sliki 2.4 postavimo ravnotežno enačbo:

$$N_u = F'_s + F_c - F_s$$

Sledi, da velikost tlačne sile in količina natezne armature zmanjšujeta duktilnost prereza, količina tlačne armature pa duktilnost povečuje, saj razbremenjuje krhko tlačno cono betona A_c . Iz tega



Slika 2.3: Zveza med posplošeno silo F in posplošeno deformacijo Δ pri duktilnem in krhkem obnašanju



Slika 2.4: Sile v upogibno obremenjenem AB prerezu

sledi, da so ugodni prerezi, ki zagotavljajo večjo tlačno površino. Za zmanjšanje obremenitev tlačne cone je smiselno uporabljati betone večjih trdnosti, čeprav je beton višjih trdnosti sam po sebi manj duktilen. (Fischinger, M. 2008. *Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb, Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1. stran 9*)

2.2.1.1 Vpliv tlačne osne sile

Vpliv tlačne osne sile ima bistven vpliv na duktilnost prereza. Večja kot je obremenitev tlačne cone, manjša je duktilnost. že pri razmeroma majhnih tlačnih napetostih, ki so enake 20% projektne tlačne trdnosti je duktilnost za ukrivljenost manjša od 3, prerez pa je neduktilen za napetosti, ki so večje od 45% projektne tlačne trdnosti. (Fischinger, M. 2008. *Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb, Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1. stran 11*)

Pri nekoliko večjih tlačnih napetosti duktilnost praktično ni odvisna od stopnje armiranja z vzdolžno armaturo, temveč od stopnje armiranja s prečno armaturo (stremeni). Zaradi tega standardi za gradnjo potresno odpornih konstrukcij omejujejo velikost tlačnih napetosti v prerezu in predpisujejo objetje betonskega jedra s stremeni.

2.2.1.2 Vpliv količine in kvalitete armature

Vpliv količine in kvalitete natezne armature je pomembna spremenljivka pri določanju duktilnosti prereza. Ko povečamo količino natezne armature, povečamo nosilnost prereza in s tem zmanjšamo duktil-

nost. Ves čas se moramo zavedati, da brez plastificirane armature nimamo duktilnega prereza. Potemtakem, povečanje količine tlačne armature povečuje duktilnost, saj razbremenjuje tlačno cono.

2.2.1.3 Vpliv stremen

Vpliv stremen na nosilnost in duktilnost armiranobetonskega prereza predstavlja bistven parameter pri določanju duktilnosti. Stremena v armiranobetonskem linijskem elementu (skupaj z vzdolžno armaturo) bočno podprejo betonsko jedro in ustvarijo v betonu triosno napetostno stanje. Pomanjkanje te opore je lahko za betonski element usodno.

2.3 Redukcija potresnih sil

Konstrukcijo lahko poljubno varujemo ne samo pred porušitvijo, temveč tudi samo pred poškodbami. Torej, če želimo, da konstrukcija prenese potres brez poškodb, potresne sile ne reduciramo. Taka konstrukcija ostane ves čas v elastičnem območju. Čim upoštevamo nelinearno obnašanje konstrukcije na podlagi faktorja obnašanja, pa lahko potresne sile reduciramo. Glede na to, da je potres redek pojav, pri večini stavb dovolimo poškodbe na predvidenih disipacijskih mestih.

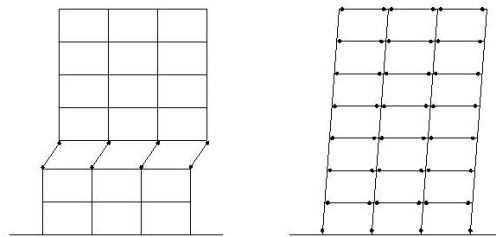
Sedaj je razvidno, da imamo možnost kombiniranja z večjo nosilnostjo in manjšo duktilnostjo ali obratno z manjšo nosilnostjo in večjo duktilnostjo. Sposobnost duktilnih konstrukcij, da lahko sipajo potresno energijo, je tako posredno upoštevana s tem, da so računske potresne sile manjše (reducirane) glede na vztrajnostne sile, ki bi nastopile v elastični konstrukciji. Povedano opišemo z naslednjo enačbo:

$$F_{Ed} = F_{E,el}/q$$

kjer je F_{Ed} reducirana vrednost potresnih sil, $F_{E,el}$ so vztrajnostne sile, ki bi nastopile v elastični konstrukciji in q faktor obnašanja (glej podrazdelek 3.3).

2.4 Načrtovanje nosilnosti

Načrtovanje nosilnosti ali *capacity design* pomeni, da na konstrukciji predvidimo čim več enakomerno razporejenih mest, kjer lahko pride do sipanja energije. To so seveda mesta, katerih popolna izkoriščenost ne pomeni globalne porušitve. Pomeni, da si v okvirnih konstrukcijah želimo zagotoviti mehanizem po gredah (slika 2.5a) in ne po stebrih (slika 2.5b).



Slika 2.5: Značilni rušni mehanizmi pri okvirni konstrukciji (a) po gredah in (b) po stebrih (mehke) etaže

Mehanizem po gredah je očitno ugodnejši iz naslednjih razlogov:

- plastifikacija je razporejena na večje število prerezov
- ker v gredi ni tlačne osne sile, ji je razmeroma lahko zagotoviti zadostno duktilnost
- morebitna porušitev grede je manj nevarna od stebra

Postopek *capacity design* imenujemo zato, ker z duktilnimi elementi varujemo ključne neduktilne elemente. Duktilni elementi imajo torej vlogo varovalk in z njimi dosegamo željen porušni mehanizem.

3 ZNAČILNOSTI KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA

(SIST EN 1998-1: 1.5.2, 3.1.2, 4.2.1, 4.2.3.1, 4.2.3.2, 4.2.3.3, 5.2.2.1, 5.2.2.2, 5.3.3, Dolšek M. 2007. Elastična analiza tri-etažne armiranobetonske stavbe po Evrokodu 8)

3.1 Osnovni principi pri zasnovi

Potresno odporna konstrukcija je tista, za katero velja:

- enostavnost,
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenosť,
- nosilnost in togost v obeh smereh,
- torzijska nosilnost in togost,
- učinek diafragem na nivoju etaž,
- ustrezno temeljenje...

3.2 Tip konstrukcije

Betonske stavbe so glede na obnašanje pri potresni obtežbi razvrščene v naslednje konstrukcijske tipe:

- okvirni sistem,
- mešani sistem (ekvivalenten okvirnemu ali stenastemu sistemu),
- duktilni stenasti sistem (z nepovezanimi ali povezanimi stenami),
- sistem velikih, šibko armiranih sten,
- sistem obrnjenega nihala,
- torzijsko podajen sistem.

Duktilne stene so konstruirane tako, da lahko s plastifikacijo v kritični coni ob vpetju sipajo potresno energijo. Konstrukcijske zahteve (zlasti pri objetju robov in računu na strig za stene visokega razreda duktilnosti) so lahko precej visoke in zato aktualne za države z večjo seizmičnostjo.

3.3 Faktor obnašanja

Za večino stavb pričakujemo, da ob potresu zapustijo elastično območje. Da se to lahko zgodi, mora biti naša konstrukcija duktilna, da je sposobna sipati histerezno energijo in tako preživeti nekaj ciklov potresnega vpliva. Tu nastopi faktor obnašanja q , ki nam pove kako velika je ta sposobnost konstrukcije. Torej je odvisen od:

- konstrukcijskega sistema,
- materiala,
- stopnje duktilnosti konstrukcije,
- pravilnosti konstrukcije.

Faktor obnašanja je lahko v različnih smereh različen, medtem ko mora biti stopnja duktilnosti za konstrukcijo v obeh smereh enaka.

Zgornjo vrednost faktorja obnašanja q se mora iz vrednotiti za vsako smer posebej na naslednji način:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.1)$$

kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od tipa konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini, k_w je faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Za stavbe, ki so pravilne po višini, osnovne vrednosti faktorja obnašanja q_0 za različne tipe konstrukcij enostavno izberemo iz tabele 3.1. V tabeli nastopa številka, kot redukcijski faktor in razmerje α_u/α_1 . Redukcijski faktor se nanaša predvsem na duktilnost sistema, razmerje pa upošteva dodatno nosilnost statično nedoločene konstrukcije. Torej gre za razmerje med prvim nastalim členkom α_1 in zadnjim nastalim členkom, kjer konstrukcija izkoristi vso nosilnost α_u . Po nastanku prvega členka se obremenitev po konstrukciji prerazporeja in ravno zato je pomembno, da je takih mest čim več in da so ta mesta duktilna.

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, določimo z enačbo 3.2. Faktor upošteva primer, ko so v sistemu prevladujoče nizke stene sposobne manjšega sipanja.

$$k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \quad \text{in} \quad 0,5 \leq k_w \leq 1 \quad (3.2)$$

kjer je k_w prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten.

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (3.3)$$

Tabela 3.1: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja (q_0) za sisteme, ki so pravilni po višini (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 5.1)

<i>Tip konstrukcije</i>	<i>DCM</i>	<i>DCH</i>
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtinami)	$3\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

3.4 Kriterij za pravilnost

Delitev vpliva na naslednje vidike pri projektiranju:

- v primeru tlorisne pravilnosti in pravilnosti po višini, lahko izberemo poenostavljen ravninski ali prostorski model
- metoda analize, ki je lahko poenostavljena analiza s spektrom odziva (metoda z vodoravno obtežbo) ali modalna
- vrednost faktorja obnašanja q se mora za stavbe, ki so nepravilne po višini, zmanjšati

Pri analizi in projektiranju ločimo nepravilnost stavbe v tlorisu in nepravilnost po višini (tabela 3.2).

Tabela 3.2: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 4.1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitev		<i>Faktor obnašanja</i>
<i>Tloris</i>	<i>Višina</i>	<i>Model</i>	<i>Linearno-elastična analiza</i>	<i>(za linearno analizo)</i>
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modalna	zmanjšan
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjšan

3.5 Pravilnost po tlorisu

Standard navaja več pogojev pri določitvi tlorisne pravilnosti, pri čemer morajo biti zadoščeni prav vsi pogoji, če naj bo tloris pravilen. Zaplete se že pri začetnih pogojih, ki so bolj opisne narave in zato še posebej težko določljivi pri bolj razgibanah geometrijah stavbe.

Pogoji, ki so enolično določljivi:

1. Stopnja vitkosti, kjer standard zahteva, da je vitkost:

$$\lambda = L_{max}/L_{min} < 4 \quad (3.4)$$

kjer sta L_{max} in L_{min} večja in manjša tlorisna dimenzija, merjeni v pravokotnih smereh.

2. Torzijski polmer r in ekscentričnost konstrukcije e , ki sta izražena za smer X in Y , zadoščata neenačbam:

$$e_x \leq 0,30 \cdot r_x \quad in \quad e_y \leq 0,30 \cdot r_y \quad (3.5)$$

$$r_x \geq l_s \quad in \quad r_y \geq l_s \quad (3.6)$$

kjer je e_x oz. e_y razdalja med središčem togosti in masnim središčem, merjena v X oz. Y smeri, ki je pravokotna na smer analize, r_x je kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v Y smeri (na kratko torzijski polmer), l_s je vztrajnostni polmer mase etaže (koncentrirane v višini stropa) v vodoravni ravnini.

3.5.1 Ekscentričnost tlorisa

Ekscentričnost tlorisa e_x in e_y je razdalja med centrom mas (CM) in centrom togosti (CR) merjeno v X in Y koordinatnih oseh. Center mas običajno ni težko izračunati, center togosti za stavbe z več etažami pa lahko določimo le za vsako etažo posebej tako, da v vsaki etaži definiramo tri obtežne primere in sicer s silama F_x in F_y , ter momentom M_z . Ti imajo prijemališče v centru mas. Vse kar si zapomnimo iz analize so rotacije okoli vertikalne osi stavbe, ki jih povzročijo dve sili in moment (vsak posebej).

$$\Delta_{X,i} = -\frac{R_{Z,i}(F_{Y,i} = 1)}{R_{Z,i}(M_i = 1)} \quad \Delta_{Y,i} = \frac{R_{Z,i}(F_{X,i} = 1)}{R_{Z,i}(M_i = 1)} \quad (3.7)$$

kjer je $R_{Z,i}(F_{X,i}) = 1$ rotacija etaže i zaradi sile $F_{X,i} = 1$, $R_{Z,i}(F_{Y,i}) = 1$ rotacija etaže i zaradi sile $F_{Y,i} = 1$, $R_{Z,i}(M_i) = 1$ rotacija etaže i zaradi momenta $M_i = 1$, $\Delta_{X,i}$ in $\Delta_{Y,i}$ koordinati središča togosti etaže i glede na center mas.

Sedaj pridemo do koordinat:

$$X_{CR,i} = X_{CM,i} + \Delta_{X,i} \quad in \quad Y_{CR,i} = Y_{CM,i} + \Delta_{Y,i} \quad (3.8)$$

kjer sta $X_{CR,i}$ in $Y_{CR,i}$ koordinati togostnega središča etaže i .

3.5.2 Torzijski polmer

Torzijski polmer predstavlja razmerje med torzijsko in translacijsko togostjo v X in Y smeri. Definirani sta z naslednjima enačbama:

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} \quad r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}} \quad (3.9)$$

kjer je $K_{M,i}$ torzijska togost stavbe v izbranem tlorisu, $K_{FY,i}$ in $K_{FX,i}$ pa sta togosti stavbe zaradi sil F_x in F_y , ki delujeta v centru togosti izbranega tlorisa.

Za določitev vseh togosti ponovno naredimo tri obtežne primere in sicer s silama F_x , F_y in momentom M_z , ki imajo prijemališče v centru togosti. Iz analize si zapomnimo pomike v X in Y smeri in rotacijo okoli vertikalne osi stavbe. Nato izračunamo togosti z enačbami:

$$K_{F_x,i} = \frac{1}{U_{X,i}(F_{X,i} = 1)} \quad K_{F_y,i} = \frac{1}{U_{Y,i}(F_{Y,i} = 1)} \quad K_{M_z,i} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{Z,i} = 1)} \quad (3.10)$$

3.5.3 Vztrajnostni polmer

Vztrajnostni polmer za vsako etažo i enostavno izračunamo po enačbi 3.11, kjer smo predpostavili, da je masa enakomerno porazdeljena po pravokotnem tlorisu.

$$l_{s,i} = \sqrt{\frac{m_{\varphi,i}}{m_i}} \quad (3.11)$$

kjer je $m_{\varphi,i}$ masni vztrajnostni moment etaže, m_i masa etaže, l_s vztrajnostni polmer.

3.6 Pravilnost po višini

Stavba, ki jo smatramo pravilno po višini, mora zadostiti vsem naslednjim pogojem:

- vsi sistemi za prenos obtežbe morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe
- togost in masa v vodoravni smeri morata biti konstantni v vseh etažah ali se brez nenadne spremembe zmanjševati po višini
- če imajo posamezni deli stavbe različne višine, veljajo dodatna določila

3.7 Značilnosti tal

Po standardu mora biti lokacija objekta in narava temeljnih tal taka, da ne obstaja nevarnost porušitve tal, nestabilnosti pobočij in trajnih posedkov zaradi utekočinjenja ali zgoščevanja v primeru potresa.

Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive lahko zajamemo z uporabo tipov tal A , B , C , D in E , ki so opisani s stratigrafskimi profili in parametri, podanimi v EC1998 – 1 tabela 3.1.

4 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

(SIST EN 1990: 2004: 6.4.3.4, p A.1.1, SIST EN 1991-1-1: 2.1, 2.2, 3.2, 3.3, 5, 6.3.1.2(8), SIST EN 1998-1:2004 (E); 3.1.2, 3.2.2, 3.2.4, 4.2.4, 4.3.2, 4.3.3, 4.3.4, 4.4.2.(2), 4.4.3.2)

4.1 Lastna teža

Lastna teža je stalni in v splošnem nepomični vpliv vseh nosilnih in nenosilnih elementov, ki sestavljajo konstrukcijo. Upoštevamo torej vse naknadne sloje v smislu oblog, tlakov in napeljave, ki so na način pritrjeni na konstrukcijo. Pod lastno težo upoštevamo tudi vpliv zemljine.

Pod lastno težo spadajo:

1. nosilni elementi:

- nosilci,
- stebri,
- vertikalni nosilni elementi,
- medetažne stropne konstrukcije,
- stopnišča,
- grede...

2. nekonstrukcijski elementi:

- kritina,
- obloge in opaži,
- nekonstrukcijske predelne stene in podlage,
- stopniščne ograje, varnostne pregrade, parapeti in robniki,
- obloge sten,
- toplotna izolacija,
- pritrjene naprave in napeljave.

3. zemljina

4.2 Koristna obtežba

Koristne obtežbe v stavbah izvirajo iz namena uporabe. V okviru diplomske naloge koristna obtežba vključuje:

- običajno rabo za ljudi,
- pohištvo in premične stvari,
- koncentracijo ljudi ali pohištva.

Kategorijo uporabe določimo s pomočjo tabele 4.2, naprej pa določimo dejanski spremenljivi vpliv, ki ga bomo upoštevali pri računu naše konstrukcije, bodisi za dimenzioniranje elementov ali za globalne potresne analize. Vpliv poiščemo v tabeli 4.1.

Tabela 4.1: Kategorije uporabe objekta (EC1-1; Preglednica 6.2)

<i>Kategorije površin</i>		$q_k [kN/m^2]$	$Q_k [kN]$
A	tla na splošno	1,5 do 2,0	2,0 do 3,0
	stopnice	2,0 do 4,0	2,0 do 4,0
	balkoni	2,5 do 4,0	2,0 do 3,0
B		2,0 do 3,0	1,5 do 4,5
C	C1	2,0 do 3,0	3,0 do 4,0
	C2	3,0 do 4,0	2,5 do 7,0 (4,0)
	C3	3,0 do 5,0	4,0 do 7,0
	C4	4,5 do 5,0	3,5 do 7,0
	C5	5,0 do 7,5	3,5 do 4,5
D	D1	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0 (4,0)
	D2	4,0 do 5,0	3,5 do 7,0

Koristna obtežba je modelirana kot enakomerno porazdeljena ploskovno, linijsko, točkovno ali kot kombinacija naštetih.

Pri projektiranju talne konstrukcije v neki etaži ali strehe je treba upoštevati koristno obtežbo kot pomični vpliv, ki je glede na učinek vpliva razporejena najneugodnejše.

Zagotoviti je potrebno zadostno lokalno odpornost talne konstrukcije. To je potrebno posebej preveriti s koncentrirano obtežbo, ki pa se ne kombinira z enakomerno porazdeljeno obtežbo ali drugimi spremenljivimi vplivi.

Lastna teža predelnih sten se lahko upošteva kot koristna obtežba, če tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe.

Tabela 4.2: Kategorije uporabe objekta (EC1-1; Preglednica 6.1)

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

Strehe delimo glede dostopnosti v tri kategorije (tabela 4.3):

Površino vzdrževanja strehe ($10 m^2$) je potrebno locirati na najbolj neugodnem mestu.

Na strehah ni potrebno upoštevati sočasno koristnih obtežb in obtežb snega ali vplivov vetra.

Tabela 4.3: Kategorije streh (EC1-1; Preglednica 6.9)

<i>Kategorije obtežnih površin</i>	<i>Opis uporabe</i>
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila
I	Strehe, dostopne za uporabo v skladu s kategorijami A do D
K	Strehe, dostopne za posebne namene, kot je pristajanje s helikopterjem

4.3 Potresna obtežba

4.3.1 Projektiranje stavb na potresnih območjih

Potresno obtežbo konstrukcije projektiramo na podlagi podatka referenčne vrednosti maksimalnega pospeška a_{gR} na tleh tipa A, ki ga dobimo iz karte potresne nevarnosti v Nacionalnem dodatku. Izbrani referenčni maksimalni pospešek ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi v 50 ih letih. Tej referenčni vrednosti maksimalnega pospeška ustreza faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,0$. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne je projektni pospešek a_g na tleh določenega tipa je enak produktu pospeška a_{gR} in faktorja pomembnosti γ_I .

Faktor pomembnosti je odvisen od posledic porušitve za življenje ljudi, pomembnosti objekta za civilno zaščito neposredno po potresu in od socialnih, tudi ekonomskih posledic porušitve (tabela 4.4):

Vertikalni pospešek izračunamo iz znanega horizontalnega pospeška s pomočjo preglednice 3.4, standard SIST EN 1998-1.

V primeru ko je a_{vg} večji kot 0,25 g je potrebno upoštevati navpično komponento potresnega vpliva, če obstaja:

- vodoravni ali skoraj vodoravni konstrukcijski element z razponom 20 m ali več,
- vodoravni ali skoraj vodoravni previsni konstrukcijski elementi, daljši kot 5 m,
- vodoravni ali skoraj vodoravni prednapeti konstrukcijski elementi,
- grede, ki podpirajo stebre,
- potresna izolacija.

Standard v primeru uporabe nelinearne statične analize dodaja, da lahko navpično komponento potresnega vpliva zanemarimo.

