

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Pikelj, M., 2013. Ocena potresne odpornosti Hale Tivoli. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Gruden, G.): 109 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Pikelj, M., 2013. Ocena potresne odpornosti Hale Tivoli. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Gruden, G.): 109 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidatka:

MONIKA PIKELJ

OCENA POTRESNE ODPORNOSTI HALE TIVOLI

Diplomska naloga št.: 3325/KS

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF HALA
TIVOLI**

Graduation thesis No.: 3325/KS

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Gregor Gruden

Član komisije:

izr. prof. dr. Dejan Zupan
doc. dr. Tomaž Maher

Ljubljana, 13. 09. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisana Monika Pikelj izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom »**Ocena potresne odpornosti Hale Tivoli**«.

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

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

Ljubljana, 27.8.2013

Monika Pikelj

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7(497.4)(043.2)
Avtor:	Monika Pikelj
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Gregor Gruden, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Ocena potresne odpornosti Hale Tivoli
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	109 str., 40 pregl., 67sl.
Ključne besede:	Hala Tivoli, potresna analiza, Evrokod 8, JUS standardi, ocena potresne odpornosti, potisna analiza, SAP 2000

Izvleček

V diplomski nalogi obravnavamo potresno odpornost jeklene konstrukcije Hale Tivoli, ki je objekt III. kategorije pomembnosti. Jeklena konstrukcija Hale Tivoli je iz statičnega stališča precej enostavna, vendar je sestavljena iz elementov, ki imajo več kot 120 različnih prečnih prereзов. Zato je bila izdelava modela konstrukcije precej zahtevna naloga. Posebnost hale so tudi tribune na vzhodni strani objekta. Sestavljene so iz betonskih plošč, ki so sidrane na nosilce jeklene konstrukcije. Ta del konstrukcije smo modelirali na približen način ob pogoju, da smo zagotovili ustrezno togost v ravnini tribun. Ker je bila hala zgrajena v času, ko so takšne konstrukcije računali brez uporabe računalnika, je večina spojev členkastih. Rezultat tega je skoraj statično določena konstrukcija, ki nima veliko možnosti prerazporeditve obremenitev. Potresno odpornost objekta smo v prvi fazi ocenili na osnovi linearno elastične analize. Rezultati so pokazali, da so nekateri konstrukcijski elementi premalo nosilni, če smo jih dimenzionirali na projektno potresno obtežbo v skladu s standardom Evrokod 8. Zato smo preverili kakšna je poškodovanost konstrukcije za takšen projektni potres. V ta namen smo uporabili metodo N2, ki temelji na potisni analizi konstrukcije. Izdelali smo poenostavljen nelinearni model konstrukcije. Nelinearno materialnost smo modelirali v nosilcih in gredah, ki so togo povezani. V modelu smo predpostavili, da se streha obnaša linearno elastično, čeprav nismo mogli izključiti, da to mesto konstrukcije ni kritično. Na osnovi rezultatov metode N2 smo ugotovili, da bi bil objekt za projektni potres s povratno dobo 780 let močno poškodovan predvsem v prečni smeri. Ob upoštevanju predpostavk analize lahko sklepamo, da objekt izpolnjuje kriterij mejnega stanja močne poškodovanosti, kot je predpisan v standardu Evrokod 8-3. Pri tem je potrebno poudariti, da stabilnost strešne konstrukcije na potresno obtežbo ni bila preverjena v okviru diplomske naloge.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC:	624.042.7(497.4)(043.2)
Author:	Monika Pikelj
Supervisor:	Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Co-supervisor:	Gregor Gruden, B.Sc.
Title:	Seismic performance assessment of Hala Tivoli
Document type:	Graduation Thesis – University studies
Scope and tools:	109 p., 40 tab., 67 fig.
Keywords:	Hala Tivoli, seismic analysis, EC8, JUS standards, seismic performance assessment, nonlinear static analysis, SAP 2000

Abstract

The subject of this thesis is seismic performance assessment of Hala Tivoli, which belongs to the III. importance class for buildings. The steel structural system of Hala Tivoli is simple from structural point of view. However, more than 120 different cross sections of steel member were used, which made the modelling of the structure quite challenging. Special feature of the facility are grandstands on the west side of the building. They are made of concrete slabs which are attached on the steel beams. This part of the structure was modelled in such way that the proper stiffness in plane of grandstands was obtained. Since Hala Tivoli was made at the time when design of buildings was still based on hand calculations, pinned connections are used in most joints between structural elements. The result is almost statically determinate structure, which do not have a great potential for load redistribution. In the thesis, the seismic performance assessment of the structure was performed by means of two procedures. In first part of thesis the seismic performance assessment was based on linear response spectrum analysis. Results showed that that some of the elements were not sufficient, since the strength utilization ratio, which was obtained according to Eurocode 8 standard, exceeded value 1. Therefore, in the second phase, the simplified nonlinear method (N2 method) was used in order to check the damage of the structure associated with the design seismic action. Firstly, the simple nonlinear model with lamped plasticity elements in columns and beams was created, whereas the roof structure was modelled linearly elastic. Based on such assumptions it was found that the structure would be significantly damaged in the case of the design seismic action in the transverse direction, which have return period of 780 years. Taking into account all the assumption regarding the analysis and the model, it could be concluded that structure still meet the requirements of Eurocode 8-3 for the limit state of significant damage. However, the check of stability of roof structure against design seismic action, which was not made in this thesis, could change the conclusions.

ZAHVALA

Hvala mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku za strokovno pomoč pri uporabi programa SAP 2000 in usmerjanje tekom nastajanja diplomske naloge.

Hvala tudi somentorju g. Gregorju Grudnu, ki je bil pripravljen delati v korist te diplomske naloge in razumevanje v službi v času nastajanja.

Zahvala Inštitutu za metalne konstrukcije, za podporo in zaupanje pri dostopu do projektne dokumentacije Hale Tivoli.

Hvala vsem sodelavcem za prijetno delovno vzdušje.

Hvala družini za finančno in moralno podporo v času študija, za slednje še posebno mami Marjani in sestri Jerneji.

Hvala fantu Tadeju za vzpodbude in pomoč pri tehničnih težavah, ki so se pojavile med nastajanjem diplomske naloge.

