

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Povše, M., 2013. Projektiranje armirano-betonskih okvirov na potresnih območjih. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 35 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Povše, M., 2013. Projektiranje armirano-betonskih okvirov na potresnih območjih. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 35 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVA

MODUL KONSTRUKCIJE

Kandidat:

MIHA POVŠE

**PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKIH OKVIROV
NA POTRESNIH OBMOČJIH**

Diplomska naloga št.: 57/B-GR

**EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF REINFORCED
CONCRETE FRAMES**

Graduation thesis No.: 57/B-GR

Mentor:
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 25. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Miha Povše izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Projektiranje armiranobetonskih okvirov na potresnih območjih«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da je dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 16.9.2013

Miha Povše

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:624.042.7(043.2)
Avtor: Miha Povše
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Projektiranje armiranobetonskih okvirov na potresnih območjih
Tip dokumenta: diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema: 35 str., 15 pregl., 11 sl., 63 en.
Ključne besede: potresnoodporno projektiranje, armiranobetonski okvir, modalna analiza, metoda načrtovanja nosilnosti, SAP2000

Izvleček:

V okviru diplomske naloge smo projektirali šest-etažno armirano betonsko konstrukcijo na potresno obtežbo z upoštevanjem določil standarda Evrokod 8. Privzeli smo srednjo stopnjo duktilnosti. Za analizo in dimenzioniranje smo uporabili program SAP2000, ki naj bi že vključeval metodo načrtovanja nosilnosti, vendar smo s primerjavo s »peš« izračunom ugotovili, da program ni v celoti skladen s določili Evrokoda 8. Pri kontroli globalne duktilnosti v smislu zagotovitve koncepta močen steber – šibka greda, predlagamo upoštevanje dvoosnega upogiba.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7(043.2)
Author: Miha Povše
Supervision: Associate Professor Matjaž Dolšek
Title: Earthquake resistant design of reinforced concrete frames
Document type: Graduation thesis – University studies
Scope and tools: 35 p., 15 tab., 11 fig., 63 eq.
Keywords: earthquake resistant design, modal analysis, capacity design, reinforced concrete frames, SAP2000

Abstract

A six-storey reinforced concrete frame building was designed in order to fulfil requirements of Eurocode 8. The building was designed for ductility class medium. Program SAP2000, which is provides design based on the capacity design approach, was used for the analysis and design of the selected buildings. However, based on hand calculations it was found that the software does not fully integrate the capacity design principles prescribed by Eurocode 8. For global ductility check, in terms of the strong column - weak beam concept, it is suggested to consider the effect of biaxial bending.

ZAHVALA

Zahvaljujem se izr. prof. dr. Matjaž Dolšek za vse strokovne nasvete in razlage, ki mi jih je nudil skozi celotno nastajanje diplomske naloge.

Zahvaljujem se tudi staršem in vsem bližnjim, ki so mi v času študija in v času nastajanja diplome stali ob strani.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PROJEKTIRANJE STAVB PO STANDARDU EVROKOD 8	2
2.1	Zagotovitev varnosti konstrukcije	2
2.1.1	Projektiranje potresnoodpornih stavb	3
2.1.2	Projektiranje potresnovarnih stavb	3
2.2	Potresni vpliv	3
2.2.1	Vodoravni elastični spekter pospeškov	4
2.2.2	Redukcija potresnih sil	6
2.2.3	Projektni spekter pospeškov	6
2.2.4	Obtežne kombinacije	7
2.3	Zasnova konstrukcije	8
2.4	Analiza konstrukcije	9
2.4.1	Računski model	9
2.4.2	Metoda analize	9
2.4.3	Račun pomikov	13
2.5	Preverjanje varnosti	13
2.5.1	Mejno stanje nosilnosti	13
2.5.2	Mejno stanje uporabnosti	13
3	POSEBNA PRAVILA ZA ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE	14
3.1	Določitev faktorja obnašanja	14
3.2	Načrtovanje nosilnosti pri okvirih	14
3.3	Projektiranje potresnih gred	15
3.4	Projektiranje potresnih stebrov	16
4	OPIS KONSTRUKCIJE IN DOLOČITEV OBTEŽBE	17
4.1	Opis konstrukcije	17
4.2	Material konstrukcije	19
4.3	Vplivi na konstrukcijo	19
4.3.1	Lastna teža + stalna obtežba	19
4.3.2	Koristna obtežba	19
4.3.3	Obtežba snega	19
4.3.4	Potresni vpliv	19

4.3.5	Obtežne kombinacije.....	20
5	RAČUNSKA ANALIZA.....	20
5.1	Računski model.....	20
5.2	Metoda z vodoravnimi silami.....	21
5.3	Modalna analiza.....	22
5.4	Mejno stanje uporabnosti.....	23
5.5	Kontrola vpliva teorije drugega reda.....	24
6	DIMENZIONIRANJE AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE ZA DCM STOPNJO DUKTILNOSTI.....	25
6.1	Dimenzioniranje grede B5 v drugi etaži.....	25
6.1.1	Upogibna armatura.....	25
6.1.2	Strižna armatura.....	26
6.2	Dimenzioniranje stebra C2.....	27
6.2.1	Omejitev tlačnih napetosti.....	27
6.2.2	Upogibna armatura.....	27
6.2.3	Strižna armatura.....	29
6.3	Dimenzioniranje v programu SAP2000.....	30
6.3.1	Postopek dimenzioniranja.....	30
6.3.2	Primerjava med »peš« izračunom in izračunom v programu SAP2000.....	32
7	ZAKLJUČEK.....	33

KAZALO SLIK

<i>Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2013)</i>	4
<i>Slika 2: Tloris stavbe</i>	18
<i>Slika 3: Prerez A-A</i>	18
<i>Slika 4: Elastični in projektni spekter pospeškov</i>	20
<i>Slika 5: Prerez grede B5</i>	25
<i>Slika 6: Upogibna nosilnost grede B5</i>	26
<i>Slika 7: Shema armiranja gred</i>	27
<i>Slika 8: Primerjava upogibne obremenitve na steber armiran z 12Ø20</i>	29
<i>Slika 9: Shema armiranja stebrov</i>	30
<i>Slika 10: Prikaz izračunane in podane armature v programu SAP2000 (Prerez C-C)</i>	31
<i>Slika 11: Prikaz izračunane in podane armature v programu SAP2000 (Prerez C-C)</i>	31

KAZALO PREGLEDNIC

<i>Preglednica 1: Priporočene najmanjše vrednosti koeficienta β za mejna stanja nosilnosti (SIST EN 1990:2004)</i>	<i>2</i>
<i>Preglednica 2: Kategorije pomembnosti za stavbe s pripadajočimi faktorji pomembnosti γ_1 (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.5(4)).....</i>	<i>4</i>
<i>Preglednica 3: Vrednosti prametrov, ki opisujejo elastični spekter tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005/A101)</i>	<i>6</i>
<i>Preglednica 4: Vrednosti φ za izračun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.4(2)P)</i>	<i>7</i>
<i>Preglednica 5: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.3.1(3)P)</i>	<i>9</i>
<i>Preglednica 6: Mase in masni vztrajnostni momenti</i>	<i>20</i>
<i>Preglednica 7: Sodelujoče širine gred b_{eff}.....</i>	<i>21</i>
<i>Preglednica 8: Račun osnovnega translatornega nihajnega časa.....</i>	<i>21</i>
<i>Preglednica 9: Račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti.....</i>	<i>22</i>
<i>Preglednica 10: Nihajni časi in efektivne mase</i>	<i>22</i>
<i>Preglednica 11: Etažne prečne sile za različne smeri vzbujanja in oba načina kombinacije.....</i>	<i>23</i>
<i>Preglednica 12: Kontrola mejnega stanja uporabnosti</i>	<i>24</i>
<i>Preglednica 13: Račun vpliva teorije drugega reda</i>	<i>24</i>
<i>Preglednica 14: Primerjava izračunane armature med "peš" izračunom in izračunom programa SAP2000.....</i>	<i>32</i>
<i>Preglednica 15: Primerjava izračunane armature med "peš" izračunom in izračunom programa SAP2000.....</i>	<i>33</i>

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI

CQC	Complete Quadratic Combination
DCH	Ductility Class High
DCM	Ductility Class Medium
SRSS	Square Root of Sum of Squares

1 UVOD

V življenjski dobi je konstrukcija podvržena številnim vplivom. V standardu Evrokod so vplivi razdeljeni na stalne in začasne, na neizhodne in na potresni vpliv. Razlog, zakaj potres ni umeščen v neizhodne vplive, lahko iščemo v tem, da je pojav potresa na potresnem območju neizbežen in da ni na voljo ukrepov, s katerimi bi lahko preprečili nastanek le-tega.

Pri določitvi potresnega vpliva se pojavi dilema kolikšna naj bo jakost potresa na katerega bomo projektirali naše stavbe. V standardu Evrokod 8 je dilema rešena tako, da za dimenzioniranje stavb uporabimo projektno potresno obtežbo, katere jakost temelji na načelu, da v primeru projektnega potresa zaščitimo človeška življenja, omejimo škodo in zagotovimo, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne. Projektni potres za običajne stavbe je definiran s povratno dobo 475 let. Kar pomeni, da je verjetnost nastopa tako močnega potresa 10% v 50 letih.

Redukcija potresne obtežbe temelji na predpostavki, da bodo lahko nekateri elementi stavbe med potresom, sipali dovolj veliko potresne energije in s tem ščitili pred poružitvijo elemente, ki so nujno potrebni za zagotavljanje globalne stabilnosti konstrukcije. Tako je po Evrokodu 8 potrebno za faktorje obnašanja $q > 1,5$ pri določevanju obremenitev na posamezne konstrukcijske elemente, uporabljati metodo načrtovanja nosilnosti. V tej diplomski nalogi je prikazana metoda načrtovanja nosilnosti za okvirne armiranobetonske konstrukcije.

Diplomska naloga vsebuje sedem poglavij. V poglavju Projektiranje stavb po standardu Evrokod 8 je opisan celoten postopek projektiranja potresnoodpornih stavb. Večji poudarek je na določitvi potresnega vpliva in modalni analizi, ki je po standardu Evrokod 8 izbrana kot referenčna analiza stavb na potresnem območju. V naslednjem poglavju Posebna pravila za armiranobetonske okvirne konstrukcije je opisana metoda načrtovanja nosilnosti okvirnih konstrukcij in predstavljena so konstrukcijska pravila, ki jih moramo upoštevati pri dimenzioniranju posameznih konstrukcijskih elementov. Po končanem teoretičnem delu je v poglavju Opis konstrukcije in določitev obtežbe izbrana šest-etažna armiranobetonska okvirna konstrukcija. Za to konstrukcijo je v programu SAP2000 izvedena linearno elastična analiza. Rezultati analize so pomiki konstrukcije in notranje sile v stebrih in gredah. V naslednjem koraku je preverjeno mejno stanje uporabnosti, katero se izkaže za kritično kontrolo določitve prereza stebrov in gred obravnavane konstrukcije. V poglavju Dimenzioniranje AB okvirne konstrukcije za DCM stopnjo duktilnosti je izvedeno dimenzioniranje upogibne in strižne armature v kritičnem območju najbolj obremenjene grede in stebra v konstrukciji. Na koncu diplomske naloge so količine armature dobljene »pešč« primerjane s programom SAP2000.

2 PROJEKTIRANJE STAVB PO STANDARDU EVROKOD 8

Evropski standardi za konstrukcije (Evrokodi) so s sprejetjem Pravilnika o mehanski odpornosti in stabilnosti, kot podzakonskega akta Zakona o graditvi objektov (ZGO-1) postali obvezni za projektiranje gradbenih objektov. Tako je obvezna uporaba tudi standarda Evrokod 8, ki je v bistvu dopolnilo potresnega vpliva k ostalimi Evrokod standardi.

2.1 Zagotovitev varnosti konstrukcije

V preteklosti se je za zagotavljanje varnosti konstrukcije uporabljal deterministični pristop, predvsem pa empirični. Z uveljavitvijo standarda SIST EN 1990 (EC0) pa se je filozofija zagotavljanja varnosti konstrukcij spremenila. Velja načelo, da s statistično obdelavo podatkov za določeno nevarnost privzamemo neko tolerirano ali sprejemljivo tveganje (v EC0 se namesto tveganja uporablja zanesljivost). Tako nevarnost kot tveganje sta v tem primeru verjetnostna pojma in zavzemata vrednosti od 0 do 1. S tem postopkom zagotavljanja varnosti je bil dosežen prvoten cilj standardov Evrokod, da lahko za različne gradbene objekte zagotovimo enako ali v naprej določeno zanesljivost. Za določitev zanesljivosti so v EC0 določeni trije razredi zanesljivosti (*Preglednica 1*), ki so povezani z tremi razredi glede na posledice (ogroženost).

