

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  
GRADBENIŠTVA  
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

**ROK WALLNER**

**UPORABA PROGRAMA SAP 2000 ZA PROJEKTIRANJE  
JEKLENI OKVIRNIH STAVB PO STANDARDU  
EVROKOD 8**

Diplomska naloga št.: **3210/KS**

**SEISMIC DESIGN OF STEEL FRAMES ACCORDING  
TO THE EUROCODE 8 BY UTILIZING SAP 2000**

Graduation thesis No.: **3210/KS**

**Mentor:**  
izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**  
izr. prof. dr. Janko Logar

Ljubljana, 27. 3. 2012

## **IZJAVE**

Podpisani Rok Wallner izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom: "**UPORABA PROGRAMA SAP 2000 ZA PROJEKTIRANJE JEKLENIH OKVIRNIH STAVB PO STANDARDU EVROKOD 8**".

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

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

Ljubljana, 29. februar 2012

Rok Wallner



## **BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

**UDK:** 624.014.2:519.6(043.2)

**Avtor:** Rok Wallner

**Mentor:**izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Naslov:** Uporaba programa SAP 2000 za projektiranje jeklenih okvirnih stavb po standardu Evrokod 8

**Obseg in oprema:** 83 str., 11 pregl., 24 sl.

**Ključne besede:** računalniški program SAP 2000, standard Evrokod, potresno projektiranje, jeklene okvirne konstrukcije, primerjava rezultatov

### **Izvleček**

V diplomski nalogi je bila narejena ocena ustreznosti računalniškega programa SAP 2000 za namen dimenzioniranja jeklenih konstrukcij na potresnih območjih. Vsebinsko se diplomsko delo deli na dva dela. V prvem delu so povzeta splošna pravila in pravila za projektiranje jeklenih stavb v skladu s slovenskim standardom SIST EN 1998-1:2004 (EC8), ki podaja načela in zahteve za potresno odporno načrtovanje stavb. V drugem delu pa so opisani postopek dimenzioniranja s programom SAP 2000 ter ugotovitve v zvezi s skladnostjo postopkov dimenzioniranja s programom SAP 2000 in standarda EC8. Sledi dimenzioniranje dvoetažnega jeklenega okvira in primerjava rezultatov z referenčnimi rezultati iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Prikazano je tudi delo s programom na konkretnem primeru, vse od začetnega modeliranja konstrukcije, potrebnih nastavitvev parametrov za dimenzioniranje do samega dimenzioniranja konstrukcije. Obravnavan je tako ravninski kot prostorski model konstrukcije. Kljub temu da program prihaja iz Združenih držav Amerike, lahko iz primerjave rezultatov sklepamo, da je program primeren za uporabo tudi v Evropi. Proizvajalci programa so tako poleg vseh večjih svetovnih standardov v sistem delovanja programa korektno vključili tudi evropski standard Evrokod.



## **BIBLIOGRAPHIC-DOKUMENTALISTIC INFORMATION**

**UDC:** 624.014.2:519.6(043.2)

**Author:** Rok Wallner

**Supervisor:** izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Title:** Seismic design of steel frames according to the Eurocode 8 by utilizing SAP 2000

**Notes:** 83 p., 11 tab., 24 fig.

**Key words:** Eurocode standard, seismic design, steel frame structures, automated design procedures, SAP2000 computer software.

### **Abstract**

The adequacy of SAP 2000 software for seismic-resistant design of steel frames was evaluated in the Thesis, which is divided in two parts. In the first part a brief summary of the Slovenian standard SIST EN 1998-1:2004 (Eurocode 8) for design of structures for earthquake resistance is presented, whereas the second part deals with the description of algorithm for capacity design of steel frames, which is implemented in the SAP 2000, and involves an illustrative example of design of two storey steel buildings according to Eurocode 8. Throughout the example building, which was analysed as 2D or 3D building, we demonstrated design process by using SAP 2000 and compared results with those provided by the "Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij". From comparison we concluded that SAP 2000 is appropriate software for design of steel frames in earthquake prone regions since adequately treats most of capacity design principles prescribed in Eurocode 8.



## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se vsem, ki so mi kakorkoli pomagali pri izdelavi diplomske naloge.

Še posebej se za pomoč zahvaljujem svojemu mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki mi je svetoval in me usmerjal skozi potek izdelave diplomske naloge.

Hvala tudi moji Jani ter hčerki Lari za vso potrpežljivost, razumevanje in moralno podporo.





## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>POVZETEK STANDARDA SIST EN 1998 – 1</b> .....	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>SPLOŠNO</b> .....	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>ZAHTEVAN ODZIV IN KRITERIJI ZA IZPOLNITEV ZAHTEV</b> .....	<b>4</b>
<b>2.3</b>	<b>ZNAČILNOSTI TAL IN POTRESNI VPLIV</b> .....	<b>5</b>
2.3.1	Vodoravni elastični spekter .....	7
2.3.2	Navpični elastični spekter odziva .....	9
2.3.3	Projektni spekter za elastično analizo .....	10
2.3.4	Alternativne oblike predstavitve potresnega vpliva .....	11
2.3.5	Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi .....	12
<b>2.4</b>	<b>PROJEKTIRANJE STAVB</b> .....	<b>13</b>
2.4.1	Značilnosti potresno odpornih stavb .....	13
2.4.2	Analiza .....	17
2.4.3	Preverjanje varnosti .....	28
<b>2.5</b>	<b>POSEBNA PRAVILA ZA JEKLENE KONSTRUKCIJE</b> .....	<b>31</b>
2.5.1	Splošno .....	31
2.5.2	Materiali .....	32
2.5.3	Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja .....	32
2.5.4	Pogoji projektiranja za zagotavljanje obnašanja konstrukcij, ki veljajo za vse vrste konstrukcij .....	35
2.5.5	Pravila projektiranja za pomične okvire .....	36
2.5.6	Pravila projektiranja za okvire s centričnimi povezji .....	39
<b>3</b>	<b>DIMENZIONIRANJE JEKLENIH ELEMENTOV S PROGRAMOM SAP 2000.</b> .....	<b>42</b>
<b>3.1</b>	<b>NASTAVITVE DIMENZIONIRANJA</b> .....	<b>42</b>
<b>3.2</b>	<b>IZBIRA NAČINA PROJEKTIRANJA</b> .....	<b>45</b>
3.2.1	Konstrukcija z visoko stopnjo duktilnosti, sestavljena iz momentnih okvirjev (DCH MRF) .....	46
3.2.2	Konstrukcija z visoko stopnjo duktilnosti, sestavljena iz sistema okvirjev, povezanih s centričnimi povezji (DCH CBF) .....	46
<b>3.3</b>	<b>KONTROLA GLOBALNE DUKTILNOSTI IN IZRAČUN OBREMENITVE SPOJEV</b> .....	<b>47</b>

3.3.1	Zagotavljanje ustreznega porušnega mehanizma: šibka prečka – močan steber .....	48
3.3.2	Določanje maksimalne prečne sile na spoju prečka–steber .....	48
3.3.3	Določanje maksimalne osne sile na mestu spoja okvir–diagonala .....	49
<b>4</b>	<b>PRIMER .....</b>	<b>51</b>
<b>4.1</b>	<b>PODATKI O KONSTRUKCIJI.....</b>	<b>52</b>
<b>4.2</b>	<b>KONTROLA NOSILNOSTI V PREČNI SMERI – okvir C .....</b>	<b>54</b>
4.2.1	Izpis notranjih statičnih količin .....	54
4.2.2	Primerjava rezultatov dimenzioniranja za momentni okvir C .....	55
<b>4.3</b>	<b>KONTROLA NOSILNOSTI V VZDOLŽNI SMERI (centrično povezje).....</b>	<b>59</b>
<b>4.4</b>	<b>KONTROLA NOSILNOSTI Z UPORABO 3D MODELA KONSTRUKCIJE .....</b>	<b>60</b>
4.4.1	Modeliranje konstrukcije.....	60
4.4.2	Analiza in dimenzioniranje konstrukcije.....	66
4.4.3	Rezultati dimenzioniranja in primerjava z rezultati iz primera R4.....	68
<b>4.5</b>	<b>VPLIV UPORABE METODE NAČRTOVANJA NOSILNOSTI NA REZULTATE DIMENZIONIRANJA .....</b>	<b>76</b>
4.5.1	Primerjava obremenitev horizontalnih nosilcev v okviru C .....	77
4.5.2	Primerjava obremenitev pritličnega stebra v okviru C .....	78
4.5.3	Kontrola relativnih pomikov oz. kontrola poškodb.....	79
<b>5</b>	<b>ZAKLJUČEK .....</b>	<b>81</b>
	<b>VIRI IN LITERATURA.....</b>	<b>83</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Tipi tal (EC8-1, str. 30, Preglednica 3.1).....	6
Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter za uporabo v Sloveniji (EC8 – Dodatek A) .....	9
Preglednica 3: Priporočene vrednosti faktorjev $\psi$ za stavbe (po EC1, prirejeno za Slovenijo)	12
Preglednica 4: Vrednosti $\varphi$ za račun $\psi_{E,i}$ (EC1-8, str. 45, Preglednica 4.2) .....	13
Preglednica 5: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (EC8-1, str. 41, Preglednica 4.1) .....	15
Preglednica 6: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC8-1, str. 45, Preglednica 4.3).....	17
Preglednica 7: Vrednosti $q_a$ za nekonstrukcijske elemente (EC8-1, str. 57, Preglednica 4.4) .	27
Preglednica 8: Načini projektiranja, stopnje duktilnosti in območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja (EC8-1, str. 112, Preglednica 6.1).....	31
Preglednica 9: Določanje dejanske napetosti tečenja jekla $f_{y,max}$ (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 83., Pr. 8-7) .....	32
Preglednica 10: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja $q$ za konstrukcije, pravilne po višini (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 85., Pr. 8-8).....	34
Preglednica 11: Zahteve za razrede kompaktnosti prečnih prerezov elementov, sposobnih sipati energijo, glede na stopnjo duktilnosti in referenčnih vrednosti faktorja obnašanja (EC8-1, str. 119, Preglednica 6.3) .....	35



## KAZALO SLIK

Slika 1: Normiran elastični spekter pospeškov po EC8-1 (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 13, Sl. 8-3) .....	8
Slika 2: Elastični spekter in projektni spektri za elastično analizo po EC8 (tla tipa A, 5-% dušenje) (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 17, Sl. 8-6).....	11
Slika 3: Konstrukcijski sistemi, ki omogočajo sipanje energije (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 84, Sl. 8-36) .....	33
Slika 4: Nastavitev parametrov dimenzioniranja na globalnem nivoju (SAP 2000, Steel frame design preferences) .....	43
Slika 5: Nastavitev parametrov dimenzioniranja na nivoju posameznega elementa (SAP 2000, Steel frame design overwrites) .....	45
Slika 6: Prostorski model jeklene konstrukcije (SAP 2000) .....	51
Slika 7: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 225).....	54
Slika 8: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 226).....	54
Slika 9: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe ( $M_y$ , $N$ , $V_z$ ).....	55
Slika 10: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe ( $M_y$ , $N$ , $V_z$ ).....	55
Slika 11: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000 (izbrani prečni prerezi in izkoriščenost).....	56
Slika 12: Definiranje prečnih prerezov (SAP 2000).....	61
Slika 13: Določanje členkastih spojev med elementi (SAP 2000).....	62

Slika 14: Definiranje obtežb, ki delujejo na konstrukcijo (SAP 2000).....	63
Slika 15: Določanje potresne obtežbe (SAP 2000).....	64
Slika 16: Kombinacije za dimenzioniranje (SAP 2000).....	66
Slika 17: Primerjava prečnih prerezov 1. dimenzioniranja.....	67
Slika 18: Primerjava prečnih prerezov 2. dimenzioniranja.....	68
Slika 19: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000 .....	69
Slika 20: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe ( $M_y$ , $N$ , $V_z$ ) .....	69
Slika 21: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe ( $M_y$ , $N$ , $V_z$ ).....	70
Slika 22: Rezultati prostorskega dimenzioniranja okvirja C s programom SAP 2000.....	70
Slika 23: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000 brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti.....	77
Slika 24: Rezultati dimenzioniranja okvirja C s programom SAP 2000 brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti.....	77







## 1 UVOD

Potresni vpliv na gradbene konstrukcije v Sloveniji je razmeroma velik, zato je potrebno skoraj pri vsakem novem objektu ali pa tudi pri rekonstrukciji starega objekta opraviti ustrezno potresno analizo konstrukcije. Seveda moramo pri tem upoštevati zahteve slovenskega standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005), ki obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij in je enakovreden evropskemu standardu Eurocode 8 EN 1998.

Za lažje in hitrejše delo projektantov obstaja že kar nekaj računalniških programov, ki omogočajo tako ravninsko kot tudi prostorsko analizo konstrukcij ter dimenzioniranje posameznih konstrukcijskih elementov. Med samim študijem sem se srečal z uporabo računalniškega programa SAP 2000, ki je produkt ameriškega podjetja "Computers & Structures" in se v inženirskem svetu pojavlja že 30 let. Program omogoča analizo različnih vrst konstrukcij po metodi končnih elementov. Ravno v času zaključevanja mojega študija je podjetje na trg ponudilo novo, že petnajsto verzijo računalniškega programa, ki po novem poleg statične in dinamične analize konstrukcij omogoča tudi potresno odporno dimenzioniranje konstrukcij. V okviru diplomske naloge sem se osredotočil na potresno projektiranje jeklenih okvirnih stavb, zato sem v svoji nalogi preveril primernost uporabe programa na tem področju. Zaradi specifičnosti mojega dela sem moral najprej podrobno preučiti standard EC8, predvsem splošni del, ki se nanaša na vse vrste konstrukcije, ter del standarda, ki obravnava jeklene konstrukcije. Program po novem v sistem delovanja programa vključuje modul dimenzioniranja jeklenih konstrukcij, ki upošteva tako standarde Evrokod 3 kot tudi Evrokod 8. V sklopu potresnega dimenzioniranja jeklenih konstrukcij nam tako program omogoča dimenzioniranje jeklenih okvirjev po metodi načrtovanja nosilnosti (*Capacity Design*), kar do sedaj ni bilo mogoče.

Moja želja je bila torej ugotoviti, kako primeren je opisani program za potresno odporno projektiranje jeklenih stavb na potresnih območjih. Poleg osnovnih nastavitvev in modeliranja konstrukcije sem moral zato dodatno preučiti algoritem za dimenzioniranje jeklenih stavb, ki je vgrajen v program SAP 2000, ter ugotoviti skladnost tega postopka z zahtevami in načeli standarda Evrokod. Poleg teoretičnih osnov sem razlike obeh postopkov ugotavljal tudi na primeru dvoetažnega okvira, ki sem ga modeliral tako z ravninskim kot tudi s prostorskim

modelom. Tako dobljene rezultate sem primerjal z referenčnimi rezultati iz računskega primera R4, ki je podan v Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po EC8. Tako sem na primeru ocenil točnost rezultatov, dobljenih s pomočjo računalniškega programa, in na koncu podal glavne ugotovitve. Hkrati sem želel še ugotoviti, kakšen vpliv ima uporaba metode načrtovane nosilnosti (*Capacity Design*) na končne rezultate potresnega dimenzioniranja jeklene konstrukcije.

## **2 POVZETEK STANDARDA SIST EN 1998 – 1**

### **2.1 SPLOŠNO**

Slovenski standard SIST EN 1998 (EC8) je enakovreden evropskemu standardu EN 1998 in obravnava projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Standard podaja zahteve, ki jih je potrebno upoštevati na potresnih območjih. Območje Slovenije je v celoti potresno ogroženo, zato je pri nas uporaba EC8 nujna.

Standard EC8 sestavlja šest delov:

- Del 1: Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe
- Del 2: Mostovi
- Del 3: Ocena in prenova stavb
- Del 4: Silosi, rezervoarji in cevovodi
- Del 5: Temelji, oporne konstrukcije in geotehnični vidiki
- Del 6: Stolpi, jambori in dimniki

V svoji nalogi se bom osredotočil na prvi del standarda, to je SIST EN 1998-1:2005 (v nadaljevanju EC8-1), ki se uporablja za projektiranje stavb in inženirskih objektov na potresnih območjih in je hkrati tudi osnova za vse ostale dele EC8. Sestavljen je iz 10 poglavij, od katerih so nekatera izrecno namenjena projektiranju stavb. Prvi del standarda vsebuje tudi nacionalni dodatek, ki ga je potrebno uporabljati skupaj s standardom in vsebuje vse podatke o nacionalno določenih parametrih.

Namen EC8 je v primeru potresa zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije uporabne. Opozoriti je potrebno, da namen standarda ni preprečiti škodo, pač pa jo le omejiti, saj bi bila v nasprotnem primeru pri večini konstrukcij gradnja neekonomična. Posebne konstrukcije (jedrske elektrarne, konstrukcije v morju, velike pregrade) presegajo področje EC8, zato naj bi projektiranje le-teh urejali posebni standardi, ki pa jih pri nas ni na razpolago. Zato je potrebno uporabiti tuje standarde, predvsem ameriške.

Predpostavlja se, da v fazi izvedbe in življenjske dobe konstrukcije ne bo prišlo do sprememb konstrukcije, ne da bi se izdelala ustrezna obrazložitev in izvedlo preverjanje. Zaradi posebne narave potresnega odziva to velja tudi v primeru, ko spremembe vodijo do povečanja potresne odpornosti.

## 2.2 ZAHTEVAN ODZIV IN KRITERIJI ZA IZPOLNITEV ZAHTEV

EC8 zahteva, da konstrukcije na potresnih območjih projektiramo in gradimo tako, da sta z ustrežno stopnjo zanesljivosti izpolnjena dva kriterija:

- Zahteva po neporušitvi

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do lokalne ali globalne porušitve. Obdržati mora svojo integriteto in nosilnost za prenašanje vertikalne obtežbe. Običajni objekti se projektirajo na potres, za katerega obstaja samo 10 % verjetnosti, da bo dosežen ali prekoračen v obdobju 50 let. Povratna doba potresa v tem primeru je 475 let.

- Zahteva po omejitvi poškodb

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, za katerega obstaja velika verjetnost, da se bo pojavil v amortizacijski dobi objekta. Zahtevano je torej, da se konstrukcija pri takem potresu zelo malo poškoduje in zaradi poškodb uporaba konstrukcije ni omejena. Potresni vpliv ima verjetnost prekoračitve 10 % v 10 letih (41 % v 50 letih) in povratno dobo 95 let.

V primeru, da želimo pri bolj ali manj pomembnih objektih povečati ali zmanjšati stopnjo potresnega tveganja, nam EC8 omogoča redukcijo potresne sile s pomočjo faktorja pomembnosti  $\gamma$ . Na ta način povečamo ali zmanjšamo povratno periodo potresa.

Da lahko zadovoljimo osnovne zahteve, je treba preveriti naslednja mejna stanja:

- Mejno stanje nosilnosti

Tu je potrebno dokazati, da ima konstrukcijski sistem nosilnost in sposobnost sipanja energije, ki ju določa EC8. Odnos med njima določa faktor obnašanja konstrukcije  $q$  in

pripadajoča opredelitev duktilnosti. Pri konstrukcijah, ki so sposobne sipati energijo, je faktor obnašanja večji od najmanjše vrednosti ( $q=1,5$ ), ki velja za konstrukcije, ki niso sposobne sipati energije. Pri kontroli mejnega stanja nosilnosti je potrebno preveriti tudi, če je konstrukcija kot celota stabilna. Upoštevati je potrebno tako stabilnost proti prevrnitvi kot tudi stabilnost proti zdrs.

- Mejno stanje uporabnosti

Deformacije ali druge ustrezne količine morajo biti v mejah, ki jih določajo posamezni deli EC8. V konstrukcijah, ki so pomembne za civilno zaščito, je potrebno dokazati, da ima konstrukcijski sistem zadostno nosilnost in togost, da se od potresu ohrani funkcionalnost objekta.

Hierarhijo nosilnosti različnih elementov nosilne konstrukcije določimo s pomočjo metode načrtovanja nosilnosti (*Capacity design*), ki jo predpisuje EC8. Z njo zagotovimo primeren plastični mehanizem in preprečimo krhke načine porušitve. Ker je potresno obnašanje konstrukcij v veliki meri odvisno od njenih kritičnih elementov, moramo posebno pozornost pri projektiranju posvetiti konstruiranju stikov med posameznimi nosilnimi elementi in tistih območij, kjer se predvideva nelinearno obnašanje.

## 2.3 ZNAČILNOSTI TAL IN POTRESNI VPLIV

- Značilnosti tal

Lokacija objekta in narava temeljnih tal mora biti taka, da ne obstaja nevarnost porušitve temeljnih tal, nestabilnosti pobočij in likvifikacije temeljnih tal v primeru potresa. S pomočjo ustreznih raziskav lahko tla razvrstimo v tipe. Obstaja 5 standardnih tipov tal (A-E), od katerih je odvisna velikost potresnega vpliva, in 2 nestandardna tipa tal (S1,S2), pri katerih pa je potrebno velikost potresnega vpliva določiti s posebno študijo.

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (udarcev/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	> 800	/	/
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih značilnosti z globino postopno naraščajo	360–800	> 50	> 250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov	180–360	15–50	70–250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih zemljin	< 180	< 15	< 70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi $v_s$ , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			
S1	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti (PI > 40) in visoko vsebnostjo vode	< 100 (indikativno)	/	10–20
S2	Tla, podvržena likvifakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S1			

Preglednica 1: Tipi tal (EC8-1, str. 30, Preglednica 3.1)

V skladu z nacionalnim dodatkom za stavbe I. in II. kategorije pomembnosti na tleh tipov A, B, C, D in E ni potrebno izvajati posebnih raziskav vpliva tal (dodatno k tistim, ki so potrebne za projektiranje na nepotresne vplive). Uporabijo se lahko spektri, ki ustrezajo določenemu tipu tal. Za stavbe večje pomembnosti (III. in IV. kat.) je v skladu z EC8 treba opraviti posebno študijo za določitev potresnega vpliva, tako kot za vse objekte na tleh tipa S1 in S2.

#### ▪ Potresni vpliv

Pri določanju potresnega vpliva se uporablja karta potresne nevarnosti Slovenije, veljavna v času uporabe standarda. Glede na njo v Sloveniji ni področij z nizko seizmičnostjo, kar pomeni, da je pri projektiranju konstrukcij v Sloveniji potrebno upoštevati vpliv potresa. Karta potresne nevarnosti dejansko podaja referenčne vrednosti maksimalnega pospeška na trdnih tleh  $a_{gR}$  (tip A) za ozemlje Slovenije. Referenčni maksimalni pospešek v karti ustreza referenčni povratni dobi 475 let, tej pa ustreza faktor pomembnosti  $\gamma_I$  enak 1,0. Za druge povratne dobe je projektni pospešek  $a_g$  na tleh tipa A enak produktu  $a_{gR}$  in faktorja pomembnosti  $\gamma_I$ , ki je za običajne stavbe enak 1,0. Projektni pospešek  $a_g$  v kombinaciji s predpisano obliko spektra pospeškov za ustrezna tla določa velikost potresnega vpliva.

V okviru EC8 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov, ki predstavlja dve ravni potresne akcije, in sicer mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti.

#### **2.3.1 Vodoravni elastični spekter**

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva  $S_e(T)$  v EC8 opredeljen z naslednjimi enačbami:

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

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

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

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

Pri tem so:

T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

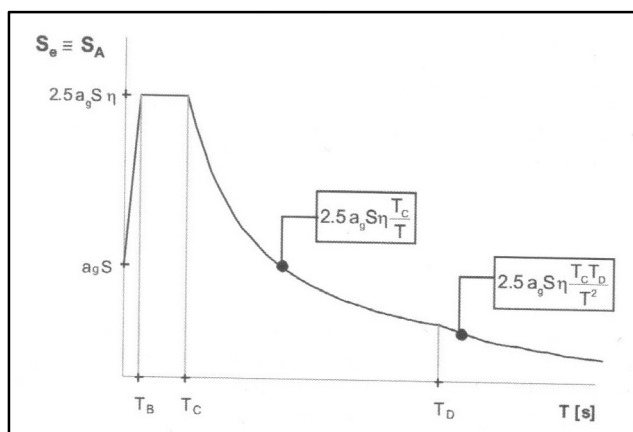
$a_g$  projektni pospešek za tla tipa A,

$T_B$  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,
- $S$  faktor tal,
- $\eta$  faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo 1,0 pri 5 % viskoznega dušenja.