4.3.2 Spekter odziva

V okviru standarda SIST EN 1998-1 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov.

Tabela 4.4: Kategorije pomembnosti za stavbe (EN 1998-1:2004 (E); Preglednica 4.3)

Kategorija pomembnosti	Stavbe	γ_I
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno.	0,8
II	Običajne stavbe, ki ne pripadajo ostalim kategorijam.	1,0
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno.	1,2
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno.	1,4

4.3.2.1 Vodoravni elastičen spekter odziva

Vodoravni elastičen spekter odziva predstavlja prikaz potresne obtežbe oziroma maksimalne pospeške na določenem mestu na površini. Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, ki sta med seboj neodvisni in predstavljeni z istim spektrom.

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ definiran z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

kjer je $S_e(T)$ elastični spekter odziva, T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, S faktor tal in η faktor za korelacijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5% viskoznega dušenja

4.3.2.2 Projektni spekter odziva

Projektni spekter odziva je reducirani elastični spekter pospeškov, saj pričakujemo, da bo naša konstrukcija zapustila linearno območje. To naredimo s faktorjem obnašanja q .

Projektni spekter odziva je definiran z enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.7)$$

$$T_D \leq T \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.8)$$

kjer je q faktor obnašanja, T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost, T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika, β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru

Vrednosti nihajnih časov T_B , T_C in T_D ter faktorja tal S , ki opisujejo obliko elastičnega oziroma projektnega spektra odziva, so odvisne od tipa tal. Vrednosti parametrov odziva tipa 1 so podane v tabeli 4.5.

Tabela 4.5: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen elastični spekter odziva tipa 1 (EN 1998-1:2004 (E); 3.2.2 Preglednica 3.2)

Tip tal	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,10	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,70	0,10	0,40	2,00

4.3.3 Masa konstrukcije

Maso konstrukcije sestavljajo lastna in stalna obtežba in del spremenljive obtežbe.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

kjer je G_{ki} karakteristična vrednost stalnega vpliva, Q_{ki} karakteristična vrednost spreminjajočega vpliva, $\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo spremenljivega vpliva.

Koeficient $\psi_{E,i}$ upošteva verjetnost, da v času potresa obtežba Q_{ki} ne nastopi v celem iznosu in celotni konstrukciji. Izračunamo ga z enačbo:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.10)$$

φ je odvisen od kategorije in je podan v tabeli ??

Tabela 4.6: Vrednost φ za $\psi_{E,i}$.

<i>Vrsta spremenljivega vpliva</i>	<i>Etaža</i>	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	ostale etaže	0,5
kategorije A-C in arhivi	/	1,0
	/	

Tabela 4.7: Priporočene vrednosti faktorjev ψ_2 (EC0; Preglednica A.1.1)

<i>Kategorije površin</i>	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)	
Kategorija A: bivalni prostori	0.3
Kategorija B: pisarne	0.3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0.6
Kategorija D: trgovine	0.6
Kategorija E: skladišča	0.8
Kategorija F: prometne površine: vozilo s težo ≤ 30 kN	0.6
Kategorija G: prometne površine: 30 kN \leq teža vozila ≤ 160 kN	0.3
Kategorija H: strehe	0
Obtežba na snegu na stavbah (glej EN 1991-1-3)	
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0.2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1.000 m	0.2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1.000 m	0
Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)	0
Spremembe temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)	0

4.3.4 Metode analize

Po standardu se lahko analiza pri potresnih vplivih in drugih vplivih, ki jih je treba upoštevati pri potrebnem projektnem stanju, opravi ob predpostavki, da je obnašanje konstrukcije linearno elastično. Glede na značilnosti konstrukcije stavbe se lahko uporabi eden od naslednjih dveh tipov analize:

- metoda z vodoravnimi silami
- modalna analiza s spektrom odziva

4.3.4.1 Metoda z vodoravnimi silami

Metodo lahko uporabljamo za stavbe, katerih višje nihajne oblike ne prispevajo bistveno na odziv. Ta zahtevo izpolnimo tako, da je nihajni čas v obeh glavnih smereh manjši od vrednosti:

$$T_1 \leq 4T_C \quad \text{in} \quad T_1 \leq 2,0s$$

in tako, da konstrukcija ustreza kriterijem za pravilnost po višini.

Celotno prečno silo F_b za vsako od obeh glavni smeri določimo z enačbo:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.11)$$

kjer je $S_d(T_1)$ projektni spekter definiran z enačbami v podrazdelku ??, T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije v obravnavani smeri, m celotna masa stavbe nad temelji, λ korekcijski faktor, ki upošteva dejstvo, da pri več etažnih stavbah in translacijskimi prostostnimi stopnjami v obeh vodoravnih smereh efektivna masa za osnovno nihajno obliko v povprečju manjša od celotne mase stavbe.

Vodoravne potresne sile razporedimo po etažah z enačbo ??:

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot m_i}{\sum h_j \cdot m_j} \quad (4.12)$$

kjer je F_i vodoravna sila, ki deluje v etaži i , F_b celotna potresna sila, h_i in h_j višina (merjena od točke temeljev ali nivoja toge kleti) v kateri je pripeta masa m_i in m_j , m_i, m_j mase etaž i in j

4.3.4.2 Modalna analiza

Modalna analiza s spektrom odziva je uporabna za vse tipe stavb in jo ponavadi uporabljamo, ko je metoda z vodoravnimi silami nezadostna.

Pri tej metodi moramo upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnem odzivu. V ta namen moramo zadostiti enemu od naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane nihajne oblike presega 90% celotne mase stavbe

- upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, ki so večje od 5% celotne mase

če se uporablja prostorski model, je treba zgornje pogoje preveriti za vse relevantne smeri.

4.3.5 Kombinacija učinkov potresnega vpliva

Vodoraven potresni vpliv opisujeta dve pravokotni komponenti, kjer predpostavljamo, da sta neodvisni in predstavljeni z istim spektrom. V splošnem moramo upoštevati, da vodoravni komponenti delujeta istočasno. Kombiniramo jih lahko na več načinov. Odločimo se za način, kjer upoštevamo celotni vpliv v eni smeri in 30% vpliv v pravokotni smeri:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad \text{in} \quad 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (4.13)$$

kjer je E_{Ed} učinek potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri konstrukcije, "+" pomeni kombinirano na način, da dobimo najneugodnejši vpliv

4.3.6 Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje

Splošna oblika kombinacije učinkov vpliva je:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.14)$$

kjer je $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva, A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva, $\psi_{2,i}$ faktor za navidezno-stalno vrednost spremenljivega vpliva, $Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spreminjajočega spremenljivega vpliva

Pri potresni obtežni kombinaciji moramo poleg vertikalne obtežbe upoštevati še kombiniran vpliv potresa iz obeh vodoravnih smeri. Upoštevati bomo način opisan v podrazdelku ???. Upoštevati moramo delovanje potresnih sil v pozitivni in negativni smeri, kot kaže enačba 4.15.

Našo dejansko obtežno kombinacijo dobimo, če enačbi 4.13 vstavimo v enačbo 4.14, kjer slučajno ekscentričnost upoštevamo s torzijskim momentom M_a .

$$1.0G + 0.3Q \pm 1.0E_E \pm 1.0M_a \quad (4.15)$$

4.4 Vpliv slučajne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti moramo zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži iz nazivne lege v vsaki smeri za slučajno ekscentričnost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.16)$$

kjer pomeni e_{ai} slučajno ekscentričnost mase v etaži i glede na položaj in se upošteva v isti smeri v vseh etažah, L_i je tlorisna dimenzija etaže in je pravokotna na smer potresnega vpliva

Sicer enostavna metoda upoštevanja slučajne torzije v primeru, da je računalniški program sposoben iz zamaknjenih točk v vsaki etaži narediti ovojnice rezultatov. *SAP2000* tega ne omogoča in zato bomo slučajno torzijo upoštevali drugače.

Za prostorski model lahko vpliv slučajne torzije upoštevamo z ovojnico rezultatov, ki jih dobimo, če vsako etažo obremenimo z torzijskim momentom M_{ai} . Izračunamo ga:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.17)$$

$$M_{X,i} = \pm F_{X,i} \cdot 0,05L_{Y,i} \quad (4.18)$$

$$M_{Y,i} = \pm F_{Y,i} \cdot 0,05L_{X,i} \quad (4.19)$$

kjer je M_{ai} torzijski moment okrog navpične osi v etaži i , e_{ai} slučajna ekscentričnost mase v etaži i po enačbi 4.16, F_i vodoravna sila v etaži i dobljena po metodi vodoravnih sil, $F_{X,i}$ in $F_{Y,i}$ potresni sili v i -ti etaži dobljeni z modalno analizo brez vpliva slučajne ekscentričnosti, $L_{X,i}$ in $L_{Y,i}$ tlorisni dimenziji v i -ti etaži

Torzijski moment M_{ai} v etaži i je odvisen od smeri vzbujanja sile (smer X ali Y). če pogledamo enačbi 4.17 in 4.16 vidimo, da za vsako smer dobimo še negativni predznak. Celotni torzijski moment določimo kot SRSS kombinacijo momentov, kot kaže enačba 4.20.

$$M_{ai} = \pm \sqrt{M_{X,i}^2 + M_{Y,i}^2} \quad (4.20)$$

4.5 Račun pomikov

Glede na to, da smo v analizi potresne sile reducirali, ne moremo pričakovati dejanske pomike. Da dobimo dejanske pomike, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, uporabimo enačbo 4.21, kjer pomike, dobljene z elastično analizo, pomnožimo s faktorjem obnašanja.

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.21)$$

kjer je d_s pomik točke konstrukcije zaradi projektnega potresnega vpliva, q_d faktor obnašanja, d_e pomik iste točke z uporabo projektnega spektra

4.6 Omejitev etažnih pomikov

Delovanje potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, ne sme povzročati nepopravljivih poškodb na konstrukcijo, zato omejitev poškodb na konstrukciji dosegamo z ome-

jitvijo etažnih pomikov.

- $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$ na konstrukcije so pritrjeni nekonstrukcijski, krhki elementi
- $d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h$ konstrukcije z duktilnimi, nekonstrukcijskimi elementi
- $d_r \cdot \nu \leq 0,010 \cdot h$ deformacije konstrukcije ne vplivajo na nekonstrukcijske elemente

kjer je d_r projektni etažni pomik, h višina etaže, ν redukcijski faktor za upoštevanje potresa z manjšo povratno dobo, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Vrednosti za ν , ki se uporabljajo v državi, so podane v Nacionalnem dodatku. Priporočena vrednost ν znaša 0,4 za kategoriji pomembnosti III in IV in $\nu = 0,5$ za kategoriji pomembnosti I in II.

4.7 Vpliv teorije drugega reda

Vpliv teorije drugega reda ($P - \Delta e f e k t$) ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

kjer je θ koeficient občutljivosti za etažne pomike, P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektne stanju, d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže, V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa, h višina etaže

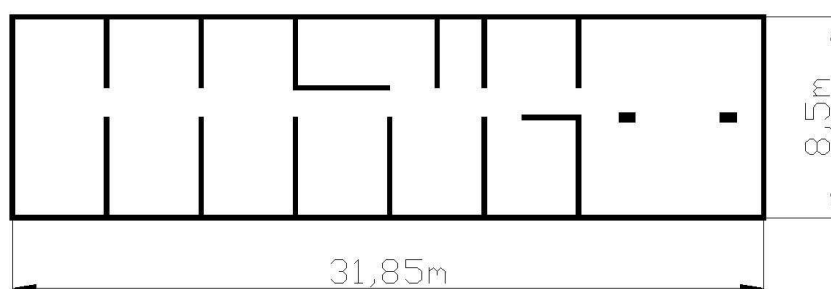
5 OSNOVNI PODATKI

5.1 Arhitektura

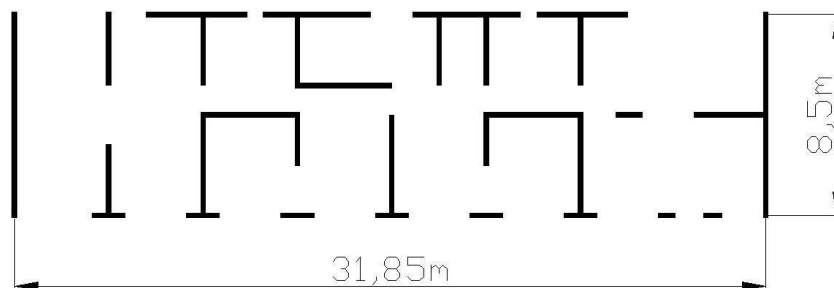
V nalogi obravnavamo dve konstrukciji, ki se razlikujeta le po višini oziroma v številu etaž. Prva konstrukcija je visoka 28,5 m in ima deset etaž, druga je višine 14,25 m in ima zato polovico etaž manj. Tlorisna dolžina objekta je 31,85 m, širina 8,5 m, etaže pa si sledijo z višino 2,85 m.

Objekta imata kletno etažo v kateri so mišljene zgolj shrambe, v višjih nadstropjih so mišljena stanovanja in ju tako štejemo med stanovanjske objekte. Konstrukciji nista dilatirani.

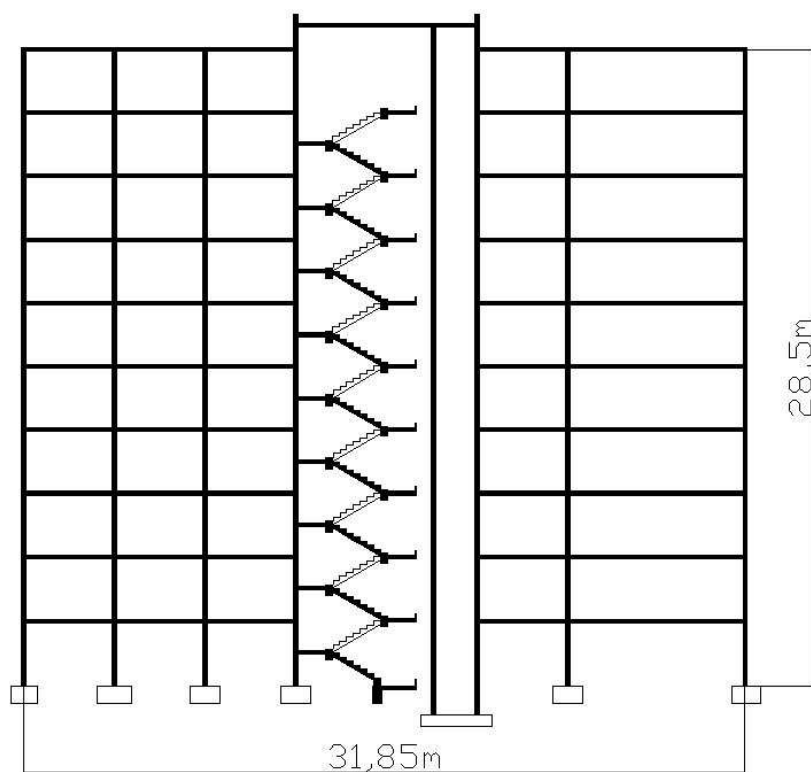
Geometrijo stavbe in potek nosilnih sten lahko vidimo iz slik 5.1-5.6. Objekt je sestavljen iz armiranobetonskih sten, ki so temeljene v pasovne temelje na koti 0 in armiranobetonskih medetažnih plošč na vsaki višini etaže. Ovoj konstrukcije razen armiranobetonskih sten sestavljajo še modularni opečni bloki, ki so nenosilni in imajo funkcijo polnila.



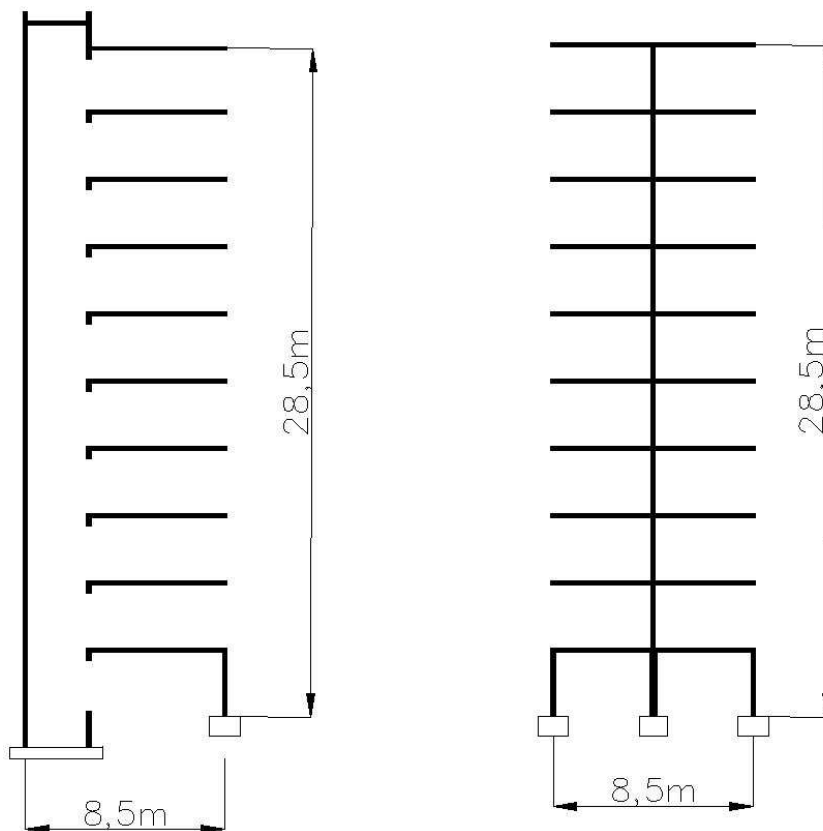
Slika 5.1: Tloris kleti



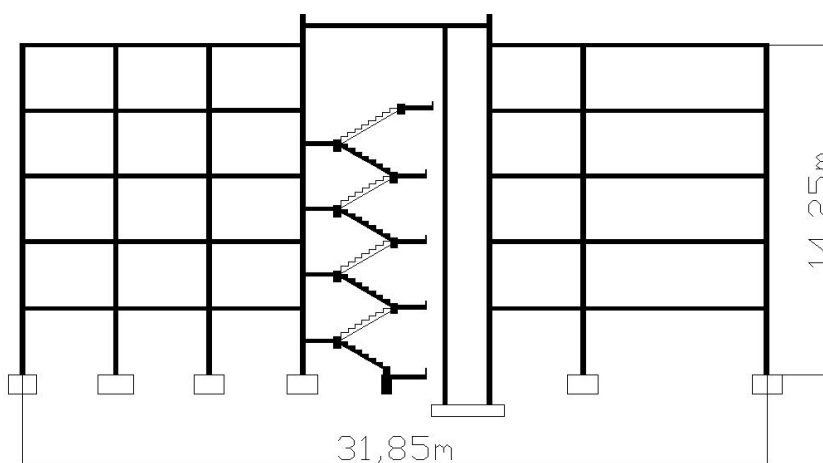
Slika 5.2: Tloris nadstropja



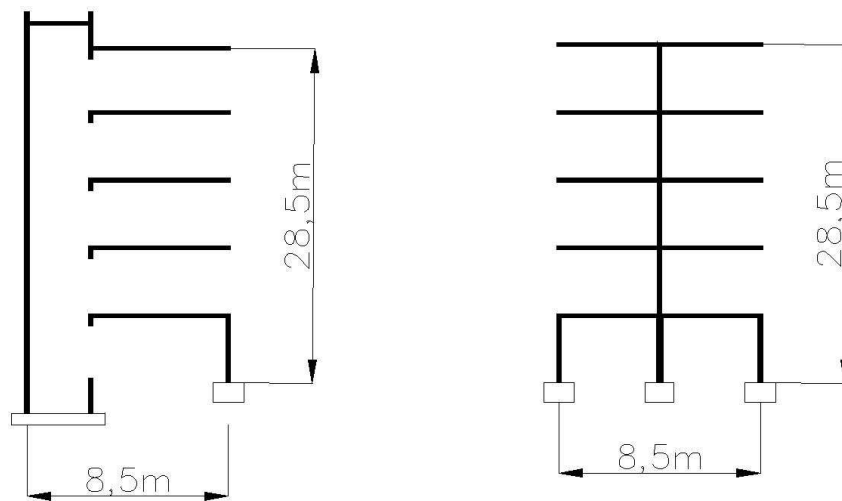
Slika 5.3: Vz dolžni pre rez deset etažne konstrukcije



Slika 5.4: Prečni prerez deset etažne konstrukcije



Slika 5.5: Vzdolžni prerez pet etažne konstrukcije



Slika 5.6: Prečni prerez pet etažne konstrukcije

5.2 Karakteristike materiala

Za stene, plošče, stebre in grede smo izbrali kvaliteto betona C25/30. Za armaturo smo izbrali rebraste palice kvalitete S500 in mreže kvalitete S500/600.