Preglednica 1: Priporočene najmanjše vrednosti koeficienta β za mejna stanja nosilnosti (SIST EN 1990:2004)

Razred zanesljivosti	Najmanjše vrednosti β	
	referenčna doba 1 leto	referenčna doba 50 let
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Indeksi zanesljivosti β so z verjetnostjo porušitve konstrukcije v naslednji zvezi:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.1)$$

kjer je:

P_f verjetnost porušitvi konstrukcije

Φ standardna porazdelitvena funkcije normalne spremenljivke

Z uporabo parcialnih varnostnih faktorjev in ostalih določil v Evrokodih, dobimo konstrukcijo v razredu zanesljivosti RC2, z indeksom zanesljivosti vsaj 3,8, za referenčno dobo 50 let. Verjetnost porušitve konstrukcije je tedaj največ $7,2 \cdot 10^{-5}$. S pomočjo različnih ukrepov, kot so na primer: spreminjanje delnih varnostnih faktorjev tako na strani vplivov kot tudi odpornosti, revizija projektiranja, nadzor gradnje, lahko spreminjamo ciljno zanesljivost naše konstrukcije. Ta pristop se po standardu Evrokod 0 ne navezuje na potresno obtežbo (SIST EN 1990:2004).

2.1.1 Projektiranje potresnoodpornih stavb

Projektiranje potresnoodpornih stavb je definirano v Evrokod 8, ki je osnova za projektiranje stavb na potresnih območjih. Standardi Evrokod naj bi bili med seboj skladni, vendar pa je dokazovanje varnosti na podlagi EC8 poenostavljeno v primerjavi z zagotavljanjem ciljne zanesljivosti predpisane v EC0. Razloga za različen pristop pri projektiranju sta naslednja:

- potresen vpliv je zelo težko določljiv, tako po intenziteti, kraju, času, načinu delovanja,
- močan potres predstavlja za konstrukcijo običajno največji vpliv, katerega iz ekonomičnega vidika ni mogoče prenesti z linearnim elastičnim obnašanjem konstrukcije, zato standard dovoli močno poškodovanje konstrukcije (nelinearne metode analize).

Predvideva se, da je varnost dosežena z:

- zahteva po neporušitvi
- zahteva po omejitvi poškodb

Prvi je zadoščeno, če uspemo dokazati, da je odpornost večja od obremenitve, katera izhaja iz projektnih vrednosti nosilnosti materialov in projektne potresne obtežbe. V EC8 je ta vrednost za običajne objekte (niso pomembni za civilno zaščito) postavljena na potres, za katerega obstaja 10% verjetnost, da se bo v pojavil v 50 letih.

Z nelinearno analizo okvirne konstrukcije je bilo prikazano, da konstrukcija prenese občutno večje potresne obremenitve od tistih, ki izhajajo iz projektne potresne obtežbe. Varnost pri projektiranju izhaja iz razlike med predpostavljenim redukcijskim faktorjem q , določenim s priporočili v Evrokodu 8 in dejanskim redukcijskim faktorjem, katerega je konstrukcija možna zagotoviti. Razlogi za t.i. varnost pri projektiranju so (Žižmond, 2012):

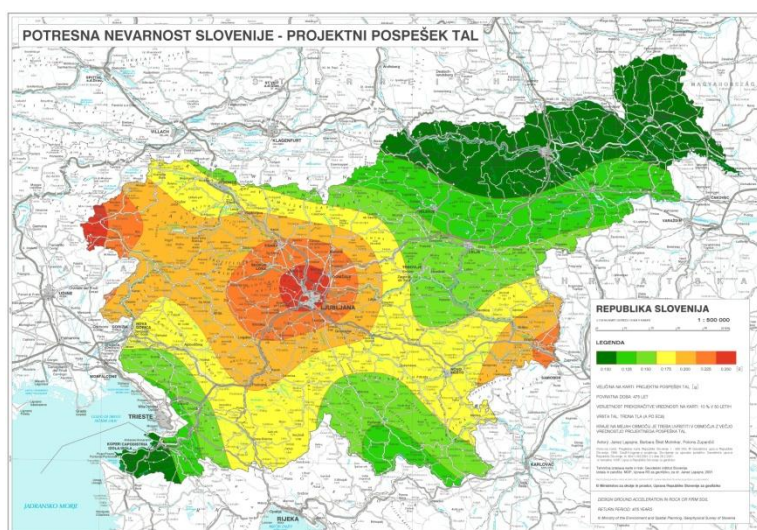
- dejanske trdnosti materiala so večje od projektnih
- pogoji minimalnega armiranja
- posplošitev armature
- zaokroževanje števila in premera palic
- metoda načrtovanja nosilnosti
- za količino armature ni merodajen potresni vpliv

2.1.2 Projektiranje potresnovarnih stavb

Projektiranje potresnovarnih stavb presega obseg te naloge, zato bo na kratko opisan le postopek. Gre za iterativen postopek zagotavljanja varnosti konstrukcije. V prvem koraku se na podlagi potresnoodpornega projektiranja dimenzionira celotna konstrukcija. Nato se s pomočjo analize potresne nevarnosti, analize odziva stavbe pri določeni potresni nevarnosti in analize določenega stanja obnašanja stavbe, oceni potresno tveganje kot verjetnost prekoračitve izbranega mejnega stanja v obdobju enega leta. Pri tem si lahko pomagamo s kartami potresne nevarnosti in metodo N2, ki je sestavljena iz nelinearne statične potisne analize in neelastičnih spektrov odziva. Rezultat N2 metode je povezava med seizmično intenziteto in poškodovanostjo konstrukcije. Na koncu primerjamo dobljeno potresno tveganje s sprejemljivim potresnim tveganjem. Če je potresno tveganje večje od sprejemljivega, sprejememo določene ukrepe na konstrukciji in ponovno ocenimo potresno tveganje. (Lazar, 2011)

2.2 Potresni vpliv

Evrokod 8 nam omogoča, da odziv stavbe določimo na ekvivalentni statični obtežbi s pomočjo projektnega pospeška tal a_g , ki ga izračunamo kot produkt referenčnega pospeška tal a_{gR} in faktorja pomembnosti γ_1 . Referenčni pospešek tal je definiran v karti Potresne nevarnosti Slovenije (Slika 1), na podlagi verjetnostne analize potresne nevarnosti za povratno dobo 475 let. Tej povratni dobi ustreza 10% možnosti prekoračitve v obdobju 50 let, kar je pri običajnih stavbah kar predvidena življenjska doba. S faktorjem pomembnosti (Preglednica 2) se omeji poškodovanje konstrukcije pri močnem potresu, kar ima enak učinek kot povečanje povratne dobe pri določitvi referenčnega pospeška tal. V standardu je vpliv lastnosti tal zavzet šele v elastičnem spektru pospeškov s faktorjem tal S in vrednostmi nihajnih časov T_B , T_C ter T_D . Po mojem mnenju bi bilo bolje, če bi bil faktor tal S upoštevan že v projektnem pospešku tal, saj obravnava lastnost temeljnih tal in ne same konstrukcije.



Slika 1: Karta potresne nevarnosti Slovenije (ARSO, 2013)

Preglednica 2: Kategorije pomembnosti za stavbe s pripadajočimi faktorji pomembnosti γ_1 (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.5(4))

Kategorija pomembnosti	Stavbe	γ_1	T (let)
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	0,8	230
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	1	475
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	1,2	780
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	1,4	1250

2.2.1 Vodoravni elastični spekter pospeškov

Za boljše razumevanje uporabe ekvivalentne statične obtežbe (potresne sile) moramo poznati postopek nastanka spektra odziva. Spekter odziva je graf, na katerem lahko odčitamo maksimalne vrednosti odziva (pomik, hitrost, pospešek) za različne konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri določeni obtežbi in koeficientu viskoznega dušenja. Dobljen je z numeričnim reševanjem enačbe gibanja za določen akceleogram. Rezultat je maksimalni relativni pomik ($S_d = u_{max}$) iz katerega izračunamo psevdopospešek in psevdohitrost. V tem koraku je zavzet celoten dinamični vpliv (dinamični faktor).

$$S_{pa} = \omega^2 S_d \quad S_{pv} = \omega S_d \quad (2.2)$$

Pri potresni obtežbi je mogoče s Duhamelovim integralom prikazati (Fajfar, 1984), da je pri šibkem viskozem dušenju absolutni pospešek skoraj enak psevdopospešku. Približna enakost je pri relativnih hitrostih in psevdohitrostih nekoliko manjša.

$$S_{pa} \approx S_a \quad S_{pv} \approx S_v \quad (2.3)$$

Psevdohitrost in psevdopospešek sta določena v času maksimalnega pomika, zato ne predstavljata svojih dejanskih maksimalnih vrednosti, kar pa ne vpliva na velikost notranjih sil v konstrukcijskih elementih, saj je že iz dinamičnega modela konstrukcije razvidno, da so notranje elastične sile odvisne le od pomika konstrukcije. Potresno silo, s katero obremenimo konstrukcijo in z metodami statike izračunamo prave vrednosti notranjih statičnih količin dobimo z enačbo:

$$F_{Emax} = k S_d = S_{potresna\ sila} \quad (2.4)$$

Ker pri potresu ne moremo meriti relativnih pomikov tal, vendar pa z akcelerogrami merimo absolutne pospeške tal, se je uveljavilo, da potresno silo izračunamo iz spektra psevdopospeškov.

$$S_{potresna\ sila} = k S_d = k \frac{S_{pa}}{\omega^2} = m S_{pa} \quad (2.5)$$

Za potrebe projektiranja se uporablja idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti. Tako je elastični spekter pospeškov v standardu Evrokod 8 odsekoma opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2,5 - 1) \right] \quad (2.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \quad (2.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.8)$$

$$0 \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.9)$$

pri čemer je:

T nihajni čas konstrukcije

$S_e(T)$ vrednost v elastičnem spektru odziva

a_g projektni pospešek tal

S faktor tal

T_B, T_C, T_D karakteristični nihajni časi odvisni od temeljnih tal

η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja

Karakteristični nihajni časi so definirani v nacionalnem dodatku Evrokoda 8 (*Preglednica 3*).

Preglednica 3: Vrednosti prametrov, ki opisujejo elastični spekter tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005/A101)

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,4	2
B	1,2	0,15	0,5	2
C	1,15	0,2	0,6	2
D	1,35	0,2	0,8	2
E	1,7	0,1	0,4	2

2.2.2 Redukcija potresnih sil

Če si potresni vpliv pogledamo na energijskem nivoju, ugotovimo, da se energija, ki se preko pospeškov podpor (gibanja tal) vnese v konstrukcijo, pretvori v elastično deformacijsko energijo. Del te energije se iz sistema odvede z viskoznim dušenjem, vendar pa je to premajhna vrednost za ekonomično gradnjo običajnih konstrukcij, ki bi se v primeru močnega potresa obnašale elastično. Rešitev problema je, da del energije sipamo s plastičnim deformiranjem (poškodovanjem konstrukcije), kar pa z linearno analizo konstrukcije ni mogoče interpretirati. V izogib nelinearne analize standard Evrokod 8 omogoča linearno analizo konstrukcije z redukcijo potresnih sil na vrednost, ki je dobljena z reduciranjem elastičnega spektra pospeškov. Redukcijski faktor je definiran s faktorjem obnašanja q .

Pravilnost postopka je bila potrjena z eksperimentalno analizo, ki je pokazala, da so pomiki linearne konstrukcije ($T \geq T_C$) približno enaki pomikom reducirane konstrukcije. Računske potresne sile so tako dobljene kot:

$$F_{rač} = \frac{F_{Emax}}{q} \quad (2.10)$$

pri čemer je faktor obnašanja:

$$q = R_\mu R_S \quad (2.11)$$

Faktor obnašanja je odvisen od dodatne nosilnosti konstrukcije in njene možnosti plastičnega deformiranja brez porušitve.

Novost pri potresnoodpornem projektiranju stavb je, da ima projektant možnost izbire med razmerjem nosilnosti in duktilnosti konstrukcije. Lahko se odloči za neduktilno konstrukcijo in si s tem olajša delo, vendar pa je v tem primeru potrebno zagotoviti veliko nosilnost ($q = 1,5$). Po drugi strani, pa se lahko odloči za bolj duktilno konstrukcijo, kjer je redukcija potresnih sil večja. Za zagotovitev sipanja energije s plastičnim deformiranjem je zato potrebno slediti zahtevam standarda EC8, ki se nanašajo na uporabljen material, konstrukcijski sistem, kakovost konstrukcijskih detajlov in zagotovitev ugodnega plastičnega mehanizma.

2.2.3 Projektni spekter pospeškov

Redukcija potresnih sil je izpeljana z deljenjem elastičnega spektra s faktorjem obnašanja q . Posebej sta definirani le obe skrajni vrednosti, pri neskončno togih konstrukcijah ($T = 0$) je faktor obnašanja odvisen le od dodatne nosilnosti, pri zelo podajnih konstrukcijah pa je določen minimalni pospešek tal.