Na spodnjem grafu je prikazana oblika elastičnega normiranega spektra pospeškov, iz katerega je razvidno, da je maksimalni pospešek konstrukcije pri nihajnem času  $T = 0$  enak maksimalnemu projektnemu pospešku tal  $a_g$ . Pri tem smo seveda upoštevali tip tal A, pri katerem je faktor tal enak 1,0.



Slika 1: Normiran elastični spekter pospeškov po EC8-1 (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 13, Sl. 8-3)

EC8 predvideva dva tipa spektrov, od katerih je tip 1 primeren za močnejše potrese, tip 2 pa za šibkejše. V Sloveniji so pomembni predvsem močnejši potresi z magnitudami, večjimi od 5,5, zato uporabljamo spektre tipa 1. Obliko spektra so v Sloveniji določili s posebno študijo in nato popravljene vrednosti podali v nacionalnem Dodatku A.

Tip tal	S	T <sub>B</sub> (S)	T <sub>C</sub> (S)	T <sub>D</sub> (S)
A	1,00	0,10	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,70	0,10	0,4	2,0

Preglednica 2: Vrednosti parametrov, ki opisujejo elastični spekter za uporabo v Sloveniji (EC8 – Dodatek A)

Elastični spekter pomikov  $S_{De}$  je mogoče izračunati iz spektra pospeškov  $S_e$  s formulo:

$$S_{De} = S_e \cdot \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2.$$

Vendar ob upoštevanju te formule in spektra pospeškov po EC8 ni izpolnjen fizikalni pogoj, da je vrednost v spektru pomikov pri zelo velikih nihajnih časih enaka maksimalnemu pomiku tal. Zato je v Dodatku A (EC8) eksplicitno podan spekter pomikov, ki velja tudi za območje velikih nihajnih časov. Posledično je določitev projektnega pomika tal negotova in težko predvidljiva, saj pomikov med potresi ni mogoče meriti. EC8 dopušča grobo oceno teh pomikov po formuli:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D.$$

### 2.3.2 Navpični elastični spekter odziva

EC8 podaja tudi posebne spektre za navpično smer, ki pa v Sloveniji le redko pridejo v poštev, saj se v skladu z EC8 ta komponenta upošteva le v primeru, ko so navpični projektni pospeški tal večji od 0,25g. Uporabljamo jih le pri stavbah večje pomembnosti, in še to le na nekaterih območjih. Prav tako kot pri vodoravnih pospeških se za navpične pospeške uporablja spekter tipa 1.

### 2.3.3 Projektni spekter za elastično analizo

Razlika med elastičnim in projektnim spektrom, ki se uporablja za elastično analizo z reduciranimi silami, je ta, da je v projektnem spektru upoštevana redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti konstrukcije za sipanje energije in zaradi dodatne nosilnosti. Projektne potresne sile pa so zmanjšane s faktorjem obnašanja  $q$ , ki je odvisen od duktilnosti konstrukcije in dodatne nosilnosti, ki predstavlja razmerje med dejansko nosilnostjo in nosilnostjo, ki jo zahteva predpis. Za vodoravno komponento potresnega vpliva je projektni spekter  $S_d$  določen z izrazi:

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

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

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

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

Pri tem so:

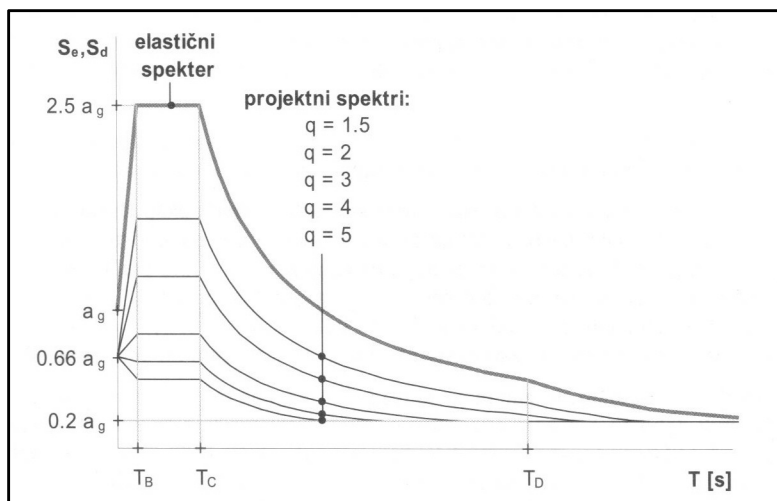
$S_d(T)$  projektni spekter,

$q$  faktor obnašanja,

$\beta$  faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru.

Vrednost  $\beta$  za uporabo v državi se dobi v nacionalnem dodatku, priporočena vrednost pa znaša 0,2. To pomeni, da je vrednost spektra navzdol omejena, tako da spektralni pospešek ne more biti manjši od  $0,2 a_g$ .

Projektni spekter po EC8 dobim tudi tako, da elastični spekter za 5 % dušenja delimo s konstantnim faktorjem obnašanja  $q$  za vse periode, ki so večje od  $T_B$ . Vrednost pri periodi  $T = 0$  pa je v vseh primerih enaka vrednosti maksimalnega pospeška, deljeni s faktorjem 1,5. Na spodnjem grafu so prikazani spektri za različne vrednosti faktorja obnašanja.



Slika 2: Elastični spekter in projektne spektri za elastično analizo po EC8 (tla tipa A, 5-% dušenje) (Priručnik za projektiranje po EC8, str. 17, Sl. 8-6)

Projektant lahko izbere duktilno ali neduktilno konstrukcijo. V primeru neduktilne konstrukcije se smejo potresne sile le malo pomanjšati s pomočjo faktorja duktilnosti ( $q = 1,5$ ), zato pa ni potrebno upoštevati posebnih konstrukcijskih detajlov. Pri duktilnih konstrukcijah pa so potresne sile precej zmanjšane, zato je potrebno izbrati ustrezen konstrukcijski sistem in upoštevati vse konstrukcijske zahteve, ki zagotavljajo zadostno duktilnost in dodatno nosilnost. Vrednosti faktorja obnašanja za konstrukcije iz različnih materialov so točneje podane v poglavjih 5 do 10 v EC8-1. Novost v EC8 je, da pri nekaterih primerih eksplicitno upošteva dodatno nosilnost, ki je definirana kot razmerje med nosilnostjo konstrukcije ob nastanku plastičnega mehanizma in celotno prečno silo, pri katerih se pojavi prvi plastični členek. Faktor dodatne nosilnosti se določi z nelinearno statično (»pushover«) analizo.

### 2.3.4 Alternativne oblike predstavitve potresnega vpliva

EC8 dopušča predstavitev potresnega vpliva s časovnim potekom pospeškov tal (akcelrogram). Pri tem je potrebno uporabiti vsaj tri akceleroگرامe, ki so lahko umetni, zabeleženi ali simulirani. Skupina akceleroگرامov mora ustrezati pogojem EC8-1. Omeniti je potrebno, da je pri uporabi akceleroگرامov potrebno uporabiti dinamično analizo časovnega odziva (integracija korak za korakom), zato se v praksi ta metoda zelo malo uporablja.

### 2.3.5 Kombinacija potresnega vpliva z drugimi vplivi

Pri določanju projektne potresne obtežbe se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i},$$

kjer je  $\psi_{E,i}$  koeficient za kombinacijo za spremenljivi vpliv  $i$ :  $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$ .

Koeficienti  $\psi_{E,i}$  upoštevajo verjetnost, da obtežba  $Q_{k,i}$  ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju konstrukcije zaradi podajne povezave med njimi. Vrednosti koeficientov  $\phi$  in priporočene vrednosti faktorjev za spremenljive vplive  $\psi_{2,i}$  za stavbe so podane v naslednjih dveh preglednicah.

Vpliv	$\Psi_2$
<b>Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)</b>	
Kategorija A: stanovanja	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 teže $\leq 30$ kN	0,6
Kategorija G: prometne površine, $30$ kN $\leq$ teža vozila $\leq 160$ kN	0,3
Kategorija H: strehe	0,0
<b>Obtežba snega na stavbah (glej EN 1991-1-3)</b>	
Kraji z nadmorsko višino nad 1000 m	0,2
Kraji z nadmorsko višino pod 1000 m	0,0
<b>Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)</b>	0,0
<b>Sprememba temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)</b>	0,0

Preglednica 3: Priporočene vrednosti faktorjev  $\psi$  za stavbe (po EC1, prirejeno za Slovenijo)

Vrsta spremenljivega	Etaža	$\varphi$
Kategorije A–C	Vrhnja etaža (streha)	1,0
	Zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorije D–F		1,0

Preglednica 4: Vrednosti  $\varphi$  za račun  $\psi_{E,i}$  (EC1-8, str. 45, Preglednica 4.2)

## 2.4 PROJEKTIRANJE STAVB

To poglavje vsebuje splošna pravila za potresno odporno projektiranje stavb, ki se uporabljajo v povezavi z ostalimi poglavji EC8-1.

### 2.4.1 Značilnosti potresno odpornih stavb

Pod obravnavano točko so definirana pravila, ki opisujejo pravilnost stavbe in vplive, ki jih ima ta karakteristika na matematično modeliranje, na metode analize in na vrednost faktorja obnašanja. Definirani so primarni in sekundarni elementi, določene kombinacije koeficientov za spremenljive vplive ter kategorije in faktorji pomembnosti.

#### 2.4.1.1 Osnovna načela pri zasnovi

Za potresno odpornost gradbenih konstrukcij je zelo pomembna njihova zasnova, zato moramo pri načrtovanju upoštevati načela:

- enostavnosti konstrukcije,
- uniformnosti, simetrije in statične nedoločenosti,
- nosilnosti in togosti v dveh smereh,
- torzijske nosilnosti in togosti,
- učinka diafragem na nivojih etaž,
- ustreznega temeljenja.

Pri modeliranju, analizi, dimenzioniranju, konstruiranju in gradnji enostavnih konstrukcij so negotovosti manjše, tako da je predvidevanje odziva enostavnih konstrukcij zanesljivejše.

Konstrukcije stavb so razdeljene na pravilne in nepravilne, pri čemer se upošteva tako pravilnost po višini stavbe kot tudi po tlorisu.

Uniformnost v tlorisu pomeni uravnotežena porazdelitev elementov nosilne konstrukcije, ki omogoča kratek in neposreden prenos vztrajnostnih sil, ki se pojavijo v porazdeljenih masah stavbe. Uniformnost konstrukcije po višini stavbe prispeva k temu, da se ne tvorijo občutljiva območja, kjer bi lahko koncentracije napetosti ali velike zahteve po duktilnosti povzročile prezgodnjo porušitev. Če je oblika stavbe simetrična, je simetrična razporeditev elementov nosilne konstrukcije, ki so primerno razporejeni v tlorisu, primeren način za doseg uniformnosti. Uravnotežena razporeditev elementov nosilne konstrukcije povečuje statično nedoločenost in s tem omogoča prerazporeditev vplivov in sipanje energije po celotni konstrukciji.

S pomočjo ustrezne torzijske nosilnosti in togosti omejimo torzijsko nihanje, ki prispeva k neenakomerni obremenitvi elementov. V zvezi s tem je dobro, da so glavni nosilni elementi razporejeni blizu oboda stavbe.

Stropi v stavbah so zelo pomembni, saj delujejo kot vodoravna diafragma, ki zbira in prenaša vztrajnostne sile na navpične konstrukcijske sisteme in zagotavlja, da ti sistemi delujejo kot celota. V primeru, da imajo diafragme zadostno togost, lahko pri analizi upoštevamo poenostavitev, in sicer uporabimo neskončno togost diafragem ter si s tem olajšamo račun.

#### **2.4.1.2 Primarni in sekundarni potresni elementi**

Nekateri elementi nosilne konstrukcije so lahko sekundarni potresni elementi, zato njihovo nosilnost in togost pri analizah potresnega vpliva zanemarimo. Ne glede na to pa morajo biti elementi in njihovi stiki projektirani tako, da lahko prenašajo težnostne sile pri pomikih, ki jih povzroči najneugodnejši potresni projektni primer. Pri projektiranju je potrebno upoštevati teorijo drugega reda. Elementi, ki jih označimo kot primarne, predstavljajo del konstrukcije za prenos vodoravne obtežbe in jih moramo projektirati s pomočjo pravil, navedenih v poglavjih 5 do 9. Togost vseh sekundarnih elementov ne sme preseči 15 % togosti vseh primarnih elementov.

#### **2.4.1.3 Merila za pravilnost konstrukcije**

Definicija pravilnosti konstrukcije je precej jasna. Konstrukcija stavbe je pravilna, če je pri nihanju v neelastičnem področju sipanje energije enakomerno porazdeljeno med izbrane

elemente, če se njihova oblika bistveno ne razlikuje od elastične njihove oblike in če je njeno obnašanje mogoče napovedati s poenostavljenimi modeli in metodami.

Pri analizi in projektiranju se posebej upoštevajo nepravilnosti stavbe v tlorisu in nepravilnosti po višini. Njihov vpliv je prikazan v spodnji preglednici.

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

Preglednica 5: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (EC8-1, str. 41, Preglednica 4.1)

- a velja v primeru, da so osnovni nihajni časi stavbe  $T_1$  manjši od  $4T_C$  ali 2,0 s
- b velja v primeru, da so izpolnjeni posebni pogoji za pravilnost, ki jih podaja EC8-1v točki 4.3.3.1(8), str. 47

Iz preglednice je razvidno, da je kot posledica nepravilnosti v zasnovi konstrukcije zahtevan natančnejši model in zahtevnejša metoda analize. Pri nepravilnostih po višini pa je dodatno predpisano zmanjšanje faktorja obnašanja  $q$  za 20 %, kar pomeni 25 % večje potresne sile.

▪ Merila za tlorisno pravilnost

Stavba, ki je tlorisno pravilna, mora ustrezati naslednjim zahtevam:

- približno simetrična razporeditev togosti in mas glede na dve pravokotni osi;
- obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo, kar pomeni, da v tlorisu ni vdolbin. V primeru, ko so v tlorisu vdolbine, te ne smejo prekoračiti 5 % površine med obodom etaže in konveksno poligonalno linijo ter ne smejo bistveno vplivati na togost stropov v vodoravni ravnini;



- za globalno obnašanje je potrebno zagotoviti dovolj veliko togost stropov v horizontalni ravnini. Na primer za armiranobetonske plošče, ki so debelejšje od 70 mm, ter armirane minimalno po EC2 se smatra, da so dovolj toge v svoji ravnini;
- vitkost tlorisa stavbe  $\lambda$ , ki se določi kot razmerje med večjo in manjšo tlorisno dimenzijo, merjeno v dveh pravokotnih smereh, ne sme biti večja od 4;
- v vsaki etaži in v vsaki smeri analize (X in Y) ekscentričnost konstrukcije  $e_0$  ne sme prekoračiti 30 % torzijskega polmera, ta pa ne sme prekoračiti vztrajnostnega polmera mase etaže.

Tlorisna pravilnost vpliva na izbiro metode analize ter na faktor dodatne nosilnosti. V primeru, da je stavba tlorisno nepravilna, se upošteva samo polovična vrednost tega faktorja. Za tlorisno nepravilne konstrukcije je torej potrebno uporabiti nekoliko manjši faktor obnašanja  $q$ , iz česar sledi nekoliko večji potresni vpliv.

- Merila za pravilnost po višini

Stavba, ki je pravilna po višini, mora zadostiti naslednjim zahtevam:

- konstrukcijski elementi, ki prenašajo vodoravno obtežbo, potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe ali do vrha posameznega dela stavbe, če imajo posamezni deli različne višine,
- togost in masa sta konstantni v vseh etažah in se brez nenadne spremembe postopoma zmanjšujeta od temeljev proti vrhu,
- za okvirne stavbe ter v določenih primerih za okvirne stavbe s polnili se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne sme spreminjati v različnem razmerju po posameznih etažah,
- dovoljena zožitev tlorisa v različnih etažah ne sme biti prekoračena (EC8-1, Slika 4.1, str. 44).

V primeru, da je konstrukcija nepravilna po višini, se referenčni faktor obnašanja zmanjša za 20 %.

#### **2.4.1.4 Kategorija pomembnosti in faktorji pomembnosti**

Stavbe so razdeljene v štiri kategorije glede na posledice, ki jih ima porušitev za življenje ljudi, glede na njihovo pomembnost za varnost ljudi in na civilno zaščito v obdobju

neposredno po potresu ter glede na socialne in ekonomske posledice porušitve. Definicija kategorij je podana v naslednji preglednici:

<b>Kategorija pomembnosti</b>	<b>Stavbe</b>
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije
III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno

Preglednica 6: Kategorije pomembnosti za stavbe (EC8-1, str. 45, Preglednica 4.3)

## 2.4.2 Analiza

### 2.4.2.1 Modeliranje

Model mora ustrezno vključevati togosti in mase, v primeru nelinearne analize pa tudi nosilnost. Upoštevati mora nekonstrukcijske elemente (polnila), ki lahko vplivajo na odziv konstrukcije. V večini primerov je smiselna predpostavka, da so vodoravne diafragme toge, kar bistveno zmanjša število prostostnih stopenj in olajša račun. V splošnem se uporablja prostorski linearno-elastični model. Pri konstrukcijah, ki so tlorisno pravilne, je dovoljena uporaba dveh ravninskih modelov, vprašanje pa je, če je taka analiza v današnjem času (številni računalniški programi) smiselna. Podajnost temeljev mora biti upoštevana, kadar ima neugoden vpliv na odziv konstrukcije. Novost v EC8 je, da se pri betonskih, sovprežnih in zidanih konstrukcijah upošteva razpokanost prerezov pri določanju togosti elementov. Ker je v fazi načrtovanja težko določiti vpliv razpokanosti prerezov, nam standard omogoča, da za togost elementov vzamemo kar polovično vrednost togosti nerazpokanih elementov.

### 2.4.2.2 Vpliv naključne torzije

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je potrebno upoštevati tudi naključno ekscentričnost, ki znaša 5 % tlorisne dimenzije objekta v vsaki od obeh vodoravnih smeri. S

tem zajamemo morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti pa tudi morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i,$$

kjer sta:

$e_{ai}$  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.

### 2.4.2.3 Metode analize

#### 2.4.2.3.1 Splošno

Referenčna metoda za analizo potresnih vplivov mora biti modalna analiza s spektri odziva, ob kateri se uporabita linearno-elastični model konstrukcije in projektni spekter. Glede na značilnosti konstrukcije je mogoče uporabiti več vrst analize, npr. metodo z vodoravnimi silami, modalno analizo s spektrom odziva, alternativno tudi nelinearno statično analizo ali nelinearno dinamično analizo časovnega odziva. Linearno-elastično analizo je mogoče izvesti z dvema ravninskima modeloma, če so izpolnjena merila za tlorisno pravilnost konstrukcije ali za stavbe, ki izpolnjujejo vse pogoje, podane pod točko 4.3.3.1(8) v EC8-1. V primeru stavb, ki ne izpolnjujejo pogojev, je potrebno uporabiti prostorski model. Nelinearno analizo pa je potrebno izvesti ob upoštevanju podatkov o gibanju tal, ustreznega konstitutivnega modela, ustrezne metode za interpretacijo rezultatov in ustreznih zahtev, ki jih mora konstrukcija izpolnjevati.

#### 2.4.2.3.2 Metoda z vodoravnimi silami

Analiza se uporablja za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri pomembno ne vplivajo na odziv. Ta zahteva je izpolnjena, če stavba ustreza pogojem za pravilnost konstrukcije po višini in ima osnovne nihajne čase  $T_1$  manjše od  $4T_c$  oz.  $2,0s$ .

- Celotna prečna sila (na mestu vpetja konstrukcije)

Določimo jo z enačbo:

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

kjer so:

$S_d(T_1)$  ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času  $T_1$ ,

$T_1$  osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

$m$  celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

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

Osnovna nihajna časa  $T_1$  obeh ravninskih modelov stavbe je mogoče izračunati s pomočjo približnih izrazov, ki temeljijo na metodah dinamike konstrukcij:

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

kjer sta:

$C_t$  0,085 za prostorske jeklene momentne okvirje, 0,075 za prostorske betonske momentne okvirje in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvire ter 0,05 za vse druge konstrukcije,

$H$  višina stavbe, merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti.

Alternativno je mogoče  $T_1$  oceniti z enačbo:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d},$$

kjer je:

$d$  vodoravni pomik na vrhu stavbe (v m) zaradi sile teže, ki deluje vodoravno.

- Razporeditev vodoravnih potresnih sil

Učinke potresnega vpliva (notranje sile in deformacije) je potrebno določiti za dva ravninska modela ob delovanju vodoravnih sil  $F_i$  v vseh etažah:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Pri tem so:

$F_i$  vodoravna sila, ki deluje v etaži  $i$ ,

$F_b$  celotna potresna sila,

$s_i, s_j$  pomika mase  $m_i$  in  $m_j$  v osnovni nihajni obliki,

$m_i, m_j$  masi etaž.

Če se za osnovno nihajno obliko kot približek izberejo vodoravni pomiki, ki linearno naraščajo z višino, se vodoravne sile  $F_i$  določijo z enačbo:

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

kjer sta:

$z_i, z_j$  kota mas  $m_i, m_j$  nad nivojem delovanja potresnega vpliva (to je nad temeljem ali nad togo kletjo).

Pri razporeditvi vodoravnih sil  $F_i$ , določenih v skladu s tem določilom, na sistem za prenašanje vodoravne obtežbe je treba predpostaviti, da so stropi togi.

- Torzijski vpliv

Če je razporeditev togosti in mas simetrična in če naključna ekscentričnost ni določena po natančnejši metodi, je mogoče vpliv naključne torzije upoštevati tako, da se povečajo učinki vpliva (notranje sile in pomiki) v posameznih nosilnih elementih s faktorjem  $\delta$  po enačbi:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e},$$

kjer sta:

- x razdalja obravnavanega elementa od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevane potresne vpliva,
- $L_e$  razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresne vpliva.

#### 2.4.2.3.3 Modalna analiza s spektri odziva

Ta vrsta analize se uporablja za stavbe, ki ne izpolnjujejo pogojev iz prejšnje točke. Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu. To pa velja, če je izpolnjen eden od naslednjih pogojev:

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, zanaša 90 % celotne mase konstrukcije,
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 % celotne mase.

Če zgornjih zahtev ni mogoče izpolniti, je potrebno upoštevati najmanj toliko nihajnih oblik, da sta izpolnjena pogoja:

$$k \leq 3 \cdot \sqrt{n}$$

$$T_k \leq 0,20s,$$

kjer so:

- k število upoštevanih nihajnih oblik,
- n število etaž nad temelji ali nad togo kletjo,
- $T_k$  nihajni čas za k-to nihajno obliko.

- Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah

Za odziva v dveh nihajnih oblikah i in j se lahko predpostavi, da sta neodvisna, če njuna nihajna časa  $T_i$  in  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) ustrezata pogoju  $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ .

Če je mogoče predpostaviti, da so odzivi v vseh nihajnih oblikah medsebojno neodvisni, se lahko vrednost  $E_E$  učinka potresnega vpliva izračuna z enačbo:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Pri tem sta:

$E_E$  obravnavan učinek potresnega vpliva (sila, pomik),

$E_{Ei}$  vrednost tega učinka potresnega vpliva zaradi nihajne oblike  $i$ .

- Vpliv torzije

Če se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določijo kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti  $M_{ai}$  okrog navpične osi v vsaki etaži  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i,$$

kjer so:

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

$e_{ai}$  naključna ekscentričnost mase v etaži  $i$  po enačbi  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$  za vse ustrezne smeri,

$F_i$  vodoravna sila v etaži  $i$ .

Vplive obtežb je potrebno upoštevati s pozitivnim in negativnim predznakom, ki je enak za vse etaže. Kadar sta v analizi uporabljena dva ločena ravninska modela, se lahko vplivi torzije upoštevajo tako, da se učinki potresnih vplivov računajo tako, kot je navedeno v prejšnji alineji.

#### 2.4.2.3.4 Nelinearne metode

Matematični model, uporabljen pri elastični analizi, je potrebno dopolniti tako, da vključuje nosilnost elementov nosilne konstrukcije in njihovo obnašanje v neelastičnem stanju.