Zahvala Tamari, Petri in vsem ostalim sošolcem za popestritev študijskih dni. Prav tako hvala tistim, ki ste kakorkoli pripomogli h končni podobi tega diplomskega dela.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT.....	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
2 POTRESI IN POTRESNA OBTEŽBA	3
2.1 Pojav potresa	3
2.2 Pojav potresa v Sloveniji.....	5
3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH JEKLENIH OBJEKTOV.....	8
3.1 Splošno o potresnoodpornem projektiranjem.....	8
3.2 Metode analize	10
3.2.1 Metoda z vodoravnimi silami	11
3.2.2 Modalna analiza s spektri odziva.....	12
3.2.3 Nelinearna statična analiza	13
3.3 Obtežne kombinacije.....	13
3.4 Potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij	15
3.5 Primerjava novih in starih standardov potresnega projektiranja.....	18
4 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA	20
4.1 Osnovni podatki (Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1990, 1999, 2005-2007) 	20
4.2 Rekonstrukcije Hale Tivoli	21
4.3 Opis jeklene konstrukcije	23
5 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE	32
5.1 Material	32
5.1.1 Jeklo.....	32
5.1.2 Beton.....	34
5.2 Prečni prerezi konstrukcije.....	34
5.3 Lastnosti terena	36
5.4 Vplivi na konstrukcijo	36

5.4.1 Lastna teža.....	36
5.4.2 Stalna teža	37
5.4.3 Koristna obtežba.....	39
5.4.4 Projektna potresna obtežba.....	39
5.4.5 Vpliv snega.....	39
5.5 Kombinacije vplivov in mas	40
5.6 Robni pogoji	41
6 ANALIZA MODELA.....	42
6.1 Analiza R nosilcev strehe	42
6.2 Uklonske dolžine elementov	43
6.2.1 Uklonske dolžine sestavljenih prerezov strešne konstrukcije	43
6.2.2 Določitev uklonskih dolžin pomičnih okvirov v oseh 5-6-7	45
6.2.3 Določitev uklonske dolžine tribunskih opor	46
6.3 Primerjava uporabe različnih elementov s katerimi ponazorimo togost betonskih plošč na tribunskih oporah.....	46
6.4 Določitev metode dimenzioniranja	48
6.5 Vpliv slučajne ekscentričnosti.....	51
7 REZULTATI.....	52
7.1 Glavne nihajne oblike	52
7.2 Ocena ustreznosti potresne sile	54
7.3 Obremenitev konstrukcijskega sistema na vertikalno obtežbo	55
7.3.1 Prečna smer	56
7.3.2 Vzdolžna smer.....	58
7.4 Obremenitev konstrukcijskega sistema na potresno obtežbo.....	61
7.4.1 Prečna smer	62
7.4.2 Vzdolžna smer.....	63
8 KONTROLA MEJNEGA STANJA NOSILNOSTI IN UPORABNOSTI.....	66
8.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti.....	66
8.1.1 Prečna smer	66
8.1.2 Vzdolžna smer.....	72
8.1.3 Zavetrovanje.....	74
8.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti	75

9 PRIMERJAVA VELIKOSTI POTRESNIH SIL GLEDE NA STARI STANDARD	79
10. NELINEARNA STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJE	82
10.1 Model konstrukcije	82
10.2 Materialna nelinearnost	83
10.3 Obtežna shema	88
10.4 Postopek izračuna vrednosti ciljnega pomika	88
10.5 Ocena poškodovanosti objekta (SIST EN 1998-3:2005).....	91
10.6 Izračun v prečni smeri	92
10.7 Izračun v vzdolžni smeri	97
10.8 Komentar rezultatov nelinearne statične analize	102
11 ZAKLJUČKI	104
VIRI	107

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Človeški odziv glede na čas, ki je minil od zadnjega močnega potresa	4
Preglednica 2: Lestvica potresov po EMS (Evropska makroseizmična lestvica, 2013)	5
Preglednica 3: Obseg SIST EN 1998	8
Preglednica 4: Faktorji pomembnosti objekta (vir: Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).....	9
Preglednica 5: Faktor pomembnosti objekta (vir: Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).....	9
Preglednica 6: Vrednost faktorja ϕ glede na vrsto spremenljivega vpliva	14
Preglednica 7: Način projektiranja jeklenih konstrukcij glede na stopnjo duktilnosti konstrukcije (vir: SIST EN 1998-1:2005)	15
Preglednica 8: Vrste konstrukcijskih sistemov (vir: SIST EN 1998-1:2005)	16
Preglednica 9: Obseg utrjevanja konstrukcije leta 1990	22
Preglednica 10: Pomen simbola na drugem mestu.....	32
Preglednica 11: Pomen simbola na 3. in 4. mestu.....	33
Preglednica 12: Pomen dodatne označbe jekla (Y).....	33
Preglednica 13: Primerjava vrednosti lastne teže.....	37
Preglednica 14: Stalna teža konstrukcije.....	38
Preglednica 15: Koristna obtežba na konstrukciji.....	39
Preglednica 16: Kombinacije obtežb.....	40
Preglednica 17: Kombinacijski faktorji mas	41
Preglednica 18: Izračun faktorja uklonske dolžine sestavljenih elementov	45
Preglednica 19: Nihajne oblike, nihajni časi in pripadajoče efektivne mase	54
Preglednica 20: Ocena potresne sile.....	55
Preglednica 21: Velikostni red obremenitev prvega glavnega nosilca.....	68
Preglednica 22: Velikostni red obremenitev drugega glavnega nosilca.....	69
Preglednica 23: Velikostni red obremenitev petega glavnega nosilca	70
Preglednica 24: Velikostni red obremenitev šestega glavnega nosilca	71
Preglednica 25: Kontrola nosilnosti zavetrovanja.....	74
Preglednica 26: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri	76
Preglednica 27: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri	76
Preglednica 28: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri	76
Preglednica 29: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri	77
Preglednica 30: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri	77
Preglednica 31: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri	78
Preglednica 32: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri	78