Elastični modul betona:

$$E_{cm} = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Karakteristična tlačna trdnost betona:

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

Karakteristična meja plastičnosti jekla(S500):

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Karakteristična natezna trdnost jekla:

$$f_{tk} = 65 \text{ kN/cm}^2$$

Karakteristična meja plastičnosti jekla (S500/600):

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Karakteristična natezna trdnost jekla:

$$f_{tk} = 60 \text{ kN/cm}^2$$

V skladu z Nacionalnim dodatkom smo upoštevali delni materialni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in delni materialni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$.

6 RAČUN VPLIVOV NA KONSTRUKCIJO

6.1 Lastna in stalna obtežba

Vpliv lastne teže računamo ločeno po delih, kateri sestavljajo našo konstrukcijo. Vpliv lastne teže elementov je podan v tabelah in šele njihov seštevek nam da karakteristično vrednost lastne in stalne obtežbe.

Najprej določimo vpliv medetažne plošče (tabela 6.1), ki se po etažah ne spreminja.

Tabela 6.1: Medetažna plošča

<i>Element</i>	<i>Debelina</i> [m]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
parket	0,025	8	0,200
armiran estrih	0,075	24	1,800
zvočna zaščita	0,01	1,7	0,020
AB plošča	0,16	25	4
Σg			6,02

Nato poiščemo vpliv vseh vertikalnih nosilnih sten na enoto tlorisa etaže posebej za kletno etažo in etažo nadstropja, s pomočjo podatkov prostornine AB sten (debeline 20cm in višine 285cm), prostorninske teže in površino tlorisa 271m² (tabela 6.2).

V vseh razen kletni etaži, kjer nimamo nosilnih zunanjih sten, uporabimo polnila iz modularne opeke. Vpliv modularne opeke po obodu tlorisa na višini etaže prevedemo na enoto tlorisa etaže (tabela 6.3).

Vpliv lastne teže strešne konstrukcije (tabela 6.4), ki deluje na najvišje ležečo medetažno ploščo nad peto oziroma deseto etažo, podamo na enoto površine tlorisa etaže.

Vpliv lastne teže fasade podajamo na enoto površine tlorisa vsake posamezne etaže (tabela 6.5).

Vpliv stopnišč, podesta in armiranobetonskih gred podajamo v tabelah 6.6, 6.7 in 6.8 na enoto površine tlorisa posamezne etaže.

Tabela 6.2: Vertikalni nosilni elementi

<i>Etaža</i>	<i>Prostornina AB stene</i> [m ³]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
klet	77,18	25	7,13
nadstropje	56,77	25	5,24

Tabela 6.3: Polnila - zunanje stene

<i>Etaža</i>	<i>Prostornina modularne opeke</i> [m ³]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
klet	4,9	8	0,14
nadstropje	20	8	0,59

Tabela 6.4: Streha

<i>Element</i>	<i>Prostornina</i> [m ³]	<i>Debelina</i> [m]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
špirovec	0,476		6	0,015
slemenska lega	0,718		6	0,038
vmesna lega	1,838		6	0,016
kapna lega	0,759		6	0,100
deske	7040		6	0,120
termoizolacija		0,1	1,5	0,150
hidroizolacija		0,01	19	0,190
pločevina		0,003	53	0,160
Σg				0,72

Tabela 6.5: Fasada

<i>Etaža</i>	<i>Bruto površina etaže</i> [m ²]	<i>Teža fasade</i> [kN/m ²]	<i>Obtežba etaže</i> [kN/m ²]
klet	56,7	0,3	0,06
nadstropje	230,85	0,3	0,26

Tabela 6.6: Stopnišče

<i>Element</i>	<i>Debelina</i> [m]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Vplivna površina</i> [m ²]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
obloga (naravni kamen)	0,02	26	9,3	0,018
cementni estrih	0,025	25	9,3	0,021
AB plošča	0,175	25	9,3	0,156
Σg				0,20

Tabela 6.7: Podest

<i>Element</i>	<i>Debelina</i> [m]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Vplivna površina</i> [m ²]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
obloga (naravni kamen)	0,02	26	12,1	0,023
cementni estrih	0,04	24	12,1	0,043
AB plošča	0,16	25	12,1	0,179
Σg				0,245

Tabela 6.8: Greda

<i>Element</i>	<i>Prostornina</i> [m ³]	<i>Prostorninska teža</i> [kN/m ³]	<i>Obtežba</i> [kN/m ²]
AB nosilec	0,296	25	0,03

Vplive na posamezne etaže seštejemo in dobimo tri različne vrednosti lastne in stalne obtežbe za etažo.

$$g_A = 13,83 \text{ kN/m}^2 \quad g_B = 12,59 \text{ kN/m}^2 \quad g_C = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

kjer je g_A lastna in stalna obtežba kleti oziroma spodnje etaže, g_B lastna in stalna obtežba ostalih etaž in g_C lastna in stalna obtežba strešne konstrukcije.

6.2 Koristna obtežba

Iz tabele 4.2 izberemo kategorijo uporabe A. Dejanski spremenljivi vpliv, ki ga bomo upoštevali pri globalni potresni analizi poiščemo v tabeli 4.1, kjer izberemo vrednost spremenljive karakteristične obtežbe q_k .

$$q_k = 2 \text{ kN/m}^2$$

Glede na to, da nas zanima globalna potresna analiza, se z zagotavljanjem potrebne lokalne odpornosti talne konstrukcije ne bomo ukvarjali.

Lastna teža predelnih sten se lahko upošteva kot koristna obtežba, če tla zagotavljajo prečni raznos obtežbe. Upoštevamo jih kot enakomerno ploskovno obtežbo q_k , ki jo prištejemo izbrani vrednosti iz tabele 4.1.

Naša prava karakteristična vrednost spremenljivega vpliva je tako:

$$q_k = 2,0kN/m^2 + 1,2kN/m^2 = 3,2kN/m^2$$

kjer je karakteristična vrednost spremenljivega vpliva za predelne stene izbrana vrednost $1,2kN/m^2$, kar ustreza predelni steni z lastno težo $< 3,0kN/m$ dolžine stene.

Strehe delimo glede dostopnosti v tri kategorije (tabela 4.3), kjer za naš primer izberemo streho tipa *H*, kar pomeni, da je streha dostopna le za normalno vzdrževanje in popravila. Priporočeno površino vzdrževanja ($10m^2$) je potrebno locirati na najbolj neugodnem mestu. Glede na to, da plošč ne bomo dimenzionirali, ne naredimo velike napake, če to obtežbo razporedimo kar po celotni strehi. S tem dobimo koristno obtežbo strehe reda velikosti 0,015, kar pa lahko pri potresni obtežbi zanemarimo.

6.3 Potresna obtežba

V tem razdelku so povzeti in izračunani izhodiščni podatki na podlagi katerih lahko kasneje v programskem okolju *SAP2000* definiramo celotni vpliv projektne potresnega stanja. V nadaljevanju tako izračunamo:

- faktor obnašanja,
- projektni potresni spekter odziva,
- maso, ki nastopa pri potresnem vplivu,
- točke podajanja mase,
- vpliv slučajne torzije,
- potresno silo po metodi z vodoravnimi silami.

Razen potresnih sil po metodi z vodoravnimi silami (približna metoda) ne vemo, kaj točno se z našo konstrukcijo dogaja. Nimamo podatkov o nihajnih časih, učinkovitih masah, pomikih konstrukcije, kar bi sicer s "peš" računi tudi dobili, a to ni naš namen.

6.3.1 Izhodiščni podatki

Naša stavba se nahaja v območju Ljubljane. Iz karte potresne nevarnosti določimo referenčno vrednost maksimalnega pospeška $a_{gR} = 0,25$ g. Glede na faktor pomembnosti γ_I je to že kar projektni pospešek a_g (v nadaljevanju).

Stavba spada v II. kategorijo pomembnosti za stavbe (tabela 4.4) in ji zato pripada faktor pomembnosti $\gamma_I = 1,0$.

Vertikalni pospešek nam ni potrebno upoštevati (stran 16).

Za tip tal izberemo tip B (SIST EN 1998-1 tabela 3.1).

Sedaj lahko izberemo vrednosti za elastičen spekter iz tabele 4.5.

$$S = 1,20$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}$$

$$T_C = 0,50 \text{ s}$$

$$T_D = 2,00 \text{ s}$$

6.3.2 Potresna masa

Maso etaž podajamo v točki masnega središča vsake etaže in na višini vsake etaže. Pri naši konstrukciji imamo dve različni masi etaž in sicer masa spodnje, kletne etaže m_s in masa ostalih etaž m_o .

Maso, ki jo upoštevamo pri potresnem vlivu, sestavljajo:

- lastna in stalna obtežba \rightarrow nastopa v celem iznosu
- spremenljiva obtežba \rightarrow redukcija s faktorjem ψ_{Ei}

kjer za poljubno etažo upoštevamo polovico zgornjega dela nižje ležeče in polovico spodnjega dela višje ležeče etaže

Potrebujemo enačbi 4.9 in 4.10, ki smo jih zapisali v podrazdelku 4.3.3:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad \text{in} \quad \psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

kjer je φ je podan v tabeli 4.6, ψ_{2i} je podan v tabeli 4.7.

Tako za prvo etažo dobimo:

$$m_s = \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_A} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot m_{Q_A}) + \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_B} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot m_{q_B})$$

$$m_s = \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_A} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot m_{Q_A}) + \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_B} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot m_{q_B})$$

Maso ostalih etaž m_o dobimo na enak način, ker pa so vse naslednje etaže enake, polovic ne bomo pisali:

$$m_o = 1,0 \cdot m_{G_B} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot m_{q_B}$$

$$m_o = 1,0 \cdot m_{G_B} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot m_{q_B}$$

Maso najvišje desete oziroma pete etaže na višini določimo tako, da upoštevamo 1/2 mase zgornjega nadstropja in težo strehe. Ker na strehi nimamo spremenljive obtežbe (beri razdelek 6.2) dobimo:

$$m_z = \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_B} + \varphi \cdot \psi_{2i} \cdot 0) + m_C$$

$$m_z = \frac{1}{2}(1,0 \cdot m_{G_B} + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0) + m_C$$

$$m_{G_A} = \frac{g_A \cdot A}{g} \quad m_{G_B} = \frac{g_B \cdot A}{g}$$

kjer je m_{G_A} masa prevedena iz lastne teže za prvo etažo, ki deluje v masnem središču prve etaže, m_{G_B} masa prevedena iz lastne teže za vse ostale etaže, ki deluje v masnem središču posamezne etaže, m_C masa prevedena iz lastne teže strehe, ki deluje v masnem središču najvišje etaže, g_A ploskovna obtežba lastne teže za spodnjo etažo, g_B ploskovna obtežba lastne teže za ostale etaže, A površina etaže, q_A spremenljiva obtežba za spodnjo etažo, q_B spremenljiva obtežba za ostale etaže

Vrednosti mase podajamo v tabeli 6.9.

Tabela 6.9: Masa etaže

<i>Etaža</i>	<i>Masa [t]</i>
1	365
2	348
3	348
5	348
6	348
7	348
8	348
9	348
10	194

6.3.3 Faktor obnašanja

Za določitev faktorja obnašanja q moramo poznati:

- material,
- konstrukcijski sistem ,
- stopnjo duktilnosti,
- pravilnost po višini in tlorisu,

- prevladujoč način rušenja.

Material je določen v podrazdelku 5.2.

Konstrukcijski sistem spada v duktilni stenasti sistem z nepovezanimi stenami (stran 8).

Stopnja duktilnosti je *DCM*, kar pomeni srednjo stopnjo.

Osnovno vrednost faktorja obnašanja q_0 (enačba 3.1) za sisteme, ki so pravilni po višini za stopnjo duktilnosti *DCM* enostavno izberemo iz tabele 3.1.

Pogoje za pravilnost konstrukcije po tlorisu in višini najdemo v poglavju 8.4.

Naša konstrukcija je pravilna po višini, ker ima neprekinjen potek sten od temelja do vrha. Prav tako se masa po etažah ne spreminja, oziroma se spreminja postopoma.

Ostali pogoji navedeni v standardu se na naš primer ne nanašajo.

Za določitev faktorja obnašanja (q) nam ostane določitev načina rušenja stenaste konstrukcije (k_w). Najprej izračunamo enačbo 3.3:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{883,5m}{90,75m} = 9,7$$

Razultat dokazuje, kar je s prostim očesom vidno in sicer, da so stene v našem primeru visoke in zatorej sposobne večjega sipanja od tako imenovanih nizkih sten.

$$k_w = 1,0$$

Sedaj lahko izračunamo vrednost faktorja obnašanja:

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0 \geq 1,5$$

7 O MODELU IN MODELIRANJE

Z modelom konstrukcije se želimo čimbolj približati dejanski zasnovi konstrukcijskega sistema in robnim pogojem, saj gre za predpostavke, ki opišejo obnašanje naše konstrukcije. Različna togost modelov vpliva na velikost potresne obtežbe in na velikost pomikov. V drugi fazi je pomembno, da pravilno predvidimo velikost in mesto vpliva, ki na konstrukcijo deluje v njeni življenjski dobi. Tako si seveda želimo model, ki bo hkrati še enostaven za vnos podatkov, kontrolo rezultatov in dimenzioniranje.

Izbira našega modela je odvisna od zahtevnosti konstrukcije, programske opreme, zmožnosti računalnika, razpoložljivega časa, sredstev itd. Ves čas si prizadevamo, da model ostane čim bolj enostaven, kar pomeni, da nenehno vanj uvajamo poenostavitve za katere pa potrebujemo inženirsko znanje in prakso. Poenostavitev izvedemo bodisi tako, da vpliv v celoti zanemarimo in s tem ne naredimo bistvene napake, bodisi tako, da ga zamenjamo z obtežbo, pomikom ipd.

Kot rečeno se pri tej diplomski nalogi ukvarjamo s pet in deset etažno stavbo, ki pa jo modeliramo z linijskimi in s ploskovnimi elementi v programskem okolju SAP2000.

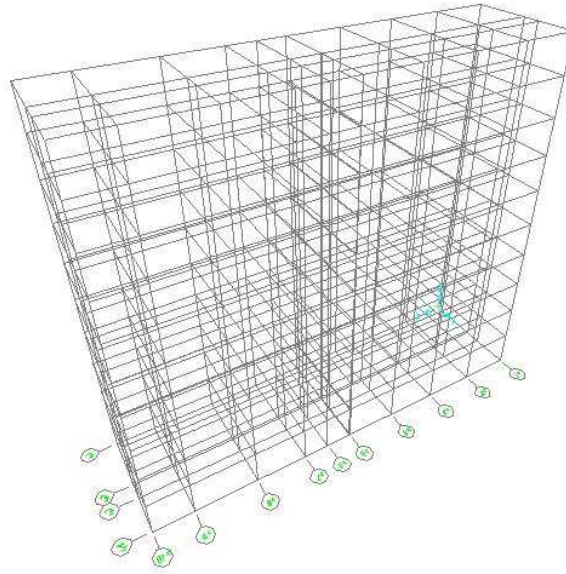
7.1 Vnos geometrije

Pri vnosu geometrije v računalniški program smo naredili poenostavitev, kjer smo vrisali samo nosilne stene, predelne stene pa smo kasneje nadomestili z vplivi.

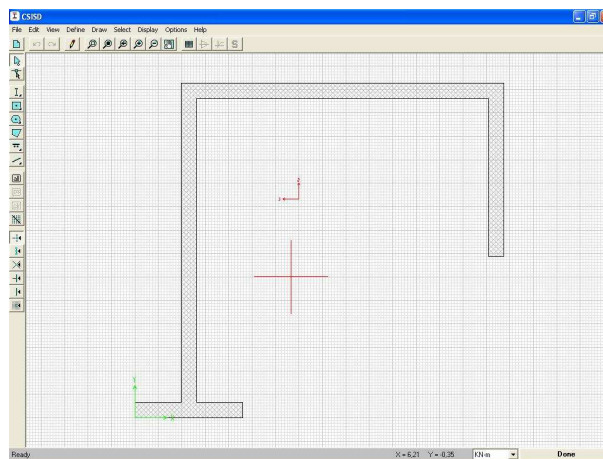
Za vnos geometrije je potrebno predhodno definirati ustrezno mrežo (slika 7.1) na katero v naslednjem koraku nanašamo elemente.

7.1.1 Linijski elementi

Celotna konstrukcija je sestavljena iz 19-ih različnih prerezov. Linijskih elementov je tako skupaj 190 pri deset etažni in 95 pri pet etažni stavbi, vsak s svojim prerezom in dolžino. Mreža za vnos linijskih elementov se razlikuje od mreže za vnos ploskovnih elementov, saj linijske elemente pozicioniramo glede na točko težišča, ki pa niso nujno v samem prerezu elementa. Za določitev elementov smo si pomagali z orodjem *Section Designer*, ki nam omogoča vnos poljubne oblike prereza 7.2.



Slika 7.1: Mreža za deset etažni ploskovni model - SAP2000



Slika 7.2: Section designer

7.1.2 Ploskovni elementi

Za določitev ploskovnih elementov je bilo potrebno predhodno definirati mrežo, ki pa jo zaradi konstantne debeline po oseh spremljamo v dveh dimenzijah. V prvi fazi se definirajo po površini večji končni elementi, katere naprej drobimo na željeno majhne in temu primerno številčnejše končne elemente. Več o tem v nadaljevanju. Pri vnosu geometrije pazimo, da se končni elementi med seboj stikajo v vozliščih.

7.2 Modeliranje stavbe

Našo stavbo predstavlja sistem nepovezanih sten, ki potekajo po celi višini konstrukcije. Uvedli smo novo poenostavitev, kjer smo vpliv neskončno toge medetažne plošče definirali s funkcijo v programu *SAP2000 Diaphragm*, vpliv njene teže pa pripisali lastni obtežbi. Gre za običajno predpostavko pri konstrukcijah v visokogradnji. Ker medetažnih plošč ne bomo definirali in tudi ne risali, moramo masna središča, mase in masne vztrajnostne momente predhodno izračunati "peš". Lastni teži smo pripisali še sekundarne elemente stavbe, ki razen svoje teže ne vplivajo na obnašanje konstrukcije. To so polnila iz modularnega bloka, stopnice in dvigala, ki jih zaradi poenostavitev ne integriramo v model. Če pogledamo podrazdelek 6.3.2 vidimo še eno poenostavitev, kjer smo tudi vpliv strešne konstrukcije opisali z maso. Ker se ukvarjamo s potresno analizo in ne dimenzioniranjem ostrešja, je to logična in smiselna poenostavitev.

Na našem modelu smo kombinirali potresno obtežbo z vertikalno obtežbo, kot pove potresna obtežna kombinacija v enačbi 4.14. To pomeni, da moramo "peš" izračunati nadomestno vertikalno obtežbo, ki jo bomo podali na ploskovni in linijski model. Kakorkoli, naše zanimanje gre k steni *SY1* in *SY2*. Zato bomo na ta način obremenili samo ti dve steni. Če bi v modelu podali dejansko medetažno ploščo, bi lahko ploskovno obtežbo postavili kar na samo ploščo, ki bi se potem smiselno porazdelila na podporne stene.

Po standardu moramo potresno analizo izvesti na razpokanem prerezu, to pa v programu upoštevamo tako, da zmanjšamo strižni prerez in vztrajnostni moment na vrednost 0,5 pri linijskem modelu, pri ploskovnem pa zmanjšamo parametre upogibne in osne togosti. Da to lahko naredimo, smo pred tem na bolj enostavnem primeru konzole ponovno, tako na linijskem kot ploskovnem modelu, preverili upravičenost in smiselnost takih korekcij. V programu *SAP2000* parametre spreminjamo v oknu *Property/Stiffness Modification Factors*. Ploskovne elemente smo definirali s funkcijo *Shell-Thin*, kar pomeni lupinasti element, saj razen osnih sil pričakujemo tudi upogibne momente in prečne sile.

V kletni etaži pri linijskem modelu smo naleteli na problem modeliranja. Namreč, težišča elementov v kleti in težišča elementov v višjih etažah se ne ujemajo, ker tloris ni enak. Ker še tako mala sprememba elementa pomeni drugo točko težišča, se elementi zvezno ne nadaljujejo več. Problem smo rešili tako, da smo obdržali linijske nosilce, ki gredo po celotni višini, v kletni etaži pa dodali nove, vmesne elemente, ki so zapolnili prazen prostor med zunanji stenami. S funkcijo *Body Constraints* smo med seboj povezali elemente, ki so pred tem delovali vsak zase. Pri ploskovnem modelu teh težav nismo imeli.

Za podajanje mase v program imamo več možnosti. Lahko izberemo opcijo, da jo program sam določi iz lastnosti in geometrije materiala in/ali jo določi iz obtežnih primerov. V našem primeru smo maso preračunali peš in jo tako tudi podajamo v masnem središču posameznih etaž. Zakaj je to smiselno, beri podrazdelek 38.

7.3 Vnos potresnega vpliva

Za določitev potresnega vpliva imamo že vse pripravljeno. V podrazdelku 6.3.2 dobljene mase etaž pripnemo v točko masnega središča (več na strani 38), kjer podamo tudi masni vstrajnostni moment, funkcija *Joint Masses*. Točka, na katero je pripeta masa etaže m_i , mora imeti lastnosti diafragme i , sicer bi nihala povsem za sebe.