Nelinearne metode uporabljamo pri projektiranju novih stavb ali za oceno potresne odpornosti obstoječih objektov. Materialna nelinearnost se lahko modelira v diskretnih točkah s t. i. plastičnimi členki, s katerimi zajamemo nelinearen odnos med silo in pomikom. Dovoljeno je upoštevati bilinearen odnos brez utrditve med silo in pomikom ali med momentom in rotacijo. Za armiranobetonske ali zidane stavbe mora elastična togost temeljiti na razpokanih prerezih. Pri določevanju lastnosti elementov se običajno upoštevajo srednje (ne karakteristične) vrednosti karakteristik materiala. Za nove konstrukcije se lahko ocena za srednje vrednosti dobi iz pripadajočih karakterističnih vrednosti ob upoštevanju podatkov v EC- ali v EN-standardih za materiale. Potrebno je upoštevati težnostne sile na elementih konstrukcije. Pri določanju odnosa med obtežbo in deformacijo za elemente pa je treba upoštevati vpliv osne sile zaradi delovanja težnostnih sil, ki so določene iz potresne kombinacije.

- Nelinerna statična (»pushover«) analiza

V obravnavani analizi vodoravna obtežba monotono narašča pri konstantnih težnostnih silah. Z analizo se lahko preveri obnašanje konstrukcije novo projektiranih stavb ali obstoječih objektov z naslednjimi cilji:

- potrditev ali sprememba faktorja nosilnosti  $\alpha_u / \alpha_1$ ,
- ocena pričakovanega plastičnega mehanizma in razporeditve poškodb,
- določitev obnašanja konstrukcije obstoječih ali utrjenih stavb,
- alternativa k projektiranju, ki temelji na linearno-elastični analizi in uporablja faktor obnašanja  $q$ ; v tem primeru kot osnovo za projektiranje vzamemo ciljni pomik.

Glede na pravilnost stavbe lahko za analizo uporabimo prostorski ali pa dva ravninska modela. Pri nizkih zidanih stavbah (največ tri etaže, razmerje med višino in širino nosilnih sten manjše od 1,0), pri katerih obnašanje nosilnih sten določa predvsem strig, se lahko vsaka etaža analizira neodvisno od drugih etaž.

Uporabiti je potrebno najmanj dve porazdelitvi vodoravne obtežbe po višini:

- enakomerno porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino,
- modalno porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne vodoravnim silam v obravnavani smeri, določenim z elastično analizo.



Vodoravne sile morajo delovati v masnih središčih, upoštevati pa je potrebno naključno ekscentričnost. Če je faktor dodatne nosilnosti določen z nelinearno-elastično analizo, je treba upoštevati manjšo od obeh vrednosti, dobljenih za dve razporeditvi vodoravne obtežbe.

Nelinearna statična analiza, opravljena z razporeditvijo sil, lahko pomembno podceni pomike na močni strani torzijsko podajne konstrukcije (osnova nihajna oblika pretežno torzijska). Enako velja tudi za pomike na močni strani v eni smeri konstrukcije, ki ima pretežno torzijsko drugo nihajno obliko. Pri takšnih konstrukcijah je potrebno pomike na močni strani povečati v primerjavi s tistimi pri pripadajoči simetrični konstrukciji.

- Nelinearna analiza časovnega odziva

Časovni potek odziva konstrukcije se lahko dobi z direktno numerično integracijo diferencialne enačbe gibanja. Pri tem se za predstavitev gibanja tal uporabljajo akcelerogrami. Modeli za elemente konstrukcije morajo biti dopolnjeni s pravili, ki opisujejo obnašanje elementa pri cikličnem obteževanju in razbremenjevanju v neelastičnem območju. Ta pravila morajo odražati sipanje energije v elementu v območju amplitud pomikov, ki se pričakujejo pri projektnem potresnem vplivu.

#### 2.4.2.3.5 Kombinacije učinkov komponent potresnega vpliva

- Vodoravne komponente potresnega vpliva

EC8 zahteva, da se upošteva istočasno delovanje potresnih obremenitev v obeh vodoravnih smereh. Vplivi obeh smeri se lahko kombinirajo po SRSS-pravilu, to je kvadratni koren vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente, ali pa jih lahko kombiniramo tudi tako, da istočasno upoštevamo celotno vrednost, ki izhaja iz obtežbe v eni smeri, in 30 % vrednosti, ki izhaja iz obtežbe v drugi smeri. Pri opisanih kombinacijah je potrebno za vsako komponento izbrati tisti predznak, ki ima neugodnejši vpliv na obravnavan učinek.

Če sta konstrukcijski sistem ali opredelitev pravilnosti različna v dveh vodoravnih smereh, je lahko različna tudi vrednost faktorja obnašanja  $q$ .

Pri uporabi analize časovnega odziva in prostorskega modela konstrukcije je potrebno upoštevati sočasno delovanje obeh vodoravnih komponent akcelerogramov.

Za stavbe, ki zadoščajo merilom pravilnosti v tlorisu in pri katerih so stene primarni potresni elementi, lahko predpostavimo, da potresni vpliv deluje neodvisno in brez kombinacij vzdolž dveh glavnih pravokotnih vodoravnih osi konstrukcije.

- Navpična komponenta potresnega vpliva

Vpliva navpične komponente potresnega vpliva na ozemlju Slovenije za običajne objekte ni treba upoštevati, saj ob upoštevanju veljavne karte potresne nevarnosti in zveze med vodoravnimi in navpičnimi pospeški projektni pospešek tal v navpični smeri nikjer v Sloveniji ne presega vrednosti 0,25g in je potrebno upoštevati navpično komponento potresnega vpliva le pri konstrukcijah z velikimi razponi, pri konzolah, pri prednapetih horizontalnih elementih, pri gredah, ki podpirajo stebre in v primeru potresne izolacije.

#### 2.4.2.4 Račun pomikov

Če je opravljena linearna analiza s projektnimi potresnimi silami (določenimi s faktorjem obnašanja  $q$ ), pomike izračunamo tako, da pomike, dobljene z linearno analizo pri projektnih potresnih silah, pomnožimo s faktorjem  $q_d$ , ki je praviloma enak faktorju obnašanja  $q$ . Uporabimo torej poenostavljeno enačbo:

$$\mathbf{d}_s = \mathbf{q}_d \cdot \mathbf{d}_e,$$

kjer so:

$d_s$  pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva,

$q_d$  faktor obnašanja za pomike,

$d_e$  pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra.

Ta način določanja pomikov temelji na predpostavki, da so pomiki pri elastičnem in neelastičnem obnašanju konstrukcije enaki. Ustrezen je za konstrukcije, ki imajo nihajne čase večje od  $T_C$ , medtem ko za bolj toge konstrukcije daje premajhne vrednosti. EC8 eksplicitno določa, da je pri določanju pomikov treba upoštevati torzijske učinke zaradi potresnega

vpliva. Ob upoštevanju tega določila se lahko zgodi, da je v določeni etaži dopustna velikost etažnih pomikov na delu tlorisa prekoračena, na drugem delu pa ne.

#### 2.4.2.5 Nekonstrukcijski elementi

Nekonstrukcijski elementi stavbe (parapeti, antene, strojna oprema, ograje, predelne stene ...) lahko v primeru porušitve ogrozijo ljudi ali neugodno vplivajo na obnašanje osnovne konstrukcije. Iz tega razloga EC8 zahteva, da se za te elemente dokaže, da so sposobni prenesti potresne vplive. Metoda analize je odvisna od pomembnosti nekonstrukcijskega elementa, in sicer je potrebno za zelo pomembne elemente uporabiti realistične modele ustreznih konstrukcij in primerne spektre odziva. V ostalih primerih pa je dovoljena uporaba poenostavljenega postopka. Uporabimo izraz:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a,$$

kjer so:

- $F_a$  vodoravna potresna sila, ki deluje v težišču nekonstrukcijskega elementa v najneugodnejši smeri,
- $W_a$  teža elementa,
- $S_a$  potresni koeficient za nekonstrukcijske elemente,
- $\gamma_a$  faktor pomembnosti za elemente,
- $q_a$  faktor obnašanja za element.

Faktor pomembnosti  $\gamma_a$  ne sme biti manjši od 1,5 za naslednje nekonstrukcijske elemente:

- sidranje strojev in opreme, ki so pomembni za delovanje sistemov za zagotavljanje varnosti ljudi,
- rezervoarji in posode, ki vsebujejo strupene ali eksplozivne snovi, nevarne za ljudi.

V vseh ostalih primerih lahko privzamemo faktor pomembnosti 1,0. V nadaljevanju sledi še preglednica, v kateri so podani faktorji obnašanja za nekonstrukcijske elemente.

Vrsta nekonstrukcijskega elementa	$q_a$
Konzolni parapeti ali ornamentacije	1,0
Oznake in tabele	
Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot nepodprte konzole po več kot polovici njihove celotne višine	
Zunanje in notranje stene	2,0
Predelne stene in fasade	
Dimniki, jambori in rezervoarji na nogah, ki delujejo kot konzole brez zavetrovanja na manj kot polovici njihove celotne višine ali so zabetonirani ali privezani na konstrukcijo v njihovem masnem središču ali nad njim	
Sidranje omar in polic, ki so stalno postavljene na tleh	
Sidranje spuščениh stropov in pritrjenih svetil	

Preglednica 7: Vrednosti  $q_a$  za nekonstrukcijske elemente (EC8-1, str. 57, Preglednica 4.4)

#### 2.4.2.6 Dodatni ukrepi za okvire z zidanimi polnili

Novost v EC8 je poglavje, ki je namenjeno dodatnim ukrepom za okvire z zidanimi polnili. Ta imajo lahko ugoden ali pa neugoden vpliv na potresno odpornost konstrukcije. Po eni strani lahko zmanjšajo deformacije konstrukcije, po drugi strani pa lahko povzročijo nepravilnosti po višini ali po tlorisu konstrukcije in s tem prerazporeditev ali neugodno razporeditev obremenitve. Lahko povzročijo tudi krhke lome stebrov in s tem hipno porušitev. V navedenem poglavju standard podaja nekatere ukrepe, ki imajo namen preprečiti ali zmanjšati morebitne neugodne učinke polnil. Obvezni so za okvire ali mešane sisteme, kjer prevladujejo okviri, projektirani na visoko duktilnost, ki izpolnjujejo določene pogoje.

### 2.4.3 Preverjanje varnosti

Pri preverjanju varnosti je treba upoštevati ustrezni mejni stanji:

- Mejno stanje nosilnosti

Upošteva se, da je varnost proti porušitvi pri potresni projektni kombinaciji zagotovljena, če so izpolnjeni naslednji pogoji glede nosilnosti, duktilnosti, ravnotežja, stabilnosti temeljev in dilatacij. Za vse elemente, spoje in nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen pogoj:

$$E_d \leq R_d,$$

kjer sta:

$E_d$  projektna vrednost učinka vpliva pri potresni kombinaciji. Če je potrebno, so vključeni vplivi teorije drugega reda. Dovoljena je prerazporeditev momentov v skladu z EN.

$R_d$  odgovarjajoča projektna nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljeni material (uporabljajo se karakteristične vrednosti lastnosti materiala  $f_k$  in delni faktor varnosti  $\gamma_M$ ), in s pomočjo mehanskih modelov, ki veljajo z specifično vrsto konstrukcijskega sistema.

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je izpolnjen pogoj:

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

Pri tem so:

$\theta$  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,

$V_{tot}$  celotna prečna sila v etaži zaradi potresa,

$H$  višina etaže.

Če velja  $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ , se lahko približno upošteva vpliv teorije drugega reda tako, da se ustrezni učinki potresnega vpliva povečajo s faktorjem  $1 / (1 - \theta)$ . Vrednost koeficienta  $\theta$  ne sme biti večja od 0,3. Pri potresnem projektne stanju ni potrebno preverjati odpornosti pri utrujanju.

Preveriti je potrebno tudi globalno in lokalno duktilnost, saj morajo imeti posamezni konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota zadostno duktilnost. Pri tem se upošteva predvideno izkoriščanje duktilnosti, ki je odvisno od izbranega sistema in faktorja obnašanja. Izpolnjene morajo biti posebne zahteve v poglavjih 5 do 9, ki so povezane s posameznimi materiali. V več etažnih konstrukcijah je treba preprečiti tvorbo plastičnega mehanizma v mehki etaži, saj lahko takšen mehanizem poveča zahteve po lokalni duktilnosti v mehki etaži. Če v poglavjih 5 do 8 ni določeno drugače, je za dvo- ali večetažne okvirne konstrukcije ta zahteva izpolnjena, če je v vseh vozliščih primarnih ali sekundarnih nosilcev s stebri, ki tvorijo primarni potresni sistem, izpolnjen pogoj:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Pri tem sta:

$\sum M_{Rc}$  vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču. Pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektne stanju.

$\sum M_{Rb}$  vsota projektnih upogibnih nosilnosti nosilcev, ki se stikajo v vozlišču. Ko se uporabljajo stiki z delno nosilnostjo, se pri določanju  $\sum M_{Rb}$  uporabi nosilnost teh stikov.

- Omejitev poškodb

Če v poglavjih 5 do 9 ni drugače določeno, je treba upoštevati naslednje omejitve etažnih pomikov:

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

$$d_r \cdot v \leq 0,005 h$$

- za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 h$$

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

$$d_r \cdot v \leq 0,01 h$$

Pri tem so:

$d_r$  projektni etažni pomik,

$h$  etažna višina,

$v$  redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. Vrednost faktorja je lahko odvisna tudi od faktorja pomembnosti stavbe.

## 2.5 POSEBNA PRAVILA ZA JEKLENE KONSTRUKCIJE

### 2.5.1 Splošno

Določila tega poglavja je potrebno uporabiti skupaj z določili v ustreznih delih Evrokoda 3. Za jeklene stavbe sta predvidena dva načina projektiranja, ki sta prikazana v naslednji preglednici.

Načini projektiranja	Stopnje duktilnosti konstrukcij	Območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja $q$
a) Konstrukcije z majhnim sipanjem energije	DCL (nizka)	$\leq 1,5-2$
b) Konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije	DCM (srednja)	$\leq 4$ , omejeno tudi z vrednostmi iz preglednice 6.2 iz EC8-1
	DCH (visoka)	Omejeno samo z vrednostmi iz preglednice 6.2 iz EC8-1

Preglednica 8: Načini projektiranja, stopnje duktilnosti in območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja (EC8-1, str. 112, Preglednica 6.1)

Pri načinu a se lahko notranje sile izračunajo z elastično globalno analizo, dimenzioniranje pa se v celoti opravi v skladu s standardi iz skupine Evrokod 3. Tak pristop se priporoča le za področja z nizko seizmičnostjo ( $a_g \leq 0,08g$ ,  $a_g \leq 0,1g$ ). Takih področij v Sloveniji ni, vendar se ta način projektiranja lahko uporabi za enoetažne stavbe in geometrijsko pravilne večetažne stavbe.

Pri načinu b je potrebno določiti območja sipanja energije, kjer se bo konstrukcija obnašala neelastično in kjer je potrebno zagotoviti zadostno duktilnost in nosilnost. Konstrukcije, projektirane po načinu b, morajo pripadati stopnjama duktilnosti DCM ali DCH. Ti stopnji predpostavljata povečano sposobnost konstrukcij, da sipajo energijo v plastičnih mehanizmih. V odvisnosti od stopnje duktilnosti je treba izpolniti posebna merila glede razredov kompaktnosti prečnih prereзов in rotacijske kapacitete spojev. Pri DCH so v območjih sipanja energije obvezni prečni prerezi v 1. razredu kompaktnosti, pri DCM pa se smejo uporabiti tudi prerezi v 2. in celo 3. razredu kompaktnosti. Po navadi je najbolje izbrati DCH in prereze v 1. razredu kompaktnosti.



### 2.5.2 Materiali

V območjih sipanja energije je potrebno uporabiti mehko konstrukcijsko jeklo po SIST EN 10025 z zagotovljeno Charpy-V žilavostjo pri 0°C ali nižji temperaturi (npr. S235 J0, S235 J2, S275 J0, S275 M ...). Dejanskih mehanskih lastnosti, ki so višje od nominalnih, v času projektiranja običajno ne poznamo, zato je za uspešno projektiranje elementov izven območij sipanja energije treba oceniti najvišjo dejansko napetost tečenja jekla  $f_{y,max}$  v conah sipanja energije. To lahko naredimo na tri načine s pomočjo faktorja dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov}$  in izraza  $f_{y,max} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$ .


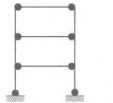
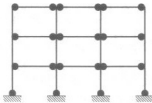
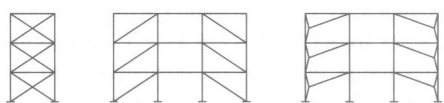
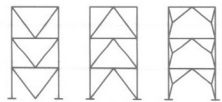
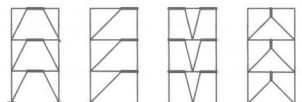

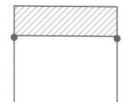
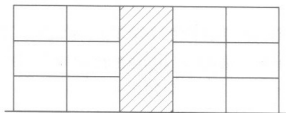
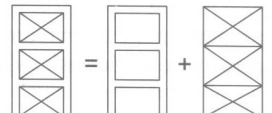

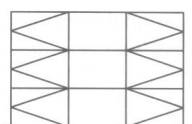
Način	$\gamma_{ov}$	$f_y$
1. način: običajen, enostaven, konzervativen	1,25	$f_{y,nom} = f_y$ (po SIST EN 10025)
2. način: enostaven, za cone sipanja izberemo S235 in za cone izven sipanja S355	1,00	- območje sipanja 235 MPa - izven območja sipanja 355 MPa
3. način: ko je dejanska $f_{y,act}$ znana, ekonomičen	$\frac{f_{y,act}}{f_{y,nom}}$	$f_{y,nom} = f_y$

Preglednica 9: Določanje dejanske napetosti tečenja jekla  $f_{y,max}$  (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 83., Pr. 8-7)

Pri tretjem načinu je  $f_{y,act}$  znana iz testov (analiza obstoječe konstrukcije) ali pa se predpostavi s tako vrednostjo, da bo material za izdelavo mogoče nabaviti (npr. za jeklo S235 proizvajalec jekla s pomočjo testov poda vrednost  $f_{y,act} = 270$  MPa). V vsakem primeru mora biti vrednost  $f_{y,max}$  označena na delavniških načrtih, napetost tečenja dejansko vgrajenega jekla pa lahko presega  $f_{y,max}$  za največ 10 %.

### 2.5.3 Vrste konstrukcij in faktorji obnašanja

V skladu z obnašanjem primarne nosilne konstrukcije pri potresnih vplivih morajo biti jeklene stavbe razvrščene v enega od konstrukcijskih sistemov, ki so prikazani na sliki 3.

$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$ 	$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$ 	$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$ 	
a) pomični okvirji (območja sipanja v prečkah in na dnu stebrov)	b) okvirji s centričnimi povezji z nateznimi diagonalami (območja sipanja v nateznih diagonalah)		
	 $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$		
c) okvirji s centričnimi V-povezji (območja sipanja v nateznih in tlačnih diagonalah)	d) okvirji z ekscentričnimi povezji (območja sipanja v upogibnih ali strižnih seizmičnih členih)		
 $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,0$	 $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,1$ pri $N_{Ed}(\text{stebra}) \leq 0,3N_{pl,Rd} \rightarrow$ pomični okvir		
e) konstrukcija obrnjenega nihala (sipanje v stebrih)			
			
f) konstrukcija z betonskimi jedri ali betonskimi stenami (območja sipanja v betonski konstrukciji)	g) pomični okvirji, povezani s centričnimi povezji (območja sipanja v okviru in nateznih diagonalah)		
			
h) pomični okvirji s polnili (območja sipanja v okviru ali polnilu glede na vrsto polnila in način povezovanja polnila z okvirom)	i) okvirji s K-povezji (sipanje energije zelo omejeno – ta konstrukcijski sistem je dovoljen le v povezavi z DCL)		

Slika 3: Konstrukcijski sistemi, ki omogočajo sipanje energije (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 84, Sl. 8-36)

Faktorji obnašanja  $q$  opisujejo sposobnost konstrukcij, da sipajo energijo. Za pravilne konstrukcije se uporabljajo referenčne vrednosti faktorjev obnašanja, navedene v naslednji preglednici. Če konstrukcija po višini ni pravilna, se vrednosti  $q$ , navedene v preglednici, zmanjšajo za 20 %. Za razmerje  $\alpha_u/\alpha_1$  se lahko vzamejo standardne vrednosti iz slike 3 ali pa se z nelinearno analizo določijo točnejše vrednosti. V nobenem primeru se za  $\alpha_u/\alpha_1$  ne sme vzeti vrednost, večja od 1,6.

Vrsta konstrukcije	Stopnje duktilnosti	
	DCM	DCH
a) pomični okviri	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
b) okvir s centričnimi povezji, aktivne samo natezne diagonale	4	4
c) okvir s centričnimi V-povezji	2	2,5
d) okvir z ekscentričnimi povezji	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
e) obrnjeno nihalo	2	$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
f) konstrukcije z betonskimi jedri ali betonskimi stenami	Glej pravila za betonske stavbe	
g) pomični okviri s centričnimi povezji	4	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
h) pomični okviri s polnili: betonsko ali zidano polnilo, ki ni spojeno z okvirom, vendar v stiku z okvirom	2	2
armiranobetonsko polnilo, spojeno z okvirom	Glej pravila za sovprežne konstrukcije	
polnila, izolirana od okvira (glej pomične okvire)	4	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
i) okvir s K-povezji	Ni dovoljeno (DCL)	

Preglednica 10: Referenčne vrednosti faktorjev obnašanja  $q$  za konstrukcije, pravilne po višini (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 85., Pr. 8-8)

$\alpha_1$  množitelj horizontalnih projektnih seizmičnih 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.

$\alpha_u$  množitelj horizontalnih projektnih seizmičnih vplivov, ki ustreza stanju, v katerem zadostno število prečnih prerezov doseže plastično nosilnost in se razvije globalni porušni mehanizem. Pri tem je potrebno vse ostale vplive obdržati konstantne na nivoju projektnih vrednosti. Koeficient lahko določimo z nelinearno statično globalno analizo (pushover).

## 2.5.4 Pogoji projektiranja za zagotavljanje obnašanja konstrukcij, ki veljajo za vse vrste konstrukcij

Pogoji projektiranja, ki so navedeni v nadaljevanju, veljajo za potresno odporne dele konstrukcij, ki so projektirani tako, da so sposobni sipati energijo.

### 2.5.4.1 Pogoji projektiranja za konstrukcije, sposobne sipati energijo

Konstrukcije z območji sipanja je treba projektirati tako, da plastifikacija ali lokalno izbočenje ne vplivata na globalno stabilnost konstrukcije. Deli konstrukcij v območju sipanja morajo imeti ustrezno duktilnost in odpornost. Območja sipanja so lahko locirana v konstrukcijskih elementih in spojih. Če so območja sipanja locirana v konstrukcijskih elementih, morajo imeti ostali konstrukcijski elementi in spoji med območji sipanja in ostalimi deli konstrukcije zadosten faktor dodatne nosilnosti, ki omogoča razvoj ciklične plastifikacije v območjih sipanja. Kadar so območja sipanja locirana v spojih, morajo imeti stikovani elementi zadosten faktor dodatne nosilnosti, ki omogoča razvoj ciklične plastifikacije v spojih.

### 2.5.4.2 Pravila projektiranja za duktilne elemente v tlaku ali upogibu

Zadostno lokalno duktilnost elementov, ki sipajo energijo v tlaku ali upogibu, je potrebno zagotoviti z omejitvijo razmerja med širino in debelino posameznih delov prečnih prerezov v skladu z razredi kompaktnosti prečnih prerezov, določenimi v EN 1993-1-1:2004. Zahteve glede razreda kompaktnosti so prikazane v naslednji preglednici.

Stopnja duktilnosti	Referenčne vrednosti faktorja obnašanja $q$	Zahtevan razred kompaktnosti prečnih prerezov
DCM	$1,5 < q \leq 2$	1., 2. ali 3. razred
	$2 < q \leq 4$	1. ali 2. razred
DCH	$q > 4$	1. razred

Preglednica 11: Zahteve za razrede kompaktnosti prečnih prerezov elementov, sposobnih sipati energijo, glede na stopnjo duktilnosti in referenčnih vrednosti faktorja obnašanja (EC8-1, str. 119, Preglednica 6.3)

### 2.5.4.3 Pravila projektiranja za spoje v območjih sipanja

Z ustreznim projektiranjem spojev omejimo lokalizacijo plastičnih deformacij, visoke zaostale napetosti in preprečimo napake pri izdelavi spojev. Spoji, ki sami ne sipajo in s katerimi se priključijo elementi, sposobni sipati energijo, izpolnjujejo zahteve po dodatni nosilnosti, če so izvedeni s polno penetriranimi sočelnimi zvari. Za spoje, ki ne sipajo energije in so izvedeni s kotnimi zvari ali vijaki, velja naslednja zahteva:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy},$$

kjer so:

$R_d$       odpornost spoja v skladu z EN 1993,

$R_{fy}$       plastična odpornost priključenega elementa, sposobnega sipati energijo, izračunana na podlagi projektne vrednosti napetosti tečenja, navedene v EN 1993,

$\gamma_{ov}$       faktor dodatne nosilnosti.