Preglednica 33: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri.....	78
Preglednica 34: Primerjava obremenitev.....	80
Preglednica 35: Primerjava obremenitev.....	81
Preglednica 36: Vrednosti faktorjev a, b, c, IO, LS, CP za prečke po predstandardu FEMA 356 (bf-širina pasnice, tf-debelina pasnice, hw-višina stojine, tw-debelina stojine).....	85
Preglednica 37: Vrednosti faktorjev a, b, c, IO, LS, CP za stebre $P < 0,2 P_{cl}$ po predstandardu FEMA 356 (b_f -širina pasnice, t_f -debelina pasnice, h_w -višina stojine, t_w -debelina stojine).....	85
Preglednica 38: Vrednosti faktorjev a, b, c za stebre $0,2 P_{cl} < P < 0,5 P_{cl}$ po predstandardu FEMA 356 (b_f -širina pasnice, t_f -debelina pasnice, h_w -višina stojine, t_w -debelina stojine).....	85
Preglednica 39: Vrednosti faktorjev IO, LS, CP za stebre $0,2 P_{cl} < P < 0,5 P_{cl}$ po predstandardu FEMA 356 (b_f -širina pasnice, t_f -debelina pasnice, h_w -višina stojine, t_w -debelina stojine)	85
Preglednica 40: Pričakovane poškodbe glede na povratno dobo potresa	91

KAZALO SLIK

Slika 1: Hala Tivoli	1
Slika 2: a) mala dvorana, b) velika dvorana (Šport Ljubljana, Park Tivoli)	2
Slika 3: Glavni tipi premikanja ob prelomih – a) vertikalni prelom, b) horizontalni prelom, c) kombinacija vertikalnega in horizontalnega preloma (vir: Fajfar, 1995).....	3
Slika 4: Razlika med poškodovanostjo starih in novih objektov (Earthquake Damage in Bovec, 2013)	7
Slika 5: Lega Hale Tivoli v Ljubljani (Google zemljevidi, Hala Tivoli, 2013)	20
Slika 6: a) vhod iz zahodne strani objekta, b) južna stran objekta, c) vhod iz vzhodne strani objekta .	21
Slika 7: Utrditev vertikal v osi g (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007).....	21
Slika 8: Poškodbe strešne konstrukcije, a) nabiranje kondenza v spodnjem pasu strešnega nosilca, b) zamakanje ob stikih siporex plošč, c) izklon sekundarnih nosilcev stropne konstrukcije, d) prekinitev utrjevanja strešne konstrukcije zaradi instalacij (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)	23
Slika 9: Celotna nosilna konstrukcija Hale Tivoli.....	24
Slika 10: a) Prečni pogled nosilne konstrukcije, b) vzdolžni pogled nosilne konstrukcije v osi u	24
Slika 11: Vzdolžni pogled nosilne konstrukcije v osi b	25
Slika 12: Tribunski oporniki na vzhodni strani objekta	26
Slika 13: Zavetrovanje v a) zgornji ravnini strehe, b) spodnji ravnini previsnih nosilcev	27
Slika 14: Sekundarni palični nosilci a) nad portalom v osi b in u, b) med osema 1-2 in 10-11	28
Slika 15: Sekundarni strešni nosilci	29
Slika 16: Podest a) na koti 3,48, kjer je hodnik, b) na koti 7,28 m, kjer so pisarne	30
Slika 17: Viseča kabina (Šport Ljubljana, Park Tivoli, 2013)	31
Slika 18: Prečni prerez a) zgornjega pasu strešnega nosilca, b) spodnjega pasu strešnega nosilca, c) diagonal in vertikal strešnega nosilca, d) elementov horizontalnega zavetrovanja, e) nosilcev podestov, f) stebrov in tribunskih opor.....	35
Slika 19: Definiranje prereza, ki se mu karakteristike spreminjajo po dolžini elementa	35
Slika 20: Vrsta tal za Ljubljano po EC8 (ARSO, 2013)	36
Slika 21: Dodatna obtežba mobilnih zabojnikov (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007).....	38
Slika 22: Slika siporex plošč na strehi konstrukcije (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)	41
Slika 23: Sekundarni strešni nosilec.....	42
Slika 24: a) Vertikalni in diagonalni element strešnega nosilca (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007), b) pogled in prerez sestavljenega prereza	43
Slika 25: Tribunski oporniki	46
Slika 26: Zagotovitev togosti v ravnini tribunskih opornikov a) brez elementov, b) z betonskimi ploščami, c) z diagonalnimi elementi.....	47
Slika 27: Primerjava prečnih sil ob vpetju	48
Slika 28: Najbolj obremenjen del konstrukcije v prečni smeri	49

Slika 29: Efektivni prerezi a) prečnega prereza stebra z vuto, b) tribunskih opor	49
Slika 30: Mesta kjer ni izpolnjen pogoj močnih stebrov in šibkih prečk a) pomični okvir v osi b,	50
Slika 31(nadaljevanje): a) prva nihajna oblika, b) druga nihajna oblika, c) tretja nihajna oblika, d) četrti nihajna oblika, e) peta nihajna oblika, f) šesta nihajna oblika	53
Slika 32: a) 42. nihajna oblika, b) 72. nihajna oblika	53
Slika 33: Oznake osi v prečni smeri	56
Slika 34: Notranje sile v prečni smeri konstrukcije a) osne sile, b) momenti, c) momenti v območju tribunskih opor in podestov, d) prečne sile.....	57
Slika 35 (nadaljevanje): Notranje sile v osi b; a) osne sile, b) momenti, c) momenti v pomičnem okviru, d) prečne sile, e) prečne sile v pomičnem okviru.....	59
Slika 36: Osne sile v a) osi u, b) pomičnem okviru.....	60
Slika 37: Momenti v a) prečkah, b) stebrih	61
Slika 38: Prečne sile v a) prečkah, b) stebrih.....	61
Slika 39: Notranje sile v prečni smeri a) momenti, b) prečne sile, c) osne sile	62
Slika 40: Notranje sile v osi b a) momenti, b) prečne sile, c) osne sile	63
Slika 41 (nadaljevanje): Notranje sile v osi u a) momenti v prečkah b) momenti v stebrih c) prečne sile v prečkah, d) prečne sile v stebrih, e) osne sile	65
Slika 42: Nastavitve dimenzioniranja konstrukcije	66
Slika 43: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije prvem glavnem nosilcu.....	67
Slika 44: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije	68
Slika 45: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije	70
Slika 46: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije	71
Slika 47: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije, a) os u, b) os b.....	72
Slika 48: Prikaz izkoriščenosti portalnih okvirjev a) os b, b) os u	73
Slika 49: Pomiki zaradi potresnega delovanja a) v prečni smeri, b) v vzdolžni smeri	75
Slika 50: Pomiki v a) prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri, b) vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri	77
Slika 51: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri os b.....	78
Slika 52: a) Obremenitev na okvir v osi b iz projektne dokumentacije 1990, b) vrednosti vertikalne in horizontalne obremenitve	79
Slika 53: a) Obremenitev na okvir v osi u iz projektne dokumentacije 1990, b) vrednosti vertikalne in horizontalne obremenitve	80
Slika 54: Položaj plastičnih členkov v tročlenskem okviru v prečni smeri	82
Slika 55: Položaj plastičnih členkov a) okvir v osi b, b) okvir v osi u	83
Slika 56: Odnos normiran moment - zasuk ali normirana osna sila – pomik.....	84
Slika 57: Stanje plastičnega članka	84
Slika 58: Definiranje plastičnega članka v programu SAP 2000.....	87