Preden sprožimo modalno analizo moramo definirati spekter pospeškov, ki smo ga izračunali v podrazdelku 8.5. To naredimo v oknu *Response Spectrum Function Definition*.

Ostane nam modeliranje vpliva slučajne torzije, ki smo jo opisali na strani 21. Ponovno se postavimo v masno središče posamezne etaže $M_i = (X_{CM}, Y_{CM})$, kjer definiramo torzijski moment $M_{\alpha i}$ okrog navpične osi v etaži i . Vrednosti torzijskih momentov po etaži smo zapisali v tabeli 8.10 na strani 47.

7.4 Primerjava modelov z različnimi velikostmi ploskovnih elementov

Preverili smo koliko natančnejše rezultate dobimo, če vsak že obstoječ končni element razdrobimo še na 16 manjših končnih elementov. Rezultati so se razlikovali za manj kot odstotek, čas računa pa je iz siceršnjih petih minut narasel na malo več kot tri ure in pol. Očitno je, da je naša izbira končnih elementov prava izbira.

7.5 Problem mas med etažami

Kot rečeno smo našemu modelu na nivoju vsake etaže pripeli maso etaže v eni sami točki in tako dobili $3 \cdot 10 = 30$ nihajnih oblik za deset etažno in $3 \cdot 5 = 15$ nihajnih oblik za pet etažno stavbo. Z vsako nihajno obliko sodeluje efektivna masa m_{eff} in šele, ko imamo dovolj nihajnih oblik, da efektivna masa preseže 90% celotne mase konstrukcije, lahko z potresno analizo končamo. Tukaj nimamo težav z masami na nivoju etaž. V primeru, da računalniku prepustimo račun mase iz vsakega končnega elementa, imamo težavo. Rezultat je ogromno število mas in še večje število nihajnih oblik, saj se z maso nadomesti prav vsak končni element. Naš deset etažni ploskovni model je sestavljen iz 5548 ploskovnih elementov. Tako bi naša analiza vsebovala blizu 17 tisoč nihajnih oblik.

8 REZULTATI IN ANALIZA

8.1 Ekscentričnost tloriga

Za določitev koordinat centra togosti (CR) posamezne etaže i naredimo tri obtežne primere kot kaže tabela 8.1, kjer so zaradi namena prikaza le tri etaže in ne vseh pet ali deset etaž. Da se izognemo numeričnim napakam smo posplošene sile povečali za faktor 10^6 .

Tabela 8.1: Obtežni primeri sil $F_{X,i}$, $F_{Y,i}$ in momenta $M_{Z,i}$ podani v masnem središču $X_{CM,i}$, $Y_{CM,i}$

<i>Etaža</i> [i]	$X_{CM,i}$ [m]	$Y_{CM,i}$ [m]	$F_{X,i}$ [kN]	$F_{Y,i}$ [kN]	$M_{Z,i}$ [kNm]
1	15,96	4,50	1000000	1000000	1000000
7	15,79	4,72	1000000	1000000	1000000
10	15,79	4,72	1000000	1000000	1000000

Račun smo izvedli v programu *SAP2000*, kjer smo poiskali rešitve v obliki rotacij okoli vertikalne osi stavbe zaradi vseh treh obtežnih primerov. Rešitve vstavimo v enačbe 3.7 in 3.8 dobimo rezultate, ki prikazani v tabeli 8.2.

Tabela 8.2: Vrednosti ekscentričnosti tloriga

<i>Etaža</i>	$R_z(F_{X,i})$ [rad]	$R_z(F_{Y,i})$ [rad]	$R_z(M_i)$ [rad]	$\Delta_{X,i}$ [m]	$\Delta_{Y,i}$ [m]	$e_{x,i}$ [m]	$e_{y,i}$ [m]
1	0,000	0,000	0,000	-0,99	-0,35	0,99	0,35
7	0,067	0,015	0,026	-0,58	2,57	0,58	2,57
10	0,197	0,042	0,075	-0,57	2,64	0,57	2,64

Kjer je $R_{Z,i}$ rotacija etaž, $\Delta_{X,i}$ in $\Delta_{Y,i}$ koordinate središča togosti glede na center mas, $e_{x,i}$ in $e_{y,i}$ ekscentričnost tloriga v X in Y smeri.

Ker smo izbrali prijemališče obtežbe v središču mas, sta obe ekscentričnosti, $e_{x,i}$ in $e_{y,i}$, enaki absolutnima vrednostnima $\Delta_{X,i}$ in $\Delta_{Y,i}$.

če bi želeli koordinate togostnega središča za ostale etaže, bi postopek ponovili. V tabeli 8.3 so vrednosti masnega središča CM in središča togosti CR dobljene s programom *ETABS*.

Tabela 8.3: Masa etaž, masni vztrajnostni moment, koordinate masnega središča (CM), središča togosti (CR) in ekscentričnost tlorisa (e_x in e_y) - *ETABS*

<i>Etaža</i>	M (t)	MMI [tm^2]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
1	365	33050	15,96	4,44	14,82	4,37	1,14	0,07
2	348	31494	15,79	4,72	14,96	5,75	0,83	1,02
3	348	31494	15,79	4,72	15,08	6,49	0,71	1,77
4	348	31494	15,79	4,72	15,14	6,84	0,65	2,12
5	348	31494	15,79	4,72	15,17	7,02	0,61	2,30
6	348	31494	15,79	4,72	15,19	7,12	0,59	2,40
7	348	31494	15,79	4,72	15,20	7,18	0,58	2,46
8	348	31494	15,79	4,72	15,21	7,22	0,57	2,50
9	348	31494	15,79	4,72	15,22	7,24	0,57	2,52
10	194	17525	15,79	4,72	15,22	7,26	0,56	2,54

8.2 Torzijski polmer (r)

Torzijski polmer je definiran z enačbama 3.9, ki smo ju zapisali v podrazdelku 3.5.2.

Podobno kot v prejšnjem razdelku definiramo tri obtežne primere s prijemališčem v centru togosti CR . Primer smo obravnavali v programu *SAP2000*, kjer smo dobili rešitve za etažo v obliki dveh pomikov in rotacije. Da se izognemo numeričnim napakam, smo posplošene sile povečali za faktor 10^6 . Rešitve vstavimo v enačbe 3.10, dobljene vrednosti pa naprej v enačbi 3.9, katerih rezultat je torzijski polmer v X ali Y smeri (tabela 8.4).

8.3 Vztrajnostni polmer l_s

Vztrajnostni polmer smo definirali na strani 12.

$$l_{s,1} = l_{s,2} = \dots = l_{s,10} = 9,52m$$

Ker se tloris etaž ne spreminja, je vztrajnostni polmer v vseh etažah enak.

Tabela 8.4: Račun torzijskega polmera za deset etažni ploskovni model

<i>Etaža</i> [i]	$R_{z,i}$ [rad]	$U_{x,i}$ [m]	$U_{y,i}$ [m]	$K_{Mz,i}$ [kNm/rad]	$K_{Fx,i}$ [kN/m]	$K_{Fy,i}$ [kN/m]	$r_{x,i}$ [m]	$r_{y,i}$ [m]
1	0,000003	0,000320	0,000473	310366,2	3125,0	2114,2	12,12	9,97
2	0,000010	0,001859	0,001583	100000,0	537,9	631,7	12,58	13,63
3	0,000026	0,005918	0,003940	38461,5	169,0	253,8	12,31	15,09
4	0,000054	0,013436	0,008169	18518,5	74,4	122,4	12,30	15,77
5	0,000099	0,025431	0,014160	10101,0	39,3	70,6	11,96	16,03
6	0,000166	0,042928	0,024836	6024,1	23,3	40,3	12,23	16,08
7	0,000463	0,119700	0,069022	2159,8	8,4	14,5	12,21	16,08
8	0,000936	0,241275	0,139073	1068,4	4,1	7,2	12,19	16,06
9	0,001186	0,303770	0,175632	843,2	3,3	5,7	12,17	16,00
10	0,001476	0,377677	0,218091	677,5	2,6	4,6	12,16	16,00

8.4 Pravilnost po višini in tlorisu

Pravilnost po višini in tlorisu sta parametra, ki vplivata na vrednost faktorja obnašanja q . Pri srednji stopnji duktilnosti DCM nas na poti pri določitvi faktorja obnašanja q zanima le pravilnost po višini. Pravilnost po tlorisu bi določili, če bi se odločili za visoko stopnjo duktilnosti DCH . Kljub temu bomo pokazali, kako to naredimo. Podatek pravilnosti po tlorisu vpliva na koeficient α_u/α_1 , kjer je α_1 množitelj vodoravnih projektnih potresnih vplivov, ki ustreza stanju, v katerem se v najbolj obremenjenem prečnem prerezu razvije plastični členek. Pri tem je potrebno vse ostale vplive obdržati konstantne na nivoju projektnih vrednosti, α_u je množitelj vodoravnih projektnih potresnih vplivov, ki ustreza stanju, v katerem zadostno število prečnih prerezov doseže plastično nosilnost in se razvije globalni porušni mehanizem. Pri določanju pravilnosti po tlorisu se sklicujemo na podrazdelek 3.5. Predpostavimo, da naša stavba glede na precej pravilno geometrijo, ustreza začetnim pogojem.

Za stopnjo vitkosti standard zahteva naslednji pogoj, ki je izpolnjen.

$$\lambda = L_{max}/L_{min} = 31,85m/8,5m = 3,7 < 4$$

Naslednji pogoji so podani v enačbah 3.5 in 3.6 in jih znova podajamo spodaj. Potrebujemo ekscentričnost tlorisa ali drugače razdaljo med centrom mas (CM) in centrom togosti (CR), torzijski polmer in vztrajnostni polmer. Rezultate za pogoje neenačb 3.5 so podane v tabeli 8.5, za pogoje neenačb 3.6 pa v tabeli 8.6. Rezultati nam potrdijo pravilnost tlorisa.

$$e_x \leq 0,30 \cdot r_x \quad in \quad e_y \leq 0,30 \cdot r_y \quad 3.5$$

$$r_x \geq l_s \quad in \quad r_y \geq l_s \quad 3.6$$

Tabela 8.5: Torzijski polmer in ekscentričnost konstrukcije

<i>Etaža</i> [i]	$e_{x,i}$ [m]		$0,30 \cdot r_{x,i}$ [m]	$e_{y,i}$ [m]		$0,30 \cdot r_{y,i}$ [m]
1	2,52	≤	3,63	0,13	≤	2,99
2	0,83	≤	3,77	1,02	≤	4,09
3	0,71	≤	3,69	1,77	≤	4,53
4	0,65	≤	3,69	2,12	≤	4,73
5	0,61	≤	3,59	2,30	≤	4,81
6	0,59	≤	3,67	2,40	≤	4,82
7	0,58	≤	3,66	2,46	≤	4,82
8	0,57	≤	3,66	2,50	≤	4,82
9	0,57	≤	3,65	2,52	≤	4,80
10	0,56	≤	3,65	2,54	≤	4,80

Tabela 8.6: Torzijski polmer in vztrajnostni polmer

<i>Etaža</i> [i]	$r_{x,i}$ [m]		$l_{s,i}$ [m]	$r_{y,i}$ [m]		$l_{s,i}$ [m]
1	12,12	≥	9,52	9,97	≥	9,52
2	12,58	≥	9,52	13,63	≥	9,52
3	12,31	≥	9,52	15,09	≥	9,52
4	12,30	≥	9,52	15,77	≥	9,52
5	11,96	≥	9,52	16,03	≥	9,52
6	12,23	≥	9,52	16,08	≥	9,52
7	12,21	≥	9,52	16,08	≥	9,52
8	12,19	≥	9,52	16,06	≥	9,52
9	12,17	≥	9,52	16,00	≥	9,52
10	12,16	≥	9,52	16,00	≥	9,52

8.5 Projektni spekter odziva S_d

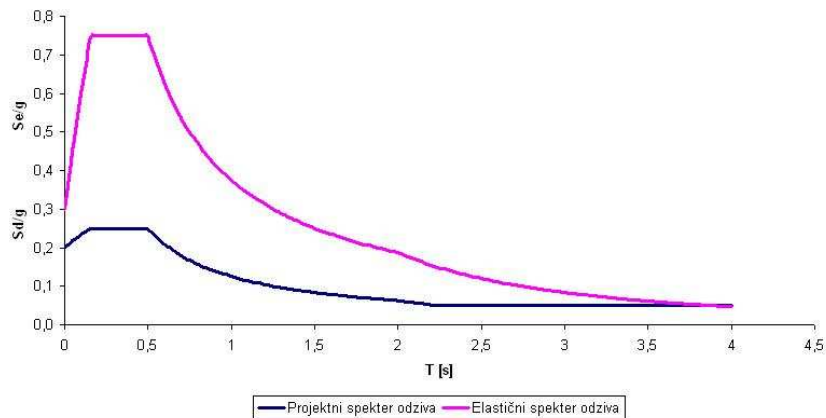
Projektni spekter smo definirali v podrazdelku ??, enačbe podajamo znova:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_D \leq T \leq T : \quad S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{aligned}$$

Za rešitev enačb tako potrebujemo naslednje vrednosti:

- $a_g = 0,25 \cdot g$
- $S = 1,2$
- nihajni čas T
- faktor obnašanja q
- $T_B = 0,15$ s
- $T_C = 0,5$ s
- $T_D = 2$ s
- $\beta = 0,2$

Na sliki 8.1 vidimo grafa elastičnega in projektnega spektra pospeškov.



Slika 8.1: Elastičen in projektni spekter odziva ($q = 3$)

8.6 Kombinacija učinkov potresnega vpliva

Nanašamo se na podrazdelek 4.3.6 na strani 21. Omenili smo, da našo dejansko obtežno kombinacijo dobimo, če enačbi 4.13 vstavimo v enačbo 4.14, kjer slučajno ekscentričnost upoštevamo s torzijskim momentom M_a . Iz enačbe 4.15 iščemo ovojnico naslednjih kombinacij:

$$1.0G + 0.3Q + 1.0E_{1.0X+0.3Y} + 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q + 1.0E_{0.3X+1.0Y} + 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q - 1.0E_{1.0X+0.3Y} + 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q - 1.0E_{0.3X+1.0Y} + 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q + 1.0E_{1.0X+0.3Y} - 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q + 1.0E_{0.3X+1.0Y} - 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q - 1.0E_{1.0X+0.3Y} - 1.0M_a$$

$$1.0G + 0.3Q - 1.0E_{0.3X+1.0Y} - 1.0M_a$$

8.7 Potresne sile po metodi z vodoravnimi silami

Metodo uporabimo prvič, da pokažemo kako lahko hitro pridemo do potresnih sil in drugič, da lahko primerjamo rezultate dobljene z modalno analizo. Potresne sile določimo na pet in deset etažni stavbi.

Najprej poiščemo največji nihajni čas v X in Y smeri in iz enačb projektnega spektra izračunamo spekter odziva S_d . Sedaj potrebujemo podatke o masi po etažah in vrednost $\lambda = 0,85$, ker imajo naše stavbe več kot dve etaži in vrednost nihajnega časa $T < 2T_c$. Izpolnimo enačbo 4.11:

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

kjer smo za vrednost nihajnega časa izbrali povprečen nihajni čas, katerega smo dobili z linijskim in s ploskovnim modelom:

$$F_b^{10,X} = S_d(T_1^{10,X}) \cdot \Sigma m \cdot \lambda = 0,15 \cdot 9,81 \cdot 3341 \cdot 0,85 = 4120kN$$

$$T_1^{10,X} = 0,845s$$

$$F_b^{10,Y} = S_d(T_1^{10,Y}) \cdot \Sigma m \cdot \lambda = 0,19 \cdot 9,81 \cdot 3341 \cdot 0,85 = 5543kN$$

$$T_1^{10,Y} = 0,628s$$

$$F_b^{5,X} = S_d(T_1^{5,X}) \cdot \Sigma m \cdot \lambda = 0,15 \cdot 9,81 \cdot 1602 \cdot 0,85 = 3339kN$$

$$T_1^{5,X} = 0,170s$$

$$F_b^{5,Y} = S_d(T_1^{5,Y}) \cdot \Sigma m \cdot \lambda = 0,15 \cdot 9,81 \cdot 1602 \cdot 0,85 = 3339kN$$

$$T_1^{5,Y} = 0,220s$$

Dobili smo celotno potresno silo, katero moramo porazdeliti po etažah. Uporabimo enačbo 4.12:

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot m_i}{\sum h_j \cdot m_j}$$

Rezultate porazdeljenih potresnih sil F_i in posledično nastanek strižnih sil V_i lahko vidimo v tabelah 8.7 in 8.8.

Tabela 8.7: Potresne sile za deset etažno stavbo

<i>Etaža</i> [<i>i</i>]	<i>Masa</i> [<i>t</i>]	h_i [<i>m</i>]	F_i^X [<i>kN</i>]	V_i^X [<i>kN</i>]	F_i^Y [<i>kN</i>]	V_i^Y [<i>kN</i>]
1	365	2,85	85	4120	115	5543
2	348	5,7	163	4035	219	5428
3	348	8,55	244	3872	329	5209
4	348	11,4	326	3628	438	4881
5	348	14,25	407	3302	548	4443
6	348	17,1	488	2895	657	3895
7	348	19,95	570	2407	767	3238
8	348	22,8	651	1837	876	2471
9	348	25,65	733	1186	986	1595
10	194	28,5	453	453	609	609

Tabela 8.8: Potresne sile za pet etažno stavbo

<i>Etaža</i> [<i>i</i>]	<i>Masa</i> [<i>t</i>]	h_i [<i>m</i>]	F_i^X [<i>kN</i>]	V_i^X [<i>kN</i>]	F_i^Y [<i>kN</i>]	V_i^Y [<i>kN</i>]
1	365	2,85	273	3339	273	3339
2	348	5,7	520	3066	520	3066
3	348	8,55	781	2546	781	2546
4	348	11,4	1041	1765	1041	1765
5	194	14,25	724	724	724	724

8.8 Račun torzijskega momenta

Za prostorski model vpliv slučajne torzije upoštevamo z ovojnico rezultatov, ki jih dobimo če vsako etažo obremenimo z torzijskim momentom M_{ai} , ki ga izračunamo ga s pomočjo enačbe 4.20:

$$M_{ai} = \pm \sqrt{M_{X,i}^2 + M_{Y,i}^2}$$

Vrednosti podajamo v tabeli 8.10.

Tabela 8.9: Izračun momenta za izračun slučajne torzije - ploskovni model deset etažne konstrukcije

Etaža	$F_{X,i}[kN]$	$F_{Y,i}[kN]$	L_x	L_y	$M_{X,i}[kNm]$	$M_{Y,i}[kNm]$	$M_{ai}[kNm]$
1	3320	4272	31,85	8,5	5287	1815	5590
2	3319	4395	31,85	8,5	5286	1868	5606
3	3173	4157	31,85	8,5	5053	1767	5353
4	2948	3943	31,85	8,5	4694	1676	4985
5	2675	3585	31,85	8,5	4260	1524	4524
6	2387	3284	31,85	8,5	3801	1396	4049
7	2086	2865	31,85	8,5	3322	1218	3538
8	1733	2260	31,85	8,5	2760	960	2923
9	1254	1612	31,85	8,5	1998	685	2112
10	549	663	31,85	8,5	875	282	919

Tabela 8.10: Izračun momenta za izračun slučajne torzije - ploskovni model pet etažne konstrukcije

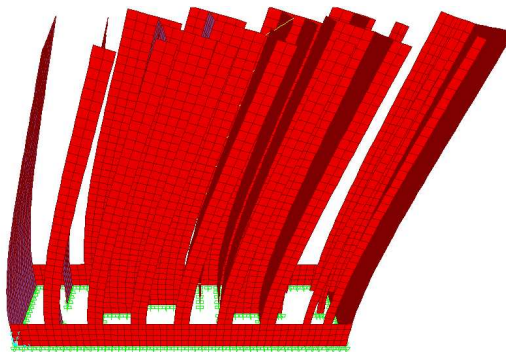
Etaža	$F_{X,i}[kN]$	$F_{Y,i}[kN]$	L_x	L_y	$M_{X,i}[kNm]$	$M_{Y,i}[kNm]$	$M_{ai}[kNm]$
1	2638	2847	31,85	8,5	4201	1210	4372
2	2375	2547	31,85	8,5	3782	1083	3934
3	2080	2223	31,85	8,5	3313	945	3445
4	1554	1651	31,85	8,5	2474	702	2572
5	726	738	31,85	8,5	1156	314	1198

8.9 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije

Nihajne čase in nihajne oblike izračunamo z analizo lastnega nihanja. Prvi nihajni čas je 0,84 s za ploskovni oziroma 0,72 s za linijski model. Razlog za razliko vrednosti nihajnih časov je v prvi, kletni etaži. Pri linijskem modelu je namreč ob uporabi funkcije *Body Constraints* kletna etaža precej bolj toga. Pri ploskovnem modelu smo kletno etažo brez težav opisali s ploskovnimi elementi in na ta način

dovolili lokalno deformiranje pri stiku sten med kletno in prvo etažo. Da smo razmišljanje potrdili, smo naredili nov primer ploskovnega modela, kjer smo kletno etažo naredili zelo togo. Nihajni čas je tako iz siceršnjih 0,84 s padel na 0,75 s, kar je povsem primerljivo z nihajnim časom linijskega modela.