V strižno obremenjenih vijačenih spojih se uporabljata kategoriji spojev B in C, pri natezno obremenjenih vijačenih spojih pa kategorija E v skladu z EN 1993-1-8:2004. Pri strižno obremenjenih spojih mora biti projektna strižna nosilnost vijakov večja od 1,2-kratne projektne nosilnosti na bočni pritisk. Ustreznost projektnih rešitev je treba podpreti z rezultati preizkusov, ki dokazujejo zadostno nosilnost in duktilnost elementov in njihovih spojev pri cikličnem obremenjevanju. To velja za polno in delno nosilne spoje v območjih sipanja energije in ob njih.

## 2.5.5 Pravila projektiranja za pomične okvire

### 2.5.5.1 Osnovne zahteve

Pomične okvire je potrebno projektirati tako, da se plastični členki tvorijo v nosilcih ali v spojih prečka–stember, ne pa v stebrih. Te zahteve ni potrebno upoštevati ob dnu okvira, na vrhu večetažnih stavb in pri enoetažnih stavbah.

### 2.5.5.2 Nosilci

Nosilci morajo biti zadostno bočno podprti ob upoštevanju plastičnega členka na enem koncu nosilca. V plastičnih členkih nosilcev se zagotovi, da osne in prečne sile ne povzročijo zmanjšanja polnoplastične upogibne nosilnosti rotacijske kapacitete. Za prečne prereze 1. in 2. razreda kompaktnosti se preverijo naslednje neenačbe:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

Pri tem so:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M},$$

$N_{Ed}$  projektna vrednost osne sile,

$M_{Ed}$  projektna vrednost upogibnega momenta,

$V_{Ed}$  projektna vrednost prečne sile,

$V_{Ed,G}$  projektna vrednost prečne sile zaradi nepotresnih vplivov,

$V_{Ed,M}$  projektna vrednost prečne sile, izračunana ob predpostavki, da se na obeh koncih nosilca A in B razvijeta plastična členka s polnoplastičnima momentoma  $M_{pl,Rd,A}$  in  $M_{pl,Rd,B}$ , ki imata nasprotna predznaka,

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  projektne nosilnosti prerezov v skladu z EC3.

Za prečne prereze v 3. razredu kompaktnosti se v zgornjih izrazih  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$  in  $V_{pl,Rd}$  nadomestijo z  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$  in  $V_{el,Rd}$ .

Pri zgornjih pogojih faktorjev dodatne nosilnosti po metodi načrtovanja nosilnosti ne upoštevamo.

### 2.5.5.3 Stebri

Stebre je potrebno na tlačno obremenitev preveriti ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije tlačne sile in upogibnih momentov. Uporabljajo se notranje sile, izračunane na naslednji način:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Pri tem so:

$N, M, V_{Ed,G}$  tlačna osna sila, upogibni moment in prečna sila v stebri zaradi nepotresnih vplivov, ki so vključeni v potresno projektno stanje,

$N, M, V_{Ed,E}$  tlačna osna sila, upogibni moment in prečna sila v stebri zaradi projektnih potresnih vplivov,

$\gamma_{ov}$  faktor dodatne nosilnosti,

$\Omega$  najmanjša vrednost  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  za vse nosilce z območij sipanja.

V stebrih, pri katerih se tvorijo plastični členki, se pri preverjanju nosilnosti upošteva, da je v teh členkih delujoči upogibni moment enak  $M_{pl,Rd}$ . Za prečno silo v stebri  $V_{Ed}$ , ki izhaja iz globalne analize okvira, pa velja:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5.$$

Pri kontroli oz. določevanju prečnih prevez stebrov torej veljajo obremenitve, določene po metodi načrtovanja nosilnosti, ki jih upoštevamo v neenačbah, podanih pod točko 2.5.5.2.

### 2.5.5.4 Spoji med nosilcem in stebrom

Če je konstrukcija projektirana za sipanje energije v nosilcih, se spoji prečka–stebri projektirajo z zahtevano stopnjo dodatne nosilnosti in ob upoštevanju upogibne nosilnosti nosilcev  $M_{pl,Rd}$  ter strižne sile  $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ .

Delno toge in delno nosilne spoje, sposobne sipati energijo, je dovoljeno uporabljati, če se izpolnijo naslednje zahteve:

- Spoji imajo rotacijsko kapaciteto, ki je v skladu z globalnimi deformacijami okvira.
- Elementi, ki jih spoji povezujejo med seboj, so v mejnem stanju nosilnosti stabilni.
- Vplivi podajnosti spojev na globalne pomike okvira se upoštevajo z uporabo nelinearne statične globalne analize («pushover») ali nelinearne analize časovnega odziva.

Spoji se projektirajo tako, da rotacijska kapaciteta  $\theta_p$  v območju plastičnega členka ni manjša od 35 mrad za konstrukcije s stopnjo duktilnosti DCH in 25 mrad za konstrukcije s stopnjo duktilnosti DCM. Rotacija je določena kot:

$$\theta_p = \delta / (0,5L),$$

kjer sta:

$\delta$  upogibek nosilca na sredini razpona,

L razpon nosilca.

Pri ovrednotenju rotacije elastične deformacije niso vključene. Za določanje dodatne nosilnosti stebrov, pri uporabi delno nosilnih spojev, pa je merodajna plastična nosilnost spojev.

## **2.5.6 Pravila projektiranja za okvire s centričnimi povezji**

### **2.5.6.1 Osnovne zahteve**

Okvire s centričnimi povezji je treba projektirati tako, da plastifikacija nateznih diagonal nastopi pred porušitvijo spojev in pred plastifikacijo ali nestabilnostjo nosilcev in stebrov. Diagonalni elementi povezij morajo biti razporejeni tako, da ima konstrukcija pri spreminjanju smeri delovanja vodoravne obtežbe podobne deformacijske lastnosti v vseh nadstropjih in vseh zavetrovanih smereh. V vsakem nadstropju mora biti izpolnjena zahteva:

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05,$$



kjer sta:

$A^+$  in  $A^-$  površini vodoravnih projekcij prečnih prerezov nateznih diagonal, pri čemer imajo vodoravni potresni vplivi pozitivno ali negativno smer.

### 2.5.6.2 Analiza

Pri gravitacijski obtežbi je potrebno predpostaviti, da samo nosilci in stebri prenašajo obtežbo, vpliv diagonal povezij pa se ne upošteva. Pri analizi upoštevamo diagonale povezij na enega od naslednjih načinov:

- v okvirih z diagonalnimi povezji je treba upoštevati samo natezne diagonale,
- v okvirih z V-povezji je treba upoštevati natezne in tlačne diagonale.

Upoštevanje nateznih in tlačnih diagonal v katerikoli vrsti centričnih povezij je dovoljeno ob izpolnjevanju naslednjih treh zahtev:

- Uporabi se nelinearna statična globalna analiza ali nelinearna analiza časovnega odziva.
- Obnašanje diagonal se modelira ob upoštevanju stanja pred uklonom diagonal in po njem.
- Uporabljeni računski model za simuliranje obnašanja diagonal temelji na rezultatih raziskav.

### 2.5.6.3 Diagonalni elementi

V okvirih z X-povezji je relativna vitkost  $\bar{\lambda}$  omejena z  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . Spodnja meja pri tem preprečuje preobremenitev stebrov pred uklonom diagonal z večjimi vplivi, kot se pojavijo v območju mejne nosilnosti, kadar so aktivne samo natezne diagonale.

V okvirih s centričnimi povezji, z razporedom diagonal, različnim od razporeda X, in v okvirih z V-povezji je relativna vitkost  $\bar{\lambda}$  omejena z izrazom  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ . Pri konstrukcijah z enim ali dvema nadstropjema ni omejitev relativne vitkosti. Za plastično nosilnost  $N_{pl,Rd}$  bruto prereza diagonal velja  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

Da se zagotovi enakomerno sipanje energije v diagonalah, se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti  $\Omega_i$  razlikovati od najmanjše vrednosti  $\Omega$  za največ 25 %.

#### 2.5.6.4 Nosilci in stebri

Nosilci in stebri, ki so obremenjeni z osno silo, morajo izpolnjevati naslednjo zahtevo:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

Pri tem so:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  projektna uklonska nosilnost nosilca ali stebra v skladu z EC3 in ob upoštevanju interakcije z upogibnim momentom  $M_{Ed}$ , določenim v potresnem projektne stanju,

$N_{Ed,G}$  osna sila v nosilcu ali stebri zaradi nepotresnih vplivov, vključenih v kombinacijo vplivov pri potresnem projektne stanju,

$N_{Ed,E}$  osna sila v nosilcu ali stebri zaradi projektne potresne vplivov,

$\gamma_{ov}$  faktor dodatne nosilnosti,

$\Omega$  najmanjša vrednost  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  od vseh diagonal v zavetrovanem sistemu,

$N_{pl,Rd,i}$  projektna nosilnost diagonale  $i$ ,

$N_{Ed,i}$  projektna vrednost osne sile v isti diagonal  $i$  pri potresnem projektne stanju.

V okvirih s centričnimi povezji, pri katerih se tlačne natezne diagonale ne sekajo, je pri projektiranju potrebno upoštevati natezne in tlačne osne sile, ki se razvijejo v stebrih ob tlačnih diagonalah in ki so odvisne od uklonske nosilnosti teh diagonal.

### 3 DIMENZIONIRANJE JEKLENIH ELEMENTOV S PROGRAMOM SAP 2000

Program SAP 2000 nam v zadnji ponujeni verziji v.15 omogoča potresno odporno dimenzioniranje jeklenih konstrukcij v skladu z EC8. V nadaljevanju bom podrobneje opisal, katere zahteve program EC8 dejansko upošteva in katerih ne.

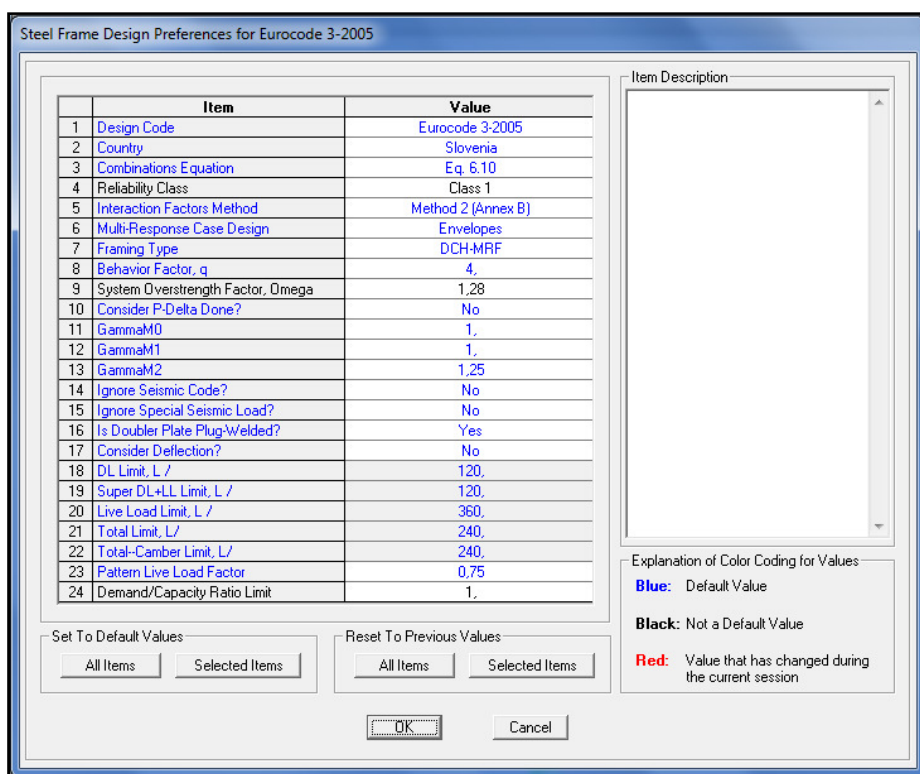
#### 3.1 NASTAVITVE DIMENZIONIRANJA

Pred samim začetkom dimenzioniranja je potrebno najprej preveriti in popraviti osnovne nastavitve, ki jih program privzame za vse elemente konstrukcije pod točko "Design Preferences". Nastavitve veljajo za celotno konstrukcijo, lahko pa se spreminjajo lastnosti posameznih elementov, in sicer tako, da element, ki mu želimo pripisati drugačne parametre, označimo ter nato pod točko "Design Overwrites" popravimo želene vrednosti.

Na globalnem nivoju lahko tako definiramo (slika 4):

- vrsto standarda, ki ga uporabimo pri dimenzioniranju (*Design Code*),
- državo, v kateri se uporablja določen nacionalni dodatek standarda (*Country*),
- vrsto kombinacijske enačbe (*Combinations Equation*),
- razred zanesljivosti, ki velja za skandivske države (*Reliability Class*),
- vrsto interakcijske metode po EC3 (*Interaction Factors Method*),
- vrsto kombiniranja rezultatov dimenzioniranja (*Multi-response Case Design*),
- tip uporabljenega okvira oz. način projektiranja konstrukcije (*Framing Type*),
- faktor obnašanja konstrukcije, od katerega je odvisen način projektiranja (*Behavior Factor*),
- faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$  (*System Overstrength Factor*),
- uporabo P-delta analize (*Consider P-Delta Done?*),
- vrednosti materialnih varnostnih faktorjev  $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$ ,  $\gamma_{M2}$  (*GammaM0*, *GammaM1*, *GammaM2*),
- neupoštevanje potresno odpornega projektiranja (*Ignore Seismic Code?*),
- neupoštevanje potresne obtežbe (*Ignore Special Seismic Load?*),
- uporabo varjenih dvojnih jeklenih plošč, ki programu dovoljuje poenostavitev, da dve zvarjeni plošči stojine stebra pri analizi obravnava kot eno (*Is Doubler Plate Plug-Welded?*),
- upoštevanje upogiba elementov (*Consider Deflection?*),
- omejitev vertikalnega upogiba elementov pri delovanju stalne obtežbe (*DL Limit, L*),

- omejitev vertikalnega upogiba pri hkratnem delovanju stalne in koristne obtežbe (*Super DL+LL Limit, L/*),
- omejitev vertikalnega upogiba pri delovanju koristne obtežbe (*Live Load Limit, L/*),
- omejitev vertikalnega upogiba pri hkratnem delovanju vseh vrst obtežb (*Total Limit, L/*),
- omejitev absolutnega vertikalnega upogiba pri hkratnem delovanju vseh vrst obtežb (*Total-Camber Limit, L/*),
- obtežni faktor za koristno obtežbo pri avtomatskem sestavljanju obtežnih kombinacij (*Pattern Live Load Factor*),
- sprejemljivo izkoriščenost prečnih prerezov elementov (*Demand/Capacity Ratio Limit*).



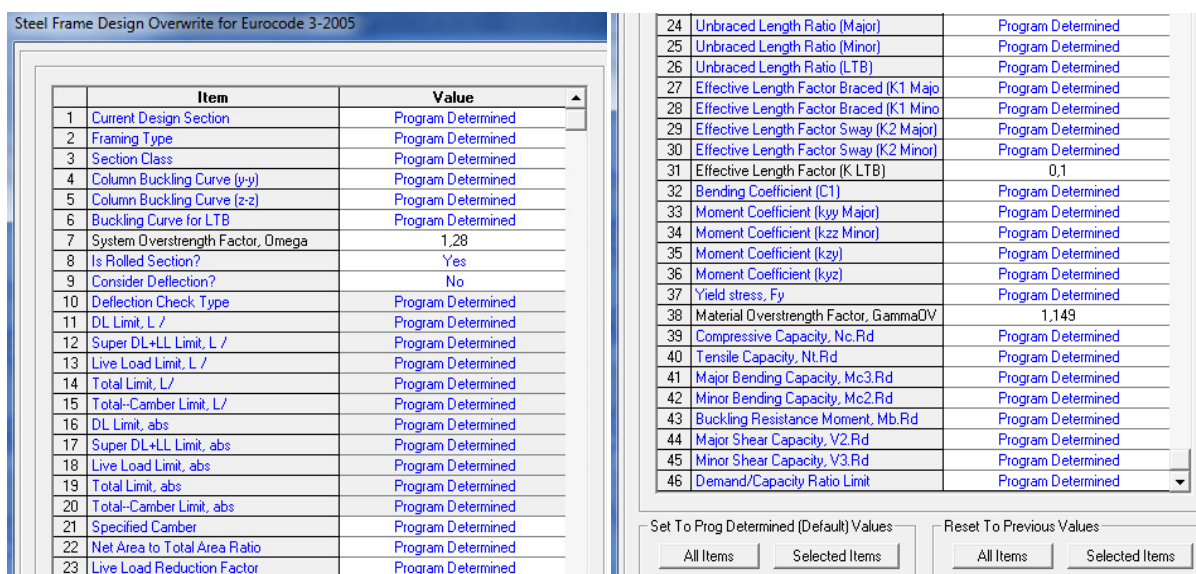
Slika 4: Nastavitev parametrov dimenzioniranja na globalnem nivoju (SAP 2000, Steel frame design preferences)

Najpomembnejši so vsekakor parametri z vrha razpredelnice. Izberemo lahko standard, po katerem dimenzioniramo konstrukcijo, in državo, s katero definiramo nacionalni dodatek, ki pripada izbranemu standardu. Izbira vrste okvira konstrukcije bo natančneje opisana v nadaljevanju. Določimo lahko tudi faktor obnašanja konstrukcije q, tu je potrebno poudariti, da lahko določimo le globalni faktor duktilnosti, od katerega je odvisen izbor načina projektiranja. V primeru, da se pri konstrukciji pojavita dva različna faktorja duktilnosti v eni ali drugi smeri konstrukcije, kot bo prikazano kasneje v računskem primeru, se obeh ne da

definirati na nivoju dimenzioniranja konstrukcije. Tako je najbolje, da uporabimo manjšega in smo s tem na varni strani. Sicer se med mojo analizo ni izkazalo, da bi uporaba različnih faktorjev duktilnosti pri samem dimenzioniranju izrazito vplivala na rezultate. Prav tako mora uporabnik programa sam definirati faktor dodatne nosilnosti prereza  $\Omega$ , saj program tega ne določi. Uporabi pa ga pri potresni kombinaciji oz. dimenzioniranju elementov. Na nivoju določanja potresne obremenitve stebrov se vrednost faktorja dodatne nosilnosti prečnega prereza določi po enačbi  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ . V primeru diagonalnih elementov pa uporabimo enačbo  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ .

Vsakemu elementu posebej pa lahko z uporabo ukaza "Design Overwrites" pripišemo povsem drugačne karakteristike oz. parametre, ki so prikazani na sliki 5 in opisani v nadaljevanju:

- prečni prerez elementa (*Current Design Section*),
- razred duktilnosti prečnega prereza (*Section Class*),
- uklonski krivulji glede na močno in šibko os stebra (*Column Buckling Curve y-y, z-z*),
- uklonsko krivuljo za primer bočne zvrnitve nosilca (*Buckling Curve for LTB*),
- razmerje med neto in bruto prečnim prerezom (*Net Area to Total Area Ratio*),
- razmerje med dolžino elementa in razdaljo med podporami za primer uklona okoli močne osi (*Unbraced Length Ratio Major*),
- razmerje med dolžino elementa in razdaljo med podporami za primer uklona okoli šibke osi (*Unbraced Length Ratio Minor*),
- razmerje med dolžino elementa in razdaljo med podporami za primer bočne zvrnitve (*Unbraced Length Ratio LTB*),
- faktorja efektivne dolžine prečke (*Kl major, Kl minor*),
- redukcijski faktor bočne zvrnitve (*K LTB*),
- koeficient, ki zajema vpliv poteka upogibnih momentov vzdolž nosilca (*CI*),
- interakcijske faktorje ( $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{yz}$ ),
- nominalno napetost tečenja ( $F_y$ ),
- projektno tlačno nosilnost prereza (*Nc.Rd*),
- projektno natezno nosilnost prečnega prereza (*Nt.Rd*),
- projektno upogibno nosilnost prečnega prereza okoli močne osi (*Mc3.Rd*),
- projektno upogibno nosilnost prečnega prereza okoli šibke osi (*Mc2.Rd*),
- projektno uklonsko nosilnost (*Mb.Rd*),
- projektno strižno nosilnost v smeri močne osi (*V2.Rd*),
- projektno strižno nosilnost v smeri šibke osi (*V3.Rd*).



Slika 5: Nastavitev parametrov dimenzioniranja na nivoju posameznega elementa (SAP 2000, Steel frame design overwrites)

Tako nam je omogočeno poljubno podajanje karakteristik posameznih elementov v konstrukciji in s tem prilagajanje modela konstrukcije dejanski konstrukciji, ki bo kasneje umeščena v prostor.

### 3.2 IZBIRA NAČINA PROJEKTIRANJA

Program nam v skladu z EC8 dopušča projektiranje jeklenih konstrukcij z majhnim sipanjem energije in konstrukcij, ki so sposobne sipati energijo. Na izbiro imamo tako nizko, srednjo in visoko stopnjo duktilnosti (DCL, DCM in DCH). Poleg tega lahko določimo še vrsto konstrukcije, in sicer nam program ponuja tri možnosti: konstrukcijo, sestavljeno iz momentnih okvirjev (MRF), sistem okvirjev s centričnimi povezji (CBF) in sistem okvirjev z ekscentričnimi povezji (EBF). Program ima na začetku privzet način projektiranja, ki vključuje konstrukcijo z visoko stopnjo duktilnosti, sestavljeno iz momentnih okvirjev (DCH MRF). Seveda lahko vsak uporabnik poljubno izbira način projektiranja glede na to, kakšno konstrukcijo obravnava pri svoji analizi. Pod točko "Design preferences" tako določimo globalni način projektiranja konstrukcije. V primeru, ko pa želimo za določen element izbrati drugačen način projektiranja, lahko le-to spremenimo pod točko "Design overwrites". V nadaljevanju bom podrobneje opisal dva načina projektiranja, ki sem ju uporabil pri svoji analizi.

### **3.2.1 Konstrukcija z visoko stopnjo duktilnosti, sestavljena iz momentnih okvirjev (DCH MRF)**

Program upošteva zahteve EC8 za dimenzioniranje, pri tem je poudarjeno, da določene pogoje samo preveri, in v primeru, da niso izpolnjeni, med rezultati dimenzioniranja poda opozorilo. To velja za kontrolo ustreznega porušnega mehanizma (šibka prečka – močan steber), saj v primeru, da pogoj ni izpolnjen, program izda opozorilo, v nasprotnem primeru pa ne javi ničesar. Večina pogojev pa je med rezultati jasno zapisanih in tudi ovrednotenih. Naloga uporabnika je, da preveri materialne karakteristike in geometrijo konstrukcije, ki jo definira pri uporabi programa.

#### **3.2.1.1 Nosilci**

Vsi prečni prerezi, uporabljeni za nosilce, morajo biti v 1. razredu kompaktnosti, saj je tako navedeno v priročniku CSI SAP 2000. Program preveri neenačbe, ki sem jih podrobno opisal pod točko 2.5.5.2 in so podane v EC8. Vrednosti poda med rezultati dimenzioniranja.

#### **3.2.1.2 Stebri**

Tudi tu uporabljamo prečne prereze iz 1. razreda kompaktnosti. Stebre moramo tlačno obremeniti ob upoštevanju najneugodnejše kombinacije tlačne sile in upogibnih momentov. Pri dimenzioniranju program uporablja notranje sile, izračunane v skladu z EC8. Formule so podrobneje opisane pod točko 2.5.5.3. Faktorja dodatne nosilnosti prereza  $\Omega$  program sam ne določi, zato ga mora uporabnik dodatno vpisati pod nastavitve dimenzioniranja.

### **3.2.2 Konstrukcija z visoko stopnjo duktilnosti, sestavljena iz sistema okvirjev, povezanih s centričnimi povezji (DCH CBF)**

#### **3.2.2.1 Diagonalni elementi**

Uporabiti moramo elemente, katerih prerezi spadajo v 1. razred kompaktnosti. Relativna vitkost je v okvirih z X-povezji omejena z  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . V okvirih z razporedom diagonal, različnim od X, in v okvirih z V-povezji pa je relativna vitkost omejena z  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ , tako, kot je podrobneje opisano pod točko 2.5.6.3.