Slika 59: Idealiziran odnos sila-pomik.....	89
Slika 60: Obtežna shema v prečni smeri	92
Slika 61(nadaljevanje): Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve.....	94
Slika 62: Potisna krivulja za analizo v prečni smeri	96
Slika 63: Obtežna shema v vzdolžni smeri a) v osi b, b) v osi u.....	97
Slika 64: Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve	98
Slika 65: Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve	99
Slika 66: Plastični členki ko odčitamo pomik	101
Slika 67: Potisna krivulja za analizo v vzdolžni smeri.....	102

Ta stran je namenoma prazna.

1 UVOD

Hala Tivoli (Slika 1) je jeklena konstrukcija, ki je bila zgrajena v letih 1963 - 1965 in služi izvajanju različnih športnih in kulturnih dejavnosti. V osnovi je ločena na dva samostojna dela, ki sta v večji meri namenjena košarkaškimi (Slika 2a) in hokejskim tekmam (Slika 2b). Od samega začetka uporabe dvorane pa do danes so se na ledeni ploščadi in parketu zvrstila številna svetovna prvenstva: v hokeju (1966, 1969, 1974, 1991, 1998, 2007 in 2010), v košarki, umetnostnem drsanju in gimnastiki (1970), v dvigovanju uteži (1982) in v keglanju (1984). Kljub temu da sta obe dvorani namenjeni predvsem športnim aktivnostim, se v dvorani večkrat odvijajo koncerti znanih izvajalcev in druge večje prireditve slovenskega prostora.



Slika 1: Hala Tivoli

V letu 2013 je bila predvidena korenita obnova Hale Tivoli zaradi organizacije 38. evropskega prvenstva v košarki. Ker v projektni dokumentaciji ni bila predvidena potresna analiza konstrukcije, je glavni motiv diplomske naloge preveriti potresno odpornost obstoječega objekta. Ta je bila izvedena že ob rekonstrukciji v letu 1990, vendar po takrat veljavnem pravilniku - Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih (Ur. List SRJFJ 31/81, 49/82, 29/83, 21/88). Za analizo smo si izbrali obstoječo konstrukcijo, saj se je plan obnove tekom nastajanja diplomske naloge spreminjal. Glede na to, da so sedaj v veljavi evropski standardi, je smiselno preveriti, kakšen je odziv konstrukcije ter rezultate primerjati z rezultati iz leta 1990.

Tekom življenjske dobe objekta so se spreminjali standardi projektiranja konstrukcij, z njimi pa tudi velikostni red upoštevanja obtežb. Tako kot na vsak objekt so bile tudi tu dodane nepredvidene obtežbe, ki lahko vplivajo na globalno in lokalno nosilnost objekta. Pri vsakem večjem posegu v konstrukcijo se je tako smiselno vprašati o varnosti vseh obiskovalcev, zato je bila Hala Tivoli v

obdobju odkar je prvič odprla svoja vrata pa do danes, večkrat predmet obravnave tudi v strokovnem smislu. Utrjeni so bili tako deli strešne konstrukcije kot stebrov in ostali podkonstrukcijski elementi. Kot vsaka gradbena konstrukcija je tudi Hala Tivoli izpostavljena različnim vplivom, na podlagi katerih so bile določene dimenzije konstrukcije. V analizi smo se posvetili le potresnemu odzivu konstrukcije, zato ostali vplivi, ki jih evropski standard ne upošteva v kombinaciji s potresno obtežbo, niso bili predmet obravnave.



a)



b)

Slika 2: a) mala dvorana, b) velika dvorana (Šport Ljubljana, Park Tivoli)

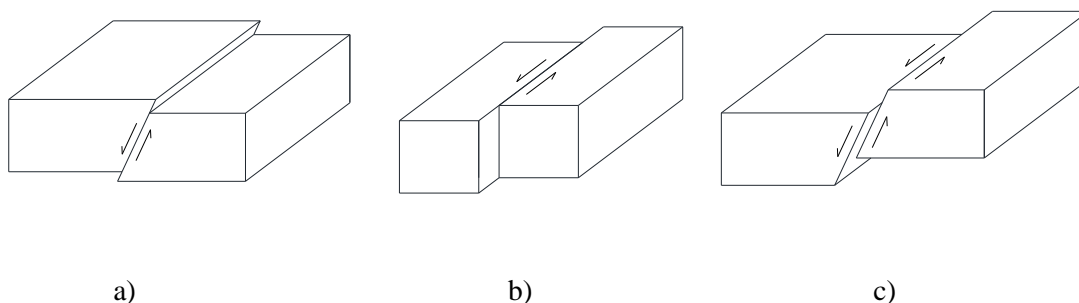
V splošnem delu diplomske naloge je predstavljen pojav potresa in vpliv potresov na konstrukcije. Posebej so obravnavane splošne značilnosti potresnoodpornega projektiranja za stavbe, podana je primerjava evropskih in starih jugoslovanskih standardov ter posebna pravila za jeklene konstrukcije.

V ostalih poglavjih tega diplomskega dela je večino pozornosti usmerjeno na analizo konstrukcije Hale Tivoli. Konstrukcija je nepravilna po višini in tlorisu, zato smo uporabili modalno analizo na prostorskem modelu konstrukcije. Za lažje razumevanje delovanja konstrukcijskega sistema je opisan celoten model konstrukcije po posameznih elementih, vplivi na konstrukcijo in odziv objekta na potresno obtežbo po SIST EN 1998-1:2005. Ocene predvidenih poškodb ni mogoče dobiti z linearno analizo modela, zato je bila izvedena tudi ocena poškodovanosti objekta na osnovi nelinearne potisne analize. Vse analize smo izvedli s programsko opremo SAP2000 v.15.2.0 (CSI 2010).