Elastični spekter pospeškov je v standardu Evrokod 8 odsekoma opredeljen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad (2.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (2.14)$$

$$0 \leq T \leq 4s : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (2.15)$$

kjer so:

- a_g, T, S, T_B, T_C in T_D opredeljeni v 2.2.1
 $S_d(T)$ vrednost v projektne spektru
 q faktor obnašanja
 β faktor, ki določa minimalni pospešek v projektne spektru ($\beta = 0,2$)

2.2.4 Obtežne kombinacije

Potresni vpliv je v EC0 vključen v potresnem projektne stanju. Kombinacija učinkov vplivov je po SIST EN 1990: 6.4.3.4(2):

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ "+" } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Zaradi manjše verjetnosti nastopa potresnega vpliva v času maksimuma drugih vplivov, se za spremenljive vplive upošteva navidezno stalno vrednost. Tako se potresni vpliv ne kombinira z vplivom vetra in snega. V kombinaciji so izpuščeni delni varnostni faktorji za vplive, ker je potresna obtežba v standardu opredeljena kot mejna obtežba.

Za določitev potresnih učinkov A_{Ed} potrebujemo še naslednje kombinacije:

- kombinacija s katero določimo mase, katere vplivajo na velikost vztrajnostnih sil (SIST 1998-1: 2006, člen 3.2.4(2)P):

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} Q_{k,j} \quad (2.17)$$

kjer je $\psi_{E,i}$ definiran kot:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad (2.18)$$

Vrednosti faktorja φ so podane v preglednici 4.

Preglednica 4: Vrednosti φ za izračun $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2006, člen 4.2.4(2)P)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C*	vrhna etaža (streha)	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F* in arhivi		1,0

- kombinacija s katero upoštevamo prostorsko negotovost delovanja potresnega vpliva, lahko izvedemo na dva načina (SIST EN 1998: 4.3.3.5.1):

1. po pravilu SRSS $\sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (2.19)$

$$2. \text{ z upoštevanjem } E_{Edx} + 0,3 E_{Edy} \text{ in } 0,3 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.20)$$

kjer je:

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x konstrukcije

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri y konstrukcije

- kombinacija s katero upoštevamo prostorsko negotovost razporeditve mase in delovanja potresnega vpliva, imenovana naključna torzija (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.2 in člen 4.3.3.3.3):

1. premaknitev mase iz masnega središča v obeh glavnih smereh za vrednost:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (2.21)$$

kjer je:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i glede na nazivni položaj. Upošteva se v isti smeri v vseh etažah

L_i tlorisna dimenzija etaže, pravokotna na smer potresnega vpliva

Ta postopek zajemanja vpliva naključne torzije je za enkrat še neuporaben, saj programska oprema za projektiranje, še ne zagotavlja kombiniranje različne postavitve mase v okviru enega modela konstrukcije. Zato se uporablja alternativni postopek, ki je opisan v naslednji točki.

2. statična analiza prostorske konstrukcije obremenjene s torzijskimi momenti M_{ai} :

$$M_{ai} = e_{ai} F_i \quad (2.22)$$

kjer so:

M_{ai} torzijski moment okrog navpične osi v etaži i

e_{ai} definirana v točki 1

F_i vodoravna sila v etaži i, določena s ekvivalentno statično obtežbo določeno v poglavju 2.4.2.2

Za potrebe te naloge pa potrebujemo še kombinacijo vplivov za stalna in začasna projektna stanja (SIST EN 1990:2004, člen 6.4.3.2(2)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{Q,i} \quad (2.23)$$

2.3 Zasnova konstrukcije

Pri snovanju konstrukcijskega sistema je na potresnih območjih priporočljiva uporaba naslednjih vodilnih načel (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.1(2)):

- enostavnost konstrukcije
- uniformnost, simetrija in statična nedoločenost
- nosilnost in togost v dveh smereh
- torzijska nosilnost in togost
- učinek diafragem na nivoju etaž
- ustrezno temeljenje

Uspešnost zasnove s pomočjo teh načel preverjamo z merili za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.3.2) in pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.3.3).

Preglednica 5: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.2.3.1(3)P)

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

Za določitev tlorisne (ne)pravilnosti splošne stavbe pravzaprav potrebujemo prostorski model konstrukcije, ki pa ga v primeru, da je stavba tlorisno pravilna, sploh ne potrebujemo več, zato je v času, ko imamo na voljo dovolj napredno programsko opremo smiselna uporaba prostorskega modela. Nepravilnost v tlorisu vpliva še na faktor dodatne nosilnosti in sicer tako, da prispevek dodatne nosilnosti zmanjša za polovico (*Preglednica 5*). Kazen za nepravilnost po višini je bolj natančna metoda analize in zmanjšan faktor obnašanja, ki je definiran kot 80% vrednost referenčnega faktorja obnašanja (*Preglednica 5*).

2.4 Analiza konstrukcije

2.4.1 Računski model

Pri linearni elastični analizi je potrebno po konstrukciji pravilno razporediti maso in togost. V primeru ko lahko medetažno konstrukcijo smatramo kot togo diafragma, maso in masne vztrajnostne momente konstrukcije skoncentriramo v masnem težišču, na nivoju posameznih etaž. Tako se nam v splošnem računski model v katerem rešujemo enačbo gibanja poenostavi na model stavbe, ki ima po tri prostostne stopnje na nivoju posamezne etaže in sicer, horizontalna pomika v obeh glavnih smereh in zasuk okoli vertikalne osi. Za potrebe dimenzioniranja posameznih konstrukcijskih elementov moramo z rezultati dinamične analize obremeniti splošen računski model konstrukcije (vsebuje prostostne stopnje posameznih konstrukcijskih elementov) in s pomočjo metod statike določiti notranje sile in napetosti. Za upoštevanje poškodovanja konstrukcije do trenutka največjega odziva, elastično upogibno in strižno togost AB in zidanih elementov podamo z razpokanimi prerezi, ki imajo polovično vrednost ustreznih nerazpokanih elementov.

2.4.2 Metoda analize

2.4.2.1 Modalna analiza

Osnovna ideja modalne analize s spektri odziva je, da s pomočjo statistične kombinacije maksimalnih odzivov konstrukcije v posameznih nihajnih oblikah, dobimo najverjetnejši maksimalni odziv konstrukcije.

1. Račun lastnega nihanja

Prvi korak analize je določitev lastnih frekvenc (ω_i) in lastnih nihajnih oblik (ϕ_i). Pri tem uporabimo lastno nedušeno nihanje sistema z več prostostnimi stopnjami. Lastne frekvence nedušenga sistema so v okviru inženirske natančnosti enake lastnim frekvencam dušenega sistema, saj imajo običajno gradbene konstrukcije koeficient viskoznega dušenja pod 0,1. Pri nihajnih oblikah pa nas zanimajo le medsebojna razmerja med pomiki in ne absolutne vrednosti, saj se moramo zavedati, da obravnavamo

lastno nihanje, kjer vzroki nihanja še niso definirani. Matematično problem rešimo z reševanjem posplošenega problema lastnih vrednosti, kjer se ω_i^2 imenujejo lastne vrednosti in ϕ_i lastni vektorji.

$$([K] - \omega^2[M]) \{\phi\} = \{0\} \quad (2.24)$$

kjer je:

- $[K]$ togostna matrika konstrukcije
 $[M]$ masna matrika konstrukcije
 $\{\phi\}$ vektor, ki vsebuje posamezne nihajne oblike

S pomočjo Bettijevega zakona je moč izpeljati ortogonalnost nihajnih oblik (Fajfar, 1984):

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_j\} = 0 \quad \omega_i \neq \omega_j \quad (2.25)$$

$$\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_j\} = 0 \quad \omega_i \neq \omega_j \quad (2.26)$$

2. Transformacija v glavne koordinate

Enačba gibanja pri potresnem vplivu, ki deluje v eni smeri je definirana kot:

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = -\ddot{u}_t [M] \{s\} \quad (2.27)$$

pri čemer je:

- $\{s\}$ matrika vplivnih koeficientov, ki predstavljajo premike toge konstrukcije pri premikih temeljnih tal za enota v posamezni smeri
 \ddot{u}_t pospešek temeljnih tal v izbrani smeri
 $\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$ vektor pomika, hitrosti in pospeška konstrukcije

S transformacijo v glavne koordinate, nam uspe zgornji sistem odvisnih diferencialnih enačb pretvoriti v sistem neodvisnih diferencialnih enačb. V takem sistemu lahko vsako izmed nihajnih oblik obravnavamo s pomočjo postopkov, ki so definirani na sistemu z eno prostostno stopnjo, vključno z uporabo spektrov odziva. Transformacija je izvedena z:

$$\{U\} = \sum_{i=1}^{1 \leq m \leq n} \{\phi_i\} Y_i \quad (2.28)$$

kjer je:

- Y_i premiki konstrukcije izraženi v glavnih koordinatah
 m izbrano število nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na odziv konstrukcije med potresom
 n maksimalno število nihajnih oblik, ki je enako številu prostostnih stopenj konstrukcije v katerih je definirana masa ali masni vztrajnostni moment

Enačba fizikalno pomeni, da pomike konstrukcije sestavimo z linearno kombinacijo lastnih nihajnih oblik. Če tako definirane pomike vstavimo v enačbo gibanja dobimo sistem neodvisnih diferencialnih enačb:

$$\ddot{Y}_i + 2 \xi_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = \frac{F_i}{M_i} \quad i = \{1, m\} \quad (2.29)$$

pri čemer je:

$$M_i = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \quad (2.30)$$

$$F_i = -\ddot{u}_t \{\phi_i\}^T [M] \{s\} \quad (2.31)$$

3. Reševanje enačbe gibanja s spektri odziva

S pomočjo Duhamelovega integrala je mogoče ugotoviti, da je maksimalni pomik v glavnih koordinatah enak (Fajfar 1984):

$$Y_{i \max} = \Gamma_i S_d(\omega_i, \xi_i) \quad (2.32)$$

pri čemer je:

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{\{\Phi_i\}^T [M] \{s\}}{\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_i\}} \quad (2.33)$$

Vrednost faktorja participacije Γ_i je odvisna od načina normiranja lastnih nihajnih oblik. Način normiranja pa ne vpliva na končni rezultat pomikov in notranjih sil v posamezni nihajni obliki.

4. Transformacija v osnovne koordinate

Iz enačbe 2.28 sledi:

$$\{U_i\}_{\max} = \{\Phi_i\} \Gamma_i S_d(\omega_i, \xi_i) = \{\Phi_i\} \Gamma_i \frac{S_d(\omega_i, \xi_i)}{\omega_i^2} \quad (2.34)$$

$$\{F_i\}_{\max} = [M]\{\Phi_i\} \Gamma_i S_d(\omega_i, \xi_i) = m_i^* S_d(\omega_i, \xi_i) \quad (2.35)$$

kjer je:

$\{U_i\}_{\max}$ vektor, ki določuje maksimalne pomike konstrukcije v posamezni nihajni obliki

$\{F_i\}_{\max}$ vektor, potresnih sil s katerimi obtežimo konstrukcijo in nato s pomočjo metod statike izračunamo notranje sile za posamezno nihajno obliko

m_i^* efektivna masa stavbe za posamezno nihajno obliko

Izkaže se, da je vsota efektivnih mas vseh nihajnih oblik enaka vsoti vseh mas v konstrukciji. V EC8 je zahtevano, da se pri projektiranju uporabijo nihajne oblike, ki imajo skupno efektivno maso vsaj 90% celotne mase konstrukcije in nihajne oblike, ki imajo efektivne mase večje od 5% celotne mase (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.3.3.1(2)).

5. Kombinacija posameznih vplivov nihajnih oblik

Kombiniranje posameznih vplivov nihajnih oblik, je dovoljeno z geometrijsko vsoto in popolno kvadratno kombinacijo. Geometrijska vsota (SRSS) se uporablja v primeru, ko se posamezne lastne frekvence konstrukcije razlikujejo za več kot 20%. Tako imajo maksimalni odzivi v posameznih nihajnih oblikah enako verjetnost nastopa v primeru predvidene potresne obtežbe. Maksimalne vrednosti posameznih premikov in notranjih sil so tako dobljene z:

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (2.36)$$

Pri tem je potrebno poudariti, da iskano količino dobimo s kombiniranjem vrednosti posameznih nihajnih oblik in ne z že kombiniranih vrednosti. V primeru ko so nekatere lastne frekvence blizu skupaj, moramo za kombinacijo namesto geometrijske vsote uporabiti popolno kvadratno kombinacijo (QCQ).

6. Pomanjkanje ravnotežja pri notranjih silah

»V modalni analizi so notranje sile v okvirju, pri posamezni nihajni obliki, v ravnotežju. Ko pa so notranje sile kombinirane z eno izmed modalnih kombinacij, da bi dobili najverjetnejši maksimum, se

ravnotežje med notranjimi silami izgubi. Pri kombinaciji kot je SRSS se izgubijo vsi predznaki in tako tudi ravnotežje. Kar se tiče same analize to ne predstavlja nobenega problema. Rezultati dajejo najverjetnejše odzive vsakega posameznega elementa v konstrukciji. Ta problem pa vzbuja pomisleke pri uporabi metode načrtovanja nosilnosti, kjer na primer iz ravnotežja notranjih sil ščitimo stebre okvirja. Pri načrtovanju nosilnosti se za dimenzioniranje gred uporabijo momenti iz modalne kombinacije. Nato se gredo dimenzionira in določi maksimalni moment, ki ga le-ta še prenese. Ko sta momenta gred okoli enega vozlišča poznana, ju moramo razporediti na zgornji in spodnji steber. Pri statični analizi bi bila momenta razporejena v takem razmerju, da bi tvorila v vozlišču ravnotežje. Če sledimo modalni analizi lahko momente gred razporedimo na zgornji in spodnji steber v razmerju, kot je dobljen pri modalni analizi. Tako vrednosti momentov stebrov dobljenih iz modalne analize niso potrebne, vendar je pomembno le njihovo medsebojno razmerje.» (Carr, 1994).