V EC8 je zapisano, da za objekte z manj kot tremi etažami navedenih pogojev ni potrebno izpolniti, česar program zaenkrat ne zna upoštevati. Torej mora to lastnost preveriti uporabnik

sam oz. mora pri dimenzioniranju večetažnih stavb podati takšne prečne prereze diagonalnih elementov, ki izpolnjujejo zgornje zahteve o vitkosti elementov.

Potrebno je zagotoviti enakomerno sipanje energije v diagonalah, zato se sme največja vrednost faktorja dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega_i$  razlikovati od najmanjše vrednosti  $\Omega$  za največ 25 %. Ker faktorja program sam ne določi, mora uporabnik le-to preveriti sam.

Glede na zahteve standarda EC8 bi morali pri določevanju obremenitve diagonalnih elementov upoštevati samo potresno obtežbo, kar je v računalniških programih razmeroma težko, saj pri dimenzioniranju upoštevamo vse vrste obtežb, ki kakorkoli vplivajo na konstrukcijo. Vendar se izkaže, da vsa nepotresna obtežba zelo malo vpliva na obremenitve diagonal, in lahko zato zahtevo EC8 zanemarimo.

### **3.2.2.2 Nosilci in stebri**

Tudi za nosilce in stebre je zahtevano, da prerezi elementov spadajo v 1. razred kompaktnosti. Nosilce in stebre program dimenzionira z upoštevanjem standarda EC8, in sicer tako, da upošteva najbolj neugodno obtežno kombinacijo. Same zahteve standarda EC8, ki jih pri tem upošteva, so zapisane pod točko **2.5.6.4**.

Za dimenzioniranje nosilcev in stebrov prav tako velja, da mora uporabnik sam določiti faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$ , ki ga nato program upošteva pri računu obremenitve posameznega elementa.

## **3.3 KONTROLA GLOBALNE DUKTILNOSTI IN IZRAČUN OBREMENITVE SPOJEV**

V nadaljevanju bom podrobneje opisal zahteve EC8-standarda za dimenzioniranje spojev, ki jih program SAP 2000 tudi upošteva. Zaenkrat program še ne dopušča dejanskega dimenzioniranja spojev, bodisi vijačenih ali varjenih. Nam pa omogoča kontrolo porušnega mehanizma, določanje maksimalne prečne sile na spoju prečka–steber in določanje maksimalne osne sile na mestu spoja okvir–diagonala, s pomočjo katere lahko nato dejansko dimenzioniramo vijačen ali varjen spoj.



### 3.3.1 Zagotavljanje ustreznega porušnega mehanizma: šibka prečka – močan steber

Pri potresnem dimenzioniranju konstrukcij, sestavljenih iz momentnih okvirjev ter visoko in srednjo stopnjo duktilnosti (MRF DCH, MRF DCM), standard zahteva, da je izpolnjen naslednji pogoj:

$$R_{\text{maj}} = \frac{1,3 \sum_{n=1}^{n_b} M_{\text{Rbn}} \cos \theta_n}{M_{\text{pl,RdA}} + M_{\text{pl,RdB}}},$$

kjer so:

$R_{\text{maj}}$  kapaciteta plastične nosilnosti v glavni osi prečnega prereza stebra,

$\sum M_{\text{Rbn}}$  vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču; pri določanju upogibnih nosilnosti je treba upoštevati celotno območje osnih sil, ki se pojavijo pri potresnem projektnem stanju,

$\theta_n$  kot med n-to prečko in glavno osjo prečnega prereza stebra,

$M_{\text{pl,RdA}}$  plastični moment, reduciran zaradi vpliva osne sile v stebri zgornje etaže,

$M_{\text{pl,RdB}}$  plastični moment, reduciran zaradi vpliva osne sile v stebri spodnje etaže,

$n_b$  število prečk, ki so povezane s stebrom.

V principu je enačba enaka enačbi, podani v EC8, kar pokažejo tudi primerljivi rezultati. Program v postopku izračuna upošteva, da sta prečna prereza stebra v spodnji in zgornji etaži enaka.

### 3.3.2 Določanje maksimalne prečne sile na spoju prečka–steber

Za vsak jeklen nosilec v konstrukciji nam program poda maksimalno prečno silo na obeh koncih nosilca, ki je posledica najbolj neugodne obtežne kombinacije in jo uporabimo pri dimenzioniranju same prečke oz. pri kontroli prečne sile v spoju. Glede na potresno dimenzioniranje se vrednosti prečnih sil v spojih razlikujejo, odvisno od vrste okvirjev, ki jih uporabljamo.

Za konstrukcije z visoko in srednjo stopnjo duktilnosti, sestavljene iz momentnih okvirjev (DCH MRF, DCM MRF), veljajo v skladu z EC8 naslednje formule:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{C M_{Ed}}{L}$$

Pri tem so:

$V_{Ed,G}$  projektna vrednost prečne sile zaradi nepotresnih vplivov,

$V_{Ed,M}$  projektna vrednost prečne sile, izračunana ob predpostavki, da se na obeh koncih nosilca razvijeta plastična členka,

$M_{Ed}$  polnoplastični moment nosilca,

$L$  razpon nosilca,

$C = 0$ , če je nosilec na obeh koncih členkasto pritrjen na steber,

$= 1$ , če je nosilec na enem koncu členkasto pritrjen na steber,

$= 2$ , če nosilec ni členkasto pritrjen in skupaj s stebri tvori momentni okvir.

### ***3.3.3 Določanje maksimalne osne sile na mestu spoja okvir–diagonala***

Program nam kot rezultat dimenzioniranja poda vrednosti maksimalnih osnih sil na obeh koncih diagonal, pri tem ponovno upošteva najneugodnejšo obtežno kombinacijo. Rezultate izpiše za prav vse diagonale v konstrukciji, ti pa nam služijo za dimenzioniranje vijačenih ali varjenih spojev. Pri upoštevanju potresnega dimenzioniranja v skladu z EC8 odpornost spoja ne sme biti manjša od vrednosti, ki se razlikujejo glede na vrsto konstrukcije. Program osne sile določi le takrat, ko uporabnik konstrukcijo definira kot konstrukcijo, sestavljeno iz sistema okvirjev, povezanih z diagonalami, ali pa posamezne diagonalne elemente definira kot diagonale.

Za konstrukcije z visoko in srednjo stopnjo duktilnosti, sestavljene iz sistema okvirjev, povezanih z diagonalami (DCH CBF, DCM CBF), velja v skladu z EC8 naslednji pogoj:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy},$$

kjer so:

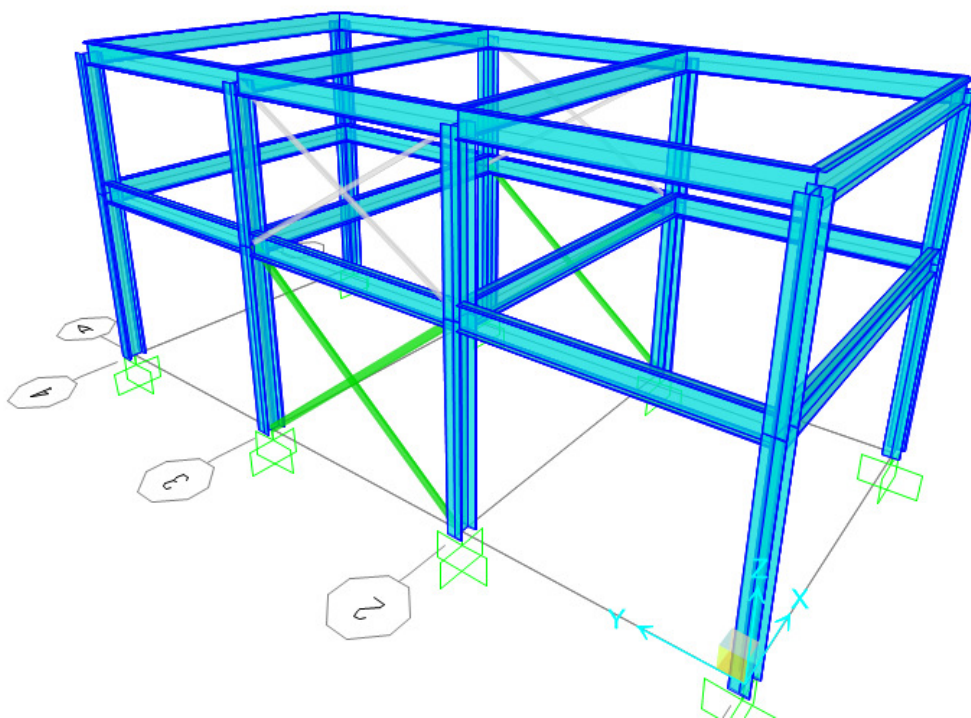
$R_d$  odpornost spoja v skladu z EC3,

$R_{fy}$  plastična odpornost priključenega elementa, sposobnega sipati energijo, izračunana na podlagi projektne vrednosti napetosti rečenja, navedene v EC3,

$\gamma_{ov}$  materialni faktor dodatne nosilnosti.

## 4 PRIMER

Delovanje programa sem najlažje ocenil tako, da sem analiziral konstrukcijo, ki služi za primer pravilnega potresnega projektiranja v Priročniku za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod (Računski primer R4: DVOETAŽNI JEKLENI OKVIR, str. 219).



Slika 6: Prostorski model jeklene konstrukcije (SAP 2000)

V prvi fazi preizkušanja sem se osredotočil na ravninska modela, in sicer v prečni smeri konstrukcije na sredinski momentni okvir C, v vzdolžni smeri pa na končni okvir II s centričnimi povezji. Pri analizi sem upošteval enake obtežbe in potresne sile, kot so določene v samem primeru R4, saj sem želel konstrukcijo dimenzionirati na enake notranje sile kot v primeru. Tako sem lahko najlažje primerjal dobljene rezultate dimenzioniranja z rezultati v primeru R4.

V drugi fazi sem preizkusil program na nivoju 3D-modela konstrukcije. Pod to točko bom podrobneje opisal uporabo programa, njegove dobre in slabe lastnosti pri praktični uporabi ter dobljene rezultate na koncu primerjal z rezultati iz primera R4 (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod). Prav tako sem podal primerjavo med rezultati prostorskega potresnega dimenzioniranja z upoštevanjem metode načrtovane nosilnosti (*Capacity design*) in brez nje ter ugotovitve, kakšen vpliv ima ta metoda na končne rezultate.

#### 4.1 PODATKI O KONSTRUKCIJI

Za primer smo izbrali dvoetažno jekleno okvirno stavbo (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod: Primer R4), ki bo služila za namen skladiščenja različnih izdelkov. V prečni smeri jo sestavljajo momentni okvirji, ki so toga vpeti v temelje. V vzdolžni smeri konstrukcije pa so ti okvirji med seboj povezani s členkasto pritrjenimi prečkami in centričnimi diagonalami, kot je razvidno iz slike 6. Za stebre konstrukcije so podani jekleni HEB-prerezi, za prečke jekleni IPE-prerezi in za diagonale jekleni UPN-prečni prerezi. Medetažne plošče so narejene iz armiranega betona in služijo za prenos ploskovne vertikalne obtežbe na jeklene nosilce in stebre. Hkrati zagotavljajo horizontalno povezavo med jeklenimi nosilci.

Kvaliteta materiala, ki se uporabi pri analizi in dimenzioniranju konstrukcije, je S 235 J0, kar je v skladu s standardom Evrokod, saj je v primeru projektiranja potresno odpornih stavb zahtevan duktilen material.

Obtežba konstrukcije bo sestavljena iz gravitacijske obtežbe in obtežbe zaradi delovanja potresa v obeh glavnih horizontalnih smereh X in Y.

Gravitacijsko obtežbo na konstrukcijo predstavlja:

- lastna teža jeklene konstrukcije  $g_{1,1} = 0,92 \text{ kN/m}^2$  in  $g_{1,2} = 0,79 \text{ kN/m}^2$
- stropna konstrukcija brez jeklenih profilov  $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$
- teža fasade ter fasadne podkonstrukcije  $g_{f,k} = 1 \text{ kN/m}^2$
- koristna obtežba  $q_k = 8 \text{ kN/m}^2$

Za določitev potresne obtežbe pa upoštevamo podatke:

- objekt bo grajen v Ljubljani ( $a_g = 0,25g$ )
- objekt bo temeljen na tleh tipa B

Glede na to, da bo objekt namenjen skladiščenju izdelkov, je le-ta v skladu z EC8 umeščen v kategorijo pomembnosti II. V tem primeru moramo upoštevati:

- varnostni faktor  $\gamma_1 = 1,0$
- faktor kvazistalne vrednosti spremenljive obtežbe kategorije E:  $\Psi_2 = 0,8$  (Preglednica 3 – skladišča)

S pomočjo zgoraj navedenih faktorjev bomo sestavili kombinacije vplivov za potresno projektno stanje v skladu s kombinacijsko formulo:

$$G_k + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \Psi_2 \cdot Q_k,$$

kjer so:

$\gamma_I \cdot A_{Ed}$         seizmični vplivi,

$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$     neseizmični vplivi.

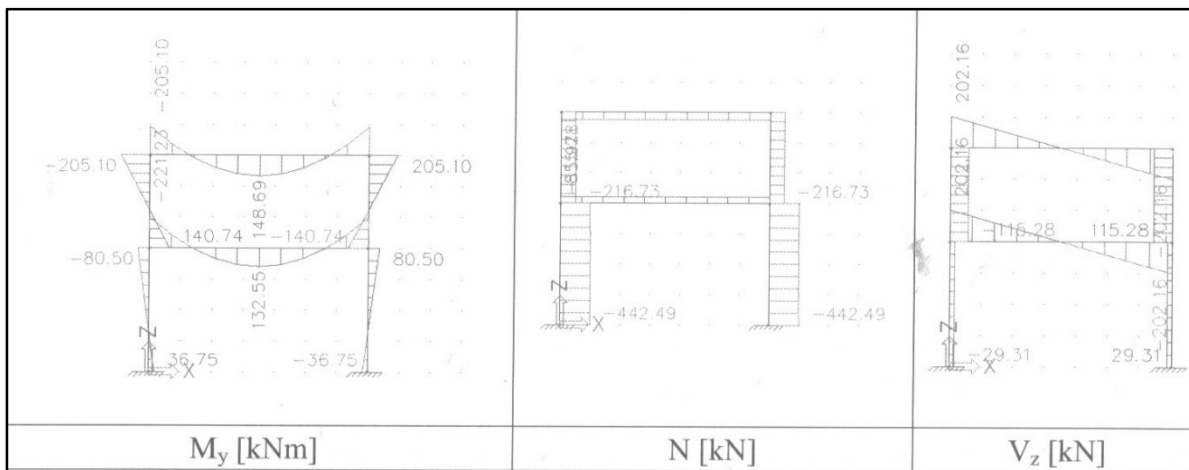
Pri analizi konstrukcije bomo upoštevali še predpostavki, da so prečke bočno podprte po celotni dolžini in da so stebri bočno podprti v ravnini posameznih etaž.

## 4.2 KONTROLA NOSILNOSTI V PREČNI SMERI – okvir C

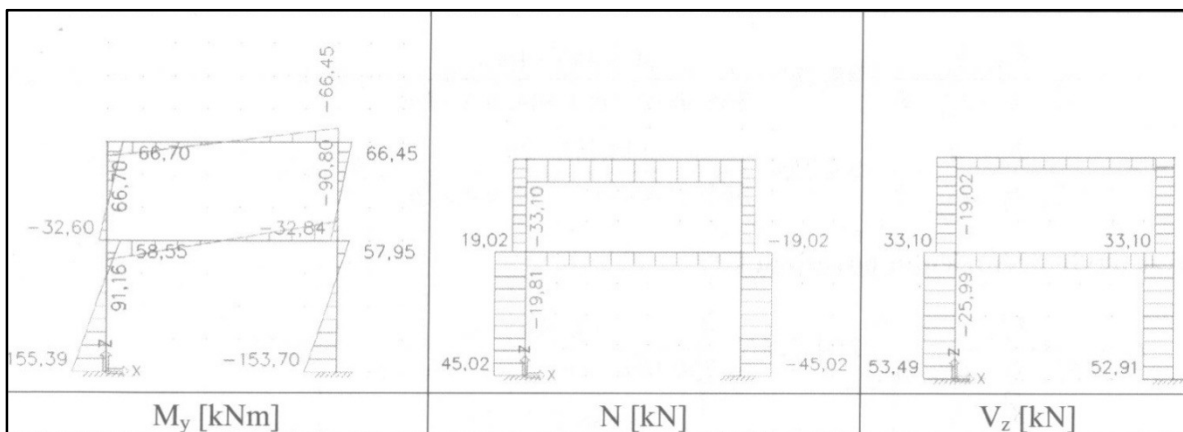
Kot rečeno, sem izhajal iz povsem primerljivih notranjih sil v konstrukciji, kar je lepo razvidno iz spodnje primerjave diagramov. Prikazani so ločeni diagrami notranjih statičnih količin, in sicer notranje sile in momenti za gravitacijski del ter notranje sile in momenti za potresni del obtežbe seizmičnega projektne stanja.

### 4.2.1 Izpis notranjih statičnih količin

#### 4.2.1.1 Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po EC8

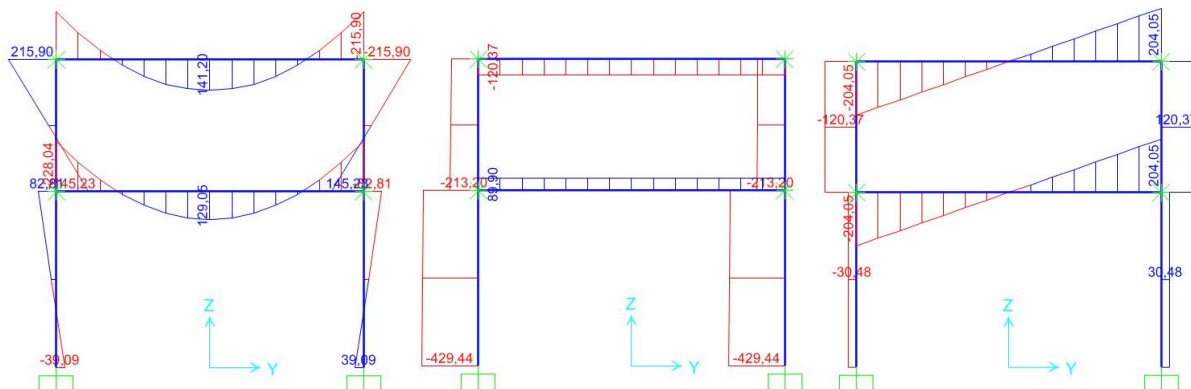


Slika 7: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 225)

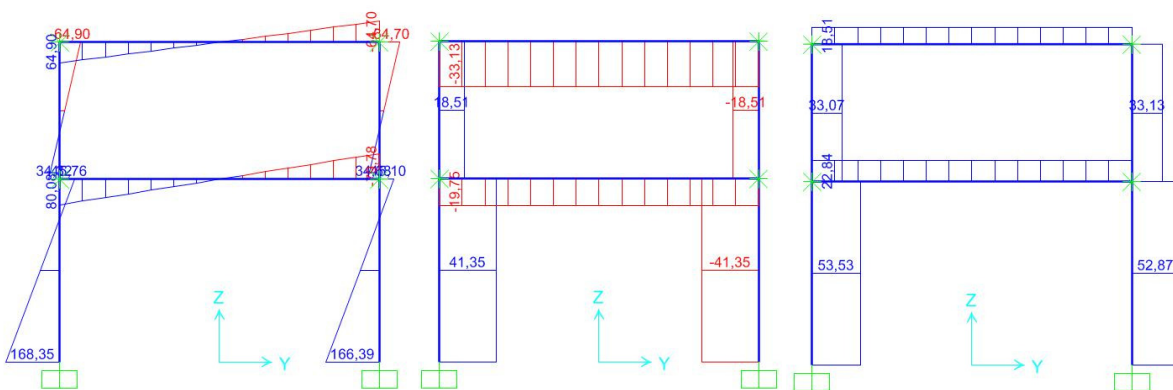


Slika 8: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe (Priročnik za projektiranje po EC8, str. 226)

#### 4.2.1.2 Program SAP2000 v. 15



Slika 9: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe ( $M_y$ ,  $N$ ,  $V_z$ )



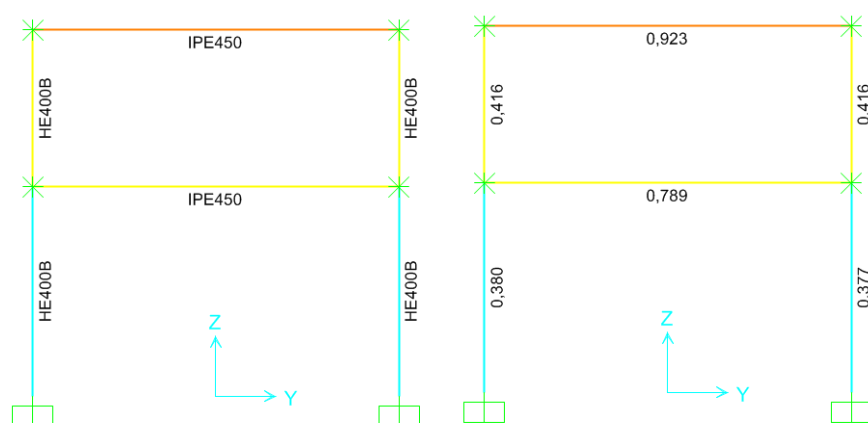
Slika 10: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe ( $M_y$ ,  $N$ ,  $V_z$ )

#### 4.2.2 Primerjava rezultatov dimenzioniranja za momentni okvir C

Osredotočil sem se na obe prečki in stebri v spodnji etaži konstrukcije ter primerjal dobljene rezultate dimenzioniranja z dejanskimi vrednostmi v primeru. Omenjene tri elemente sem izbral, ker je v primeru R4 prikazano dimenzioniranje le-teh. Pri dimenzioniranju sem uporabil enake parametre, kot so podani v primeru R4. Tu je potrebno poudariti, da program sam ne zna določiti faktorja dodatne nosilnosti prereza  $\Omega$ , tako da mora vrednost le-tega določiti uporabnik sam. Upošteval sem bočno podpiranje prečk po celotni dolžini ter stebrov na nivoju posameznih etaž.

Kljub temu da sem programu podal ukaz avtomatskega dimenzioniranja prečk in stebrov, so bili rezultati dobri. Kot je razvidno iz spodnje slike, sem tako dobil povsem enake prečne prereze kot v primeru. V nadaljevanju bom podrobneje opisal posamezne rezultate dimenzioniranja.





Slika 11: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000 (izbrani prečni prerezi in izkoriščenost)

#### 4.2.2.1 Lokalna in globalna duktilnost

Na nivoju lokalne duktilnosti program preveri kompaktnost prečnih prerezov. Pri tem se sklicuje na ustrezne enačbe iz EC3-standarda. Oba prereza IPE 450 in HEB 400 je program uvrstil v 1. razred kompaktnosti. Razlika se je pokazala samo v primeru kompaktnosti stojine I-prereza, saj je program privzel hkratno delovanje upogiba in tlaka na stojino, v računskem primeru R4 pa je privzeta tlačno obremenjena stojina. Pri računskem primeru R4 je tako stojina IPE-prereza v 3. razredu kompaktnosti.

Prav tako je pri dimenzioniranju konstrukcije preverjen pogoj globalne duktilnosti za večetažne okvirne konstrukcije. Program sicer za izračun uporablja formulo, ki je prilagojena prostorskemu dimenzioniranju konstrukcij, saj upošteva tudi naklon glavne smeri prečke glede na glavno smer stebra in redukcijo plastičnega momenta prereza stebrov zaradi osne sile. Izkaže se, da so rezultati enaki.

Za primer navajam vozlišče prečka–steber v prvi etaži:

- Primer R4:

- Formula za pogoj globalne duktilnosti:  $\sum M_{pl,Rd,c} \geq 1,3 \sum M_{pl,Rd,b}$

- Rezultat (razmerje):  $\frac{1,3 \sum M_{pl,Rd,b}}{\sum M_{pl,Rd,c}} = 0,34 \leq 1$

- Primer SAP 2000:

- Formula za pogoj globalne duktilnosti:  $M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} \geq 1,3 \sum M_{pl,Rd,b} \cdot \cos \Theta_n$

- Rezultat (razmerje):  $\frac{1,3 \sum M_{pl,Rd,b} \cdot \cos \Theta_n}{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}} = 0,344 \leq 1$

#### 4.2.2.2 Dimenzioniranje prečk

Pri dimenzioniranju upoštevamo seizmično projektno stanje, ki ga sestavljata gravitacijski in potresni del obtežbe.