2 POTRESI IN POTRESNA OBTEŽBA

2.1 Pojav potresa

Potres je naraven pojav, ki nastane zaradi različnih premikov na površini ali v notranjosti zemeljske skorje. Glede na izvor ločimo tektonske, ki so daleč najbolj pogosti in nevarni, vulkanske, udorne in umetne potrese. Ker v Sloveniji predstavljajo nevarnost le tektonski potresi, bomo v nadaljevanju pod pojmom potres, imenovali potres, katerega izvor je premikanje tektonskih plošč. Pri premiku le teh gre lahko za premikanje v vodoravni, navpični smeri ali pa kombinacijo obeh (Slika 3).



Slika 3: Glavni tipi premikanja ob prelomih – a) vertikalni prelom, b) horizontalni prelom, c) kombinacija vertikalnega in horizontalnega preloma (vir: Fajfar, 1995)

Litosfera je ločena na več t.i. litosferskih plošč in ravno ob stičiščih teh plošč pride do premikov, ki so tudi glavni vzrok za potresno aktivnost zemeljske površine. Točko, kjer pride do preloma imenujemo hipocenter ali žarišče potresa. Na tem mestu se sprosti največ energije. Mesto na zemeljski površini navpično nad žariščem pa je epicenter ali nadžarišče potresa.

Pri premiku se sprosti veliko potencialne energije. Ko se ta pretvori v kinetično energijo v obliki valov, lahko govorimo o potresu. Ti valovi potujejo po zemlji kot prostorski valovi ali pa kot površinski valovi po površini zemlje. Med svojim valovanjem se odbijajo, lomijo in uklanjajo, odvisno od snovi po kateri potujejo. Prostorske valove delimo na primarne, vzdolžne ali longitudinalne valove, kjer se delci gibljejo vzporedno s smerjo valovanja. Druga vrsta valov so sekundarni, prečni ali transverzalni valovi. Pri teh se delci gibljejo pravokotno na smer valovanja. Površinske valove delimo na R (Rayleigh) in L (Love) valove. Pri R valovih se pojavi epileptično nihanje v ravnini pravokotno na površino, pri L pa delci nihajo v horizontalni ravnini pravokotno na smer širjenja valovanja (Fajfar, 1995).

Pogostost pojavljanja potresa, ki povzroči znaten vpliv na konstrukcijo, je veliko manjša od pogostosti vpliva vetra, snega ali ostalih vplivov na konstrukcijo, zato večkrat pozabimo, da je projektiranje na seizmološke vplive prav tako pomembno kot projektiranje na ostale vplive na konstrukcijo.

Z zagotavljanjem absolutne varnosti pred potresnimi vplivi na konstrukcijo bi krepko posegli v ekonomski vidik gradnje. Zato je potresno projektiranje zasnovano na tak način, da dovoljuje poškodbe na takšnih mestih v konstrukciji, kjer ni ogrožena globalna nosilnost. S tem obvarujemo človeška življenja in omogočamo gospodarsko sprejemljive posege.

Ob pojavu potresa z večjim učinkom na infrastrukturo se poveča javni interes za zaščito pred poškodbami zaradi potresnega delovanja na konstrukcije. Preglednica 1 opisuje kakšna je človeška reakcija v odvisnosti od časa, ki je minil od zadnjega večjega potresa. Nepričakovani premiki tal povzročijo paniko, strah in zaskrbljenost pred poškodbami na objektih in ogroženi varnosti človeških življenj. Odločnost za aktivno zaščito v povprečju traja eno leto odkar se je zgodil večji potres. V časovnem obdobju desetih let se želja po varnosti zaradi stroškov in manjšega občutka strahu zmanjša.

Preglednica 1: Človeški odziv glede na čas, ki je minil od zadnjega močnega potresa

Čas, ki je minil od zadnjega močnega potresa	Človeška reakcija
0 - 1 min	Panika
1 min - 1 teden	Strah, zaskrbljenost, jeza
1 mesec - 1 leto	Odločnost za aktivno zaščito
1 - 5 let	Postopno zmanjševanje javnega interesa
5 - 10 let	Odklanjanje naporov in stroškov za zaščito pred potresnimi vplivi

Delovanje potresa opišemo na dva načina, in sicer na podlagi tega kakšna energija se je sprostila ob premiku plošč in na podlagi učinkov potresa na grajeno okolje. Z magnitudo razvrstimo potrese glede na sproščeno seizmično energijo - ta lestvica nima omejene zgornje meje. EMS je kratica za evropsko makroseizmično lestvico (Preglednica 2), ki opredeljuje posamezne potrese glede na stopnjo prizadetosti infrastrukture, ki nastane ob potresu.

Preglednica 2: Lestvica potresov po EMS (Evropska makroseizmična lestvica, 2013)

Vrednost EMS	Učinek
1	Neobčuten
2	Komaj občuten
3	Šibek
4	Pretežno opazen
5	Močan
6	Neznatne poškodbe
7	Poškodbe
8	Težke poškodbe
9	Rušenje
10	Obsežno rušenje
11	Uničenje
12	Popolno uničenje

2.2 Pojav potresa v Sloveniji

Slovenija leži na potresno aktivnem področju, zato nikoli ne moremo govoriti, da površina zemlje miruje v času, ko ne čutimo njenega potresnega delovanja. Potres z enako močjo in globljim žariščem povzroči manjši učinek na površini zemlje. Vsako leto nastane več manjših potresov, katerih magnituda je manjša od 2 in jih naša čutila ne zaznajo. Zaznajo jih seizmološke opazovalnice, ki se v Sloveniji nahajajo na kar 28 lokacijah.