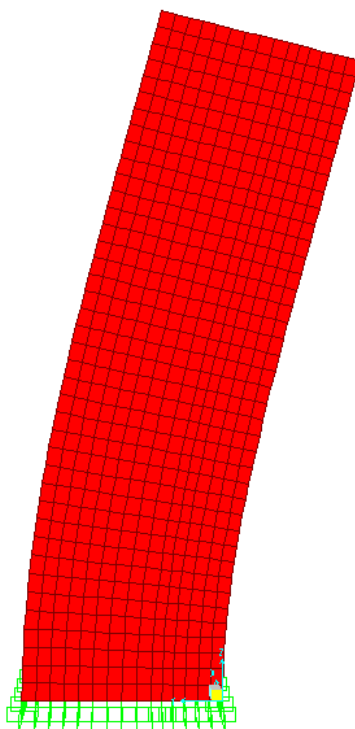
Za vsak model smo naredili še po en primer, kjer se kletna etaža ne razlikuje od ostalih etaž. Pomeni, da konzolne stene potekajo od vpetja do višine 28,5 m. Glede na prejšnji primer, kjer smo naredili klet zelo togo in so bile stene praktično vpete v stene kleti, smo v tem primeru stene vpeli v tla in na ta način pridobili eno etažo. Prvi nihajni čas je znašal 0,91 s za ploskovni in 0,89 s za linijski model, kar potrjuje naše ugotovitve. Primerjavo nihajnih časov različnih primerov najdemo v tabeli 8.13.



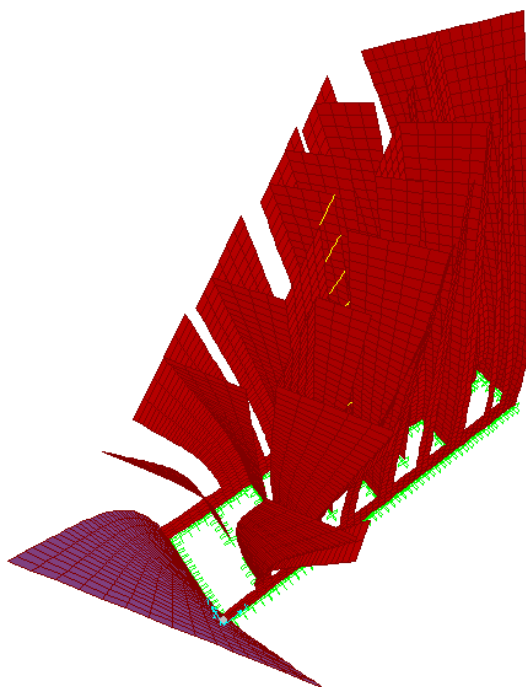
Slika 8.2: Prva nihajna oblika.

Na sliki 8.2 vidimo prvo nihajno obliko, ki jasno kaže na nihanje konstrukcije v X smeri. Iz preglednic z nihajnimi časi in efektivnimi masami vidimo, da v tej smeri sodeluje čez 60% mase. Za drugo nihajno obliko (slika 8.3) velja enako kot za prvo le, da se tokrat vse zgodi v pravokotni smeri. Prvi dve nihajni obliki lahko opišemo kot translacijski, tretjo nihajno obliko (slika 8.4) pa kot torzijsko. Za samo analizo sta pomembni še četrta (slika 8.5) in peta nihajna oblika (slika 8.6), kjer vsaka v svojih smereh pripomoreta blizu 20% efektivne mase.

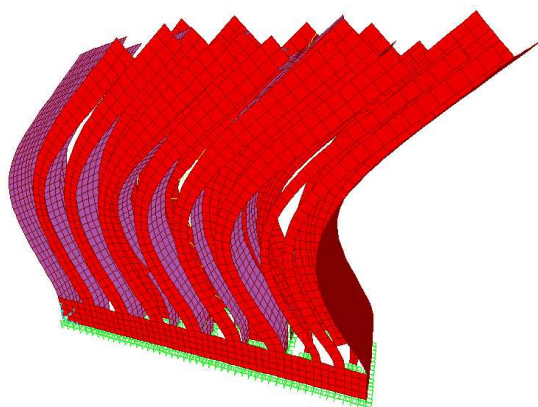
Govorimo o rezultatih dobljenih na razpokanih prerezih, za primerjavo pa v tabeli z nihajnimi časi in efektivnimi masami podajamo nihajni čas dobljen na nerazpokanih prerezih. Razpokan prerez vpliva na togost konstrukcije in na samo razporeditev nihajnih oblik ne vpliva. Pričakovano je nihajni čas konstrukcije z razpokanim prerezom približno za faktor $\sqrt{2}$ večji od konstrukcije z nerazpokanim prerezom.



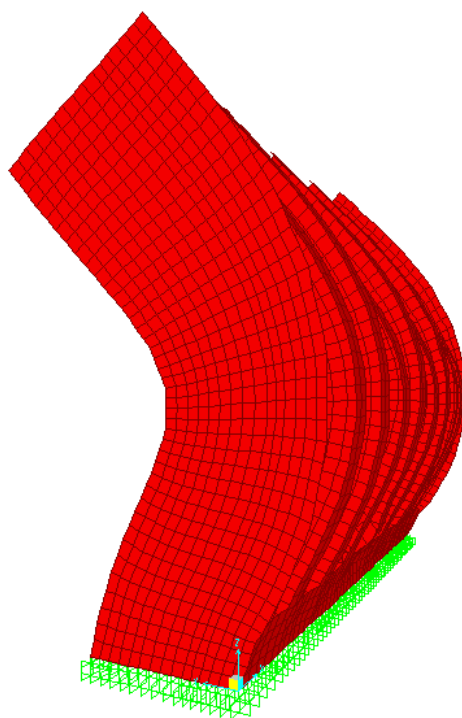
Slika 8.3: Druga nihajna oblika.



Slika 8.4: Tretja nihajna oblika.



Slika 8.5: Četrta nihajna oblika.



Slika 8.6: Peta nihajna oblika.

Tabela 8.11: Nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije - linijski model

<i>Nihajna oblika [i]</i>	<i>Nihajni čas [s]</i>	<i>Smer X [%]</i>	<i>Smer Y [%]</i>	<i>Skupaj X [%]</i>	<i>Skupaj Y [%]</i>	<i>Nihajni čas n.p. [s]</i>
1	0,73	59,5	0,0	59,5	0,0	0,52
2	0,55	0,0	61,0	59,5	61,0	0,39
3	0,43	0,0	0,1	59,5	61,1	0,31
4	0,14	21,6	0,0	81,1	61,1	0,10
5	0,11	0,0	23,9	81,1	85,0	0,08
6	0,10	0,0	0,9	81,1	85,9	0,07
7	0,06	8,4	0,0	89,5	85,9	0,04
8	0,05	0,0	7,9	89,5	93,8	0,04
9	0,04	0,0	1,0	89,5	94,7	0,03
10	0,04	4,5	0,0	94,0	94,7	0,03
11	0,03	0,0	2,7	94,0	97,5	0,02
12	0,03	2,5	0,0	96,6	97,5	0,02
13	0,03	0,0	0,4	96,6	97,9	0,02
14	0,02	0,0	1,0	96,6	99,0	0,02
15	0,02	1,5	0,0	98,0	99,0	0,02
16	0,02	0,0	0,2	98,1	99,1	0,01
17	0,02	0,9	0,0	99,0	99,1	0,01
18	0,02	0,0	0,4	99,0	99,6	0,01
19	0,02	0,6	0,0	99,5	99,6	0,01
20	0,02	0,0	0,0	99,5	99,6	0,01

Tabela 8.12: Nihajni časi in efektivne mase deset etažne konstrukcije - ploskovni model

<i>Nihajna oblika [i]</i>	<i>Nihajni čas [s]</i>	<i>Smer X [%]</i>	<i>Smer Y [%]</i>	<i>Skupaj X [%]</i>	<i>Skupaj Y [%]</i>	<i>Nihajni čas n.p. [s]</i>
1	0,84	61,0	0,4	61,0	0,4	0,60
2	0,63	0,4	64,2	61,4	64,6	0,44
3	0,47	1,2	0,3	62,6	64,8	0,33
4	0,16	18,6	0,1	81,2	64,9	0,11
5	0,12	0,1	21,7	81,3	86,6	0,09
6	0,09	0,3	0,1	81,6	86,7	0,07
7	0,07	6,1	0,0	87,8	86,7	0,05
8	0,05	0,0	7,2	87,8	93,9	0,04
9	0,04	0,0	0,0	87,8	93,9	0,03
10	0,04	3,3	0,0	91,2	94,0	0,03
11	0,03	0,0	3,0	91,2	97,0	0,02
12	0,03	2,2	0,0	93,3	97,0	0,02
13	0,03	0,0	0,0	93,3	97,0	0,02
14	0,03	0,0	1,5	93,4	98,5	0,02
15	0,02	1,7	0,0	95,0	98,5	0,02
16	0,02	0,2	0,1	95,2	98,5	0,02
17	0,02	1,3	0,0	96,6	98,6	0,01
18	0,02	0,0	0,8	96,6	99,4	0,01
19	0,02	1,6	0,0	98,1	99,4	0,01
20	0,02	0,5	0,1	98,7	99,5	0,01

Tabela 8.13: Primerjava nihajnih časov deset etažne konstrukcije

<i>Nihajne oblike [i]</i>	<i>Ploskovni model 10 etaž</i>	<i>Linijski model 10 etaž</i>	<i>Ploskovni model 10* etaž</i>	<i>Linijski model 10* etaž</i>	<i>Ploskovni model 10** etaž</i>	<i>Linijski model 10** etaž</i>
1	0,84	0,73	0,91	0,89	0,75	0,73
2	0,63	0,55	0,66	0,65	0,54	0,53
3	0,47	0,43	0,50	0,52	0,41	0,43
4	0,16	0,14	0,17	0,17	0,15	0,14
5	0,12	0,11	0,13	0,12	0,11	0,10
6	0,09	0,10	0,10	0,10	0,08	0,09
7	0,07	0,06	0,08	0,07	0,06	0,06
8	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
9	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04
10	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
11	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
12	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
13	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02
14	0,03	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
15	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02
16	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
17	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
18	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
19	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
20	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02

Kjer je 10 etaž dejansko obravnavana konstrukcija, 10* etaž je konstrukcija, pri kateri smo kletno etažo spremenili v obliko ostalih etaž, 10** etaž je konstrukcija z zelo togo kletno etažo.

Vrednosti nihajnih časov so vzeti iz analize ploskovnega modela za razpokan in nerazpokan prerez. Enako ujemanje dobimo pri linijskem modelu.

8.10 Etažne prečne sile deset etažne konstrukcije

Preglednice v nadaljevanju kažejo, da so etažne prečne sile dobljene s SAP2000-om in z *metodo vodoravnih sil* med seboj primerljive.

Zaradi možnosti napake, je smiselno kontrolirati celotno potresno silo. V našem primeru lahko to storimo tako, da ocenimo spodnjo in zgornjo mejo za celotne prečne sile. Spodnjo mejo celotne prečne sile, ki deluje v X smeri, ocenimo tako, da upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike na celotno potresno maso:

$$F_{b,min}^X = m_{eff} \cdot S_d(T_1) = 0,61 \cdot 3343t \cdot 0,1488 \cdot 9,81 = 2977kN$$

Zgornjo mejo za celotno prečno silo določimo tako, da predpostavimo sodelovanje celotne mase konstrukcije pri prvi nihajni obliki.

$$F_{b,max}^X = (m_{eff} = 100\%) \cdot S_d(T_1) = 1,0 \cdot 3343t \cdot 0,1488 \cdot 9,81 = 4880kN$$

Na enak način določimo spodnjo in zgornjo mejo celotne prečne sile, ki deluje v Y smeri:

$$F_{b,min}^Y = m_{eff} \cdot S_d(T_1) = 0,64 \cdot 3343t \cdot 0,1984 \cdot 9,81 = 4164kN$$

$$F_{b,max}^Y = (m_{eff} = 100\%) \cdot S_d(T_1) = 1,0 \cdot 3343t \cdot 0,1984 \cdot 9,81 = 6506kN$$

Ker je celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo, znotraj intervala, ki ga določata spodnja in zgornja meja za celotno potresno silo, sklepamo, da je naš račun pravilen.

Tabela 8.14: Etažne prečne sile za deset etažno konstrukcijo - linjski model

Višina [m]	smer X		smer Y		1,0 X + 0,3 Y		0,3 X + 1,0 Y		C.P.K.	
	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$
0 - 2,85	3841	4977	3845	1507	1166	4981	3845	4981		
2,85 - 5,7	3785	4885	3788	1478	1143	4889	3788	4889		
5,7 - 8,55	3651	4736	3653	1431	1103	4739	3653	4739		
8,55 - 11,4	3429	4502	3431	1359	1035	4505	3431	4505		
11,4 - 14,25	3144	4184	3146	1263	949	4186	3146	4186		
14,25 - 17,1	2823	3781	2824	1143	853	3783	2824	3783		
17,1 - 19,95	2468	3283	2470	991	746	3285	2470	3285		
19,95 - 22,8	2049	2660	2052	807	623	2662	2052	2662		
22,8 - 25,65	1492	1852	1493	561	452	1854	1493	1854		
25,65 - 28,5	682	783	684	242	212	785	684	785		

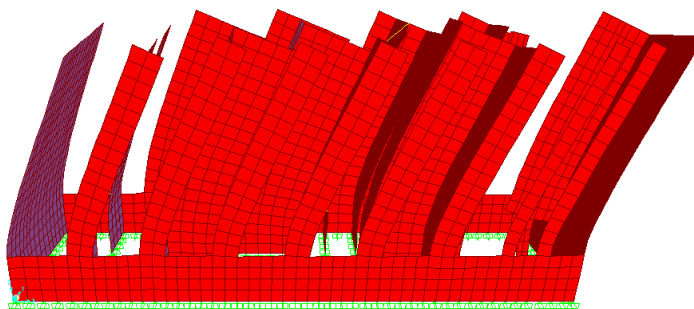
kjer za smer X velja vpliv potresa samo v X smeri in enako za smer Y , 1,0 X + 0,3 Y predstavlja učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri X konstrukcije in učinek potresnega vpliva zaradi delovanja istega potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri Y konstrukcije, ter podobno za 0,3 X + 1,0 Y . C.P.K pomeni celotna potresna kombinacija, kjer razen potresnega vpliva sodeluje vertikalna obtežba in ker upoštevamo vpliv slučajne ekscentričnosti.

Tabela 8.15: Etažne prečne sile za deset etažno konstrukcijo - ploskovni model

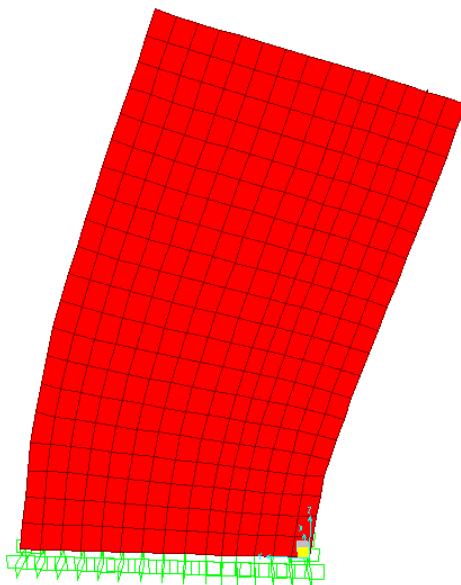
Višina [m]	smer X	smer Y	1,0X + 0,3Y		0,3X + 1,0Y		C.P.K.	
	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$
0 - 2,85	3766	4558	3898	1823	1569	4694	3907	4695
2,85 - 5,7	3250	4134	3372	1651	1384	4257	3376	4258
5,7 - 8,55	3106	4059	3226	1622	1333	4181	3228	4183
8,55 - 11,4	2872	3864	2986	1543	1242	3979	2988	3981
11,4 - 14,25	2596	3522	2702	1411	1131	3629	2704	3637
14,25 - 17,1	2305	3246	2400	1290	1010	3341	2403	3342
17,1 - 19,95	1999	2869	2083	1132	879	2950	2085	2953
19,95 - 22,8	1658	2264	1727	887	727	2326	1730	2334
22,8 - 25,65	1192	1634	1241	648	520	1681	1243	1682
25,65 - 28,5	514	689	535	269	223	707	537	710

8.11 Nihajne oblike, nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije

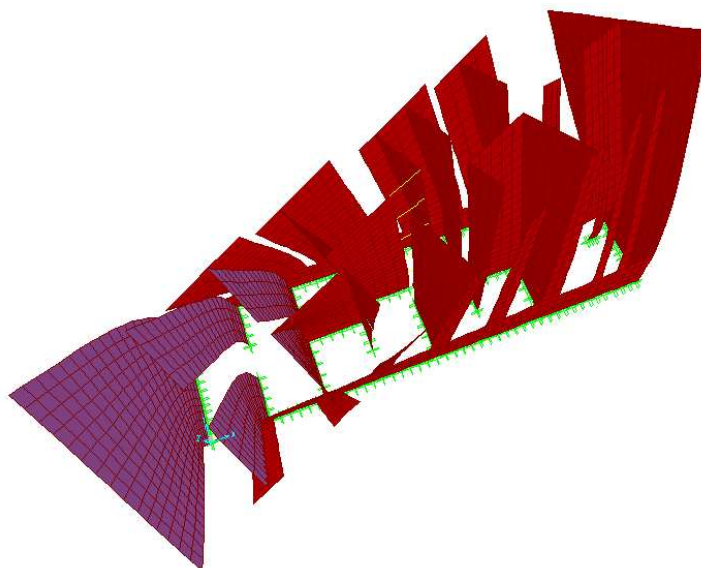
Nihajne oblike se ujemajo s prej dobljenimi nihajnimi oblikami pri deset etažni konstrukciji, zato dodatni komentarji niso potrebni. Nihajne oblike lahko vidimo na slikah 8.7, 8.8, 8.9, 8.10 in 8.11. Ponovno opazimo večjo togost konstrukcije linijskega modela zaradi bolj toge kletne etaže.



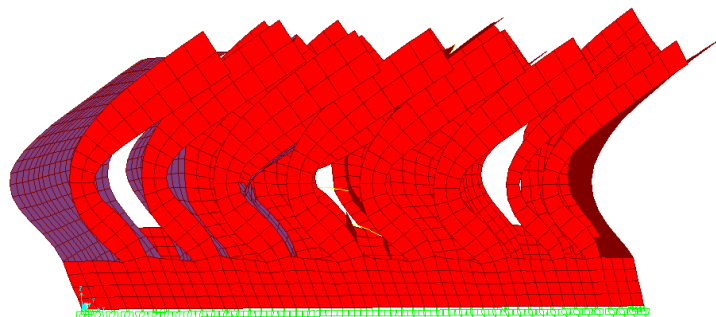
Slika 8.7: Prva nihajna oblika.



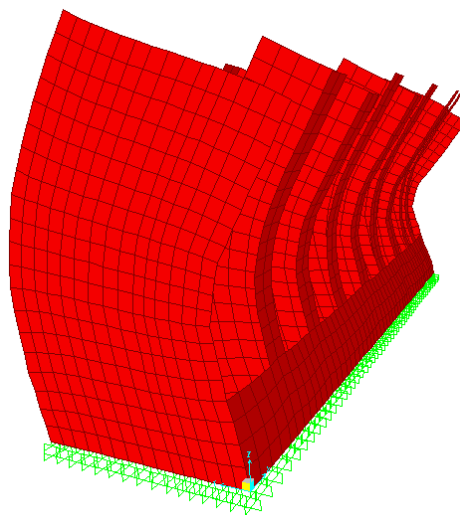
Slika 8.8: Druga nihajna oblika.



Slika 8.9: Tretja nihajna oblika.



Slika 8.10: Četrta nihajna oblika.



Slika 8.11: Peta nihajna oblika.