- Obremenitev elementov je skoraj povsem enaka kot v primeru R4. Vrednosti iz primera R4 navajam v oklepajih. Razlika se pokaže le pri osni sili v prvi etaži, saj so v priročniku za dimenzioniranje gradbenih konstrukcij te vrednosti napačno podane.

- 1. etaža:  $M_{Ed} = 315,7 \text{ kNm}$  (312,4 kNm)  
 $N_{Ed} = 107,6 \text{ kN}$  (66,2 kN)  
 $V_{Ed} = 319,1 \text{ kN}$  (316,4 kN)

- 2. etaža:  $M_{Ed} = 274,8 \text{ kNm}$  (271,8 kNm)  
 $N_{Ed} = -150 \text{ kN}$  (-148,4 kN)  
 $V_{Ed} = 319,1 \text{ kN}$  (316,4 kN)

- Rezultati dimenzioniranja so tako med seboj zelo podobni:

- Kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = 0,79 \leq 1,0 \quad (0,78)$$

- Kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,06 \leq 0,15 \quad (0,06)$$

- Kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,46 \leq 0,5 \quad (0,46)$$

#### 4.2.2.3 Dimenzioniranje stebrov

- Obremenitev stebra je prav tako skoraj enaka kot v primeru R4. Vrednosti iz primera R4 navajam v oklepajih. Ker je potrebno stebre zavarovati pred preobremenitvijo, moramo upoštevati ocenjeno dejansko plastično nosilnost, kot je prikazano pod točko 2.5.5.3. Opisano kombinacijo obtežbe upošteva tudi program SAP, vendar moramo faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza določiti sami.

- Ob vpetju:  $M_{Ed} = 286,1 \text{ kNm}$  (285,5 kNm)

$$N_{Ed} = -503,8 \text{ kN} \quad (-515,3 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = 115,1 \text{ kN} \quad (114,9 \text{ kN})$$

- Pod prvo etažo:  $M_{Ed} = 174,5 \text{ kNm}$  (174,3 kNm)

$$N_{Ed} = -491,6 \text{ kN} \quad (-489,6 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = 115,1 \text{ kN} \quad (114,9 \text{ kN})$$

- Rezultati dimenzioniranja:

- Kontrola nosilnosti upogibno in osno obremenjenega prereza v tem primeru ni prikazana, saj je obravnavana pri prostorskem dimenzioniranju vzdolžnega okvirja s centričnimi povezji. Upošteva se vpliv dvoosnega upogiba z osno silo na steber, zato bom rezultate programa SAP podal kasneje, ko bom obravnaval 3D-model konstrukcije.

- Kontrola strižne nosilnosti

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,12 \leq 0,5 \quad (0,12)$$

- Strižno nosilnost panela stojine stebra v območju spoja prečka–steber program preveri in v primeru, da pogoj ni zadoščen, javi napako. V našem primeru se to ni zgodilo, torej je pogoj izpolnjen.

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (0,96)$$

### 4.3 KONTROLA NOSILNOSTI V VZDOLŽNI SMERI (centrično povezje)

V vzdolžni smeri konstrukcije bom preveril samo natezne diagonale, ki se aktivirajo v primeru potresne obtežbe. Obravnavam torej potresni vpliv na konstrukcijo, ki povzroči natezne osne sile v diagonalah. Diagonale definiram kot natezne, kar pomeni, da tlačnih osnih sil ne prenašajo. Zato potresni vpliv določimo z nelinearno statično analizo.

Primerjava rezultatov dimenzioniranja diagonal v vzdolžni smeri:

- Obremenitev diagonal zaradi potresnega vpliva:

- Spodnja diagonala D1:  $D_1 = 555,7 \text{ kN}$  (545,2 kN)

- Zgornja diagonala D2:  $D_2 = 297,1 \text{ kN}$  (309,0 kN)

- Dimenzioniranje diagonal:

Program izbere enake prečne prereze, kot so določeni v primeru R4. Glede na to, da gre za konstrukcijo z manj kot tremi etažami, kontrole relativne uklonske vitkosti v skladu z EC8 ni potrebno opraviti. Zavedati pa se moramo, da program SAP 2000 ne zna določiti števila etaž, in je zato kontrola relativne vitkosti na uporabniku samem. Glede na to, da program ne zna določiti faktorjev dodatne nosilnosti prereza diagonal, tudi ne preveri pogoja, ki zagotavlja enakomerno plastificiranje diagonal po višini konstrukcije  $\frac{\Omega_{MAX}}{\Omega_{MIN}} \leq 1,25$ . To mora storiti uporabnik sam.

- Dimenzioniranje spoja diagonal:

Program nam kot rezultat poda obremenitev spoja, na katero nato dimenzioniramo vijake. Samo dimenzioniranje spojev, bodisi vijačenih ali varjenih, program zaenkrat še ne dopušča.

- Spodnja diagonala D1:  $R_1 = 713,4 \text{ kN}$  (712,8 kN)

- Zgornja diagonala D2:  $R_2 = 399,8 \text{ kN}$  (401,1 kN)

## 4.4 KONTROLA NOSILNOSTI Z UPORABO 3D MODELA KONSTRUKCIJE

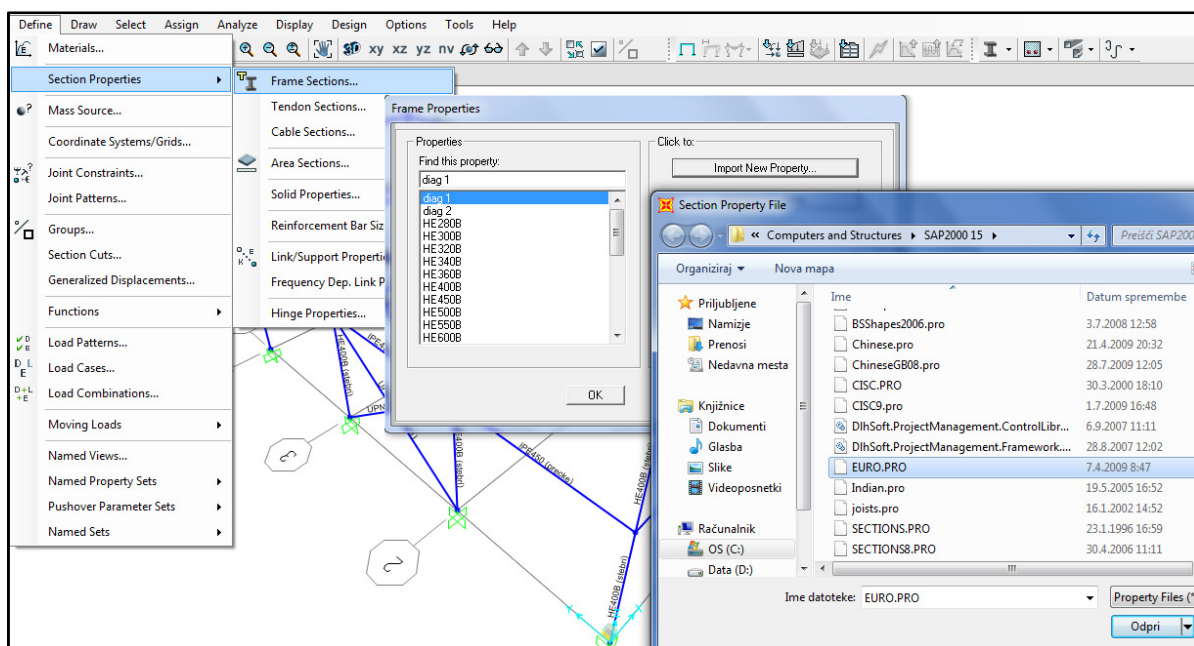
V nadaljevanju bom podrobneje opisal delo s programom SAP 2000, kaj vse mora uporabnik upoštevati in na kaj mora paziti. Postopek bom prikazal na obravnavanem primeru konstrukcije, sestavljene iz jeklenih okvirjev in diagonalnih povezij. Upošteval bom enako vrsto uporabljenega materiala, maso konstrukcije, geometrijske karakteristike in obtežbo konstrukcije. Podrobna navodila, skupaj s primeri in prikazom pravilne uporabe programa, lahko najdemo na uradni spletni strani proizvajalcev programa SAP 2000 (<http://www.csiberkeley.com/sap2000>), kar nam je lahko v veliko pomoč pri prvih in tudi kasnejših korakih s programom. V primeru, da naletimo na večjo dilemo, pa lahko proizvajalce tudi kontaktiramo prek elektronske pošte in tako dobimo dodatne informacije.

### 4.4.1 Modeliranje konstrukcije

V mojem primeru sem modeliral dvoetažno jekleno okvirno konstrukcijo, za to sem med ponujenimi možnostmi za modeliranje na začetku izbral opcijo "Grid Only" (*New model* → *Grid Only*). Tako sem najprej definiral prostorsko mrežo, v katero sem lahko kasneje vrisal posamezne elemente. Pri samem izboru načina modeliranja je potrebno paziti, da hkrati določimo tudi osnovne merske enote, ki jih bomo uporabljali pri analizi konstrukcije. Glede na naš merski sistem izberemo kN, m in C. Samo prostorsko mrežo kasneje prilagodimo točnim geometrijskim meram konstrukcije pod opcijo "Define Grid System Data" (*Define* → *Coordinate System/Grids* → *Modify/Show System*) in jo po potrebi tudi skrijemo, ko je ne potrebujemo več.

Sledi izbira materiala, ki bo uporabljen pri modeliranju konstrukcije. Glede na to, da bomo naredili potresno analizo konstrukcije, moramo uporabiti duktilno jeklo. Program nam ponuja hitri izbor vrste jekla, med katerimi so tudi jekla, ki jih predpisuje Evrokod. Glede na obravnavani primer izberemo vrsto jekla EN10025-2 S235 (*Define* → *Materials* → *Add New Material Quick*), vendar moramo pri tem paziti, da med lastnostmi izbranega materiala (*Modify/Show Material*) podamo njegovo težo kot 0. To pa zato, ker bomo lastno težo konstrukcije upoštevali kasneje pri določevanju mas konstrukcije in je program zato ne upošteva. Prav tako bomo obtežbo zaradi lastne teže jeklenih profilov podali kot linijsko obtežbo, saj bomo težo dodatno povečali s faktorjem 1,1 zaradi upoštevanja diagonal povezja, čelnih pločevin in vijakov. Ta postopek določanja mas je sicer posledica specifičnosti našega primera, v splošnem bi lastno težo konstrukcije izračunali kar s programom.

Določiti je potrebno še prečne prereze elementov, ki jih bomo uporabili pri analizi konstrukcije. Glede na to, da bomo naredili avtomatsko dimenzioniranje s programom, moramo določiti več prerezov enake oblike, med katerimi nato program izbere ustreznega. Program nam zopet ponuja prereze, tipične za uporabo v Evropi, in sicer je dostop do datoteke prikazan na spodnji sliki.

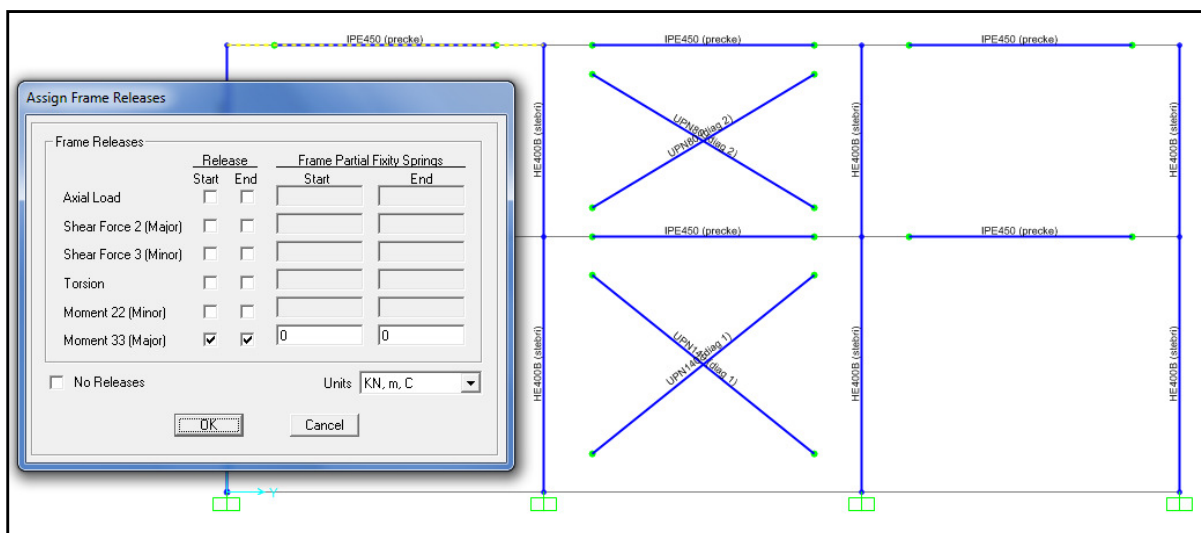


Slika 12: Definiranje prečnih prerezov (SAP 2000)

Sam sem izbral jeklene profile HEB 280 – 600, IPE 300 – 600 in UPN 80 – 200, ki sem jim predpisal jeklo S235. Sledi še definiranje skupin, za katere želimo, da program izbere enak prerez. Za stebre sem definiral skupino Stebri, ki vključuje prereze HEB 280 – 600, za prečke skupino Prečke, ki vključuje prereze IPE 300 – 600 in dve skupini za diagonale, in sicer Diag1 za diagonale v 1. etaži in Diag2 za diagonale v 2. etaži, obe pa vključujeta prereze UPN 80 – 200. Definiranje skupin omogoča ukaz "Auto Selection Sections" (*Frame Properties* → *Add New Property*), hkrati pa lahko pod istim ukazom nastavimo tudi začetni prerez, ki ga program uporabi za analizo konstrukcije. V našem primeru je to HEB 400 za stebre, IPE 450 za prečke in UPN 160 ter UPN 100 za spodnjo oz. zgornjo diagonalo.

Po opravljenih začetnih nastavitvah lahko začnemo z modeliranjem konstrukcije. Risanje posameznih elementov nam omogoča ukaz "Draw Frame" (*Draw* → *Draw Frame/Cable/Tendon*), in sicer z njim narišemo vse potrebne elemente v konstrukciji. Pazimo le, da za stebre, prečke in diagonale izberemo prave skupine, ki smo jih prej že definirali. V

prečni smeri konstrukcijo sestavljajo momentni okvirji, zato so elementi v prečni smeri že v osnovi pravilno spojeni v vozliščih. V vzdolžni smeri pa momentne okvirje povežemo s prečkami in diagonalami, ki so v vozliščih členkasto spojene, kot je prikazano na spodnji sliki.



Slika 13: Določanje členkastih spojev med elementi (SAP 2000)

Definiranje členkov nam omogoča ukaz "Assign Frame Releases" (*Assign* → *Frame* → *Releases/Partial Fixity*), in sicer predhodno izberemo elemente, ki jim želimo sprostiti momente v vozliščih, ter nato obkljukamo momente na začetku in koncu elementov. Pri diagonalah je potrebno dodatno definirati še lastnost diagonal, da je lahko njihova osna nosilnost v primeru delovanja potresa le natezna, tlačna pa mora biti enaka nič. Pri tem uporabimo ukaz "Frame T/C limits" (*Assign* → *Frame* → *Tension/Compression Limits*) in določimo vrednost "Compression limit" enako nič. Vzrok je opisan pod odstavkom definiranje potresne obtežbe.

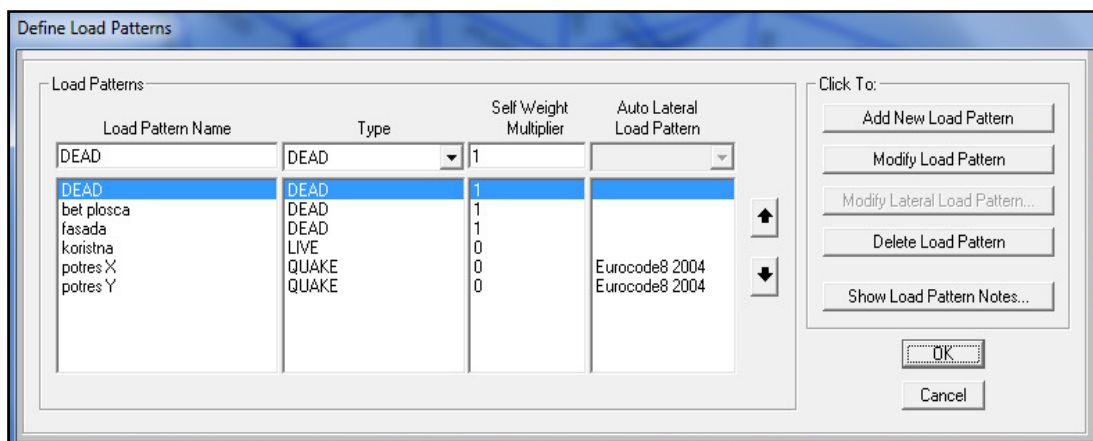
Z ukazom "Joint Restraints" (*Assign* → *Joint* → *Restraints*) določimo še toge točkovne podpore, ki preprečujejo tako pomike kot zasuke jeklenih stebrov.

Konstrukcijo poleg jeklenih profilov sestavljajo tudi armirano-betonske medetažne plošče, ki jih v skladu z EC8 definiramo kot toge diafragme, ki med seboj povezujejo jeklene horizontalne elemente in nam omogočajo točkovno podajanje teže konstrukcije. Samo težo betonske plošče kasneje upoštevamo kot linijsko obtežbo na jeklene nosilce, saj bomo v analizi upoštevali le jeklene elemente. Najprej definiramo dve diafragmi za vsako etažo posebej s pomočjo ukaza "Define Constraints" (*Define* → *Joint Constraints*). Na primer Diafragma 1 in Diafragma 2, nato pa vsako posebej predpišemo posamezni etaži, in sicer

tako, da izberemo območje med etažama z ukazom "Click Joint in XY Plane" (*Select* → *Select* → *Coordinate Specification*) ter izbranemu območju določimo diafragmo z ukazom "Assign/Define Constraints" (*Assign* → *Joint* → *Constraints*).

V nadaljevanju definiramo težo konstrukcije, in sicer za vsako etažo posebej. Uporabil sem kar enake vrednosti, kot so določene v primeru, saj bo tako primerjava rezultatov na koncu bolj korektna. Preden določimo težo posamezne etaže, definiramo dve novi točki v središču diafragem, z ukazom "Draw Special Joint", v katerih nato predpišemo težo etaž v globalnem koordinatnem sistemu. Uporabimo ukaz "Joint Masses" (*Assign* → *Joint* → *Masses*).

Pri samem modeliranju nam tako manjka le še določitev vseh obtežb, ki delujejo na konstrukcijo, ter sestava potresnih kombinacij obtežb. Upoštevamo enake obtežbe, kot so določene v primeru R4, in sicer težo jeklene konstrukcije skupaj z vijaki, čelnimi pločevinami in diagonalami (DEAD), težo armirano-betonskih plošč, fasade in koristne obtežbe. Seveda ne smemo pozabiti na potresno obtežbo.

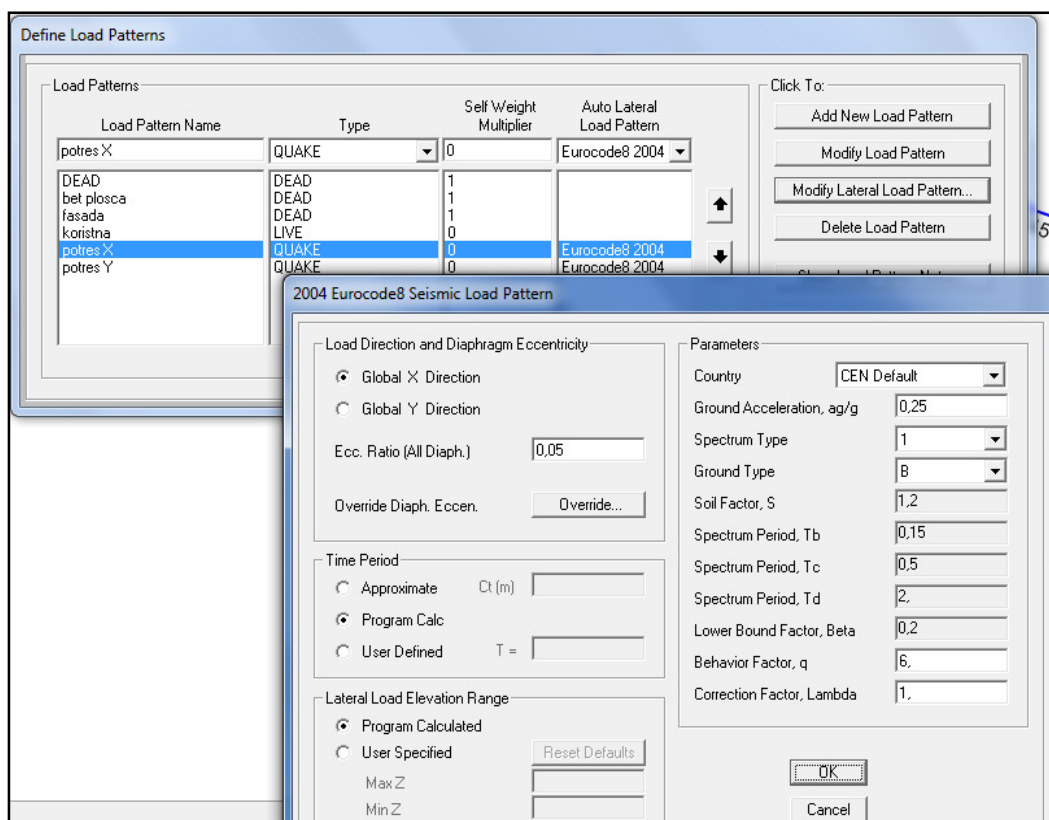


Slika 14: Definiranje obtežb, ki delujejo na konstrukcijo (SAP 2000)

Definiranje obtežb nam omogoča ukaz "Define Load Patterns" (*Define* → *Load Patterns*). Program sicer avtomatsko upošteva težo konstrukcije, ki jo modeliramo, vendar se bomo temu izognili in težo konstrukcije kasneje podali sami. Potresno obtežbo podamo v skladu z EC8, in sicer v obeh glavnih smereh X in Y, kar nam omogoča tudi SAP 2000. Natančnejši prikaz določanja potresne obtežbe s pomočjo programa je prikazan na spodnji sliki. Program nam tako ponuja možnost izbire smeri delovanja potresa, izbiro načina izračuna nihajnega časa konstrukcije ter določanje parametrov v skladu z EC8. Omogoča nam tudi določitev potresnega vpliva na konstrukcijo zaradi ekscentričnosti mase (*Ecc. Ratio*). V našem primeru imamo glede na lokacijo objekta projektni pospešek tal  $a_g = 0,25g$ , tip tal B in faktor tal  $S =$



1,2. Glede na dve glavne smeri konstrukcije imamo dva različna konstrukcijska sistema in posledično tudi različna faktorja obnašanja konstrukcije  $q$ . V prečni smeri X konstrukcijo sestavljajo momentni okvirji, zato je v skladu z EC8 faktor obnašanja  $q$  enak 6. V vzdolžni smeri Y pa imamo sistem okvirjev, povezanih s centričnimi diagonalami, zato je faktor obnašanja konstrukcije  $q$  enak 4.



Slika 15: Določanje potresne obtežbe (SAP 2000)

Pri definiranju potresne obtežbe je potrebno še opozoriti, da moramo vpliv potresne obtežbe zaradi diagonal analizirati z uporabo nelinearne statične analize. To nam omogoča ukaz "Define Load Cases", kjer pod zavihkom "Modify" spremenimo nastavitve izbrane obtežbe. Vzrok tega je, da moramo v skladu z EC8 upoštevati le natezno osno nosilnost centričnih diagonal v konstrukciji, tlačna nosilnost diagonal pa mora biti enaka nič. V primeru, da obtežbe ne definiramo kot nelinearne, program ne upošteva zgoraj opisane lastnosti diagonal.