Potresno inženirstvo se je skozi desetletja dvajsetega stoletja vseskozi spreminjalo. Eden izmed glavnih vzrokov za to je seizmična aktivnost, saj se posledic potresnega delovanja zavedamo šele, ko se zgodijo. Prvi mejnik je gotovo velikonočni potres leta 1895 v Ljubljani, ki je imel intenziteto VIII-IX po EMS in magnitudo 6,1 (ARSO, 2011). Potres je poškodoval približno 10% vseh objektov, ki so bili kasneje porušeni. Večino objektov je bilo takrat opečnih, saj uporaba železobetona ni bila razširjena ob enem pa so bili gradbeni materiali slabe kakovosti. Veljavni avstrijski gradbeni predpisi so določali debelino zidov na posamezno etažo objekta, širino medokenskih slopov, način zidanja, izdelavo stropov in podobne kriterije za gradnjo objektov. Kot horizontalna obtežba je bila upoštevana le obtežba vetra (Bubnov, 1996). Po prvi svetovni vojni se je pojavila uporaba železobetona in na ta način je grajen tudi nebotičnik leta 1933 ter je prvi objekt v Ljubljani, kjer je bila uporabljena enostavna potresna izolacija. Takrat je bila sestavljena iz več plasti lepenke in svinca. Stavbe, ki so nastale v tem času imajo večjo potresno odpornost, saj je takratni predpis določal večjo uporabo

železobetona za boljšo potresno varnost. Na ta način je bilo zgrajenih veliko stavb v Ljubljani in po ocenah naj bi imele te stavbe dobro potresno odpornost v primerjavi s tistimi, ki so bile grajene pred prvo svetovno vojno. Kot na vsako stvar lahko gledamo na potres v Ljubljani iz pozitivnega in negativnega vidika. Takrat je potres pomenil naravno katastrofo, danes pa je pomembna prelomnica saj smo le dve leti po potresu dobili prvo potresno opazovalnico na Golovcu v Ljubljani. Prav tako je bila Ljubljana "očiščena" objektov, ki so bili potresno krhki.

V letih po drugi svetovni vojni so veljali predpisi, kjer se je za potresno projektiranje upoštevala sila, ki je bila dobljena kot vrednost 1 % - 1,5 % vsote stalne teže in polovice koristne obtežbe (Bubnov, 1996). Območje FLRJ je bilo razdeljeno na tri večje cone: območje manjših poškodb, območje velikih poškodb in območje katastrofalnega rušenja. Nove premike v potresnem projektiranju je zopet povzročil potres, takrat v Ilirski Bistrici, ki ga je bilo moč čutiti tudi v Ljubljani. Primerjava je pokazala (Bubnov, 1996), da se je na območju SFRJ upoštevala pet do deset-krat manjša potresna obremenitev kot drugod po svetu. Izdelani so bili novi predpisi, ki so bili sprejeti le na območju današnje Slovenije. Po potresu v Skopju leta 1963 so tudi v drugih delih SFRJ privzeli nove, strožje potresne predpise. Po osamosvojitvi Slovenije pridejo v veljavo evropski standardi. Primerjava le teh in predpisov, ki so veljali v času gradnje Hale Tivoli so podani v poglavju 3.5.

V spomin so se nam bolje vtisnili potresi, ki so se zgodili konec prejšnjega in v začetku novega stoletja. To sta bila potresa 1998 in 2004. Oba sta imela žarišče v Sloveniji in sicer med dolino Lepene in Krnskimi gorovjem v globini 8 km. Prvi velja za enega največjih potresov dvajsetega stoletja z žariščem na ozemlju Slovenije in je dosegel magnitudo 5,7 ter največje učinke VII -VIII po ESM. Poškodovani so bili v večji meri objekti na Bovškem, Kobariškem in Tolminskem, uničene so bile planinske poti in nastali so razni skalnati podori. Šest let kasneje je prišlo do novega premikanja tal, ki je povzročilo velike učinke na področju Bovškega. Ta potres je imel magnitudo 4,9 in intenziteto VI-VII po EMS (ARSO, 2011). V obeh potresih je bilo poškodovanih veliko objektov. Glavni razlog za takšne posledice so stare zgradbe, grajene iz naravnih materialov, ki so bile slabo obnovljene od poškodb po prvi svetovni vojni. Objekti grajeni po drugi svetovni vojni so grajeni iz opeke in litega betona, ki zagotavljata boljše obnašanje.



Slika 4: Razlika med poškodovanostjo starih in novih objektov (Earthquake Damage in Bovec, 2013)

3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH JEKLENIH OBJEKTOV

3.1 Splošno o potresnoodpornem projektiranju

Veljavni slovenski standard SIST EN 1998 se uporablja za projektiranje stavb in inženirskih objektov v potresnih območjih. Glavni cilj potresnega projektiranja je zaščititi človeška življenja pri tem pa omejiti materialno škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, ki so pomembne za civilno zaščito, uporabne. Zavedati pa se moramo dejstva, da je potres slučajne narave in da je stopnja zaščite odvisna od kategorije objekta, dovoljenih poškodb, maksimalne pričakovane intenzitete potresa in ekonomske zmožnosti posamezne države. Slednje je odvisna od pomembnosti potresnega tveganja glede na ostale vplive na konstrukcije. Upoštevač dejstvo, da je verjetnost potresa v življenjski dobi objekta majhna, ne bi bilo ekonomično, da bi konstrukcije ob obremenitvi ostale nepoškodovane. Namen standarda torej ni preprečiti škode, ampak jo omejiti. V SIST EN 1998 so zajete vse konstrukcije razen tistih posebnih, kot so jedrske elektrarne, konstrukcije v morju in velike pregrade. Standard dopolnjuje ostale standarde in vsebuje le dodatne zahteve za projektiranje na potresnih območjih. Ker je celotno ozemlje Slovenije na potresno aktivnem območju, je uporaba SIST EN 1998 nujna.

Standard je razdeljen na šest delov, kjer ločeno obravnava posamezna poglavja potresnega projektiranja.

Preglednica 3: Obseg SIST EN 1998

	OBSEG
DEL 1	Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za 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, dimniki

V tem poglavju se bomo posebej podrobno posvetili prvemu in tretjemu delu standarda - splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe ter ocena in prenova stavb. Prvi del je sestavljen iz več podpoglavij, ki vsebujejo pravila za projektiranje različnih tipov konstrukcij (npr. betonske, jeklene, lesene, zidane konstrukcije, vpliv izolacije), pravila za predstavitev potresnih vplivov in njihovo kombinacijo z drugimi vplivi.