2.4.2.2 Poenostavljena metoda s spektrom odziva

Poenostavljena metoda s spektrom odziva ali Metoda z vodoravnimi silami temelji na ekvivalentni konstrukciji z eno prostostno stopnjo, kar pomeni, da je metoda dober približek k osnovni nihajni obliki. Metoda je tako omejena na konstrukcije pri katerih je vpliv višjih nihajnih oblik zanemarljiv. V Evrokod 8 so podane naslednji dve omejitvi za uporabo poenostavljene metode:

- osnovni nihajni časi v obeh glavnih smereh so manjši od:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 T_c \\ 2,0 s \end{cases} \quad (2.37)$$

- konstrukcija je pravilna po višini

1. Določitev osnovnega nihajnega časa z metodo po Rayleighu

(SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.3.2.2(2)):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j u_j^2 m_j}{\sum_j u_j p_j}} \quad (2.38)$$

kjer je:

p_j vodoravna obtežba v j-ti etaži s katero moramo zagotoviti, da je pripadajoča deformacijska oblika podobna osnovni nihajni obliki dobljeni z analizo lastnega nihanja (v nadaljevanju bo uporabljena tako imenovana trikotna obtežba, pri kateri vodoravna obtežba linearno narašča z višino stavbe)

u_j pomik j-te etaže dobljen s statično analizo konstrukcije obremenjene z obtežbo p_j

m_j masa v posamezni etaži

2. Celotna prečna sila (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.3.2.2(1))

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (2.39)$$

pri čemer je:

$S_d(T_1)$ projektni pospešek tal pri nihajnem času T_1

m celotna masa konstrukcije

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2 T_c$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih velja 1,0.

3. Razporeditev vodoravnih potresnih sil (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.3.2.3(3)):

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (2.40)$$

kjer je:

z_i, z_j višinska kota pripadajoče mase

2.4.3 Račun pomikov

Računski pomiki konstrukcije določeni z linearno analizo in projektnimi spektri odziva, morajo biti pomnoženi s faktorjem obnašanja q_d , da dobimo pomike zaradi projektnega potresnega vpliva. Faktor obnašanja za pomike q_d je enak faktorju obnašanja q v območju srednjih in dolgih nihajnih časov. V primeru kratkih nihajnih časov, ko ima konstrukcija nihajni čas manjši od vrednosti T_c , je q_d večji od q , kar pomeni, da so pomiki neelastične konstrukcije večji od predvidenih pomikov z elastično analizo.

2.5 Preverjanje varnosti

Pri preverjanju varnosti moramo upoštevati zahteve mejnega stanja nosilnosti, zahteve mejnega stanja uporabnosti in posebne ukrepe, ki se nanašajo na projektiranje, temelje in načrt zagotavljanja kakovosti (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.4).

2.5.1 Mejno stanje nosilnosti

Pri mejnem stanju nosilnosti moramo zadosti naslednjim zahtevam:

- nosilnost konstrukcije je zagotovljena, če za vse elemente konstrukcije skupaj s spoji in za vse ustrezne nekonstrukcijske elemente izpolnimo, da je projektna vrednost učinka vpliva manjša od projektna odpornosti, definirane s karakterističnimi vrednostmi lastnosti materialov in z delnim varnostnim faktorjem γ_M . Vpliv teorije drugega reda je potrebno upoštevati, če gravitacijski vpliv v primerjavi s potresnim, prekorači določeno vrednost
- globalno duktilnost konstrukcije zagotovimo z uporabo metode načrtovanja nosilnosti. Z uporabo konstrukcijskih zahtev opredeljenih v poglavjih 5 do 9 standarda Evrokod 8 zagotovimo pogojem lokalne duktilnosti
- stavba mora biti stabilna tako glede na prevrnitev in zdrs
- diafragme in zavetrovanja v vodoravnih ravninah morajo imeti zadostno rezervno nosilnost
- pri dimenzioniranju temeljev moramo uporabiti metodo načrtovanja nosilnosti
- trk sosednjih konstrukcij in konstrukcijskih neodvisnih enot mora biti preprečen z dovolj velikimi dilatacijami.

2.5.2 Mejno stanje uporabnosti

Edini pogoj pri mejnem stanju uporabnosti je omejitev etažnih pomikov. Pri tem se dejanski etažni pomiki dobljeni s projektno potresno obtežbo reducirajo s faktorjem v . Ta faktor upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Za običajne stavbe je priporočena vrednost faktorja $v = 0,5$. Omejitev etažnih pomikov je odvisna tudi od duktilnosti nekonstrukcijskih elementov (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.4.3.2(1)):

- za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r v = 0,005 h \quad (2.41)$$

- za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r v = 0,075 h \quad (2.42)$$

- za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r v = 0,010 h \quad (2.43)$$

pri čemer je:

d_r projektni etažni pomik, opredeljen v poglavju 2.4.3

h etažna višina

3 POSEBNA PRAVILA ZA ARMIRANOBETONSKE OKVIRNE KONSTRUKCIJE

Za garancijo uporabe redukcije potresnih sil za izbran konstrukcijski sistem in stopnjo duktilnosti moramo v Evrokod 8 upoštevati priporočen faktor obnašanja, določena merila za projektiranje in konstrukcijske zahteve za dimenzioniranje posameznih elementov. V nadaljevanju poglavja bo obravnavan **AB okvirni sistem** v srednji stopnji duktilnosti (**DCM**).

3.1 Določitev faktorja obnašanja

Faktor obnašanja q je za okvirne konstrukcije pravilne po višini definiran kot (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.2.2.2):

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

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 \begin{cases} = 1,1 & \text{enoetažne stavbe} \\ = 1,2 & \text{večetažni okviri z enim poljem} \\ = 1,3 & \text{večetažni okviri z več polji} \end{cases}$$

pri čemer je:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami (pri okvirnih konstrukcijah ima k_w vrednost ena)

α_u / α_1 faktor, ki upošteva prispevek dodatne nosilnosti zaradi statične nedoločnosti konstrukcije

Tako definiran faktor obnašanja ni povsem skladen z osnovno idejo redukcije potresnih sil, kjer imamo jasno določen prispevek celotne dodatne nosilnosti in duktilnosti konstrukcije.

3.2 Načrtovanje nosilnosti pri okvirih

Načelo, da močan potres vedno najde šibko točko v naši konstrukciji, s pridom uporabljamo pri metodi načrtovanja nosilnosti, kjer s primernim razmerjem nosilnosti posameznih konstrukcijskih elementov omejimo poškodovanje konstrukcije na kritična območja, katerim lahko s pomočjo ustreznih detajlov omogočimo sipanje potresne energije na račun cikličnega plastičnega deformiranja. Tipičen žagast razpored upogibnih momentov po okvirni konstrukcije, zaradi potresne obtežbe in majhna osna sila v gredah sta razloga, zaradi katerih je v EC8 za okvirne konstrukcije določen porušni mehanizem po gredah. Ta mehanizem predvidi upogibna plastična členka v gredah ob vozlišču s stebrom.

Postopek računa se prične z določitvijo upogibne armature grede ob vozlišču iz potresne projektne obremenitve. Nato je potrebno določiti dejansko upogibno nosilnost grede in s pomočjo ravnotežnih enačb določiti obremenitve za izračun upogiba stebra, strig v gredi, strig stebra, strig vozlišča in obremenitev temeljev in temeljnih tal.

3.3 Projektiranje potresnih gred

Geometrijske omejitve

Ekscentričnost osi grede glede na os stebra je omejena na vrednost $b_c/4$, pri čemer je b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, gledana pravokotno na os grede (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.1.2.1(1)P).

Širina grede je omejena z (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.1.2.1(3)P):

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 b_c\} \quad (3.2)$$

kjer je:

h_w višina grede

Projektne notranje sile

Prečne sile v gredi določimo na modelu prostoležečega nosilca obremenjenega s prečno obtežbo, ki izhaja iz potresnega projektne stanja in maksimalnega momenta grede ob vozlišču ($M_{i,d}$), ki je definiran kot (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.2.2(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (3.3)$$

kjer je:

$M_{Rb,i}$ je projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta zaradi potresa pri upoštevanju smeri potresnega vpliva

γ_{Rd} faktor, ki upošteva morebitno večjo nosilnost, pri DCM se lahko privzame vrednost 1,0.

$\sum M_{Rc}$ vsota projektne vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov v obravnavanem vozlišču. Vrednost $\sum M_{Rc}$ ustreza osni sili v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva

$\sum M_{Rb}$ vsota projektne vrednosti upogibnih nosilnosti gred v obravnavanem vozlišču

Če pri upogibni obremenitvi stebrov upoštevamo metodo načrtovanja nosilnosti, se zgornja enačba poenostavi:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \quad (3.4)$$

V posameznem vozlišču grede se izračunata dve prečni sili, ki izhajata iz dveh smereh potresne obtežbe.

Upogibna in strižna nosilnost

Upogibno in strižno nosilnost določujemo po modelih določenih v SIST EN 1992, posebnost je le drugače definirana sodelujoča širina pasnice potresne grede (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.1).

Konstrukcijska pravila za zagotovitev lokalne duktilnosti

Kritično območje grede je definirano na razdalji do $l_{cr} = h_w$ (kjer h_w označuje višino grede) od vozlišča. V tem območju lahko s naslednjima pogojema zadostimo zahtevi lokalne duktilnosti (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.2(4)):

- a) v tlačnem območju je poleg morebitne armature, ki sledi iz preveritve mejnega stanja grede pri potresnem projektne stanju, položena še armatura s prerezom, ki znaša vsaj polovico prereza dejanske natezne armature,
- b) delež armature v natezni coni ρ ne presega vrednosti ρ_{max} , ki je enaka:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi}} \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{f_{yd}}{f_{yd}} \quad (3.5)$$

Vzdolž celotne dolžine grede je minimalni delež armature v natezni coni enak (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.2(5)P):

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (3.6)$$

V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.2(6)P):

- a) premer stremen d_{bw} (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6,
- b) razmik stremen s (v milimetrih) ne sme biti večji od:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\} \quad (3.7)$$

kjer sta:

d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih)

h_w višina grede v milimetrih

- c) prvo streme na krajišču grede ni oddaljeno več kot 50 mm od stebra.

3.4 Projektiranje potresnih stebrov

Geometrijske omejitve

V primeru ko moramo upoštevati teorijo drugega reda, dimenzija prečnega prereza potresnih stebrov ne sme biti manjša od 1/10 večje razdalje med prevojno točko in krajiščema stebra (za upogib v ravnini, ki je vzporedna obravnavni dimenziji stebra) (SIST EN 1998:2005, člen 5.4.1.2.2).

Projektne notranje sile

Upogibna momenta stebrov, ki se stikata v istem vozlišču, lahko dobimo z razdelitvijo povečanih skupnih vrednosti upogibnih projektne nosilnosti gred v razmerju dobljenem iz analize potresnega vpliva. Pri tem moramo ustreči enačbi (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.4.2.3(4):

$$\sum M_{RC} \leq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (3.8)$$

kjer sta:

$\sum M_{RC}$ vsota projektne upogibne nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibne nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se je pojavilo pri projektne potresnem stanju in upoštevati najmanjšo vrednost nosilnost

$\sum M_{Rb}$ vsota projektne nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Potrebno je upoštevati celotno armaturo v območju sodelujoče širine grede

Enačba 3.8 bo v nadaljevanju naloge imenovana kot kontrola globalne duktilnosti konstrukcije.

Prečna sila v stebri se določi na prostoležečemu nosilcu iz maksimalnih vrednosti upogibnih nosilnostih na krajiščih stebrov. Momenti na krajiščih stebrov so določeni na podoben način kot momenti gred (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.2.3(2)):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}}\right) \quad (3.9)$$

kjer so:

γ_{Rd} faktor, ki upošteva večjo nosilnost, pri DCM se privzame vrednost 1,1

$M_{RC,i}$ projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i . Vrednost $\sum M_{RC}$ ustreza osni sili v stebri v potresnem projektne stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva

$\sum M_{Rb}$ člen razložen v enačbi 3.3

$\sum M_{RC}$ člen razložen v enačbi 3.3

Upogibna in strižna nosilnost (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.2.1)

Nosilnost prereza določimo v skladu s SIST EN 1992, pri čemer se uporabi vrednost osne sile iz analize za potresno stanje. Z zmanjšanjem enoosne upogibne nosilnosti za 30% se lahko izognemo projektiranja na dvoosni upogib. Paziti moramo, da vrednost normirane osne sile v_d pri primarnih potresnih stebrih ne preseže vrednosti 0,65.