Tabela 8.16: Nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije - linijski model

<i>Nihajna oblika [i]</i>	<i>Nihajni čas [s]</i>	<i>Smer X [%]</i>	<i>Smer Y [%]</i>	<i>Skupaj X [%]</i>	<i>Skupaj Y [%]</i>	<i>Nihajni čas n.p. [s]</i>
1	0,17	62,1	0,0	62,1	0,0	0,12
2	0,14	0,0	68,2	62,1	68,2	0,10
3	0,11	0,0	1,8	62,1	70,0	0,08
4	0,05	25,9	0,1	88,0	70,1	0,03
5	0,05	0,1	18,2	88,1	88,4	0,03
6	0,04	0,0	7,0	88,1	95,4	0,03
7	0,03	7,9	0,0	96,0	95,4	0,02
8	0,02	0,0	2,7	96,0	98,1	0,02
9	0,02	0,0	1,0	96,0	99,1	0,01
10	0,02	3,0	0,0	98,9	99,1	0,01
11	0,02	1,0	0,0	100,0	99,1	0,01
12	0,02	0,0	0,6	100,0	99,7	0,01
13	0,01	0,0	0,1	100,0	99,8	0,01
14	0,01	0,0	0,1	100,0	100,0	0,01
15	0,01	0,0	0,0	100,0	100,0	0,01

Tabela 8.17: Nihajni časi in efektivne mase pet etažne konstrukcije - ploskovni model

<i>Nihajna oblika [i]</i>	<i>Nihajni čas [s]</i>	<i>Smer X [%]</i>	<i>Smer Y [%]</i>	<i>Skupaj X [%]</i>	<i>Skupaj Y [%]</i>	<i>Nihajni čas n.p. [s]</i>
1	0,22	60,6	0,4	60,6	0,4	0,16
2	0,17	0,5	69,9	61,0	70,3	0,12
3	0,13	1,2	0,3	62,2	70,6	0,09
4	0,05	20,3	0,1	82,5	70,6	0,04
5	0,04	0,1	22,3	82,6	93,0	0,03
6	0,03	0,3	0,2	82,9	93,2	0,02
7	0,03	7,7	0,0	90,6	93,2	0,02
8	0,02	0,0	5,1	90,6	98,3	0,02
9	0,02	5,5	0,0	96,2	98,3	0,01
10	0,02	0,0	0,1	96,2	98,4	0,01
11	0,02	0,2	1,2	96,4	99,6	0,01
12	0,02	3,6	0,1	100,0	99,7	0,01
13	0,01	0,0	0,2	100,0	99,9	0,01
14	0,01	0,0	0,1	100,0	100,0	0,01
15	0,01	0,0	0,0	100,0	100,0	0,01

8.12 Etažne prečne sile pet etažne konstrukcije

Preglednice v nadaljevanju kažejo, da so etažne prečne sile dobljene s *SAP2000*-om in z *metodo vodovrnih sil* med seboj primerljive.

Ponovno preverimo celotno potresno silo:

$$F_{b,min}^X = m_{eff} \cdot S_d(T_1) = 0,61 \cdot 1603t \cdot 0,25 \cdot 9,81 = 2398kN$$

$$F_{b,max}^X = (m_{eff} = 100\%) \cdot S_d(T_1) = 1,0 \cdot 1603t \cdot 0,25 \cdot 9,81 = 3931kN$$

$$F_{b,min}^Y = m_{eff} \cdot S_d(T_1) = 0,70 \cdot 1603t \cdot 0,25 \cdot 9,81 = 2752kN$$

$$F_{b,max}^Y = (m_{eff} = 100\%) \cdot S_d(T_1) = 1,0 \cdot 1603t \cdot 0,25 \cdot 9,81 = 3931kN$$

Celotna potresna sila, ki smo jo izračunali z modalno analizo, je zopet znotraj intervala, ki ga določata spodnja in zgornja meja za celotno potresno silo in lahko sklepamo, da je naš račun pravilen.

Tabela 8.18: Etažne prečne sile za pet etažno konstrukcijo - linjski model

Višina [m]	smer X	smer Y	1,0X + 0,3Y		0,3X + 1,0Y		C.P.K.	
	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$
0 - 2,85	2609	2728	2629	887	851	2749	2629	2749
2,85 - 5,7	2478	2529	2494	795	798	2540	2494	2540
5,7 - 8,55	2177	2191	2182	667	670	2194	2182	2194
8,55 - 11,4	1647	1616	1654	514	517	1625	1654	1625
11,4 - 14,25	785	719	792	239	260	725	792	725

Tabela 8.19: Etažne prečne sile za pet etažno konstrukcijo - ploskovni model

Višina [m]	smer X	smer Y	1,0X + 0,3Y		0,3X + 1,0Y		C.P.K.	
	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$	$V_x[kN]$	$V_y[kN]$
0 - 2,85	2638	2847	2728	1160	1089	2939	2737	2939
2,85 - 5,7	2375	2547	2460	1040	997	2630	2463	2631
5,7 - 8,55	2080	2223	2156	905	877	2295	2157	2296
8,55 - 11,4	1554	1651	1610	672	655	1704	1611	1705
11,4 - 14,25	726	738	751	306	303	763	752	766

8.13 Vpliv teorije drugega reda

Preveriti moramo ali so pomiki dovolj majhni tudi v primeru delovanja potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv.

Preveriti moramo kriterij vrednosti θ , ki mora biti za vsako etažo manjši od 0, 1.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

Kriterij smo preverili za pet in deset etažno stavbo, vrednosti pa podajamo v tabelah 8.22, 8.23, 8.21 in 8.21. Ugotovili smo, da povečanje notranje statičnih količin pomikov zaradi vpliva teorije drugega reda ni potrebno.

Tabela 8.20: Koeficient občutljivosti za smer X - deset etažna konstrukcija

<i>Etaža</i>	$P_{tot}[kN]$	$ d_{rx,max} $	$ d_{rx,max} \cdot q$	$V_{tot}[kN]$	$h[m]$	θ
1	32774	0,0002	0,0006	3766	2,85	0,0018
2	29194	0,0014	0,0042	3250	2,85	0,0132
3	25782	0,0029	0,0087	3106	2,85	0,0253
4	22370	0,0049	0,0147	2872	2,85	0,0402
5	18958	0,007	0,0210	2596	2,85	0,0538
6	15546	0,0093	0,0279	2305	2,85	0,0660
7	12134	0,0117	0,0351	1999	2,85	0,0747
8	8722	0,014	0,0420	1658	2,85	0,0775
9	5310	0,0165	0,0495	1192	2,85	0,0774
10	1898	0,0188	0,0564	514	2,85	0,0730

Tabela 8.21: Koeficient občutljivosti za smer Y - deset etažna konstrukcija

<i>Etaža</i>	$P_{tot}[kN]$	$ d_{rx,max} $	$ d_{rx,max} \cdot q$	$V_{tot}[kN]$	$h[m]$	θ
1	32774	0,0007	0,0021	4558	2,85	0,0053
2	29194	0,0013	0,0039	4134	2,85	0,0097
3	25782	0,003	0,0090	4059	2,85	0,0201
4	22370	0,0042	0,0126	3864	2,85	0,0256
5	18958	0,0063	0,0189	3522	2,85	0,0357
6	15546	0,0079	0,0237	3246	2,85	0,0398
7	12134	0,0102	0,0306	2869	2,85	0,0454
8	8722	0,0118	0,0354	2264	2,85	0,0479
9	5310	0,0142	0,0426	1634	2,85	0,0486
10	1898	0,0158	0,0474	689	2,85	0,0458

Tabela 8.22: Koeficient občutljivosti za smer X - pet etažna konstrukcija

<i>Etaža</i>	$P_{tot}[kN]$	$ d_{rx,max} $	$ d_{rx,max} \cdot q$	$V_{tot}[kN]$	$h[m]$	θ
1	15715	0,0036	0,0108	2847	2,85	0,0209
2	12134	0,0072	0,0216	2547	2,85	0,0361
3	8722	0,0130	0,0390	2223	2,85	0,0537
4	5310	0,0174	0,0522	1651	2,85	0,0589
5	1898	0,0228	0,0684	738	2,85	0,0617

Tabela 8.23: Koeficient občutljivosti za smer Y - pet etažna konstrukcija

<i>Etaža</i>	$P_{tot}[kN]$	$ d_{rx,max} $	$ d_{rx,max} \cdot q$	$V_{tot}[kN]$	$h[m]$	θ
1	15715	0,0012	0,0036	2638	2,85	0,0075
2	12134	0,0082	0,0246	2375	2,85	0,0441
3	8722	0,0137	0,0411	2080	2,85	0,0605
4	5310	0,0220	0,0660	1554	2,85	0,0792
5	1898	0,0273	0,0819	726	2,85	0,0752

9 PROJEKTIRANJE STENE SREDNJA STOPNJA DUKTILNOSTI (DCM)

(Nacionalni dodatek EC2/1: 9.5.2(1), SIST EN 1998-1:2004 (E): 5.2.3.4, 5.4.1.2.3(1)(2), 5.4.2.4(5)(7)(8) 5.4.3.4, 5.4.3.2.2, 6.2.1, 6.2.2, 6.2.3)

Znano je, da v Sloveniji prevladujejo stenaste konstrukcije. Pod pogojem, da je sten v konstrukciji dovolj in da so le te primerno dimenzionirane, lahko konstrukcija prenese zelo močne potrese. Zaradi slabih armaturnih detajlov v preteklosti so mogoče stenaste konstrukcije na slabem glasu, kar je povsem neopravičeno. Med potresom se v stenah aktivira relativno kratka tlačna cona v betonu. Pri neprimerno konstruiranih stenah lahko zaradi tega pride do tlačne porušitve betona ali izklona armature. Problem stene med potresom je kratka tlačna cona pri upogibu, naprej pa se poveča nevarnost izklonitve vokalne armature in bočnega izklona stene. Zaradi upogiba pride v natezni coni do velikih razpok, kar zmanjša strižno nosilnost stene. Tlačna in strižna porušitev sta krhki porušitvi in ker se taki detajli niso pravilno reševali so stene jasno veljale za neduktilne. Danes stenam zagotavljati duktilni upogibni mehanizem ni več problem.

9.1 Geometrijske omejitve

V standardu je določena minimalna debelina stojine stene, ki mora biti večja ali enaka naslednjim vrednostim:

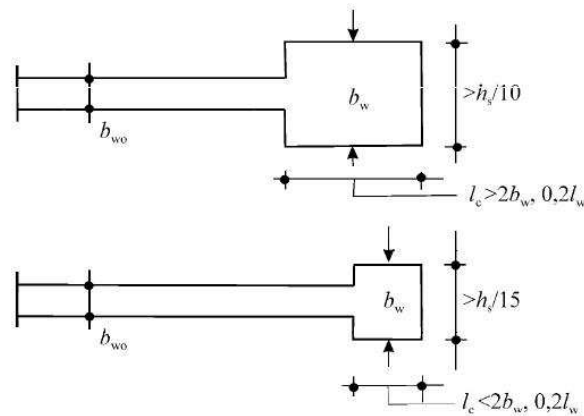
$$b_{w0} \geq \max \begin{cases} 0,15 \text{ m} \\ h_s/20 \end{cases}$$

Za debelino robnega elementa stene (objetega prereza stene) veljajo zahteve:

$$b_w \geq \frac{h_s}{15} \quad \text{če je} \quad l_c \leq \max(0,2 \cdot l_w, 2 \cdot b_w)$$

$$b_w \geq \frac{h_s}{10} \quad \text{če je} \quad l_c \geq \max(0,2 \cdot l_w, 2 \cdot b_w)$$

Kjer je h_s etažna višina, b_w debelina robnega elementa, b_{w0} debelina stojine stene, l_c dolžina robnega elementa, h_s etažna višina, l_w višina prereza stene.



Slika 9.1: Najmanjša debelina objetih robnih elementov

Pri izbiri geometrije stene moramo upoštevati še zahtevo o največji normirani osni sili (ν_d). Ta ne sme preseči 40% tlačne odpornosti prereza ($\nu_d \leq 0,4$).

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_w \cdot f_{cd}} \quad (9.1)$$

Kjer je N_{Ed} osna sila, A_w ploščina stene, f_{cd} projektna vrednost tlačne trdnosti betona.

9.2 Projektne notranje sile

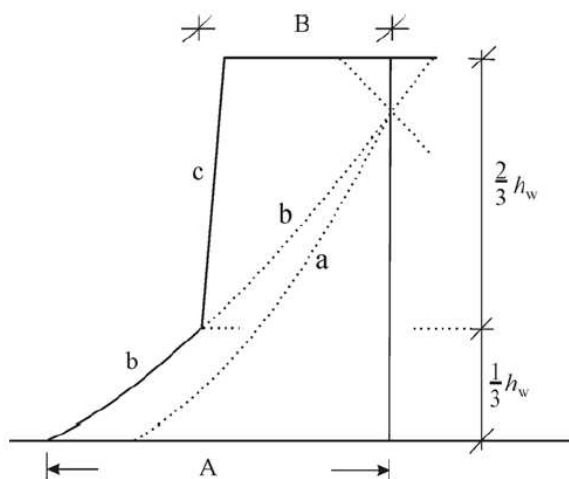
Projektne notranje sile določamo v obliki ovojnic, ki jih predpisuje standard. Najprej določimo diagram strižnih sil zaradi kombinacije potresne, stalne in spremenljive obtežbe, nato pa te vrednosti povečamo za 50%. Na sliki 9.2 pomeni krivulja *a* naše rezultate iz analize, krivulja *b* predstavlja 50% povečanje teh vrednosti, krivulja *c* pa pomeni še dodatno povečanje in se na naš primer ne nanaša, temveč velja za mešane sisteme. To povečanje upošteva nižje prijemališče potresnih sil zaradi plastifikacije oziroma zaradi nelinearne deformacije stene.

Za projektne vrednosti upogibnih momentov prvotni potek momentov aproksimiramo z linearnim razporedom. Da upoštevamo povečanje nateznih sil v upogibni armaturi zaradi vpliva strižnih sil, diagram dodatno premaknemo še za vrednost $z/2$ (polovično vrednost ročice notranjih sil), kot kaže slika 9.3.

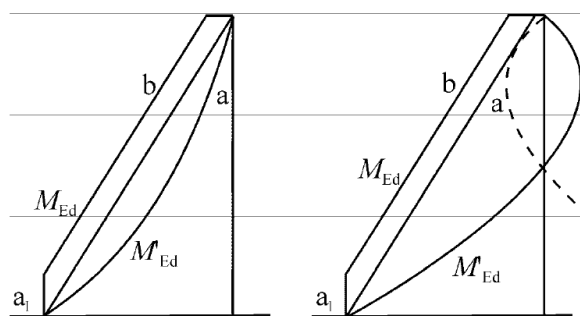
9.3 Dolžina kritičnega območja

Kritično območje je območje ob vpetju stene, kjer so obremenitve največje in kjer dopuščamo nastanek plastičnih deformacij. Evrokod zahteva, da zagotovimo ustrezne konstrukcijske detajle na dolžini, ki jo določimo z izrazom:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6)$$



Slika 9.2: Ovojnica strižnih sil



Slika 9.3: Ovojnica momentov

kjer je l_w višina prereza stene, h_w višina stene, h_{cr} dolžina kritičnega območja.

Dolžina kritičnega območja je omejena z vrednostjo:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_s \end{cases}$$

kjer je h_s etažna višina, l_w višina prereza stene.

9.4 Strižna armatura

Kot rečeno moramo zaradi plastifikacije primarnih potresnih sten ob vpetju upoštevati možno povečanje prečnih sil. Rekli smo, da v ta namen upoštevamo 50% povečanje prečnih sil, dobljenih z analizo. Upogibno in strižno nosilnost je potrebno določiti v skladu z *EC2*, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno projektno stanje.

Strižno nosilnost betonskega prereza izračunamo z enačbo 9.2.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (9.2)$$

Če vzdolžna armatura na tem mestu še ni izbrana, lako strižno nosilnost betona ocenimo z izrazom 9.3.

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (9.3)$$

V primeru, da je projektna vrednost strižne sile večja od strižne odpornosti stene, moramo celotno strižno silo prevzeti samo s strižno armaturo.

9.5 Vzdolžna armatura

Potreben prerez upogibne armature dobimo, ko zadostimo notranjim silam iz celotne potresne kombinacije. Pri računu upogibne nosilnosti se upošteva tudi navpična armatura v stojini stene.

V vodoravni smeri se stremena postavi na dolžini robnega elementa, ki se meri od maksimalno tlačnega vlakna do mesta, kjer lahko zaradi velikih tlačnih deformacij beton še odpade. Da določimo kritično območje upogibne armature moramo izpolniti naslednje kriterije:

- minimalna dolžina objetega robnega elementa je:

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w \\ 1,5 \cdot b_w \end{cases}$$

kjer je l_w višina prereza stene, b_w debelina stene, l_c dolžina robnega elementa

- delež vzdolžne armature v robnih elementih mora biti večji od 0,005
- največja razdalja med dvema podprtima palicama je 20cm
- najmanjši premer palic je 12mm

9.6 Armatura za objetje navpičnih palic in zagotavljanje duktilnosti

Standard navaja merilo lokalne duktilnosti, kjer pravi da, morajo imeti mesta, kjer lahko nastanejo plastični členki veliko sposobnost plastične rotacije. To je dosežno, če je v vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov zagotovljena zadostna duktilnost za ukrivljenost in če je lokalni uklon tlačene armature na mestu morebitnih plastičnih členkov v primarnih potresnih elementih preprečen.

Potrebno duktilnost za ukrivljenost korigiramo z razmerjem upogibnega momenta, ki ga v steni povzroča kombinacija potresne, stalne in spremenljive obtežbe (M_{Ed}) in upogibne nosilnosti prereza (M_{Rd}) (enačba 9.4).

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 \quad (9.4)$$

Kjer je μ_{ϕ} potrebna duktilnost, q_0 je osnovni faktor obnašanja.

Standard še navaja katere kvalitete materialov so za izpolnitev pogojev duktilnosti potrebne in kakšna je morebitna redukcija za materiale, ki ne ustrezajo.

Zahteve in konstrukcijska pravila, ki se nanašajo na robna področja so odvisna od nivoja osne sile v steni. V kolikor je normirana osna sila $\nu_d = N_{Ed}/(A_w \cdot f_{cd})$ v steni večja od 0,15 veljajo strožje zahteve, saj so v tem primeru zaradi razmeroma velikih tlačnih napetosti večje tudi prečne napetosti v robnih področjih, kar pomeni, da je večja tudi nevarnost razpada betonskega jedra v kritičnem območju. Če normirana osna sila ne preseže vrednosti 0,15, moramo v prerezu zagotavljati zahtevano duktilnost za ukrivljenost μ_{ϕ} z upoštevanjem manj strogih konstrukcijskih pravil.

Potrebno duktilnost zagotovimo s primerno dolžino robnega elementa in količino armature. Kontrolo potrebne dolžine objetega robnega elementa naredimo s semi-empiričnimi enačbami in konstrukcijskimi zahtevami.

Stremena za objetje se postavi na dolžini kritičnega območja (h_{cr}), ki smo ga definirali na strani 63. V vodoravni smeri stremena postavimo na dolžini robnega elementa (l_c), ki se meri od maksimalno tlačnega vlakna do mesta, kjer lahko zaradi velikih tlačnih deformacij beton še odpade. Če nimamo bolj natančnih podatkov, se lahko upošteva, da je tlačna deformacija, pri kateri lahko beton odpade, enaka $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. Iz slike 9.4 hitro vidimo dolžino robnega elementa l_c .

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right) \quad (9.5)$$

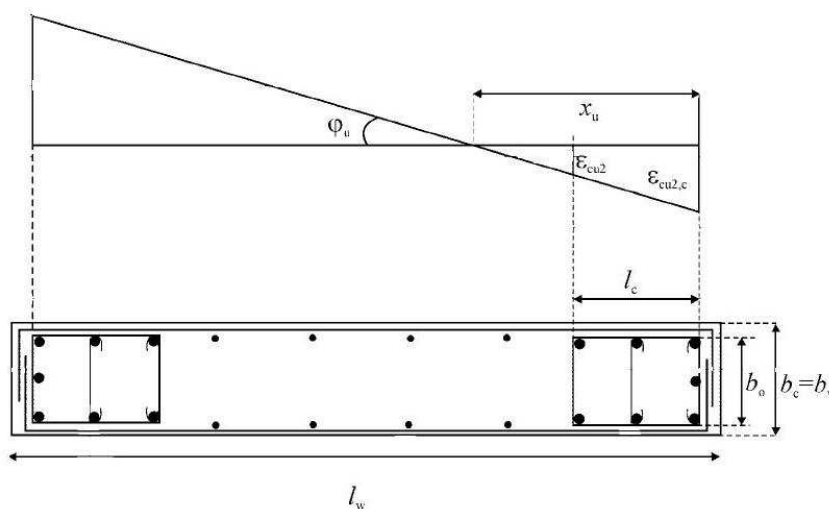
Kjer je l_c dolžina robnega elementa, ϵ_{cu2} je mejna deformacija betona (večinoma 0,0035), $\epsilon_{cu2,c}$ je mejna deformacija objetega betona.