EC8 predpostavlja dva možna načina odziva konstrukcije ob upoštevanju potresne obtežbe. Prvi način je zahteva po neporušitvi. Pri tej je konstrukcija projektirana in zgrajena tako, da pri projektni obtežbi ne pride do lokalne ali globalne porušitve. V Sloveniji velja za zahtevo po neporušitvi upoštevanje potresnih sil za potres za katerega velja, da obstaja 10% verjetnost, da se bo pojavil v obdobju 50 let. To pomeni, da je povratna doba potresa 475 let. Drugi način je zahteva po omejitvi poškodb. V tem primeru se upoštevajo potresne sile za potres za katerega velja 10% verjetnost, da se bo pojavil v obdobju 10 let, oz. 41% v 50 letih. To je potres s povratno dobo 95 let. Če želimo zmanjšati ali povečati projektne potresne sile spremenimo verjetnost pojava na časovno obdobje. V EC8 je to zajeto s faktorji pomembnosti objekta (Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).

Preglednica 4: Faktorji pomembnosti objekta (vir: Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009)

Faktor pomembnosti	0,6	0,8	1,0	1,2	1,3	1,4
povratna doba	100	230	475	780	1000	1250
Kategorija pomembnosti	*	I	II	III	*	IV

* vrednost v EC8 ni podana

Preglednica 5: Faktor pomembnosti objekta (vir: Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009)

Kategorija pomembnosti	Stavbe
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

Konstrukcijo projektiramo glede na mejno stanje nosilnosti in mejno stanje uporabnosti. Pri prvem upoštevamo, da ima nosilni sistem sposobnost sipanja energije v naprej določenih delih konstrukcije, ki so odvisni od mehanizma obnašanja konstrukcije. Odnos med nosilnostjo in duktilnostjo konstrukcije opišemo s faktorjem redukcije potresne sile (v nadaljevanju q faktor). Na območjih z visoko seizmičnostjo moramo obvezno upoštevati pravila, ki jih predpisuje EC8, na območjih z nizko seizmičnostjo pa lahko zadostimo osnovnim zahtevam z uporabo enostavnejših pravil. Zagotoviti želimo globalno sipanje energije in duktilno obnašanje konstrukcije. To zagotovimo z metodo načrtovanja nosilnosti (angl. »Capacity design«). Ta metoda nam predpisuje hierarhijo nosilnosti

različnih elementov. Na ta način preprečimo krhke porušitve in zagotovimo primeren plastičen mehanizem konstrukcije. V mejnem stanju nosilnosti ne preverjamo le nosilnosti posameznih elementov konstrukcije, ampak je potrebna tudi kontrola stabilnosti celotne konstrukcije. Pri tem je mišljena kontrola prevrnitve ali zdrsa objekta, kontrola nosilnosti temeljnih tal pred zdrsom, utekočinjanjem in porušitvijo tal v skladu z SIST EN 1995. V mejnem stanju uporabnosti je potrebna kontrola etažnih pomikov. V primeru, da upoštevamo konstrukcijo z veliko redukcijo potresnega vpliva je lahko za dimenzioniranje merodajno tudi mejno stanje uporabnosti (Fajfar, Fischinger, Beg, 8. Poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).

Pri ocenjevanju potresne odpornosti obstoječih objektov vhodne podatke zbiramo iz projektne dokumentacije, ki nam je na voljo. Če podatkov o konstrukciji ni možno pridobiti iz projektne dokumentacije zaradi izgube le te ali kakršnih koli drugih razlogov, je potrebno podatke o geometriji in detajlih konstrukcije pridobiti na terenu, lastnosti materialov pa določiti s pomočjo laboratorijskih preiskav (SIST EN 1998-3:2005).

3.2 Metode analize

Z ozirom na to, da obravnavana konstrukcija izpolnjuje zahteve izbrane analize, je mogoče potresno analizo izvesti na več različnih načinov. Izberemo lahko linearno ali nelinearno analizo.

- Metoda z vodoravnimi silami (linearna analiza)
- Modalna analiza s spektri odziva (linearna analiza)
- Nelinearna statična analiza
- Nelinearna dinamična analiza časovnega odziva

Linearno-elastično analizo lahko uporabimo na ravninskem modelu v dveh pravokotnih smereh konstrukcije. Pri tem mora biti izpolnjen pogoj za tlorisno pravilnost konstrukcije. Pogoji za tlorisno pravilnost konstrukcije so podani v SIST EN 1998-1:2005 v točki 4.2.3.2. V primeru, da konstrukcija ne izpolnjuje pogojev tlorisne pravilnosti objekta, je za analizo potrebno uporabiti prostorski model.

3.2.1 Metoda z vodoravnimi silami

To vrsto analize je možno uporabiti, ko nobena od višjih nihajnih oblik ne vpliva pomembno na odziv stavbe. Ta pogoj je izpolnjen, če veljata naslednji predpostavki (SIST EN 1998-1:2005):

- $T_I \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$
- Izpolnjeni so pogoji za pravilnost objekta po višini

Vrednost T_c je podana v preglednici 3.2 SIST EN 1998-1:2005, pogoji za pravilnost objekta po višini pa v točki 4.2.3.3 SIST EN 1998-1:2005.

Celotna potresna sila se izračuna po enačbi (SIST EN 1998-1:2005):

$$F_b = S_d(T_I) \cdot m \cdot \lambda \quad (1)$$

kjer so:

$S_d(T_I)$...	vrednost v spektru pospeškov pri nihajnem času T_I
T_I ...	osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri
m ...	celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo
λ ...	korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, ce velja $T_I \leq 2 T_c$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih velja $\lambda = 1,0$

Kot približek se lahko uporabi predpostavka, da vodoravni pomiki naraščajo po višini stavbe, glede na to se lahko za izračun potresnih sil uporabi naslednja enačba (SIST EN 1998-1:2005):

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2)$$

kjer so:

F_i ...	vodoravna potresna 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

3.2.2 Modalna analiza s spektri odziva

V splošnem velja, da lahko modalno analizo s spektri odziva uporabimo za vsako stavbo ne glede na tlorisno pravilnost ali pravilnost objekta po višini. Upoštevati je potrebno vse nihajne oblike, ki pomembno vplivajo na globalni odziv konstrukcije. Slednji pogoj je izpolnjen, če velja, da vsota učinkovitih mas dosega vsaj vrednost 90% celotne mase konstrukcije in če je upoštevana vsaka nihajna oblika, ki prispeva vsaj 5% delež celotne mase. Pogoja morata biti izpolnjena v vseh smereh v katerih analiziramo konstrukcijo. V primeru, da naštetih pogojev ni možno izpolniti, morata veljati alternativna pogoja (SIST EN 1998-1:2005):