Konstrukcijska pravila za zagotovitev lokalne duktilnosti (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.2.2)

Kritično območje stebra je definirano z razdaljo od vozlišča do razdalje l_{cr} (v metrih):

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45\right\} \quad (3.10)$$

kjer sta:

h_c večja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih)

l_{cl} svetla višina stebra v metrih

V kritičnem območju ob vpetju primarnih potresnih stebrov je potrebno zadostiti posebnim pogojem definiranih v SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.2.2(8).

V simetričnih prerezi stebrov uporabljamo simetrično armaturo. Celoten delež vzdolžne armature mora biti med 0,01 in 0,04. Vzdolž vsake stranice stebra je treba med vogalne armaturne palice postaviti vsaj še eno vmesno palico, da se zagotovi integriteta vozlišča stebrov z gredami.

V kritičnih območjih morajo biti predpisana (zaprta) stremena, ki ustrezajo naslednjim pogojem:

- premer stremen d_{bw} (v milimetrih) ne sme biti manjši od 6,
- razmik stremen s (v milimetrih) ne sme biti večji od:

$$s = \min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL}\right\} \quad (3.11)$$

kjer sta:

d_{bL} premer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih)

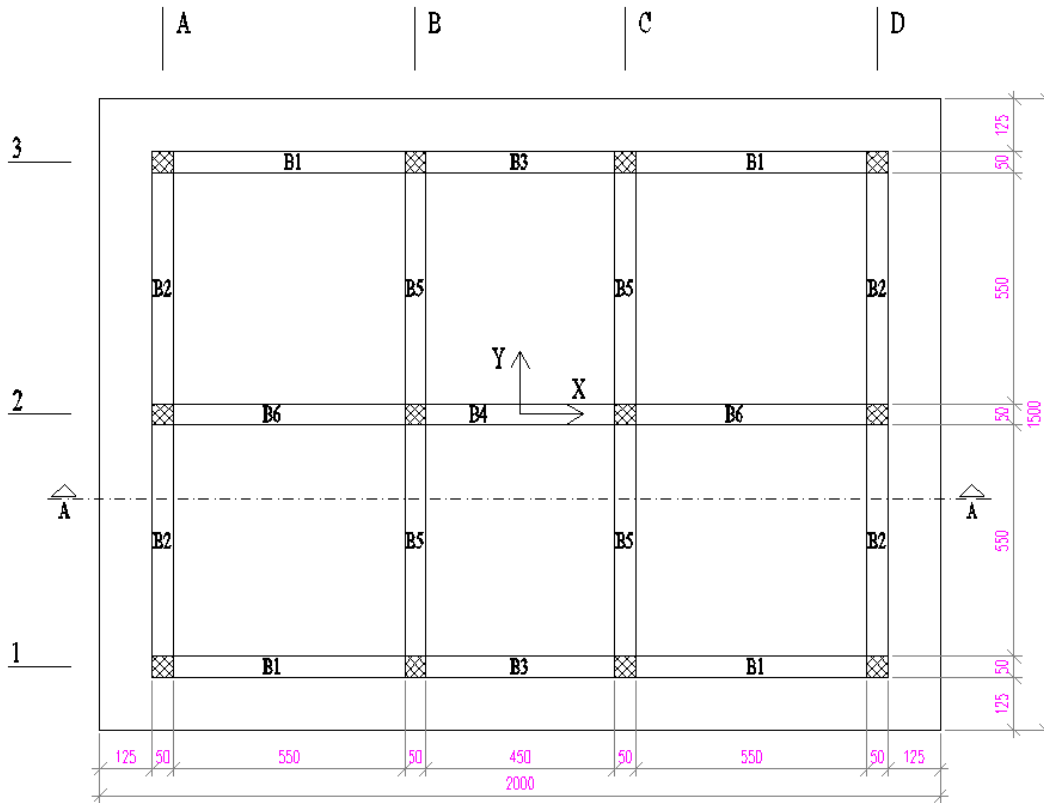
b_o najmanjša dimenzija betonskega jedra (merjena v milimetrih do srednje črte stremen)

- razdalja med dvema sosednjima vzdolžnima armaturnima palicama, ki ju podpirajo stremena ali prečne vezi, ne sme biti večja od 200 mm (Evrokod 2).

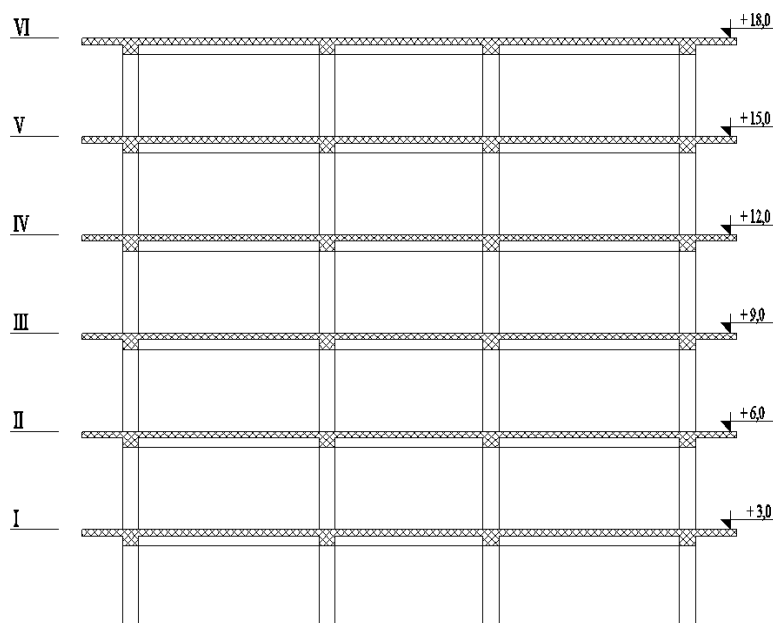
4 OPIS KONSTRUKCIJE IN DOLOČITEV OBTEŽBE

4.1 Opis konstrukcije

V računskem primeru je obravnavana šest-etažna okvirna armiranobetonska stavba (*Slika 2 in Slika 3*). Stavba je locirana na območju Ljubljane z nadmorsko višino 300 m. Okvir sestavljajo stebri dimenzij 50/50 cm in grede dimenzij 50/50. Za medetažno konstrukcijo je izvedena armiranobetonska plošča debeline 20 cm. Predvideni namen uporabe je poslovna dejavnost (kategorija B).



Slika 2: Tloris stavbe



Slika 3: Prerez A-A

4.2 Material konstrukcije

Za stopnjo duktilnosti DCM je potrebno v primarne potresne elemente vgrajevati beton, tlačne trdnosti vsaj C 16/20. Armaturno jeklo mora biti rebraste oblike in razreda duktilnosti B ali C (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.1.1). Pri dimenzioniranju na potresni vpliv se ravno tako upošteva delni materialni faktor za beton $\gamma_c = 1,5$ in delni materialni faktor za jeklo $\gamma_s = 1,15$ (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4(2)).

Beton C 30/37:

$f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2$	karakteristična tlačna trdnost
$E_{cm} = 3300 \text{ kN/cm}^2$	modul elastičnosti
$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	specifična teža betona

Jeklo S500 razred duktilnosti C:

$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$	karakteristična meja elastičnosti
$E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$	modul elastičnosti

4.3 Vplivi na konstrukcijo

4.3.1 Lastna teža + stalna obtežba

Lastna teža in stalna obtežba vključno s težo predelnih sten je zavzeta s porazdeljeno obtežbo $g = 9 \text{ kN/m}^2$ po celotnem tlorisu konstrukcije (Zupančič, 2011).

4.3.2 Koristna obtežba

Za prvih pet etaž je definirana porazdeljena obtežba $q = 3 \text{ kN/m}^2$, ki izhaja iz kategorije uporabe B. Šesta etaža ali streha je uvrščena v kategorijo H in je tako obtežena s porazdeljeno koristno obtežbo $q = 0,4 \text{ kN/m}^2$ (SIST EN 1991-1-1:2004).

4.3.3 Obtežba snega

Obtežba snega je definirana v SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Ljubljana se nahaja v coni A2 na nadmorski višini $A = 300 \text{ m}$. Karakteristična obtežba snega na tleh se izračuna kot:

$$s_k = 1,293 \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$

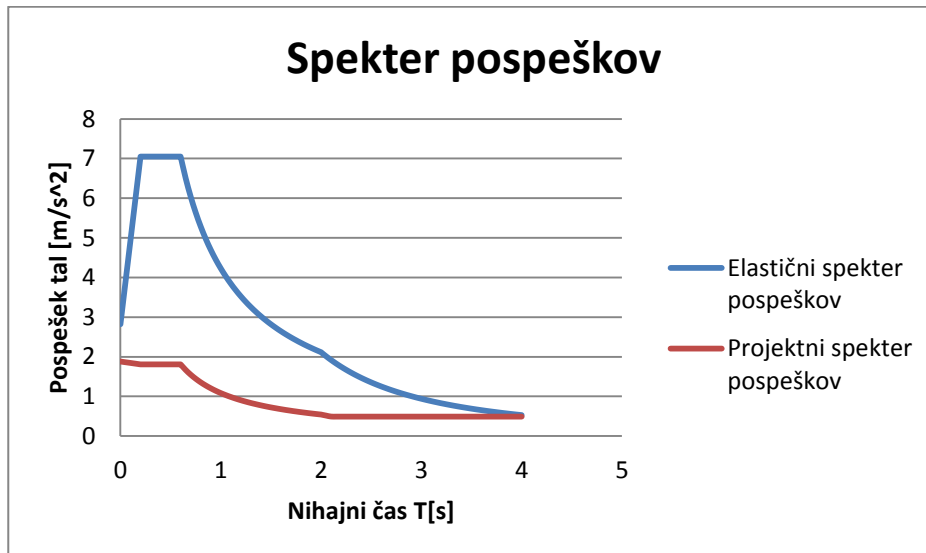
Iz obtežbe snega na tleh izračunamo obtežbo na strehi:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2 \quad (4.2)$$

4.3.4 Potresni vpliv

- tip tal C ($S = 1,15$, $T_B = 0,2 \text{ s}$, $T_C = 0,6 \text{ s}$, $T_D = 2 \text{ s}$)

- kategorija pomembnosti II ($\gamma_1 = 1$)
- projektni pospešek tal $a_g = 0,25g$
- faktor obnašanja $q = 3,9$
- spekter pospeškov (Slika 4)
- računa mas (Preglednica 6)



Slika 4: Elastični in projektni spekter pospeškov

Preglednica 6: Mase in masni vztrajnostni momenti

Etaža	Masa [t]	Masni vztrajnostni moment [tm ²]
I-IV	289	15051
VI	275	14322

4.3.5 Obtežne kombinacije

Kombinacija vplivov za stalna in začasna projektna stanja (Poglavje 2.2.4):

$$\text{KOMB 1: } 1,35 G + 1,5 Q_B + 0,75 Q_S \quad (4.3)$$

$$\text{KOMB 2: } 1,35 G + 1,5 Q_S + 1,05 Q_B \quad (4.4)$$

Kombinacija vplivov za potresno projektno stanje (Poglavje 2.2.4):

$$\text{KOMB 3: } 1,0 G + 0,3 Q \pm 1,0 EQ_x \pm 0,3 EQ_y \pm M_{ai} \quad (4.5)$$

$$\text{KOMB 4: } 1,0 G + 0,3 Q + 0,3 EQ_x + 1,0 EQ_y \pm M_{ai} \quad (4.6)$$

$$\text{KOMB 5: } 1,0 G + 0,3 Q + EQ_{xy} \pm M_{ai} \quad (4.7)$$

5 RAČUNSKA ANALIZA

5.1 Računski model

Izbran računski model je 3D okvir. Sestavljajo ga stebri in grede, ki so podani kot linijski elementi. Prerez gred je določen skladno z Evrokodom 2 pri čemer je razdalja momentnih ničelnih točk (l_0) enaka polovični razdalji posamezne grede (Preglednica 7). Strižni prerez in upogibna togost vseh

elementov sta reducirana na polovično vrednost. Medetažna konstrukcija je definirana kot toga diafragma. Mase in masni vztrajnostni momenti so podani diskretno v težišču posamezne etaže. Za višino etaže je vzeta razdalja med težiščema gred, zato je prva etaža visoka 2,75m vse ostale pa 3,0m. Konstrukcija je pravilna tako v tlorisu kot po višini.

Preglednica 7: Sodelujoče širine gred b_{eff}

Greda	l [m]	l ₀ [m]	b ₁ [m]	b ₂ [m]	b _{eff,1} [m]	b _{eff,2} [m]	b _{eff} [m]	b [m]
B1, B2	5,5	2,75	1,25	2,75	0,525	0,55	1,575	4,5
B3	4,5	2,25	1,25	2,75	0,45	0,45	1,4	4,5
B4	4,5	2,25	2,75	2,75	0,45	0,45	1,4	6,0
B5	5,5	2,75	2,25	2,75	0,55	0,55	1,6	5,5
B6	5,5	2,75	2,75	2,75	0,55	0,55	1,6	6,0

5.2 Metoda z vodoravnimi silami

1. Račun nihajnega časa z metodo po Rayleighu (Poglavje 2.4.2.2):

$$T_{1,X} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j u_j^2 m_j}{\sum_j u_j p_j}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,218 \text{ tm}^2}{8,731 \text{ kNm}}} = 0,993 \text{ s}$$

$$T_{1,Y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j u_j^2 m_j}{\sum_j u_j p_j}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,260 \text{ tm}^2}{9,547 \text{ kNm}}} = 1,037 \text{ s}$$

Vrednosti so dobljene iz preglednice 8.