Mejno deformacijo objetega betona ($\epsilon_{cu2,c}$) ocenimo z enačbo 9.6, globino nevtralne osi pa z enačbo 9.7.

$$\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \omega_{wd} \quad (9.6)$$

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \cdot \frac{h_c \cdot b_c}{b_0} \quad (9.7)$$

kjer je ω_{wd} mehanski volumski delež potrebne armature objetja, x_u globina nevtralne osi, h_c celotna višina prereza stene, b_c širina robnega elementa, b_0 je širina objetja jedra (merjena od srednje črte stremen)



Slika 9.4: Robni element, objekt z gostimi stremeni na prostem robu

Za določitev potrebne količine armature v steni pravokotnega prereza mora mehanski volumski delež potrebne armature objetja (ω_w) v robnih elementih ustrezati naslednji enačbi:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (\nu_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (9.8)$$

$$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (9.9)$$

Kjer je μ_ϕ zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost, ω_{wd} mehanski volumski delež (zaprtih) stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja, ν_d normirana projektna osna sila, $\epsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo, b_c širina celega betonskega prereza, b_0 širina objetega jedra, α faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra, ω_v mehanski delež navpične armature v stojini, ρ_v delež navpične armature v stojini, $f_{yd,v}$ projektna trdnost jekla, f_{cd} projektna tlačna trdnost betona.

V vsakem primeru moramo upoštevati kriterije za minimalno objetje betona. Torej tudi v primeru, ko s *točnim računom* zagotovimo potrebno duktilnost, če v prerezu tlačna deformacija ne preseže mejno deformacijo neobjetega betona $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. Kriteriji so naslednji:

- maksimalni razmak med stremeni $s(mm) = \min(b_0/2; 175,8 \cdot d_{bL})$
- minimalni prerez stremen je 6mm
- mehanski volumski delež (zaprtih) stremen ω_{wd} mora biti vsaj 0,08

$$\omega_{wd} = \frac{V_{s,o}}{V_{b,o}} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (9.10)$$

kjer je $V_{s,o}$ prostornina stremen za objetje, $V_{b,o}$ prostornina objetega betonskega dela, $f_{yd,v}$ projektna trdnost stremen, f_{cd} projektna trdnost betona

Za beton, ki je objet v robnih področjih stene s posebno armaturo, moramo upoštevati karakteristike, ki jih dobimo z enačbami v nadaljevanju:

$$f_{cd,c} = \beta \cdot f_{cd} \quad (9.11)$$

$$\epsilon_{cd,c} = \beta^2 \cdot \epsilon_{cd} \quad (9.12)$$

$$\beta = \min\{1 + 2,5 \cdot \alpha\omega_{wd}; 1,125 + 1,25 \cdot \alpha\omega_{wd}\} \quad (9.13)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha\omega_{wd} \quad (9.14)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (9.15)$$

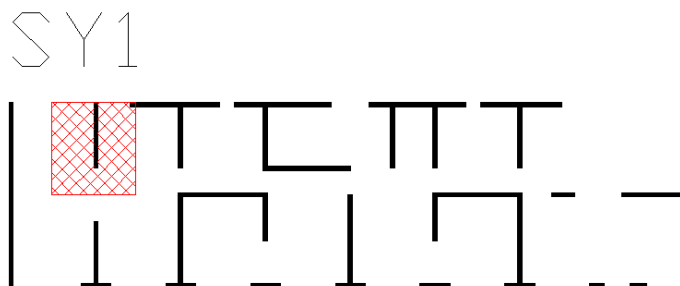
$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (9.16)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (9.17)$$

kjer je $f_{cd,c}$ tlačna trdnost objetega betona, $\epsilon_{cd,c}$ deformacija objetega betona, $\epsilon_{cu2,c}$ mejna deformacija objetega betona, α pomožni koeficient, s razmak med stremeni, b_0 širina objetja betona, h_0 dolžina objetja, h_0 dolžina objetja jedra, b_i razdalja med podpornimi palicami

10 RAČUN STENE SY1 SREDNJA STOPNJA DUKTILNOSTI (DCM)

V uvodu smo zapisali, da se za večino stenastih stanovanjskih objektov, ki niso bili projektirani po sodobnem standardu EC8, pričakuje dobro prenašanje potresnih sil. Kot razlog smo navedli veliko togost in nosilnost stavb na račun geometrijskih in minimalnih zahtev. V našem primeru je zgodba podobna, saj smo le s težavo našli steno v deset etažnem primeru, katere tlačne napetosti so dovolj velike, da se ozremo po strožjih zahtevah glede duktilnosti. Izbrano vzorčno steno SY1 vidimo na sliki 10.1.



Slika 10.1: Stena SY1

V razdelku 9 smo opisali postopek računa srednje duktilne stene. Iz razdelka je razvidno, da je potrebno izračunati:

- Geometrijske omejitve
 - debelina stojine stene

$$b_{wo} \geq \max \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ h_s/20 = 285 \text{ cm}/20 = 14,3 \text{ cm} \end{cases}$$

Izberemo debelino stojine $b_{wo} = 20 \text{ cm}$, kar je tudi enako širini stene v predlogi.

- debelina robnega elementa

Vrednosti dolžine robnega elementa še ne poznamo, zato predpostavimo, da je manjše od večje vrednosti v spodnjem pogoju in nam le tako zaenkrat ni potrebno povečati debelino stene.

$$l_c \leq \max(0,2 \cdot l_w, 2b_w) = (60 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

Izberemo dolžino robnega elementa $l_c = 60 \text{ cm}$.

Širina robnega elementa je tako $h_w = 20 \text{ cm}$ in je tako enaka širini stene, hkrati pa izpolnjuje pogoj:

$$h_w \geq \frac{h_s}{15} = \frac{285 \text{ cm}}{15} = 19 \text{ cm}$$

kjer je h_w širina robnega elementa, h_s višina etaže

- normirana osna sila

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_w \cdot f_{cd}} = \frac{2085 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2}{6000 \text{ cm}^2 \cdot 1,67 \text{ kN}} = 0,21$$

Normirana osna sila je manjša od 0,4 in je tako skladna z omejitvami.

- Projektne notranje sile najdemo v preglednici 10.1.

Tabela 10.1: Projektne sile za steno SY2 - deset etažna konstrukcija

Višina [m]	V'_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M'_{Ed} [kNm]	M_{Ed}^{LIN} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]
2,85	137	205,4	1144	1144	1144	2085
5,70	84	126,0	773	1017	1078	1854
8,55	53	79,2	548	890	952	1624
11,40	42	63,0	418	763	826	1394
14,25	38	57,6	307	636	700	1164
17,10	34	51,1	205	509	575	933
19,95	28	42,2	115	382	449	703
22,80	19	28,4	41	255	323	473
25,65	7	10,5	20	128	197	243
28,50	7	10,5	0	0	72	12

kjer je V'_{Ed} [kN] vrednost strižnih sil iz analize, V_{Ed} [kN] projektne strižne sile, M'_{Ed} [kNm] vrednost momentov iz analize, M_{Ed}^{LIN} [kNm] linearna aproksimacija momentne linije, M_{Ed} [kNm] projektni moment, N_{Ed} [kN] osne sile iz analize

- Določitev kritičnega območja

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) = \max(300 \text{ cm}, 2565 \text{ cm}/6 = 428 \text{ cm})$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 2 \cdot 300 \text{ cm} = 600 \text{ cm} \\ 2 \cdot h_s = 2 \cdot 285 \text{ cm} = 570 \text{ cm} \end{cases}$$

Izberemo dolžino kritičnega območja $h_{cr} = 428 \text{ cm}$

- Določitev strižne armature

Najprej določimo minimalno strižno nosilnost betonskega prereza po enačbi 9.3:

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,205 + 0,15 \cdot 3,33) \cdot 20 \cdot 270 = 381 \cdot 10^3 \text{ N} = 381 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2085 \text{ kN}}{6000 \text{ cm}^2} = 0,347 \text{ kN/cm}^2 = 3,48 \text{ MPa} \not\leq 0,2 \cdot f_{cd}$$

σ_{cp} je omejen z:

$$\sigma_{cp} = 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,27^{2/3} \cdot 25^{1/2} = 0,205$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 3000}} = 1,27 < 2,0 \quad (10.1)$$

kjer je $k_1 = 0,15$ priporočena vrednost, σ_{cp} tlačna napetost v prerezu, N_{Ed} osna sila v prerezu, A_c ploščina prereza stene, $b_w = 200 \text{ mm}$ širina stene v [mm], $d = 0,9 \cdot 8500 \text{ mm} = 7650 \text{ mm}$ statična višina stene, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa], $V_{Rd,c}$ najmanjša vrednost strižne nosilnosti v betonu v [N]

Očitno je projektna vrednost strižne sile manjša od strižne odpornosti stene SY2. Računa zato ne ponavljamo, ter imamo znano vzdolžno armaturo. Standard določa minimalno strižno armaturo, ki znaša 0,2 % ploščine stojine stene A_{st} .

$$0,2\% \cdot A_{st} = 0,2\% (b_w \cdot 1 \text{ m}) = \frac{0,2}{100} \cdot (20 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}) = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Izberemo dve mreži Q226 in s tem zagotavljamo 4,52 cm²/m strižne armature.

- Določitev vzdolžne armature

Minimalna dolžina objetega robnega elementa (l_c) je :

$$l_c \geq \max \begin{cases} 0,15 \cdot l_w = 0,15 \cdot 300 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot b_w = 1,5 \cdot 20 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Izberemo $l_c = 45 \text{ cm}$.

kjer je l_w višina prereza stene, b_w debelina stene

Ob upoštevanju vseh zahtev smo določili upogibno armaturo, ki je sestavljena iz šestih armaturnih palic $\phi 12$, ki so razporejene na dolžini robnega elementa 45 cm . Enakomerno jih razporedimo na razdalji 20 cm , na obeh straneh celotne stene pa imamo armaturno mrežo Q226.

Delež vzdolžne armature v robnih elementih že brez upoštevanja strižne armature znaša $0,0075$, kar je več od $0,005$. Standard zahteva, da je maksimalna razdalja med podprtimi palicami 20 cm , minimalni prerez palic pa je 12 mm .

$$6 \cdot \left(\frac{1,2^2 \cdot \pi}{4} \right) / (l_c \cdot b_w) = 6,786 / (45\text{ cm} \cdot 20\text{ cm}) = 0,0075$$

Količina navpične armature v steni SY2 znaša $0,45\%$ in je večji od $0,3\%$ ploščine prereza stene (A_w).

$$0,3\% \cdot A_w = 0,3\% (b_w \cdot l_w) = \frac{0,3}{100} \cdot (20\text{ cm} \cdot 300\text{ cm}) = 18,0\text{ cm}^2$$

$$2 \cdot 3\text{ m} \cdot 2,26\text{ cm}^2 (Q226) + 12 \cdot \frac{1,2 \cdot \pi}{4} = 27,13\text{ cm}^2$$

V prerez smo vstavili minimalno armaturo, ki jo zahteva standard in preverili nosilnost. Pomagali smo si s programom DIAS predvsem zato, ker je enostaven za uporabo in hkrati podaja zelo nazorne rezultate. Iz interakcijskega diagrama hitro vidimo ali je naš prerez duktilne narave oziroma kaj moramo storiti, da bo. Primer vnosa podatkov vidimo na sliki 10.2, primer izpisa interakcijskega diagrama za steno SY1 pa na sliki 10.3.

Ime: SY2

C 25/30

porazdeljena arm. MA 500/600

Q-131 5.0 15.00

konzentrirana arm. Sigma (02)

st. 6 φ 12

$\sigma_{02} = 500$ MPa

Tez.od roba 3

OK Cancel

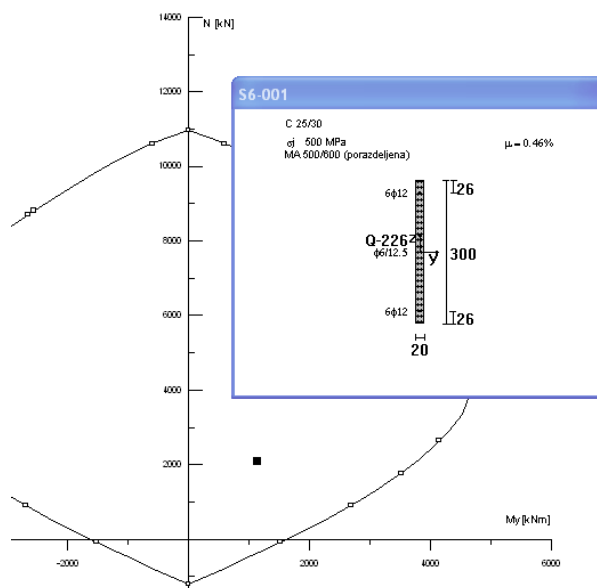
6 φ 12 26 cm

2 φ 6 / 12.5cm 300 cm

6 12 26 cm

20 cm $\mu = 0.46\%$

Slika 10.2: Okno za vnos podatkov



Slika 10.3: Interakcijski diagram stene SY1.

- Zagotavljanje duktilnosti

Upogibni moment, ki ga v steni SY2 povzroča kombinacija potresne, stalne in spremenljive obtežbe znaša $M_{Ed} = 1144 \text{ kNm}$, upogibni odpornostni moment znaša $M_{Rd} = 3638 \text{ kNm}$. Če vrednost μ_ϕ vstavimo v enačbo 9.8 dobimo negativno vrednost mehanskega volumskega deleža armature. Pomeni, da duktilnega prereza sploh ne potrebujemo. Razlog za to je bistven *overstrenght* ali drugače, predimenzioniran prerez zaradi potrebne minimalne armature. Glej sliko 10.3.

$$\mu_\phi = 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(3,0 \cdot \frac{1144 \text{ kNm}}{3638 \text{ kNm}} \right) - 1 = 0,89$$

- Armatura za objetje navpičnih palic

Na strani 67 smo zapisali, da moramo v vsakem primeru upoštevati kriterije za minimalno objetje betona. Torej tudi v našem primeru, ko duktilnosti ni potrebno zagotavljati.

- maksimalni razmak med stremeni je $s = 60 \text{ mm}$.

$$s(\text{mm}) = \min(b_0/2; 175,8 \cdot d_{bL}) = \min(65 \text{ mm}; 175 \text{ mm}; 96 \text{ mm}) = 65 \text{ mm}$$

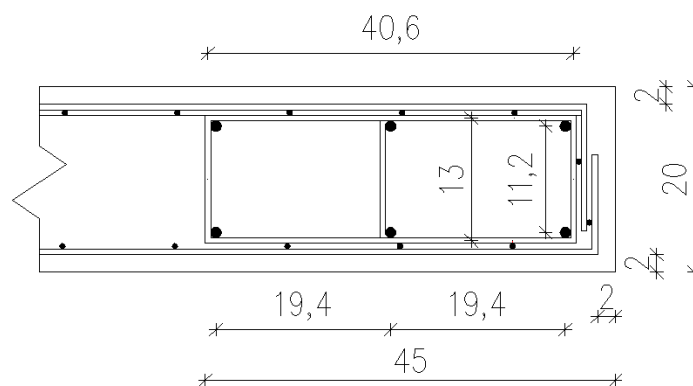
- za minimalni prerez stremen izberemo 6 mm

- mehanski volumski delež (zaprtih) stremen je $\omega_{wd} = 0,280$ in presega minimalno vrednost $0,08$. Za izpolnitev tega kriterija potrebujemo detajl armature robnega elementa, kjer izberemo stremena $\phi 6$ na 6 cm (slika 10.4).

$$\omega_{wd} = \frac{V_{s,o}}{V_{b,o}} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} = \frac{33,99 \text{ cm}^3}{3166,8 \text{ cm}^3} \cdot \frac{43,48 \text{ kNcm}^2}{1,67 \text{ kNcm}^2} = 0,280$$

$$V_{s,o} = \frac{0,6 \text{ cm}^2 \cdot \pi}{4} \cdot (2 \cdot 40,6 \text{ cm} + 3 \cdot 13 \text{ cm}) = 33,99 \text{ cm}^3$$

$$V_{b,o} = 6 \text{ cm} \cdot 40,6 \text{ cm} \cdot 13 \text{ cm} = 3166,8 \text{ cm}^3$$



Slika 10.4: Detajl robnega elementa na območju kritične dolžine stene SY1.

V razdelku 9.6 smo navedli enačbe, ki bi jih uporabili v nadaljevanju v primeru, ko rezultat enačbe 9.4 pokaže zahtevo po zagotavljanju duktilnosti.

Narediti bi morali kontrolo potrebne dolžine objetega robnega elementa s semi-empiričnimi enačbami in konstrukcijskimi zahtevami.

- Zaključek

Kljub temu, da gre za deset etažni objekt pri pospešku temeljnih tal 0,25 g je potrebna le minimalna armatura po standardu SIST EC 1998-1. Vidimo torej, da je lahko upogibna nosilnost minimalno armiranih sten zelo velika. Bistven parameter pri naši analizi je delež nosilnih sten v X in Y smeri, saj le ta znaša kar 3,8%. Delež je torej izjemno visok, kar naredi konstrukcijo bolj togo in bolj nosilno.

11 AVTOMATSKO DIMENZIONIRANJE V SAP2000

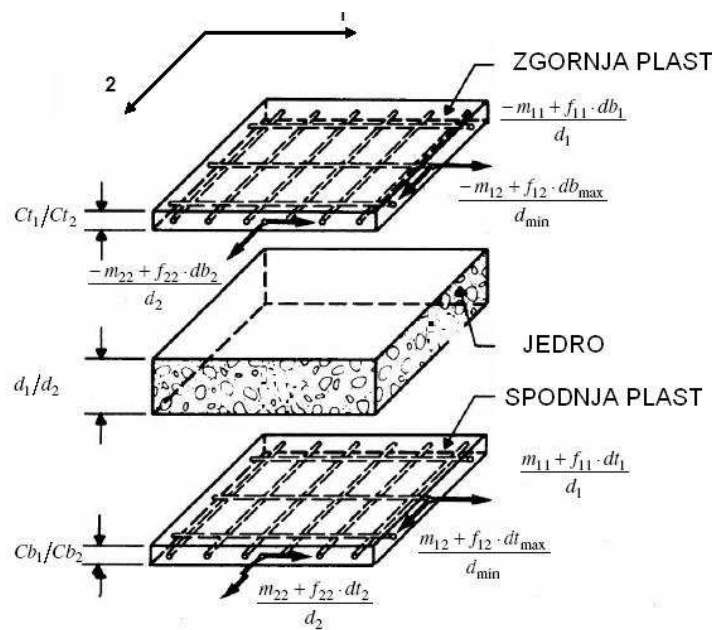
(SIST EN 1992-1-1: 9.6)

11.1 Ozadje avtomatskega dimenzioniranja ploskovnega elementa v SAP2000

V splošnem so ploskovni elementi sestavljeni iz osmih napetostnih rezultatov. Imamo tri osne napetosti f_{11} , f_{22} in f_{12} , dva momenta napetosti m_{11} in m_{22} , torzijski napetostni moment m_{12} in dve prečni sili V_{13} , V_{23} . Ploskovni model si predstavljamo kot sendvič model. Jedro prenaša strižne sile medtem ko zunanje plasti prenašajo upogibne momente in osne sile (slika 11.1).

Postopek računa, ki je integriran v SAP2000:

1. Kot kaže slika 11.1 je ploskev sestavljena iz dveh zunanjih plasti in jedra. V ravnini, ki razpolavlja zunanje plasti leži zunanja armatura.
2. Debelina vsake plasti je vzeta kot manjša vrednost od:
 - dvakratna razdalja od centra zunanje armature in roba ploskve
 - dvakratna razdalja med centrom ploskve in centrom zunanje armature
3. Šest rezultatov napetosti, f_{11} , f_{22} , f_{12} , m_{11} , m_{22} in m_{12} , je pretvorjenih v membranske sile N_{11} , N_{22} in N_{12} in delujejo znotraj ravnin zunanjih armatur.
4. Za vsako plast in smer izračunamo sile (N_{Des1} , N_{Des2}), ki jih prevzame armatura z enačbami v nadaljevanju.
5. Količina armature s katero prevzamemo projektne sile so podane na enoto v obliki območij z različnimi površinami v dveh pravokotnih smereh (A_{st1} in A_{st2}).