Ko imamo vso obtežbo konstrukcije definirano, jo lahko še dejansko podamo na vse elemente konstrukcije, ki so ji izpostavljeni. Za lastno težo konstrukcije, težo AB-plošče in koristno obtežbo uporabimo linijsko obtežbo elementov, težo fasadne konstrukcije pa podamo kot točkovno obtežbo na mestih vozlišč konstrukcije. Izberemo elemente, na katerih želimo podati linijsko obtežbo, uporabimo ukaz "Frame Distributed Loads" (*Assign* → *Frame Loads*

→ *Distributed*), izberemo ime obtežbe, ki jo podajamo, in pod "Uniform Load" podamo vrednost  $le-te$ . Pod tem ukazom lahko izbiramo tudi vrsto koordinatnega sistema, smer delovanja obtežbe, tip obtežbe in določimo morebitno trapezasto obliko linijske obtežbe. Za podajanje točkovne obtežbe uporabimo ukaz "Joint Forces" (*Assign* → *Joint Loads* → *Forces*). Tudi tu so možne dodatne nastavitve točkovne obtežbe. Potresna obtežba v smeri X in Y je že avtomatsko upoštevana.

Za konec modeliranja moramo sestaviti le še potresne kombinacije obtežb, in sicer moramo koristno obtežbo ustrezno faktorirati, saj v skladu z EC8 ne upoštevamo celotne koristne obtežbe v potresni kombinaciji obtežb. Velja kombinacijska formula, ki je natančneje opisana pod točko **2.3.5**. Obtežba na konstrukcijo je tako sestavljena iz gravitacijskega dela obtežbe (lastna teža, fasada, betonska plošča, koristna obtežba) in potresnega dela obtežbe (potres v X- in Y-smeri). Iz zgoraj naštetih obtežb tako sestavimo kombinacije za dimenzioniranje konstrukcije. Glede na to, da program dimenzionira konstrukcijo po sistemu "Capacity design" in pri tem avtomatsko upošteva vse dodatne varnostne faktorje, nam ni potrebno upoštevati nobenega dodatnega kombinacijskega faktorja, razen faktorja za zmanjšanje vrednosti koristne obtežbe.

Sam sem sestavil 12 kombinacij obtežb, saj je v našem primeru konstrukcija simetrična in je tako število povsem zadostno glede na dobljene rezultate. V primeru, da bi imeli tlorisno nesimetrično konstrukcijo, bi morali upoštevati še dodatnih 28 kombinacij, skupaj torej 40. Izkaže se, da kombinacije, ki upoštevajo samo delovanje potresa v eni glavni smeri, niso merodajne, zato bi jih lahko tudi izpustili. V mojem primeru bi tako potreboval 8 kombinacij obtežb. V splošnem se gravitacijski del obtežbe v kombinacijah ne spreminja, vedno upoštevamo vso obtežbo, ki deluje na konstrukcijo, z izjemo koristne obtežbe, ki jo faktoriramo s faktorjem 0,8 v skladu z EC8 (skladiščni objekti). Spreminjanje faktorjev se vrši zgolj na nivoju potresne obtežbe. Imamo torej potresno obtežbo, ki deluje v prečni in v vzdolžni smeri. Po EC8 moramo pri prostorskem dimenzioniranju poleg tega, da upoštevamo potresno delovanje v eni smeri, upoštevati tudi hkratno delovanje potresne obtežbe v obeh glavnih smereh, vendar vedno tako, da je potresna obtežba v eni smeri prevladujoča, v drugi smeri pa upoštevamo 30 % obtežbe. Prav tako moramo med seboj kombinirati različne smeri delovanja. Torzijski moment zaradi ekscentričnosti mase je že avtomatsko upoštevan pri obeh potresnih obtežbah in ima v skladu z EC8 po vseh etažah konstrukcije vedno enako smer delovanja. Za lažjo predstavilo prilagam nekaj kombinacij.

1	TABLE: Combination Definitions										
2	ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign	AlumDesign	ColdDesign	
3	Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless	Text	Text	Text	Text	Text
52	DIM 9	Linear Add	No	Linear Static	bet plosca	1	Strength	None	None	None	
53	DIM 9			Linear Static	DEAD	1					
54	DIM 9			Linear Static	fasada	1					
55	DIM 9			Linear Static	koristna	0,8					
56	DIM 9			NonLin Static	potres X+	0,3					
57	DIM 9			NonLin Static	potres Y+	1					
58	DIM 10	Linear Add	No	Linear Static	bet plosca	1	Strength	None	None	None	
59	DIM 10			Linear Static	DEAD	1					
60	DIM 10			Linear Static	fasada	1					
61	DIM 10			Linear Static	koristna	0,8					
62	DIM 10			NonLin Static	potres X-	0,3					
63	DIM 10			NonLin Static	potres Y+	1					
64	DIM 11	Linear Add	No	Linear Static	bet plosca	1	Strength	None	None	None	
65	DIM 11			Linear Static	DEAD	1					
66	DIM 11			Linear Static	fasada	1					
67	DIM 11			Linear Static	koristna	0,8					
68	DIM 11			NonLin Static	potres X+	0,3					
69	DIM 11			NonLin Static	potres Y-	1					
70	DIM 12	Linear Add	No	Linear Static	bet plosca	1	Strength	None	None	None	
71	DIM 12			Linear Static	DEAD	1					
72	DIM 12			Linear Static	fasada	1					
73	DIM 12			Linear Static	koristna	0,8					
74	DIM 12			NonLin Static	potres X-	0,3					
75	DIM 12			NonLin Static	potres Y-	1					

Slika 16: Kombinacije za dimenzioniranje (SAP 2000)

#### 4.4.2 Analiza in dimenzioniranje konstrukcije

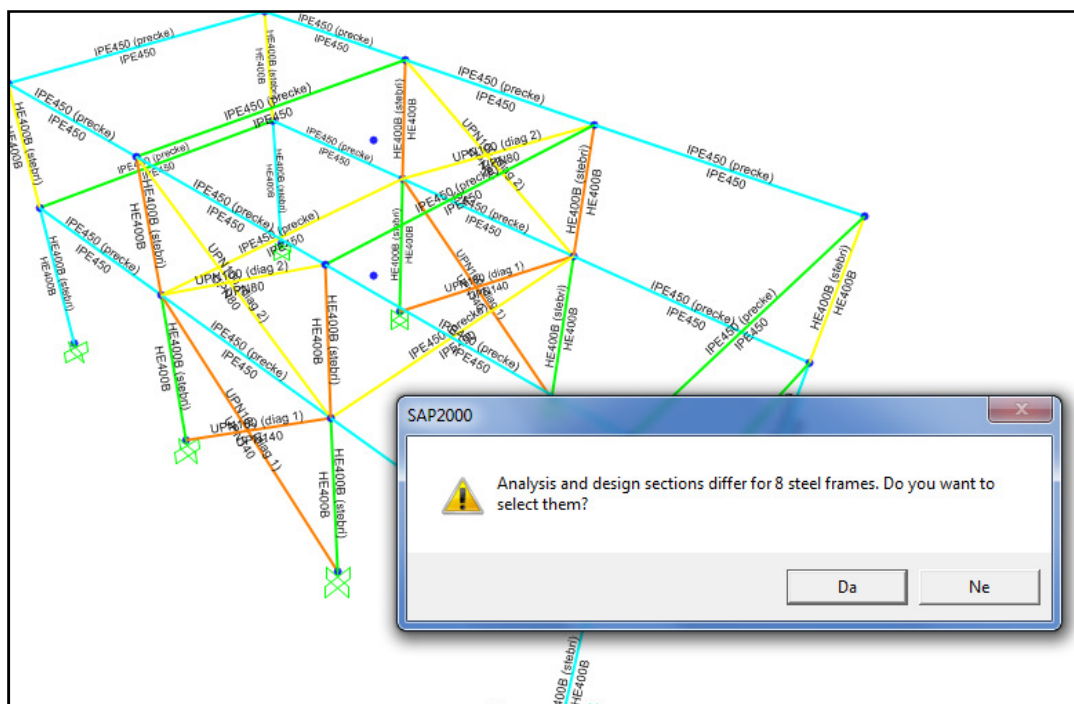
Model je tako pripravljen na statično analizo. Pred analizo konstrukcije nastavimo še parametre analize pod ukazom "Analysis Options" (*Analyze* → *Set Analysis Options*), in sicer v našem primeru izberemo prostorski okvir "Space Frame". Nato poženemo analizo konstrukcije z ukazom "Run Analysis" (*Analyze* → *Run Analysis*).

V svoji nalogi sem se osredotočil na potresno dimenzioniranje, zato rezultatov statične analize ne bom predstavljal. Pred samim zagonom dimenzioniranja moramo preveriti še nastavitve dimenzioniranja in jih seveda korigirati. Slednje je podrobneje že opisano pod točko **3.1**. Torej, ko je analiza konstrukcije končana in dobimo posamezne obremenitve elementov, se lotimo dimenzioniranja le-teh. Korekcijo nastavitve dimenzioniranja na globalnem nivoju konstrukcije nam omogoča ukaz "Steel Frame Design Preferences" (*Design* → *Steel Frame Design* → *View/Revise Preferences*). V primeru, ko želimo spremeniti nastavitve dimenzioniranja za posamezni element, pa uporabimo ukaz "Steel Frame Design Overwrite" (*Design* → *Steel Frame Design* → *View/Revise Overwrites*). V našem primeru smo to opcijo uporabili pri samih diagonalnih povezjih, saj smo izbrali drugačen način projektiranja le-teh

(DCH CBF) v primerjavi z ostalimi elementi konstrukcije, ter za določitev bočnega podpiranja horizontalnih elementov, in sicer tako, da smo pod parameter "Effective Length Factor ( $K_{LTB}$ )" podali vrednost 0,1. S tem smo definirali bočne podpore horizontalnih nosilcev.

Preden poženemo samo dimenzioniranje konstrukcije, moramo izbrati še obtežne kombinacije, ki jih program upošteva pri dimenzioniranju. To storimo z ukazom "Design Load Combinations Selection" (*Design* → *Steel Frame Design* → *Select Design Combos*). Pod to točko izberemo vseh 12 obtežnih kombinacij, ki smo jih predhodno določili za dimenzioniranje konstrukcije, in jih prenesemo pod "Design Load Combinations".

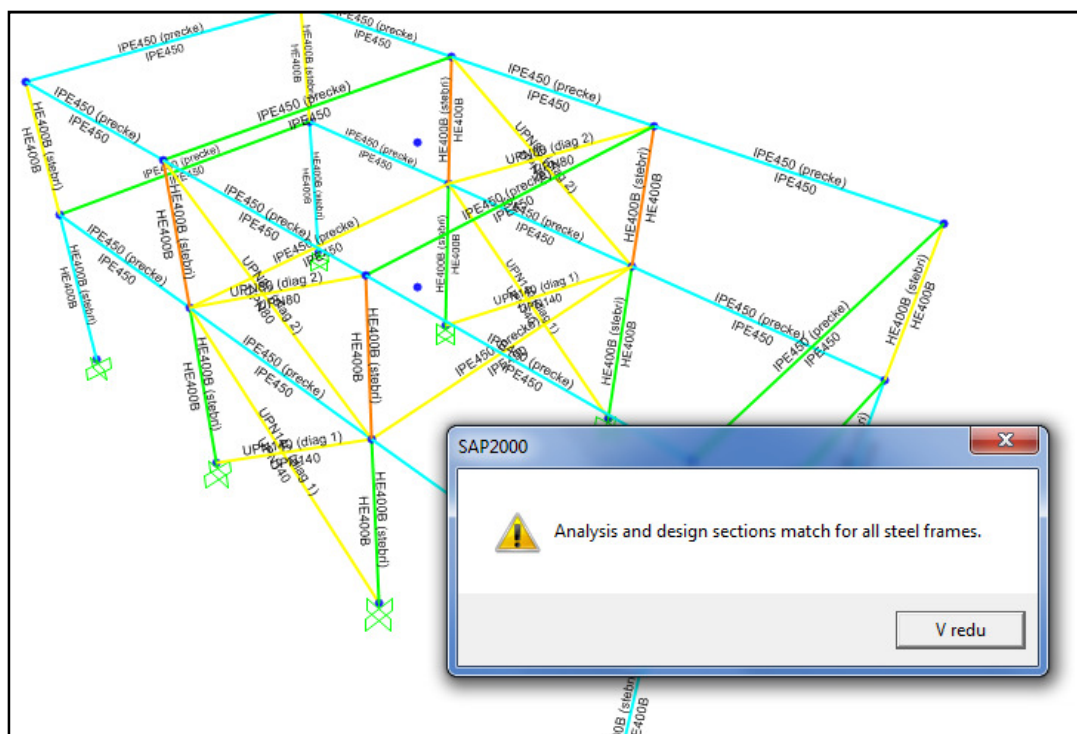
Na koncu z ukazom "Start Design/Check of Structure" poženemo dimenzioniranje konstrukcije. Kot rezultat nam program poda prečne prereze, ki jih določi med dimenzioniranjem. Kot je razvidno iz spodnje slike, so ti prerezi po večini enaki prerezom, ki jih je program uporabil za analizo konstrukcije, z izjemo diagonal.



Slika 17: Primerjava prečnih prerezov 1. dimenzioniranja

To lahko tudi preverimo z ukazom "Verify Analysis vs Design Section", ki nam sporoči, da se 8 prerezov, določenih z dimenzioniranjem, ne ujema s prerezi, uporabljenimi med analizo konstrukcije. V tem primeru moramo postopek ponoviti, da pridemo do točnejših rezultatov. Torej ponovimo analizo konstrukcije z upoštevanjem prerezov diagonal, določenih med 1.

dimenzioniranjem konstrukcije, in še enkrat poženo dimenzioniranje konstrukcije z upoštevanjem novih obremenitev elementov.

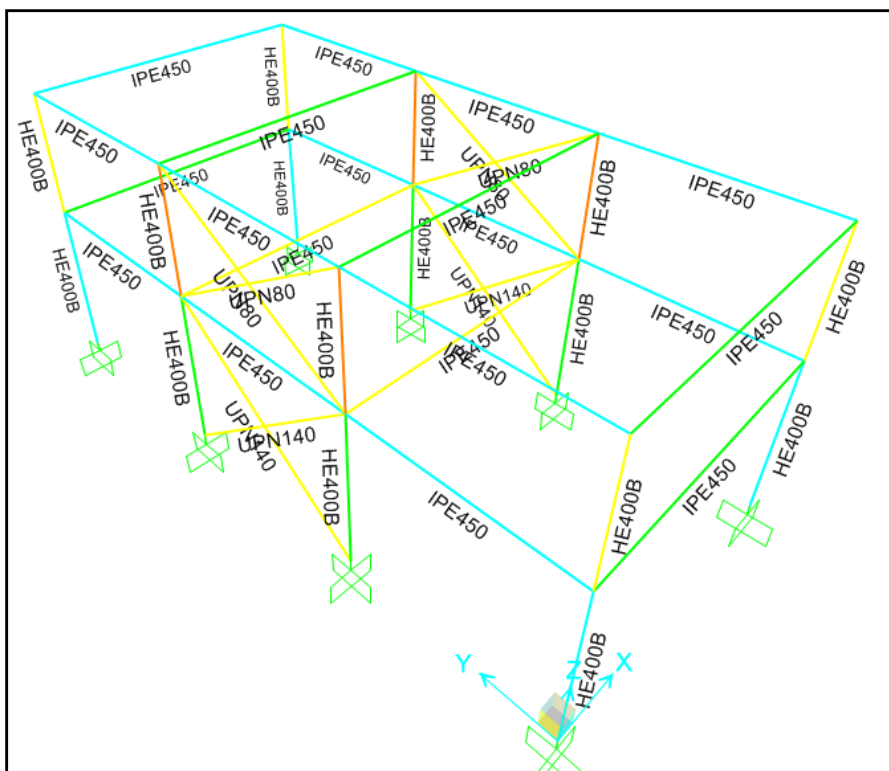


Slika 18: Primerjava prečnih prerezov 2. dimenzioniranja

Po 2. dimenzioniranju konstrukcije pa nam program javi obvestilo o ujemanju prečnih prerezov, zato lahko postopek zaključimo. Velja torej, da pri uporabi avtomatskega dimenzioniranja konstrukcije postopek analize in dimenzioniranja konstrukcije opravimo večkrat, tako da pridemo do ujemanja prečnih prerezov. V primeru, ko pa s programom zgolj preverjamo podane prečne prereze elementov, ta postopek ni potreben.

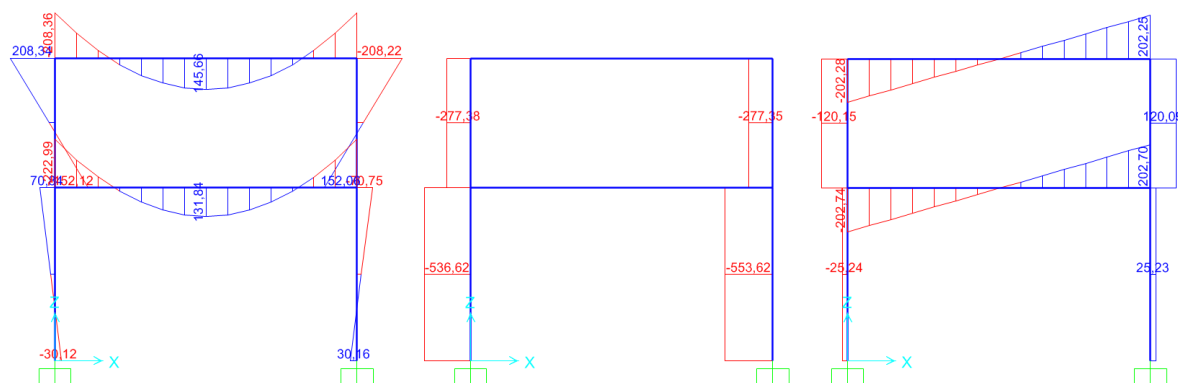
#### 4.4.3 Rezultati dimenzioniranja in primerjava z rezultati iz primera R4

Pod to točko bom opisal dobljene rezultate in jih primerjal z rezultati iz priročnika, tako kot sem to že storil v primeru ravninskega modela. Večina prečnih prerezov se ujema s tistimi, ki so izbrani v primeru, majhna razlika se pojavi zgolj pri diagonalah. Vendar moramo vedeti, da gre v mojem primeru za prostorski model konstrukcije in so zato rezultati nekoliko točnejši. Razlika je lahko nastala tudi zaradi uporabe toge diafragme v modelu in zaradi potresne obtežbe, ki je v mojem primeru upoštevana s pomočjo uporabe programa.



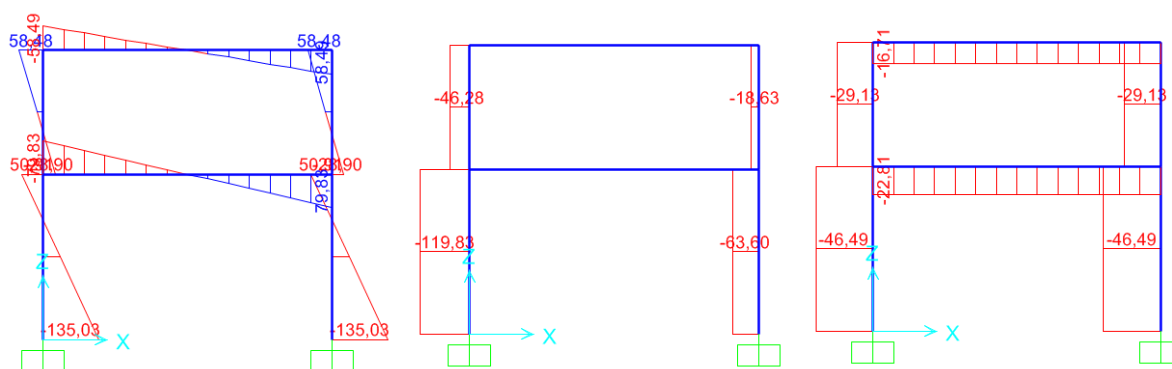
Slika 19: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000

#### 4.4.3.1 Izpis notranjih statičnih količin – prečni okvir C (Program SAP 2000 – 3D model)



Slika 20: Notranje sile in momenti za gravitacijski del obtežbe ( $M_y$ ,  $N$ ,  $V_z$ )

Iz zgornje slike je razvidno, da so momenti in prečne sile v okviru C, ki nastanejo zaradi gravitacijskega dela obtežbe, skoraj povsem enaki kot v primeru R4. Razlika se pojavi le pri osnih silah, in sicer zaradi uporabe toge diafragme. Iz tega lahko sklepam, da sem prostorski model pravilno modeliral.

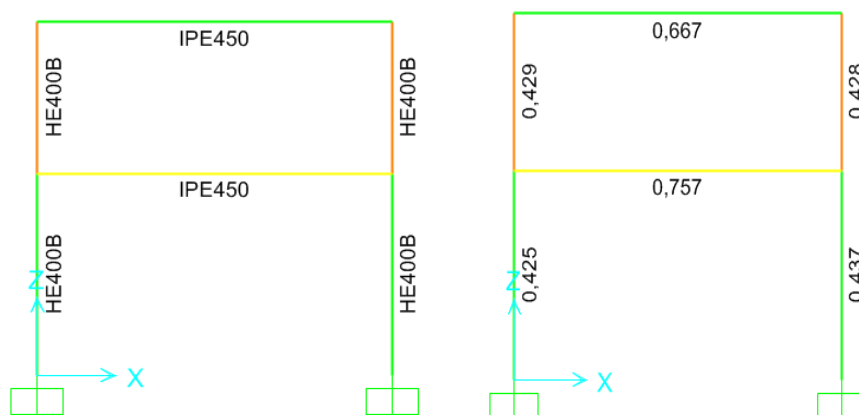


Slika 21: Notranje sile in momenti za potresni del obtežbe ( $M_y$ ,  $N$ ,  $V_z$ )

Pri analizi s potresnim delom obtežbe pa se izkaže, da rezultati analize nekoliko odstopajo. Vzrok pripisujem temu, da sem v svojem prostorskem modelu upošteval delovanje potresne obtežbe v dveh glavnih smereh ter hkrati tudi delovanje torzijskega momenta, zaradi ekscentričnosti mase konstrukcije. Na zgornji sliki so prikazane notranje sile in momenti v prečnem okvirju C, ob upoštevanju najbolj neugodne potresne kombinacije. Prav tako se izkaže, da so osne sile v horizontalnih elementih enake nič zaradi uporabe toge diafragme.

#### 4.4.3.2 Primerjava rezultatov dimenzioniranja za momentni okvir C

Tudi pri prostorskem dimenzioniranju sem se osredotočil na obe prečki in steber v prečnem okvirju C ter primerjal rezultate dimenzioniranja z dejanskimi vrednostmi v primeru R4. Upošteval sem enake parametre kot v primeru R4. Bočno podpiranje prečk sem upošteval, tako kot je opisano pod točko 4.3.2.



Slika 22: Rezultati prostorskega dimenzioniranja okvirja C s programom SAP 2000

Izkaže se, da program med vsemi ponujenimi prečnimi prerezi pri dimenzioniranju izbere enake prečne prereze, kot so določeni v primeru R4. Sklepamo lahko, da smo z uporabo

prostorskega modela prišli do zelo dobrih rezultatov in da je program SAP 2000 primeren za potresno dimenzioniranje jeklenih okvirnih konstrukcij.

#### 4.4.3.2.1 Lokalna in globalna duktilnost

Kot je že opisano pod točko **4.1.2.1**, program vse izbrane prečne prereze uvrsti v prvi razred kompaktnosti. Tudi pogoj globalne duktilnosti je izpolnjen, in sicer dobimo enake vrednosti kot pri ravninskem modelu.

- 3D model SAP 2000:

- Formula za pogoj globalne duktilnosti:  $M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B} \geq 1,3 \sum M_{pl,Rd,b} \cdot \cos \theta_n$

- Rezultat (razmerje):  $\frac{1,3 \sum M_{pl,Rd,b} \cdot \theta_n}{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}} = 0,344 \leq 0$

#### 4.4.3.2.2 Dimenzioniranje prečk

Pod to točko sem upošteval najneugodnejšo potresno kombinacijo, ki jo program uporabi za dimenzioniranje prečk.

- Najprej sem podal vrednosti maksimalne obremenitve elementov, določene s programom. Obremenitve, upoštevane v primeru, pa so pripisane v oklepajih. Izkaže se, da so vrednosti skoraj povsem enake kot v primeru R4, z izjemo osnih sil.