Preglednica 8: Račun osnovnega translatornega nihajnega časa

z _i [m]	p _i [kN]	u _x [m]	u _y [m]	m _i [t]	m _i u _x ²	f _i u _x	m _i u _y ²	f _i u _y
2,75	31,0	0,0022	0,0024	289	0,001	0,068	0,002	0,074
5,75	64,8	0,006	0,0065	289	0,010	0,389	0,012	0,421
8,75	98,6	0,0096	0,0104	289	0,027	0,946	0,031	1,025
11,75	132,4	0,0126	0,0137	289	0,046	1,668	0,054	1,814
14,75	166,2	0,0148	0,0162	289	0,063	2,460	0,076	2,692
17,75	200,0	0,016	0,0176	275	0,070	3,200	0,085	3,520
			Σ	1720	0,218	8,731	0,260	9,547

2. Račun projektnega pospeška tal (Poglavje 2.2.3):

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T_{1,X}) \left\{ \begin{array}{l} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6}{0,993} \right] = 1,09 \text{ m/s}^2 \\ \geq \beta a_g = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,49 \text{ m/s}^2 \end{array} \right.$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T_{1,Y}) \left\{ \begin{array}{l} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 1,15 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6}{1,037} \right] = 1,05 \text{ m/s}^2 \\ \geq \beta a_g = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 0,49 \text{ m/s}^2 \end{array} \right.$$

3. Račun celotne potresne sile (Poglavje 2.4.2.2):

$$F_{b,X} = S_d(T_{1,X}) m \lambda = 1,09 \text{ m/s}^2 \cdot 1720 \text{ t} \cdot 0,85 = 1594 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = S_d (T_{1,y}) m \lambda = 1,05 \text{ m/s}^2 \cdot 1720t \cdot 0,85 = 1536 \text{ kN}$$

Razmerje med celotno potresno silo in celotno težo stavbe:

$$F_{b,x} / \Sigma m \cdot g = \frac{1594 \text{ kN}}{1720t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 9,4\%$$

$$F_{b,y} / \Sigma m \cdot g = \frac{1536 \text{ kN}}{1720t} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 9,1\%$$

4. Račun momentov (M_{ai}) za upoštevanje slučajne ekscentričnosti (Poglavje 2.2.4):

V preglednici 9 so po enačbi 2.22 izračunani torzijski momenti M_x in M_y . S temi momenti tvorimo ovojnico notranje statičnih količin (v našem primeru označeno z M_{ai}) za štiri obtežne primere in sicer za obtežbo s torzijskimi momenti M_x , $-M_x$, M_y in $-M_y$ v težišču posameznih etaž.

Preglednica 9: Račun momentov za upoštevanje slučajne ekscentričnosti

z_i [m]	m_i [m]	$z_i \cdot m_i$	$F_{b,x}$ [kN]	$F_{b,y}$ [kN]	e_x [m]	e_y [m]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
2,75	289	794,8	72	70	0,75	1	54	70
5,75	289	1661,8	151	146	0,75	1	113	146
8,75	289	2528,8	230	222	0,75	1	173	222
11,75	289	3395,8	309	298	0,75	1	232	298
14,75	289	4262,8	388	374	0,75	1	291	374
17,75	275	4881,3	444	428	0,75	1	333	428
	Σ	17525	1594	1536				

5.3 Modalna analiza

1. Nihajni časi in efektivne mase

Iz preglednice 10 je razvidno, da je naša konstrukcija pravilna po tlorisu, saj je prva nihajna oblika le translacijska v Y smeri, druga nihajna oblika le translacijska v X smeri in šele tretja nihajna oblika je torzijska, kar pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga. Pri posamezni nihajni obliki je efektivna masa, ki se nanaša na določeno smer vzbujanja, večja od nič, za drugo smer potresa, pa enaka nič. Na osnovi tega lahko trdimo, da je ekscentričnost naše konstrukcije enaka 0. Pri računu odziva smo upoštevali vseh 18 nihajnih oblik, po standardu Evrokod 8 pa bi bilo zadosti, da bi uporabili le nihajne oblike prikazane v preglednici 9 (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.3.3.3.1(2)).

Preglednica 10: Nihajni časi in efektivne mase

Nih. obl.	T (s)	$m_{\text{eff},x}$ (%)	$m_{\text{eff},y}$ (%)	$m_{\text{eff},z}$ (%)	$\Sigma m_{\text{eff},x}$ (%)	$\Sigma m_{\text{eff},y}$ (%)	$\Sigma m_{\text{eff},z}$ (%)
1	1,038	0%	81%	0%	0%	81%	0%
2	0,993	82%	0%	0%	82%	81%	0%
3	0,869	0%	0%	82%	82%	81%	82%
4	0,335	0%	10%	0%	82%	92%	82%
5	0,322	10%	0%	0%	92%	92%	82%
6	0,283	0%	0%	10%	92%	92%	92%

2. Račun etažnih prečnih sil

V preglednici 11 so podane etažne prečne sile samo za potresno obtežbo A_{Ed} . Zaradi dvojne simetričnosti konstrukcije potres v X smeri ne more vzbuditi nihanja v Y smeri in obratno, zato način kombiniranja potresnega vpliva za različne smeri ni pomemben pri računu etažnih prečnih sil.

Preglednica 11: Etažne prečne sile za različne smeri vzbujanja in oba načina kombinacije

Etaža	X smer		Y smer		SRSS		1,0X+0,3Y ali 0,3X+1Y	
	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
6	460	0	0	445	460	445	460	445
5	827	0	0	792	827	792	827	792
4	1118	0	0	1064	1118	1064	1118	1064
3	1348	0	0	1279	1348	1279	1348	1279
2	1517	0	0	1493	1517	1493	1517	1493
1	1600	0	0	1519	1600	1519	1600	1519

Kontrola celotne prečne sile:

- smer X

$$F_{b,X \max} = \Sigma m \cdot S_d (T_{1,X}) = 1720t \cdot 1,09 m/s^2 = 1875kN$$

$$F_{b,X \min} = m_{eff,1,X} \cdot S_d (T_{1,X}) = 0,82 \cdot 1720t \cdot 1,09 m/s^2 = 1538kN$$

- smer Y

$$F_{b,Y \max} = \Sigma m \cdot S_d (T_{1,Y}) = 1720t \cdot 1,05 m/s^2 = 1806kN$$

$$F_{b,Y \min} = m_{eff,1,Y} \cdot S_d (T_{1,Y}) = 0,81 \cdot 1720t \cdot 1,05 m/s^2 = 1463kN$$

Potresne sile nad temelji so za obe smeri v izračunanih mejah, zato predpostavimo, da je račun pravilen.

5.4 Mejno stanje uporabnosti

Mejno stanje uporabnosti je izpolnjeno, če so pri delovanju potresne obtežbe (A_{Ed}) in slučajne ekscentričnosti (M_{ai}) projektni etažni pomiki d_r manjši od dovoljene vrednosti (Poglavje 2.5.2).

Projektne etažne pomike dobimo tako, da etažne pomike elastične konstrukcije pomnožimo s faktorjem obnašanja (v našem primeru $q_d = 3,9$). Etažni pomiki elastične konstrukcije so določeni iz pomikov centrov mas (CM) v posamezni etaži. Iz preglednici 12 je razvidno, da je obravnavana okvirna konstrukcija zelo podajna, zato lahko ugodimo le pogoju, da so projektni etažni pomiki manjši od 7,5‰ višine etaže, kar od nas zahteva, da moramo uporabiti duktilne nekonstrukcijske elemente.

Preglednica 12: Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Etaža	Točka	ds,x [cm]	ds,y [cm]	d _r x [cm]	d _r y [cm]	v d _r x [cm]	v d _r y [cm]	0,005 h [m]	0,0075 h [m]
6	CM	13,77	16,67	0,98	1,81	0,49	0,91	1,50	2,25
5	CM	12,79	14,86	1,83	2,15	0,91	1,08	1,50	2,25
4	CM	10,96	12,71	2,54	3,00	1,27	1,50	1,50	2,25
3	CM	8,42	9,71	3,08	3,59	1,54	1,80	1,50	2,25
2	CM	5,34	6,12	3,35	3,86	1,68	1,93	1,50	2,25
1	CM	1,99	2,26	1,99	2,26	1,00	1,13	1,38	2,06

5.5 Kontrola vpliva teorije drugega reda

V SIST EN 1998-1:2005, člen 4.4.2.2(2) je določeno, da teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.1)$$

kjer so:

θ koeficient občutljivosti za etažne pomike

P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki je upoštevana pri potresnem projektnem stanju

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže (Preglednica 12)

V_{tot} celotna prečna sila v etaži (Preglednica 11)

Striktno z upoštevanjem standarda Evrokod 8, bi morali zaradi prekoračene vrednosti $\Theta_y = 0,12$ v drugi etaži (Preglednica 13) povečati vse notranje statične količine za faktor (SIST EN 1998-1:2005, člen 4.4.2.2(3)):

$$\frac{1}{(1-\Theta)} = \frac{1}{(1-0,12)} = 1,14 \quad (5.2)$$

Pri celotni analizi konstrukcije se je izkazalo, da je kontrola vpliva drugega reda najbolj kritična. Zaradi upoštevanja dvoosnega upogiba pri kontroli globalne duktilnosti (enačba 3.8) predpostavimo, da je zadoščeno tudi vplivom teorije drugega reda.

Preglednica 13: Račun vpliva teorije drugega reda

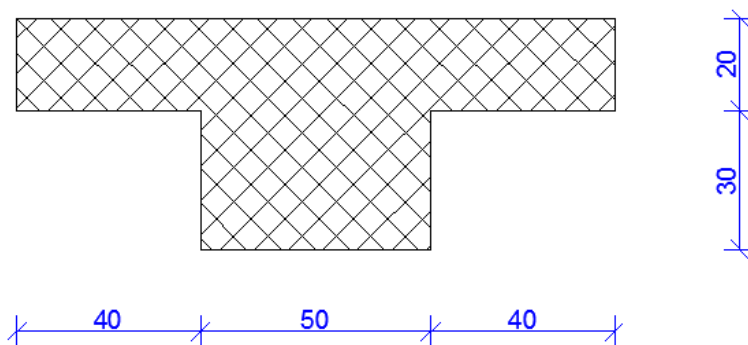
Etaža	P_{tot} [kN]	d _r x [cm]	d _r y [cm]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	h [cm]	Θ_x	Θ_y
6	2698	0,98	1,81	460	445	300	0,02	0,04
5	5533	1,83	2,15	827	792	300	0,04	0,05
4	8368	2,54	3,00	1118	1064	300	0,06	0,08
3	11203	3,08	3,59	1348	1279	300	0,08	0,10
2	14038	3,35	3,86	1517	1493	300	0,10	0,12
1	16873	1,99	2,26	1600	1519	275	0,08	0,09

6 DIMENZIONIRANJE AB OKVIRNE KONSTRUKCIJE ZA DCM STOPNJO DUKTILNOSTI

V tem poglavju je prikazano dimenzioniranje kritičnih območji najbolj obremenjenih gred in stebrov v prvih treh etažah. Račun potrebne armature je poenostavljen, zaradi poenotenja armiranja vseh stebrov in gred v prvih treh etažah in preostalih treh. Za maksimalne notranje sile uporabimo obtežne kombinacije definirane z enačbami 4.3, 4.4, 4.5 in 4.6.

6.1 Dimenzioniranje grede B5 v drugi etaži.

Pri dimenzioniranju grede upoštevamo sodelujočo širino v skladu z SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.1.1(3).