Slika 11.1: Sile v ploskovnem elementu

11.1.1 Osnovne enačbe pri transformaciji napetosti v membranske sile

Pri danem betonskem ploskovnem elementu lastnosti lupine program zabeleži konstantne spremenljivke h , Ct_1 , Ct_2 , Cb_1 in Cb_2 . Te podatke vnesemo, ko vnašamo podatke o geometriji ploskovnega elementa, glej sliko 11.1.

$$\begin{aligned} dt_1 &= \frac{h}{2} - Ct_1 & dt_2 &= \frac{h}{2} - Ct_2 & db_1 &= \frac{h}{2} - Cb_1 \\ db_2 &= \frac{h}{2} - Cb_2 & d_1 &= h - Ct_1 - Cb_1 & d_2 &= h - Ct_2 - Cb_2 \end{aligned}$$

d_{min} je minimum od d_1 in d_2

db_{max} je maksimum od db_1 in db_2

dt_{max} je maksimum od dt_1 in dt_2

Vseh šest rezultatov napetosti iz analize se pretvorijo v ekvivalentne membranske sile s pomočjo naslednjih enačb:

$$\begin{aligned} N_{11}(top) &= \frac{-m_{11} + f_{11} \cdot db_1}{d_1} & N_{11}(bot) &= \frac{m_{11} + f_{11} \cdot db_1}{d_1} \\ N_{22}(top) &= \frac{-m_{22} + f_{22} \cdot db_2}{d_2} & N_{11}(bot) &= \frac{m_{22} + f_{22} \cdot db_2}{d_2} \\ N_{12}(top) &= \frac{-m_{12} + f_{12} \cdot db_{max}}{d_{min}} & N_{11}(bot) &= \frac{m_{12} + f_{12} \cdot db_{max}}{d_{min}} \end{aligned}$$

11.1.2 Določitev količine armature

SAP2000 za vsako plast določi sile, ki jih prevzame z armaturo z uporabo naslednjih enačb: (*Brondum-Nielsen 1974*)

$$N_{Des_1(top)} = N_{11}(top) + Abs\{(N_{12}(top))\} \quad (11.1)$$

$$N_{Des_1(bot)} = N_{11}(bot) + Abs\{(N_{12}(bot))\} \quad (11.2)$$

$$N_{Des_2(top)} = N_{22}(top) + Abs\{(N_{12}(top))\} \quad (11.3)$$

$$N_{Des_2(bot)} = N_{22}(bot) + Abs\{(N_{12}(bot))\} \quad (11.4)$$

Količino armature za obe smeri program izračuna z enačbami spodaj, kjer vedno nastopa faktor redukcije napetosti $\phi_s = 0,9$.

$$\begin{aligned} Ast_1(top) &= \frac{N_{Des_1}(top)}{0,9 \cdot f_y} & Ast_1(bot) &= \frac{N_{Des_1}(bot)}{0,9 \cdot f_y} \\ Ast_2(top) &= \frac{N_{Des_2}(top)}{0,9 \cdot f_y} & Ast_2(bot) &= \frac{N_{Des_2}(bot)}{0,9 \cdot f_y} \end{aligned}$$

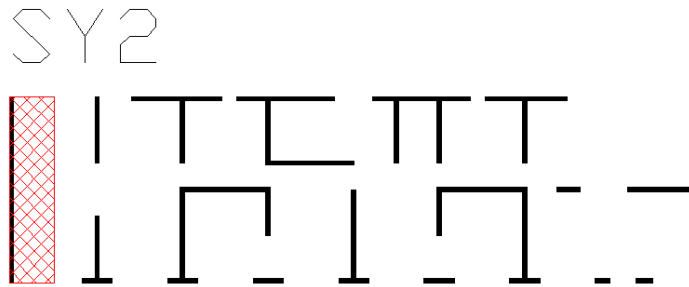
11.2 Avtomatsko dimenzioniranje stene SY2

Izbrali smo vzorčno referenčno steno SY1 na kateri smo primerjali količino potrebne armature glede na različna modela in različni programski algoritem. Imamo avtomatsko dimenzioniranje linijskega modela po metodi mejnih stanj z uporabo standarda SIST EN 1992-1 (SAP2000), avtomatsko dimenzioniranje ploskovnega modela po *metodi napetosti* SAP2000 in mejno stanje napetosti z algoritmom programa DIAS.

Obravnavana stena (slika 10.1) SY1 je debeline 0,2 m, višine 8,5 m in dolžine 25,65 m in smo jo modelirali kot linijski in ploskovni model s programom SAP2000. Pri obeh modelih je upoštevan razpokan prerez. Dobljene notranje statične količine smo uporabili na prerezu, ki smo ga definirali v programu DIAS. Da lahko analizo stene SY1 računamo s standardom SIST EN 1992-1 nam omogoča kriterij o normirani osni napetosti, ki v našem primeru znaša manj od 0,15.

11.2.1 Dovoljena količina armature

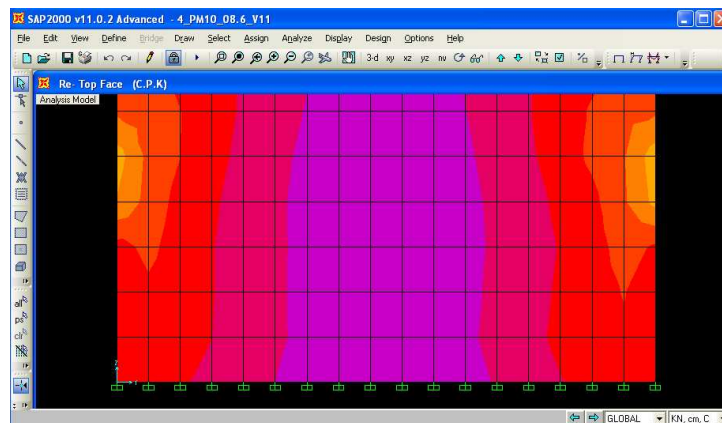
Pri določanju navpične armature smo omejeni z zgornjo $A_{s,vmax}$ in spodnjo $A_{s,vmin}$ količino armature. Spodnja vrednost je podana v nacionalnem dodatku in znaša $0,003 \cdot A_c$, zgornja vrednost pa $0,04 \cdot A_c$. Standard zahteva polovično razporeditev na vsaki strani stene. Vrednost vodoravne armature mora presegati 25% navpične armature ali $0,001 \cdot A_c$, kar je z izbiro Q mrež izpolnjeno. Standard pravi, da prečna armatura ni potrebna v primeru uporabe varjenih mrež in armaturnih palic $\phi < 16\text{mm}$, če je krovni sloj večji od 2ϕ .



Slika 11.2: Stena SY2

11.2.2 Ugotovitve

Da je primerjava potrebne armature smiselna, moramo ohraniti enak vzorec armiranja. Linijski model dopušča možnost natančnejšega podajanja armature vključno z robnima elementoma na vsaki strani prereza, kar pri ploskovnem modelu ni možno. Primer izpisa rezultatov potrebne armature za ploskovni model vidimo na sliki 11.3.



Slika 11.3: Izpis potrebne količine navpične armature

Rezultati, ki jih dobimo s programom DIAS in programom SAP2000 za linijski model so povsem primerljivi in sicer z razliko 2%. Razlog za razliko je v poteku tlačnih napetosti betonskega prereza. Ta je namreč v programu DIAS opisan s krivuljo, pri linijskem elementu pa je potek tlačnih napetosti poenostavljen, linearen in omejen na 80% tlačne trdnosti betona. Količina potrebne armature znaša približno 80 cm^2 . V obeh programih smo lahko natančno podali pozicijo in količino armature v območju robnih elementov in Q-mrežo po celem prerezu na obeh straneh stene.

Pri ploskovnem modelu v programskem okolju SAP2000, kot je opisano v podrazdelku 11.1, armature ne podajamo, temveč jo program izračuna sam. Potrebno armaturo torej razporedi v smislu plastnic na območje kjer je potrebna. Naš podatek je le oddaljenost armature od roba betonskega prereza, kvaliteta

betona in kvaliteta jekla.

Potrebna količina armature je pri ploskovnem modelu znašala 130 cm^2 . Razlog za tako razliko je velikost ročice notranjih sil ter način, kako program SAP2000 izračuna potrebno armaturo. Ročica notranjih sil po metodi mejnih stanj je približno $0,8 \cdot h$, kar v našem primeru znaša 680 cm. Pri ploskovnem modelu je napetostno stanje po celotnem prerezu stene približno linearno in tako znaša ročica notranjih sil $\frac{2}{3} \cdot h$, to pa je 567 cm. Ob nespremenjeni vrednosti upogibnega momenta in krajši ročici pričakujemo seveda večjo osno silo in zato tudi večjo količino armature.

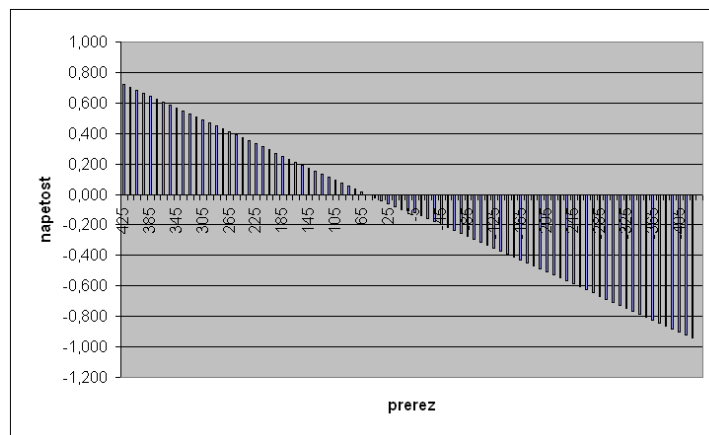
Program SAP2000 izračuna velikost sile, ki jo prevzame armatura z enačbami 11.1 do 11.4. Armatura razen nateznih sil prevzame še vrednost strižnih sil. Gre za poenostavljeno metodo določanja ortogonalne, dvoplastne armature.

Omeniti moramo razliko redukcijskih faktorjev za jeklo, ki je v SAP2000-u $f_{yd} = 0,9 \cdot f_y$, sicer pa $f_{yd} = f_y/1,15$. Zaradi tega s programom SAP2000 pričakujemo malenkost manj armature.

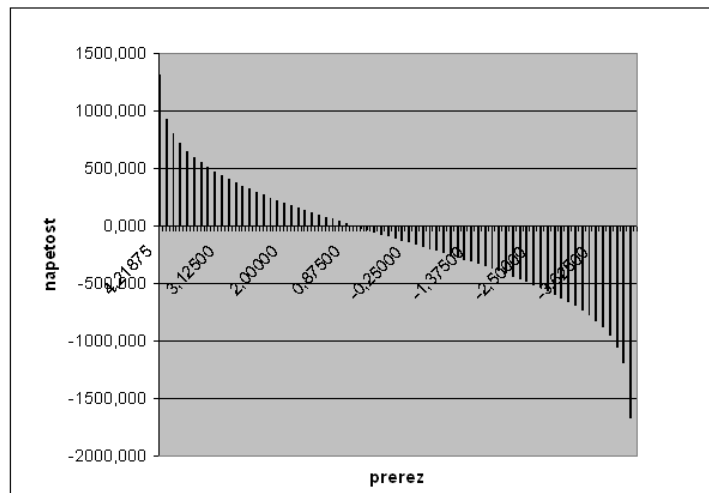
Zanima nas primerjava potrebne količine armature, ki jih dobimo iz osnovne enačbe za linearno napetost po prerezu

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{el}} \quad (11.5)$$

in količino armature, ki jo dobimo samo iz osnih sil iz analize ploskovnih elementov N_{22} . Količina armature zaradi potresnega vpliva dobljena s pomočjo enačbe 11.5 znaša 118 cm^2 , s pomočjo analize ploskovnega modela pa dobimo armaturo v vrednosti 112 cm^2 . Razlog za to je viden v razliki grafov 11.4 in 11.5. V primeru, ko je stena zelo visoka v primerjavi z dolžino, je potek napetosti po prerezu linearen, količina armature pa enaka količini armature, ki jo dobimo iz enačbe 11.5. V našem primeru imamo razmerje med višino in dolžino stene 3 in imamo vpliv strižnih sil. Ravno na konceh prereza stene imamo večje napetosti, zato tudi daljšo ročico notranjih sil in manjšo potrebo po armaturi. Z večanjem razmerja višine glede dolžine, spreminjamo položaj nevtralne osi. V primeru visokega razmerja je tlačna cona betona manjša in potreba po armaturi za ravnotežje večja.



Slika 11.4: Linearen potek napetosti



Slika 11.5: Nelinearen potek napetosti

12 ZAKLJUČKI

V diplomski obravnavi smo potresno analizo pet in deset etažne stavbe, katere nosilno konstrukcijo stavbe predstavlja sistem konzolnih sten. Gre za pravilne konzolne stene po celotni višini stavbe, ki so vpete v bolj togo kletno etažo.

Skladno s standardom SIST EN 1998-1 smo določili potresne obremenitve in izbrano vzorčno steno ustrezno konstruirali v skladu z zahtevami o duktilnosti sten. Stene smo projektirali za srednjo stopnjo duktilnosti. Faktor obnašanja je odvisen od materiala, konstrukcijskega sistema, izbrane stopnje duktilnosti in od pravilnosti konstrukcije po tlorisu in višini. Naša stavba je pravilna po višini in tlorisu, kar je bilo pričakovati.

Potresno analizo smo si poenostavili tako, da smo na nivoju etaž predpostavili togo ploščo v svoji ravnini, maso pa smo podajali v točkah masnega središča posamezne etaže. Tako smo dobili rezultate, ki so za potresno analizo zares pomembni. Rezultati linijskega in ploskovnega modela so primerljivi.

Relativno nova zahteva po standardu SIST EN 1998-1 je upoštevanje razpokanosti prereza. To je smiselna zahteva, saj pričakujemo, da bo armiranobetonski prerez ob nastopu potresnega vpliva tudi razpokal. Rezultati analiz ločenih primerov so potrdili pričakovanja, da v se v tem primeru podaljša nihajni čas za $\sqrt{2}$, s tem postane konstrukcija manj toga in tako dobimo manjše potresne sile ter večje pomike.

Pri primerjavi med pet in deset etažnima objektoma nismo prišli do nepričakovanih rezultatov. Nihajne oblike so povsem podobne, nihajni časi so pri pet etažni stavbi seveda manjši. Razmerje med celotno potresno silo in težo konstrukcije pri pet etažni stavbi znaša približno 18%, pri deset etažni stavbi pa približno 13%. Pri dimenzioniranju stene SY1 smo ugotovili, da je bila kljub temu, da gre za deset etažni objekt pri pospešku temeljnih tal 0,25 g potrebna le minimalna armatura po standardu SIST EC 1998-1. Rezultat pokaže, da je lahko upogibna nosilnost minimalno armiranih sten zelo velika. Bistven parameter pri naši analizi je delež nosilnih sten v X in Y smeri, saj le ta znaša v povprečju kar 3,6%. Delež je torej izjemno visok, kar naredi konstrukcijo bolj togo in bolj nosilno. Ugotovitev tudi potrjuje članek študije (Fischinger M., Kante P., 2002. Gradbeni vestnik), kjer dodajajo, da minimalna armatura zadošča za veliko število kombinacij vhodnih parametrov (faktor obnašanja, število etaž, delež sten, masa...), kar pomeni, da ti pogosto nimajo nobenega vpliva na rezultat dimenzioniranja. Ko pa se obremenitve približajo interakcijski črti za minimalno armaturo, se situacija povsem spremeni in

že pri razmeroma majhnem nadaljnem povečanju obremenitev presežemo maksimalno možno armaturo. V članku še piše, da pri pospešku tal 0,3 g, kar je malo več kar lahko pričakujemo na najbolj ogroženih mestih v Sloveniji, je smiselno projektirati le duktilne deset etažne stene. Tudi tu bi bil odstotek armature primerljiv z dosedanja prakso le, če bo odstotek sten glede na tloris velik (2 ali 3% v vsaki smeri).

V diplomski nalogi smo se odločili, da analitični model modeliramo tako z linijskimi kot tudi s ploskovnimi elementi. Če se omejimo izključno na delo s programom SAP2000, lahko zaključimo naslednje ugotovitve. Kar se tiče nanašanja ploskovnih elementov in vizualizacije konstrukcije lahko rečem, da je delo s ploskovnim modelom bolj enostavno. Paziti je potrebno, da se končni elementi med seboj stikajo v vozliščih, da so elementi proporcionalno dovolj majhni, da dajejo smiselno natančne rezultate in da so skupine končnih ploskovnih elementov enako orientirane. Res pa je, da za to potrebujemo zmogljivejšo računalniško opremo, saj je končnih elementov pri ploskovnem modelu neprimerno več. Pri našem objektu se je pokazala še ena prednost uporabe ploskovnega modela. Za linijske elemente namreč velja Bernoullijeva hipoteza, ki pa je veljavna za elemente ki imajo koordinato dolžine precej večjo od ostalih dveh koordinat. V našem primeru pri kletni etaži se zgodi, da je višina prereza precej večja od dolžine prereza. To seveda naredi kletno etažo veliko bolj togo, kot je v resnici. S ploskovnim modelom take stene zatorej veliko boljše dimenzioniramo. Prednost ploskovnega modela smo opazili še v enem primeru. Iz stenastega oboda kletne etaže se v višino nadaljujejo stene, ki med seboj niso povezane. Na mestu, kjer so te konzolne stene vpete v kletni obod, ploskovni model dopušča lokalne deformacije seveda, če je mreža končnih elementov dovolj gosta. Iz tega razloga imamo manj togo konstrukcijo in zato manjše potresne sile. Problem pri ploskovnem modelu se pokaže pri analizi rezultatov. Prvič, pot do rezultatov etažnih prečnih sil je zelo mučna in zamudna in drugič, rezultanta reakcij vseh ali posameznih skupin podpor ni možna, kar pomeni težko kontroliranje rezultatov. Pri linijskem modelu so problemi enaki, a zaradi manjšega števila elementov ne tako zelo moteči in ne tako zamudni. Naslednja razlika, ki kaže prednost linijskih elementov je podajanje armature. Pri linijskih elementih se armaturo lahko zelo natančno podaja po prerezu (točna oddaljenost od robov prereza, armaturni koši, poljuben izbor prereza palic, strižna armatura...), kar pa pri ploskovnih elementih ni možno. Pri ploskovnih elementih se na količino armature vpliva le s podatki materiala in z oddaljenostjo od roba prereza. Količine in pozicije armature se torej ne more podati, kot rezultat pa dobimo količino armature v obliki plastnic, kar pa nam v vsakdanji praksi ne pomaga najbolj.

Pogosta praksa projektantov kaže, da za model konstrukcije uporabljajo ploskovni model, iz katerega na podlagi rezultatov notranjih statičnih količin program avtomatsko določi količino potrebne armature. V programu SAP2000 smo uporabili avtomatsko dimenzioniranje naše referenčne stene SY1 za oba analitična modela. Če naredimo točno analizo prereza stene SY1 pri določitvi količine armature s programom DIAS in jo primerjamo s količino potrebne armature izračunane s programom SAP2000 linijskega modela, ugotovimo zanemarljivo odstopanje, ki gre na račun poenostavljenega poteka napetosti po prerezu, ki ga vsebuje algoritem v SAP2000. Primerjava potrebne količine armature (DIAS) z rezultati ploskovnega modela (SAP2000) pokaže bistveno odstopanje. Potrebna količina dobljena z avtomatskim dimenzioniranjem (SAP2000) je za približno 60% večja. Za to sta dva razloga. Prvič, gre za poenostavljeno metodo določanja dvoplastne, ortogonalne armature, kjer so nateznim silam prištete strižne sile

(20% povečanje) in drugič, je pri dimenzioniranju ploskovnih elementov privzet elastičen model, ki pa ne opiše obnašanje armiranobetonski elementov najboljše, saj je zato upoštevana precej manjša ročica notranjih sil (40% povečanje). Zavedati se moramo, da pri avtomatskem dimenzioniranju z linijskim modelom ne dobimo povečane količine potrebne armature zaradi vpliva strižnih sil, ki pri ploskovnem modelu znaša dodatnih 20% . Primerjava je smiselna na mestu vpetja stene, kjer so notranje sile enake projektnim silam. V diplomski nalogi se pri uporabi ploskovnega modela odpira vprašanje ali je kljub konzervativni metodi avtomatskega določanja armature količina izračunane armature na varni strani, če spremljamo konstrukcijo od vpetja sten navzgor. Če še enkrat pogledamo diagrama na strani 63 vidimo, da verjetno ne. Seveda moramo projektne sile upoštevati tudi pri analizi linijskega modela, a je zaradi manjšega števila elementov in hitrejšega pregleda rezultatov precej bolj enostavno.

VIRI

Fajfar P. 1984. Dnamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG: 550 strani

Kreslin M., Dolšek M., Fajfar P. Ljubljana, 2007. Matematično modeliranje in analiza armiranobetonske stavbe FGG po Evrokodu 8

Fischinger M., Projektiranje potresno odpornih konstrukcij armiranobetonskih stavb, Komentar k Poglavju 5 v SIST EN 1998-1 (Posebna pravila za betonske stavbe)

Dolšek M., Rozman M., Fajfar P. Ljubljana, 2007. Elastična analiza tri-etažne armiranobetonske stavbe (SPEAR) po Evrokodu 8

Šmon M., 2007. Program za dimenzioniranje armiranobetonskih gred v skladu s standardom EC8. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 93 strani

Prebil D., 2006. Protipotresno projektiranje in analiza nepravilne armiranobetonske stenaste konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 90 strani

Štular D., 2007. Projektiranje stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 96 strani

Fiscinger M., Kante P., 2002. Parametrična študija seizmičnega odziva AB sten, projektiranjih po EC8, Gradbeni vestnik

STANDARDI:

EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. April 2004

Nacionalni dodatek k SIST EN 1992.

Nacionalni dodatek k SIST EN 1998.

SIST EN 1990:2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. September 2004.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije. Del 1-1: Splošni vplivi - prostorske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. September 2004.

SIST EN 1998-1:2004. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. Del 1: Sploša pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe. Osnutek. Marec 2005.