- 1. etaža:  $M_{Ed} = 302,82 \text{ kNm}$  (312,4 kNm)

- $N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$  (66,2 kN)

- $V_{Ed} = 317,02 \text{ kN}$  (316,4 kN)

- 2. etaža:  $M_{Ed} = 266,84 \text{ kNm}$  (271,8 kNm)

- $N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$  (-148,4 kN)

- $V_{Ed} = 316,56 \text{ kN}$  (316,4 kN)

- Tudi primerjava rezultatov dimenzioniranja nam pokaže, da so rezultati korektni. Razlika se pojavi zgolj pri osni sili, saj je v našem primeru ta nična zaradi uporabe toge diafragme.



- Kontrola upogibne nosilnosti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,y,Rd}} = 0,76 \leq 1,0 \quad (0,78)$$

- Kontrola osne sile

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0,0 \leq 0,15 \quad (0,06)$$

- Kontrola prečne sile

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,459 \leq 0,5 \quad (0,46)$$

#### 4.4.3.2.3 Dimenzioniranje stebrov

- Pri obremenitvi stebrov v okviru C sem pod obravnavano točko upošteval enak obtežni primer, kot je bil upoštevan v primeru R4. Izkazuje se, da rezultati niso povsem enaki, verjetno zato, ker sem v svojem modelu upošteval tudi slučajno ekscentričnost mase.

- Ob vpetju:  $M_{Ed} = -246,856 \text{ kNm}$       (-285,5 kNm)  
 $N_{Ed} = -610,27 \text{ kN}$       (-515,3 kN)  
 $V_{Ed} = 99,83 \text{ kN}$       (114,9 kN)

- Pod prvo etažo:  $M_{Ed} = 152,46 \text{ kNm}$       (174,3k Nm)  
 $N_{Ed} = -610,27 \text{ kN}$       (-489,6 kN)  
 $V_{Ed} = 99,83 \text{ kN}$       (114,9 kN)

Za primerjavo so prikazane samo obremenitve, saj je iz teh razvidno, da lahko uporaba prostorskega modela namesto ravninskega kar precej vpliva na rezultate. Obremenitve zaradi dvoosnega upogiba in osne sile bodo prikazane kasneje pod dimenzioniranjem stebrov v vzdolžni smeri. Tam bo tudi prikazana najneugodnejša kombinacija obtežbe, ki jo izbere program med vsemi podanimi kombinacijami. Prav tako bom tudi podal primerjavo med

rezultati dimenzioniranja s programom in rezultati iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po EC-standardih.

#### 4.4.3.3 Primerjava rezultatov dimenzioniranja za vzdolžni okvir II

V vzdolžni smeri bom določil potrebne prereze nateznih diagonal in stebrov v okvirju II. Pri tem bom upošteval najneugodnejše potresne kombinacije obtežb. Izkaže se, da je predvsem v diagonalnih elementih obremenitev precej manjša kot v ravninskem primeru R4, posledično program izbere nekoliko manjše prereze diagonalnih elementov.

##### 4.4.3.3.1 Primerjava rezultatov dimenzioniranja diagonal

- Obremenitev diagonal:

- Spodnja diagonalna D1:  $D_1 = 290,81 \text{ kN}$  (545,2 kN)
- Zgornja diagonalna D2:  $D_2 = 201,0 \text{ kN}$  (309,0 kN)

- Dimenzioniranje diagonal:

Kot rečeno, program zaradi manjše obremenitve elementov izbere manjše prečne prereze, kot so določeni v primeru. V spodnji etaži namesto prereza UPN 160 določi UPN 140, v zgornji etaži pa namesto prereza UPN 100 izbere UPN 80. Vzrok temu lahko iščemo v načinu določevanja notranjih sil v elementih. V primeru R4 so bile notranje sile določene iz ravninskega paličja, v mojem modelu pa je šlo za dejansko konstrukcijo, kjer se nekaj potresne obtežbe prenese tudi preko togega vpetja stebrov. Kontrolo relativne uklonske vitkosti diagonal in zagotavljanje enakomerne plastifikacije diagonal sem že opisal pod točko 4.2.

- Dimenzioniranje spoja diagonal:

- Spodnja diagonalna D1:  $R_1 = 604,72 \text{ kN}$  (712,8 kN)
- Zgornja diagonalna D2:  $R_2 = 327,31 \text{ kN}$  (401,1 kN)

Vrednost, na katero dimenzioniramo vijake ali zware, je v tem primeru nekoliko manjša samo zaradi manjših prečnih prerezov diagonal.

#### 4.4.3.3.2 Primerjava rezultatov dimenzioniranja stebra v pritličju

Steber moramo v splošnem obravnavati kot element, na katerega vpliva potres v obeh vodoravnih pravokotnih smereh X in Y. V skladu z standardom EC8 torej potresni vpliv na konstrukcijo upoštevamo tako, da kombiniramo potresno obtežbo iz obeh glavnih smeri, in sicer je potresna obtežba v eni smeri vedno prevladujoča, v drugi smeri pa upoštevamo 30 % obtežbe.

V priročniku za projektiranje po EC8 je pod točko **R4 2.4.5** prikazana določitev kombinacij vplivov za najneugodnejšo obremenitev stebra v povezju. Ta način kombiniranja velja v primeru uporabe dveh ravninskih modelov v prečni in vzdolžni smeri konstrukcije. Sam sem uporabil prostorski model, zato je potresno delovanje v dveh smereh že upoštevano pri sestavi kombinacij za dimenzioniranje. Program zato sam izbere najneugodnejšo potresno kombinacijo, ne glede na to, v kateri smeri deluje potres. V priročniku sta prikazana dva načina kombinacij, in sicer za primer, ko je vodilni potres v prečni smeri, in za primer, ko je vodilni potres v vzdolžni smeri.

Sam sem torej uporabil smiselne kombinacije obtežb, ki so že opisane pod točko **4.3.1**. Potrebno je poudariti, da nam program takšnega kombiniranja obtežb, kot je prikazano v priročniku, ne dopušča. To velja predvsem za kombiniranje obtežb za določitev najneugodnejše osne sile, kot je prikazano za osno silo  $N_{Ed}$ . Kljub temu pa sem dobil primerljive rezultate, ki so prikazani v nadaljevanju. Program je izbral za najneugodnejšo kombinacijo tisto, pri kateri je prevladujoča potresna obtežba v vzdolžni smeri.

- Prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed1} = -95,96 \text{ kNm} \quad (-111,3 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed1} = -1017,73 \text{ kN} \quad (-1112,8 \text{ kN})$$

$$V_{Ed1} = 47,91 \text{ kN} \quad (55,0 \text{ kN})$$

- Prerez stebra pod prvo etažo:

$$M_{Ed2} = 95,69 \text{ kNm} \quad (108,6 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed2} = -1017,13 \text{ kN} \quad (-1087,0 \text{ kN})$$

$$V_{Ed2} = 47,91 \text{ kN} \quad (55,0 \text{ kN})$$

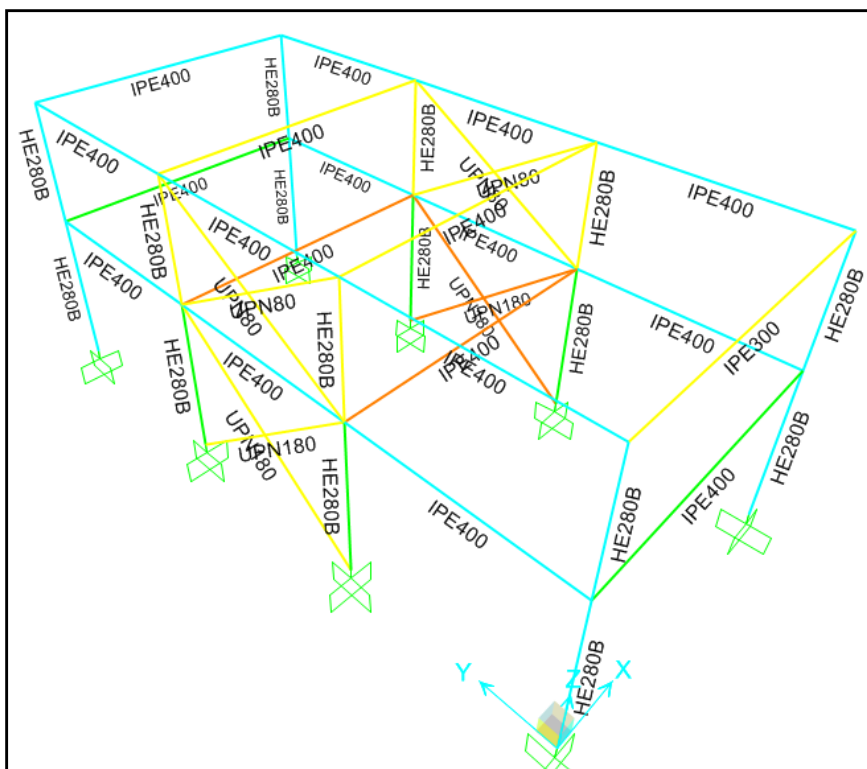
Za primerjavo sem podal samo obremenitve stebra, ki so prikazane tudi v priložniku. Same prečne prereze sem že predhodno primerjal in ugotovil, da s pomočjo programa SAP 2000 dobim enakovredne rezultate.

## 4.5 VPLIV UPORABE METODE NAČRTOVANJA NOSILNOSTI NA REZULTATE DIMENZIONIRANJA

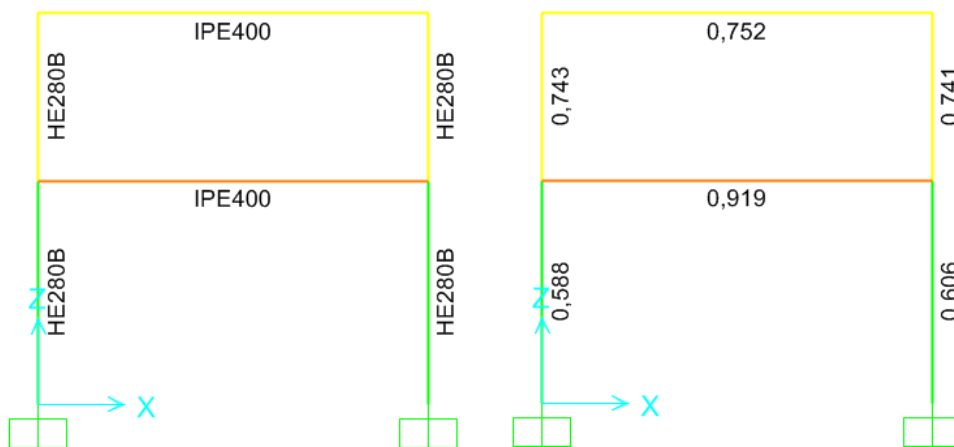
Za konec sem želel še preveriti, kolikšen vpliv ima uporaba metode načrtovanja nosilnosti pri potresnem dimenzioniranju jeklene okvirne konstrukcije. Primerjal sem tako obremenitve elementov kot tudi rezultate dimenzioniranja. Uporabil sem enak model konstrukcije kot pod točko 4.4, le da sem izklopil potresno dimenzioniranje po metodi načrtovanja nosilnosti (*Capacity design*). To nam program SAP 2000 dovoljuje, in sicer tako, da enostavno to opcijo izklopimo pod nastavitvami dimenzioniranja (*Design* → *Steel Frame Design* → *View/Revise Preferences*). Pod parametrom "Ignore Seismic Code?" izberemo "Yes", potrdimo izbiro z "Ok" in ponovimo statično analizo ter dimenzioniranje konstrukcije.

Kot je razvidno iz slike 23, se novo določeni prečni prerezi precej razlikujejo od starih. Glavna razlika se pojavi predvsem pri stebrih konstrukcije, saj so ti pri uporabi metode načrtovanja nosilnosti bolj varovani (faktor dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$ , materialni faktor dodatne nosilnosti  $\gamma_{ov}$ ). Vzrok izbranim manjšim prečnim prerezom stebrov je tudi neupoštevanje pravila šibka prečka – močan steber, ki je eno glavnih zahtev metode načrtovanja nosilnosti. Namesto prečnih prerezov stebrov HEB 400 dobimo sedaj prečne prereze HEB 280. Kot posledica manjših prečnih prerezov stebrov pa je tudi potreba po močnejših diagonalnih elementih, saj šibkejši stebri prevzemajo manjši delež potresne obtežbe, večji delež pa tako odpade na diagonalne elemente. Namesto prečnega prereza UPN 140 dobimo v spodnji etaži prečni prerez diagonal UPN 180. Tudi pri horizontalnih elementih so izbrani za stopnjo manjši prečni prerezi, in sicer namesto prečnega prereza IPE 450 program izbere prečni prerez nosilcev IPE 400. Izkaže se, da je izkoriščenost izbranih prečnih prerezov v primeru brez upoštevanja načrtovanja nosilnosti nekaj boljša, kot je razvidno iz slike 24. Izkoriščenost prečnega prereza najbolj obremenjenega stebra je sedaj približno 75%, najbolj obremenjene prečke pa kar 92%.

V nadaljevanju bom prikazal razliko v obremenitvah pri izračunu brez upoštevanja in z upoštevanjem metode načrtovanja nosilnosti. V oklepajih so podane vrednosti določene pri prostorskem potresnem dimenzioniranju s programom SAP 2000, ki so opisane pod točko 4.4.



Slika 23: Rezultati dimenzioniranja s programom SAP 2000 brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti



Slika 24: Rezultati dimenzioniranja okvirja C s programom SAP 2000 brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti

#### 4.5.1 Primerjava obremenitev horizontalnih nosilcev v okviru C

Pri rezultatih obremenitve nosilcev se izkaže, da so vrednosti pri dimenzioniranju brez upoštevanja metode načrtovanja nosilnosti res nekoliko manjše. Manjše obremenitve so

posledica manjše potresne obtežbe v potresnih kombinacijah obtežb. Vrednosti so manjše za 10–15 %, zato je program pri dimenzioniranju nosilcev tudi izbral za stopnjo manjše prečne prereze. Vrednosti v oklepajih so podane pod točko 4.4.3.2.2.

- 1. etaža:

$$M_{Ed} = 282,28 \text{ kNm} \quad (302,82 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad (0,0 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = 222,77 \text{ kN} \quad (317,02 \text{ kN})$$

- 2. etaža:

$$M_{Ed} = 230,88 \text{ kNm} \quad (266,84 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN} \quad (0,0 \text{ kN})$$

$$V_{Ed} = 214,06 \text{ kN} \quad (316,56 \text{ kN})$$

#### 4.5.2 Primerjava obremenitev pritličnega stebra v okviru C

Največja razlika pri obremenitvi elementov se pojavi pri stebrih, saj je tu vpliv potresne obtežbe največji. Zmanjšanje potresne obtežbe zato precej vpliva na obremenitve stebrov. Kot je razvidno iz spodnje primerjave, je razlika med primeroma približno 20 %, zato je tudi izbor kar precej manjših prečnih prerezov stebrov povsem korekten. Vrednosti v oklepajih so podane pod točko 4.4.3.3.2.

- Prerez stebra ob vpetju:

$$M_{Ed1} = -55,28 \text{ kNm} \quad (-95,96 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed1} = -824,25 \text{ kN} \quad (-1017,73 \text{ kN})$$

$$V_{Ed1} = 33,81 \text{ kN} \quad (47,91 \text{ kN})$$

- Prerez stebra pod prvo etažo:

$$M_{Ed2} = 79,95 \text{ kNm} \quad (95,69 \text{ kNm})$$

$$N_{Ed2} = -824,25 \text{ kN} \quad (-1017,13 \text{ kN})$$

$$V_{Ed2} = 33,81 \text{ kN} \quad (47,91 \text{ kN})$$

### 4.5.3 Kontrola relativnih pomikov oz. kontrola poškodb

Glede na to, da nam program izbere kar precej manjše prečne prereze stebrov, je smiselno preveriti tudi relativne pomike etaž, saj le-ti ne smejo biti preveliki in bi lahko bili v našem primeru merodajni za dimenzioniranje stebrov. Pod točko **2.4.3** so podane zahteve Evrokoda glede varnosti konstrukcije. V našem primeru gre za stavbo z neduktilnimi nekonstrukcijskimi elementi, zato mora biti za posamezno etažo izpolnjena zahteva  $d_{r,i} \cdot v \leq 0,005 h_i$ .

Ker obravnavamo skladiščni objekt in je faktor pomembnosti stavbe  $\gamma_1 = 1$ , moramo za redukcijski faktor  $v$  privzeti vrednost  $v = 0,5$ .

Projektni etažni pomik  $d_r$  je pri naši konstrukciji različen za obe glavni smeri. V prečni smeri je konstrukcija sestavljena iz momentnih okvirjev, zato moramo upoštevati faktor obnašanja konstrukcije  $q_x = 6$ . V vzdolžni smeri pa je konstrukcija sestavljena iz okvirjev, povezanih s centričnimi diagonalami, zato uporabimo faktor obnašanja konstrukcije  $q_y = 4,0$ . Maksimalne relativne etažne pomike dobimo s pomočjo programa.

- 1. etaža:

$$d_{ex,1} = 0,57 \text{ cm} \rightarrow d_{rx,1} = 0,57 \text{ cm} \cdot q_x = 3,42 \text{ cm}$$

$$d_{ey,1} = 0,63 \text{ cm} \rightarrow d_{ry,1} = 0,63 \text{ cm} \cdot q_y = 2,52 \text{ cm}$$

$$d_{rx,1} \cdot v = 3,42 \text{ cm} \cdot 0,5 = \underline{1,71} \text{ cm} \leq 0,005 \cdot h_1 = 0,005 \cdot 400 \text{ cm} = \underline{2,0} \text{ cm}$$

$$d_{ry,1} \cdot v = 2,52 \text{ cm} \cdot 0,5 = \underline{1,26} \text{ cm} \leq 0,005 \cdot h_1 = 0,005 \cdot 400 \text{ cm} = \underline{2,0} \text{ cm}$$

- 2. etaža:

$$d_{ex,2} = 0,48 \text{ cm} \rightarrow d_{rx,2} = 0,48 \text{ cm} \cdot q_x = 2,88 \text{ cm}$$

$$d_{ey,2} = 0,63 \text{ cm} \rightarrow d_{ry,2} = 0,63 \text{ cm} \cdot q_y = 2,52 \text{ cm}$$

$$d_{rx,2} \cdot v = 2,88 \text{ cm} \cdot 0,5 = \underline{1,44} \text{ cm} \leq 0,005 \cdot h_2 = 0,005 \cdot 300 \text{ cm} = \underline{1,5} \text{ cm}$$

$$d_{ry,2} \cdot v = 2,52 \text{ cm} \cdot 0,5 = \underline{1,26} \text{ cm} \leq 0,005 \cdot h_2 = 0,005 \cdot 300 \text{ cm} = \underline{1,5} \text{ cm}$$



Kontrola relativnih pomikov oz. poškodb konstrukcije se izide, zato pomiki konstrukcije niso merodajni za dimenzioniranje elementov.

## 5 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem spoznal uporabo računalniškega programa SAP 2000, ki je produkt ameriškega podjetja "Computers & Structures". Vzporedno z uporabo programa sem se podrobneje seznanil tudi s slovenskimi standardi Evrokod, še posebej s standardi, s katerimi so predpisana pravila za potresno odporno projektiranje jeklenih konstrukcij po načelih metode načrtovanja nosilnosti. V standardu Evrokod 8 sem podrobneje preučil prvi del, ki opisuje splošna pravila, potresne vplive in pravila za stavbe, ter del, ki opisuje posebna pravila za jeklene konstrukcije. S tem sem pridobil kar nekaj znanja na področju projektiranja potresno odpornih jeklenih konstrukcij z uporabo programske opreme. Dobil sem občutek, kaj vse moramo upoštevati pri projektiranju in kaj dejansko vpliva na rezultate analize in dimenzioniranja konstrukcije.

V nadaljevanju naloge sem s pomočjo navodil za dimenzioniranje jeklenih okvirnih konstrukcij, ki jih dobimo v sklopu programskih datotek programa ter z vsemi informacijami, ki jih ponuja spletna stran proizvajalcev programa, ugotovil, katere zahteve Evrokoda program pri analizi upošteva in na kakšen način tolmači nekatere formule in parametre. Večina računskih formul je identičnih tistim, ki so podane v standardu Evrokod, in tako ugotavljam, da je ta del programske opreme korekten. Izjema se pokaže le pri faktorju dodatne nosilnosti prečnega prereza  $\Omega$ , saj ga program še ne zna določiti, kljub temu da ga kasneje upošteva pri določevanju potresne obremenitve elementov. Zato mora opisani faktor določiti uporabnik, ki mora biti pri tem pazljiv, saj razlike v rezultatih zaradi njega niso zanemarljive. V primeru, da uporabnik vrednosti faktorja dodatne nosilnosti prereza ne poda, program privzame vrednost, enako 1. Poudariti je potrebno, da se v primeru nejasnosti ali težav lahko obrnemo tudi na proizvajalce programa, ki nam skušajo pomagati z nasveti in rešitvami. Samega dimenzioniranja jeklenih spojev program zaenkrat še ne dopušča, nam pa poda obremenitve spojev v skladu z metodo načrtovanj nosilnosti, na katere nato sami dimenzioniramo vijake ali zvale.

V sklopu prostorskega dimenzioniranja sem prikazal celoten postopek analize konstrukcije, vse od določanja materialov in prečnih prerezov do samega dimenzioniranja konstrukcije. S tem sem želel prikazati uporabo programa SAP 2000 projektantom jeklenih konstrukcij.

Za konec sem s pomočjo primerjave rezultatov med vzorčnim primerom R4 iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po EC-standardih in konstrukcijo, ki sem jo modeliral v programu, ugotovil, da so rezultati primerljivi med seboj. Pri ravninskem modelu so rezultati dimenzioniranja praktično identični, pri prostorskem modelu pa se majhna razlika pojavi zgolj pri prečnem prerezu centričnih diagonal v konstrukciji, saj so osne sile v diagonalah manjše, ker je z uporabo prostorskega modela vpliv ekscentričnosti mase bolj točno določen. Hkrati na manjše osne sile v diagonalah vpliva tudi to, da so v pomoč diagonalam pri prevzemu potresne obtežbe tudi togo vpeti stebri, kar v primeru R4 ni bilo upoštevano. Poudariti je potrebno, da so izkoriščenosti prečnih prerezov stebrov precej nizke, kar pa je zgolj posledica tega, da je program pri določevanju prečnih prerezov upošteval pogoj globalne duktilnosti (šibka prečka – močan steber).

Iz rezultatov prostorskega potresnega dimenzioniranja, kjer je bila upoštevana metoda načrtovanja nosilnosti (*Capacity design*), ter iz rezultatov prostorskega dimenzioniranja, kjer metoda načrtovane nosilnosti ni bila upoštevana, lahko sklepamo, da ima uporaba te metode kar velik vpliv na rezultate. Izkaže se, da je vpliv na rezultate obremenitve nosilcev približno 10-%, na rezultate obremenitve stebrov pa kar 20-%. Torej nam uporaba metode dopušča projektiranje še varnejših potresno odpornih konstrukcij.

Računalniški program SAP 2000 se je izkazal kot uporaben in korekten pripomoček za projektiranje jeklenih konstrukcij. Za korektno uporabo programa je potrebno precej znanja o vgrajenem algoritmu za dimenzioniranje jeklenih konstrukcij, delo s programom pa uporabnik hitro osvoji. Ne glede na to, da sem ocenjeval uporabnost novega modula, ki je bil pred kratkim umeščen v sistem delovanja programa, so bili rezultati odlični in lahko sklepam, da je program ob upoštevanju omejitev povsem primeren za projektiranje potresno odpornih jeklenih stavb.

## VIRI IN LITERATURA

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po standardih Evrokod. Ljubljana, Inženirska Zbornica Slovenije: 1077 str.

CSI Eurocode 3-1:2005 with Eurocode 8:2004 Steel Frame Design Manual for SAP 2000. 2010. Berkeley, California, USA, Computers & Structures, 83 str.

Standardi:

SIST EN 1993-1-1: 2005 – Evrokod 3 – Projektiranje jeklenih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1-1: 2005 – Evrokod 8 – Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

Internetni viri:

SAP 2000. 2011.

<http://www.csiberkeley.com/sap2000> (Pridobljeno 1. 12. 2011)

SAP 2000 - 01 Introductory Tutorial. 2011.

<http://www.csiberkeley.com/sap2000/watch-and-learn#page=page-1> (Pridobljeno 13. 12. 2011)

SAP 2000 - 09 Tension-only Bracing. 2011.

<http://www.csiberkeley.com/sap2000/watch-and-learn#page=page-1> (Pridobljeno 23. 12. 2011)