Slika 5: Prerez grede B5

6.1.1 Upogibna armatura

Upogibno armaturo določimo iz obremenitev dobljenih v obtežni kombinaciji 4 (enačba 4.6):

$$M_{Ed,min} = -363 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,max} = 176 \text{ kNm}$$

Na podlagi upogibne nosilnosti določene v EN 1992-1-1:2004 izberemo prerez armature:

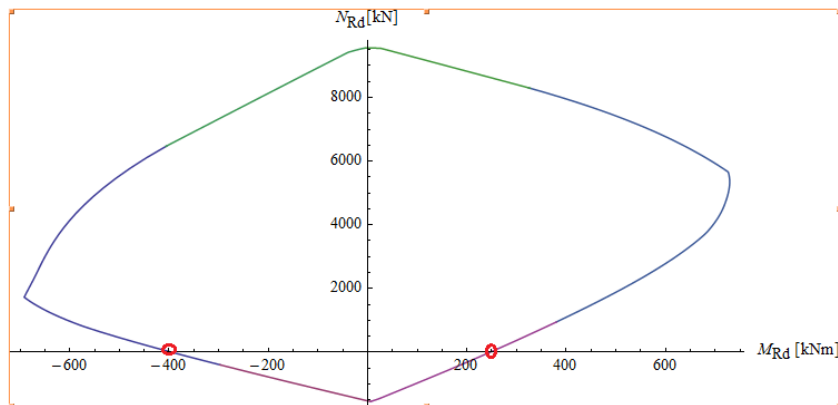
$$\text{Zgoraj: } A_s = 22,67 \text{ cm}^2 = 8\emptyset 18 + \text{armatura plošče } 6\emptyset 7 \text{ (Q385)}$$

$$\text{Spodaj: } A_{s'} = 12,72 \text{ cm}^2 = 5\emptyset 18$$

Nosilnost prereza pri $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$ določena po EN 1992-1-1:2004 in preverjena v programu SAP2000 (Slika 6):

$$M_{Rd,min} = -395 \text{ kNm (smer potresa } \leftarrow)$$

$$M_{Rd,max} = 246 \text{ kNm (smer potresa } \rightarrow)$$



Slika 6: Upogibna nosilnost grede B5

Kontrole za zagotovitev lokalne duktilnosti v kritičnem območju:

$$l_{cr} = h_w = 50 \text{ cm}$$

$$A_s' = 12,72 \text{ cm}^2 \geq A_s/2 = 11,34 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0,0029 < \rho = 0,010 < \rho_{max} = 0,012$$

6.1.2 Strižna armatura

Obremenitev določimo v skladu z metodo načrtovanja nosilnosti (Poglavje 3.3):

Prečno silo zaradi potresne obtežbe dobimo iz upogibne nosilnosti grede:

$$V_E = \frac{M_{i,d} + M_{j,d}}{l_b} = \frac{395 \text{ kNm} + 246 \text{ kNm}}{5,5 \text{ m}} = 116,5 \text{ kNm}$$

Prečna sila zaradi obtežbe 1,0G + 0,3Q na modelu prostoležečega nosilca:

$$V_{G+0,3Q} = \frac{p \cdot l_b}{2} = \frac{32 \text{ kN/m} \cdot 5,5 \text{ m}}{2} = 88 \text{ kN}$$

Projektna prečna sila za določitev strižne armature:

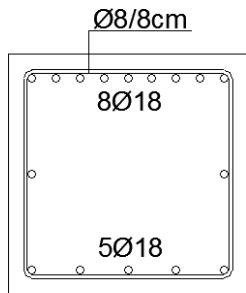
$$(\text{smer potresa } \rightarrow) V_{5B,d} = V_E - V_{G+0,3Q} = 116,5 - 88 = 28,5 \text{ kN}$$

$$(\text{smer potresa } \leftarrow) V_{5B,d} = V_E - V_{G+0,3Q} = -116,5 - 88 = -204,5 \text{ kN}$$

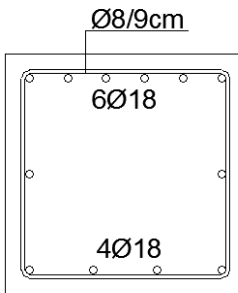
Celotno prečno silo v kritičnem območju prevzamemo z dvostriznimi navpičnimi stremeni $\emptyset 8/8 \text{ cm}$. Prečni presek in medsebojna razdalja med stremeni ustrezata zahtevam lokalne duktilnosti (enačba 3.7).

Izračunano armaturo posplošimo po konstrukciji, kot je prikazano na sliki 7.

Greda I,II,III



Greda IV,V,VI



Slika 7: Shema armiranja gred

6.2 Dimenzioniranje stebra C2

6.2.1 Omejitev tlačnih napetosti

Tlačne napetosti pri potresni obtežni kombinaciji so omejene z izrazom:

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2044,7 \text{ kN}}{50^2 \text{ cm}^2 \cdot 2 \text{ kN/cm}^2} = 0,41 < 0,65$$

6.2.2 Upogibna armatura

Upogibno armaturo določimo v spodnjem vozlišču stebra v drugi etaži, iz ravnotežja povečanih upogibnih nosilnosti grede B5. Pripadajočo osno silo stebra izberemo tako, da dobimo minimalno upogibno nosilnost. Zaradi omejitve tlačnih napetosti so stebri med potresno obtežbo v področju velike ekscentričnosti s tlačno osno silo, zato moramo pri izračunu upogibne armature vzeti večjo izmed izračunanih osnih sil v obravnavanem stebri.

1. Pri izračunu upoštevamo enosni upogib stebra s tlačno osno silo (SIST EN 1998-1:2005, člen 5.4.3.2.1(3)):

Obremenitev stebra določena iz kontrole globalne duktilnosti (enačba 3.8) in razmerjem momentov v stebrih dobljenih iz modalne analize (poglavje 2.4.2.1, točka 6):

$$0,7 \cdot M_{Rc,t}(N_{Sd,t}) \geq 1,3 * (M_{Rb,l} + M_{Rb,r}) \cdot \frac{M_{Ed,c,t}}{M_{Ed,c,t} + M_{Ed,c,b}}$$

$$M_{Rc,t}(-1649 \text{ kN}) \geq \frac{(1,3 * (395 + 246) \cdot \frac{262}{262 + 177})}{0,7} = 711 \text{ kNm}$$

Obremenitev stebra določena iz kontrole globalne duktilnosti (enačba 3.8) in polovičnim razmerjem obremenitve stebrov:

$$0,7 \cdot M_{Rc,t}(N_{Sd,t}) \geq 1,3 * (M_{Rb,l} + M_{Rb,l}) * 0,5$$

$$M_{Rc,t}(-1649 \text{ kN}) \geq \frac{(1,3 * (395 + 246) * 0,5)}{0,7} = 595 \text{ kNm}$$

Na podlagi upogibne nosilnosti določene v EN 1992-1-1:2004 izberemo prerez armature:

$$A_s = 54,3 \text{ cm}^2 = 12\emptyset 24$$

$$\rho_{min} = 0,01 \leq \rho = 0,022 \leq \rho_{min} = 0,04$$

Nosilnost prereza pri $N_{Ed} = -1649 \text{ kN}$ določena po EN 1992-1-1:2004 in preverjena v programu SAP2000:

$$M_{Rc,t} = 601 \text{ kNm} \geq 595 \text{ kNm}$$

2. Pri izračunu upoštevamo dvoosni upogib stebra:

Pri zagotovitvi enačbe, da je projektna nosilnost gred v vozlišču večja za faktor 1.3 od projektne upogibne nosilnosti stebrov, uporabimo nosilnost stebrov, določeno z momentom dobljenim po metodi načrtovanja nosilnosti v X smeri in 30% deležem momenta dobljenega s potresno obtežno kombinacijo v Y smeri.

30% obremenitev stebra v Y smeri:

$$M_{Ec,b} = 0,3 \cdot 262 \text{ kN} = 79 \text{ kN}$$

Izberemo armaturo:

$$A_s = 37,7 \text{ cm}^2 = 12\emptyset 20$$

$$\rho_{min} = 0,01 \leq \rho = 0,015 \leq \rho_{min} = 0,04$$

Obremenitev stebra določena iz kontrole globalne duktilnosti (enačba 3.8) in razmerjem momentov v stebrih dobljenim iz modalne analize (poglavje 2.4.2.1, točka 6):

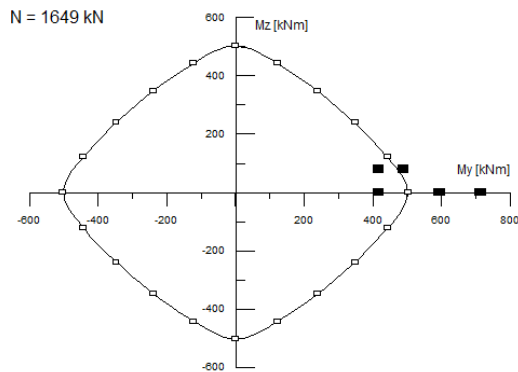
$$M_{Rc,b}(-1649 \text{ kN}) \geq 1,3 * (395 + 246) * \frac{264}{264 + 185} = 490 \text{ kN}$$

Obremenitev stebra je določena iz kontrole globalne duktilnosti (enačba 3.8) in polovičnim razmerjem obremenitve stebrov:

$$M_{Rc,b}(-1649 \text{ kN}) \geq 1,3 * (395 + 246) * 0,5 = 417 \text{ kNm}$$

Navkljub vsem obremenitvam predstavljenim v tem poglavju pa se običajno pri projektiranju uporablja polna enoosna nosilnost stebrov pri kontroli globalne duktilnosti. Ta pristop je od vseh predstavljenih najmanj na »varni strani«, vendar opazimo dobro ujemanje z upoštevanjem dvoosnega upogiba z delnim momentom okoli druge smeri (Slika 8). Iz slike 8 je tudi očitno, da je redukcija enoosne nosilnosti preveč konservativna in je zato izločena iz nadaljnega izračuna.

Pristop, ki je bil predlagam v točki 2.4.2.1, da skupno upogibno nosilnost stebrov razdelimo na spodnji in zgornji steber v razmerju iz modalne analize, je bil izločen iz računa, zaradi upoštevanja dvoosnega upogiba pri kontroli globalne duktilnosti (enačba 3.8).



Slika 8: Primerjava upogibne obremenitve na steber armiran z 12Ø20

6.2.3 Strižna armatura

Strižno armaturo določimo za steber C5 v prvi etaži po metodi načrtovanja nosilnosti. Logično bi bilo, da bi za nosilnost v stebri izbrali manjšo izmed dveh osnih sil dobljenih iz analize in tako dobili maksimalno upogibno nosilnost stebra, posledično največjo projektno strižno silo, vendar pa je zaradi faktorja razmerij upogibne nosilnosti gred in stebrov, ta poenostavitev otežena. Zaradi navedenega v nadaljevanju izračunamo projektno strižno silo za obe smeri delovanja potresnega vpliva.

Upogibna nosilnost na dnu stebra C5 v prvi etaži (za + in – smer potresa):

$$M_{sp,d}^+ = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd} = -2049kN) = 1,1 \cdot 518 kNm = 570kNm$$

$$M_{sp,d}^- = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd} = -1019kN) = 1,1 \cdot 515kNm = 567kNm$$

Upogibna nosilnost na vrhu stebra C5 v prvi etaži:

$$M_{zg,d}^+ = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd} = -2049kN) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 518 \cdot \min\left(1, \frac{641}{1023}\right) = 357kNm$$

$$M_{zg,d}^- = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,b}(N_{sd} = -1961kN) \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) = 1,1 \cdot 515 \cdot \min\left(1, \frac{641}{1019}\right) = 356kNm$$

Projektna prečna sila za določitev strižne armature:

$$V_{2C,d}^+ = \frac{M_{sp,d}^+ + M_{zg,d}^+}{l_b} = \frac{570 + 357}{2,5} = 371kN$$

$$V_{2C,d}^- = \frac{M_{sp,d}^- + M_{zg,d}^-}{l_b} = \frac{567 + 356}{2,5} = 370kN$$

Celotno prečno silo v kritičnem območju prevzamemo s stremeni $\emptyset 8/8cm \ 2 + \sqrt{2}$.

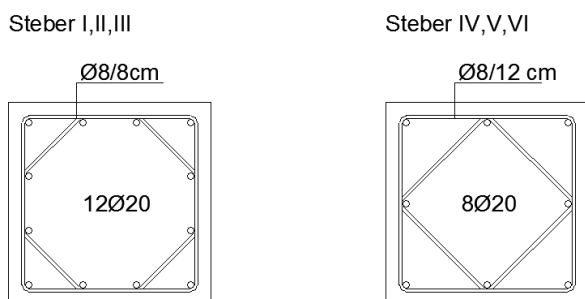
Dolžina kritičnega območja l_{cr} :

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_c/6; 0,45\} = \max\{0,5; 0,41; 0,45\} = 50cm$$

Minimalni razmik med stremeni v kritičnem območju:

$$s = \min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL}\right\} = \min\left\{\frac{39}{2}; 17,5; 8 \cdot 2\right\} = 16cm$$

Izračunano armaturo posplošimo po konstrukciji kot je prikazano na sliki 9.



Slika 9: Shema armiranja stebrov

6.3 Dimenzioniranje v programu SAP2000

Pomembne nastavitve, ki smo jih spremenili v programu pred začetkom dimenzioniranja:

- prerez gred je ostal enak kot pri analizi, saj je program pri menjavi prereza v zavihku »design« le-te popravil tudi v analizi,
- nastavev stopnje duktilnosti DCM za grede in stopnje duktilnosti DCH za stebre. Če bi pri stebrih upoštevali stopnjo duktilnosti DCM, program ne bi upošteval pogoja globalne duktilnosti,
- nastavev svetlih razpetin stebrov in gred,
- določitev končnih prerezov armature k stebrom in gredam posebej za prve tri in ostale tri etaže.

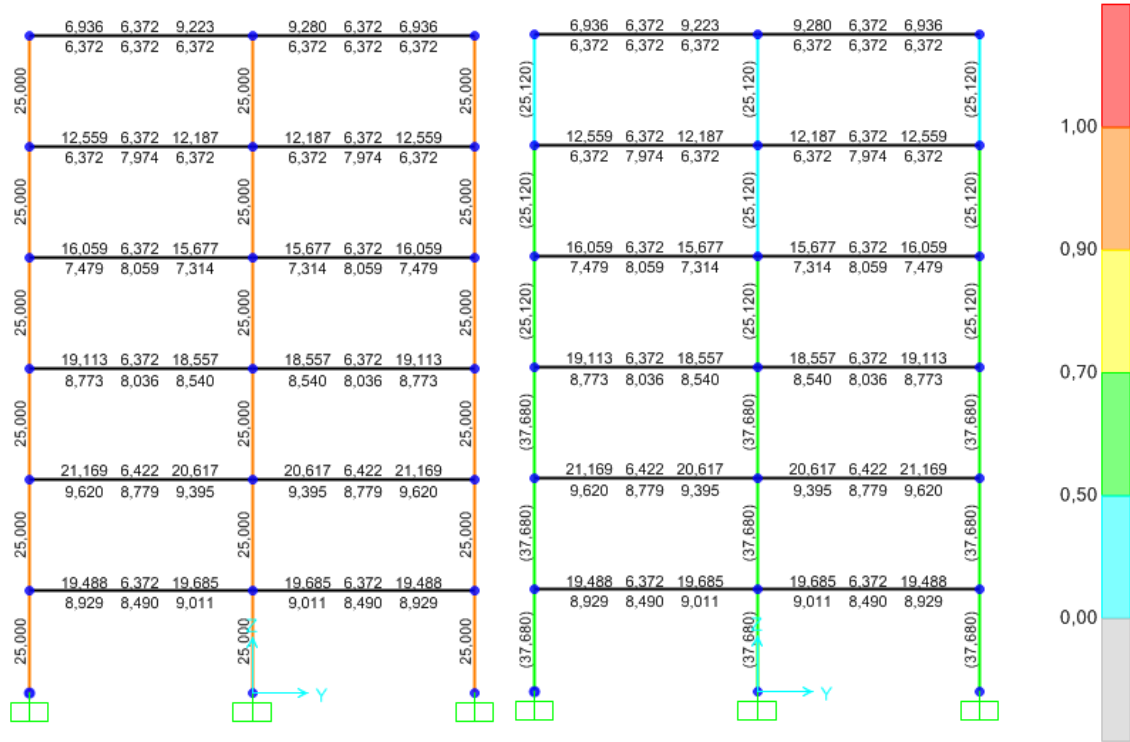
6.3.1 Postopek dimenzioniranja

1. Določitev računsko potrebne armature

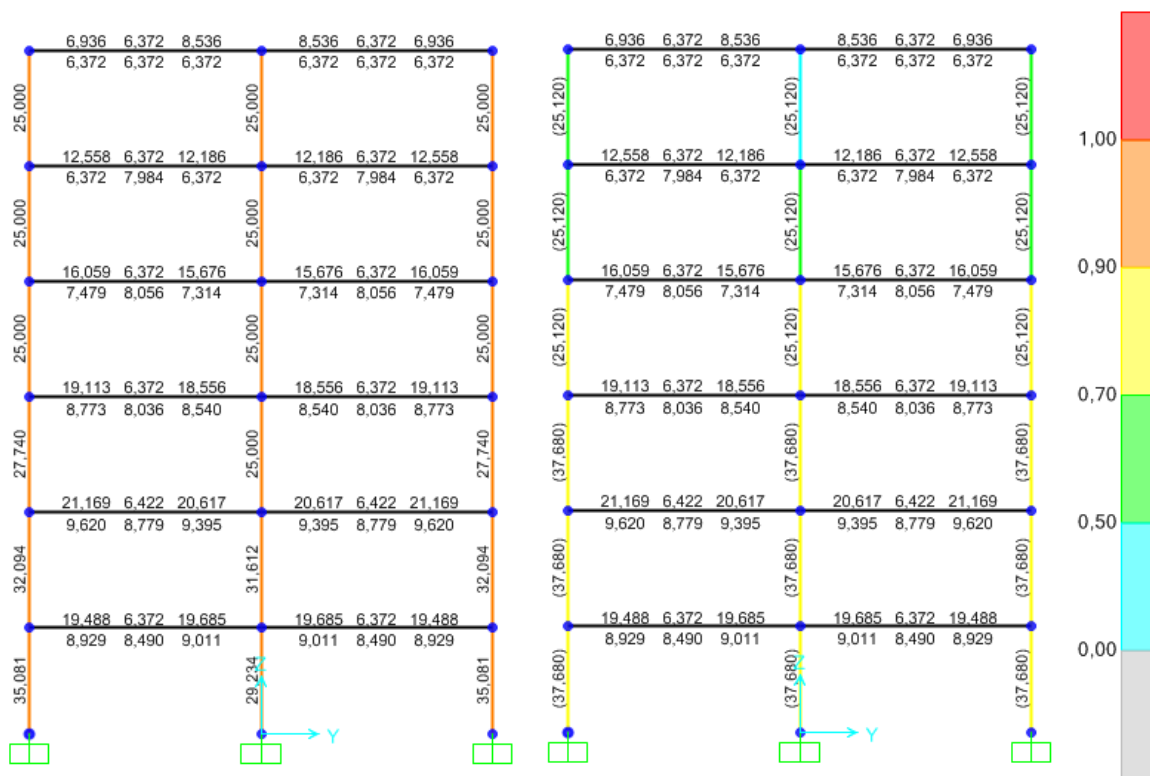
Določimo računsko potrebno armaturo v stebrih in gredah s pomočjo opcije »Reinforcement to be Designed«. V tem koraku program nima podane še nobene armature, zato jo izbere na način, da je prerez kar najboljše izkoriščen in da so pogoji načrtovanja nosilnosti izpolnjeni. Dimenzioniranje izvedemo v dveh sklopih.

V prvem sklopu uporabimo obtežne kombinacije, ki upoštevajo celoten vpliv potresne obtežbe v eni smeri in 30% vpliva potresne obtežbe v pravokotni smeri (enačbe 4.3 – 4.6). Iz rezultatov (Slika 10) vidimo, da je za stebre po celotni konstrukciji merodajen pogoj minimalne vzdolžne armature ($\rho_{min} = 0,01$). Te vrednosti armature bi se ujemale s »peš« izračunom v poglavju 5, če bi za kontrolo globalne nosilnosti uporabili polno enoosno upogibno nosilnost stebra.

Drugi sklop obtežnih kombinacij upošteva, da maksimalna odziva potresa iz različnih smeri nastopita istočasno (enačbe 4.3, 4.4 in 4.7). V tem primeru dobimo večjo količino armature samo v stebrih (Slika 11).



Slika 10: Prikaz izračunane in podane armature v programu SAP2000 (Prerez C-C)



Slika 11: Prikaz izračunane in podane armature v programu SAP2000 (Prerez C-C)

2. Posplošitev armature po konstrukciji

Armaturu iz »peš« izračuna na najbolj obremenjenih elementih priprnemo k posameznim elementom konstrukcije. Pri stebrih izberemo zavihek »Reinforcement to be Checked«, pri gredah pa armaturu podamo v okencu »Reinforcement Overrides for Ductile Beams«.

3. Kontrola pogoja globalne duktilnosti

Celotna metoda načrtovanja nosilnosti temelji na razmerju upogibne nosilnosti gred in stebrov, ki je lahko zaradi posplošitve armature po konstrukciji neugodna, zato moramo pogoj globalne duktilnosti (enačba 3.8) vedno preveriti na dejanski količini armature v prerezu (*Slika 10 in 11*).

6.3.2 Primerjava med »peš« izračunom in izračunom v programu SAP2000

1. Primerjava rezultatov za grede

Pri primerjavi med gredami ni težav, saj so v programu definirane s DCM stopnjo duktilnosti. V preglednici 14 so podane računsko potrebne količine armature. Rezultati se dobro ujemajo pri izračunu strižne in vzdolžne armature (*Preglednica 14*).

Preglednica 14: Primerjava izračunane armature med "peš" izračunom in izračunom programa SAP2000

Postopek izračuna	Greda B5 v drugi etaži					
	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	V_{Ed} [kNm]	A_s [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{sw}/s [cm]
»Peš«	176	-362	205	21,2	10,6	0,119
SAP2000	181	-362	217	21,2	9,6	0,126
Greda B5 v četrti etaži						
»Peš«	90	-282	181	15,6	7,8	0,105
SAP2000	141	-282	189	16,1	7,5	0,113

2. Primerjava rezultatov za stebre

Pri primerjavi stebrov naletimo na več težav. Prva je ta, da so v programu stebri definirani v DCH stopnji duktilnosti (drugače ni preverjen pogoj v enačbi 3.8) in tako je pri računu projektne strižne sile stebra uporabljen faktor povečanja nosilnosti $\gamma_{Rd} = 1,3$. Problem rešimo tako, da dobljene rezultate za projektne strižne sile iz programa pomnožimo s faktorjem:

$$\frac{\gamma_{Rd(DCM)}}{\gamma_{Rd(DCH)}} = \frac{1,1}{1,3} = 0,85$$

Druga težava nastane pri primerjavi vzdolžne armature v stebrih. Velike razlike nastanejo namensko zaradi tega, ker smo pri zagotavljanju globalne duktilnosti pri »peš« izračunu upoštevali dvoosni upogib stebra. V primeru, da bi računali s polno enoosno upogibno nosilnostjo stebra, bi ravno tako dobili minimalno vzdolžno armaturu stebrov po celotni konstrukciji.

Projektna strižna sila stebra C2 v četrti etaži dobljena iz programa, je kar za 18% manjša od tiste, dobljene s »peš« izračunom (*Preglednica 15*) in je zato na manj »varni strani«, kot jo predvidi metoda načrtovanja nosilnosti.

V preglednici 15 so podane računsko potrebne količine armature.

Preglednica 15: Primerjava izračunane armature med "peš" izračunom in izračunom programa SAP2000

Postopek izračuna	Steber C2 v prvi etaži		
	V_{Ed} [kNm]	A_s [cm ²]	A_{sw}/s [cm]
»Peš«	371	30,5	0,211
SAP2000	345	25 (min)	0,197
Steber C2 v četrti etaži			
»Peš«	245	25 (min)	0,139
SAP2000	200	25 (min)	0,106 (min)

7 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je bila obravnavana šest-etažna armiranobetonska okvirna konstrukcija v DCM stopnji duktilnosti. Za analizo in dimenzioniranje je bil uporabljen program SAP2000. Rezultati dimenzioniranja v programu so bili primerjani s »peš« izračunom skladnim z metodo načrtovanja nosilnosti.

Ugotovljeno je bilo, da je taka konstrukcija izredno podajna, zato je za izbiro dimenzij gred in stebrov kritično mejno stanje uporabnosti.

Pristop reduciranja enoosne upogibne nosilnosti stebra pri zagotavljanju globalne duktilnosti je zelo konservativen, zato je predlagana uporaba dvoosnega upogiba z upoštevanjem delnega momenta iz obtežne kombinacije.

Primerjava rezultatov »peš« računa in rezultatov iz programa, je pokazala, da je program v celoti uporaben za določitev upogibne in strižne armature v gredah.

Pri določevanju strižne armature v stebrih nastanejo v nekaterih elementih tudi do 18% razlike. Vrednosti v programu so na manj »varni strani« kot so te predvidene z metodo načrtovanja nosilnosti skladno s standardom Evrokod 8. Ker se projektne strižne sile na stebrih izračunajo iz upogibne nosilnosti stebra, lahko predvidevamo, da tudi kontrola globalne duktilnosti (enačba 3.8) ni popolnoma skladna s standardom Evrokod 8. Tako nam lahko vrednosti armature v stebrih dobljene iz programa, služijo le kot dober približek »pravih« vrednosti, ki pa jih je potrebno še vedno izračunati »peš«.

VIRI

ARSO. 2011b. Karta potresne nevarnosti Slovenije – projektni pospeški tal.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 4. 8. 2013.)

Beg, D., Pogacnik, A. 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 8-35-8-58, 8-127-8-155.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str. 132-323.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Zupančič), Konstrukcijska smer: str. 36-38.

Lazar, N. 2011. Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje – primer osem-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba N. Lazar), Konstrukcijska smer: str. 1-3.

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Žižmond), Konstrukcijska smer: str. 19-20.

Besednjak, D. 2012. Uporaba programa Sap2000 za projektiranje armiranobetonskih okvirov po standardu Evrokod 8. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba D. Besednjak), Konstrukcijska smer: str. 66-83.

Carr, A. 1994. Dynamic Analysis of Structures. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 27, 2: 141-143

Standardi:

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

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1.del: Splošni vplivi - Gostote, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-3:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3.del: Splošni vplivi – Splošni vplivi, obtežba snega – Nacionalni dodatek

SIST EN 1992-1-1:2005, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij. Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih stavb. Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe - Nacionalni dodatek.