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3)$$

$$T_k \leq 0,2 \text{ s} \quad (4)$$

kjer je:

k ... št. upoštevanih nihajnih oblik

n ... št. etaž nad temelji ali nad togo kletjo

T_k ... nihajni čas za k -to nihajno obliko

Če so odzivi nihajnih oblik vseh ustreznih nihajnih oblik medsebojno neodvisni, se lahko največja vrednost učinka potresnega vpliva izračuna po enačbi (SIST EN 1998-1:2005):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5)$$

Kjer velja, da je E_E obravnavan učinek potresnega vpliva in E_{Ei} obravnavan učinek potresnega vpliva nihajne oblike. Neodvisnost dveh nihajnih oblik velja, če se dve nihajni obliki razlikujeta vsaj za 10%. V primeru, da neodvisnost ni izpolnjena, se za kombinacijo vplivov posameznih nihajnih oblik uporabi natančnejše postopke, kot npr. kompletno kvadratno kombinacijo (SIST EN 1998-1:2005).

Slučajna ekscentričnost zajame morebitna odstopanja od projektne razporeditve mas in togosti ter morebitno prostorsko spreminjanje potresnega gibanja. Slučajno ekscentričnost se lahko upošteva tako, da v vsaki etaži premaknemo maso za 5% tlorisne dimenzije objekta v vse smeri. Drugi možni način upoštevanja slučajne ekscentričnosti je upoštevanje vpliva dodatnega torzijskega momenta, ki se ga določi kot produkt ekscentričnosti (5% tlorisne dimenzije) in potresne sile, ki je določena z metodo z horizontalnimi silami (6 - 8) (Fajfar, Fischinger, Beg, 8. poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).

$$M_{X,i} = F_{X,i} \cdot 0,05 \cdot L_{Y,i} \quad (6)$$

$$M_{Y,i} = F_{Y,i} \cdot 0,05 \cdot L_{X,i} \quad (7)$$

$$M_{ai} = \sqrt{M_{X,i}^2 + M_{Y,i}^2} \quad (8)$$

3.2.3 Nelinearna statična analiza

Nelinearna statična analiza se izvede tako, da upoštevamo materialno nelinearnost. To storimo tako, da za material podamo primeren elastoplastičen diagram, ki opisuje lastnosti materiala v elastičnem in plastičnem območju. S to analizo lahko preverimo obnašanje že obstoječih ali novo projektiranih objektov. Na konstrukcijo nanesemo vodoravno obtežbo, ki monotono narašča pri konstantnih težnostnih silah.

Omenjena vodoravna obtežba ne sme biti izbrana poljubno, ampak mora upoštevati naslednji razporeditvi (SIST EN 1998-1:2005):

- Enakomerna porazdelitev, kjer so vodoravne sile sorazmerne masam ne glede na višino.
- Modalna porazdelitev, kjer so vodoravne sile v obravnavani smeri določene z linearno elastično analizo. (Metoda z horizontalnimi silami ali modalna analiza)

Vse vodoravne sile, ki jih podamo v konstrukcijo, morajo biti v masnih središčih. Prav tako je potrebno upoštevati pojav slučajne ekscentričnosti. Odnos med celotno prečno silo konstrukcije in kontrolnim pomikom imenovan krivulja kapacitete, je potrebno določiti z nelinearno statično analizo. Za vrednost kontrolnega pospeška med vrednostjo nič in 150-odstotni vrednosti ciljnega pospeška. Vrednost ciljnega pomika dobimo iz ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo.

3.3 Obtežne kombinacije

V obtežni kombinaciji upoštevamo le kombinacijo s potresno obtežbo.

Kombinacija vplivov:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{E,d} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

G in P predstavljata stalni vpliv obtežbe, A_{ED} predstavlja potresno obtežbo, $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,j}$ pa kombiniran vpliv spremenljive obtežbe. Pri tem EC8 upošteva, da bo na konstrukciji hkrati deloval le del spremenljive obtežbe ter da se potresnih vplivov ne kombinira z vetrom, temperaturo in snegom do 1000 m nadmorske višine. Priporočene vrednosti faktorjev $\psi_{2,i}$ za stavbe so podane v SIST EN 1991-1-1:2002. V nadaljevanju bodo navedene le vrednosti, ki so bile uporabljene na obravnavanem modelu in so povzete po zgoraj omenjenem standardu.

Kombinacija mas:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (11)$$

Koeficient $\psi_{E,i}$ velja za kombinacijo spremenljivih vplivov in je odvisen od vrste spremenljivega vpliva in povezanosti zasedenosti etaž.

Preglednica 6: Vrednost faktorja φ glede na vrsto spremenljivega vpliva

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
kategorije A-C	vrhnja etaža	1,0
	zasedba nekaterih etaž je povezana	0,8
	etaže so zasedene neodvisno	0,5
kategorije D-F		1,0

V splošnem velja, da maksimalni vpliv na konstrukciji zaradi dveh vodoravnih komponent potresa ne nastopi hkrati. Zato pri upoštevanju potresnega vpliva standard predpisuje, da se lahko v kombinaciji upošteva celoten potres v eni smeri in 30% potresa v drugi smeri (12 in 13).

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (12)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (13)$$

kjer je:

E_{Edx} ... potresno delovanje v X smeri

E_{Edy} ... potresno delovanje v Y smeri

3.4 Potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij

Pri potresnoodpornem projektiranju jeklenih konstrukcij veljajo posebne zahteve glede obnašanja konstrukcije. Te zahteve so opisane v šestem poglavju prvega dela EC8. Posebno je obravnavan vpliv materiala; vrste konstrukcij glede na obnašanje in faktorji duktilnosti glede na izbrano stopnjo duktilnosti konstrukcije; zahteve za duktilno obnašanje konstrukcij, ki obsegajo pogoje za globalno in lokalno duktilnost in območja sipanja energije. V nadaljevanju so opisane le glavne značilnosti, ki so pomembne za oceno potresne odpornosti Hale Tivoli.

V splošnem delimo projektiranje jeklenih konstrukcij na dva načina:

- konstrukcije z majhnim sipanjem energije
- konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije

Na izbiro načina projektiranja vplivajo tudi razredi kompaktnosti prerezov (Preglednica 7).

Preglednica 7: Način projektiranja jeklenih konstrukcij glede na stopnjo duktilnosti konstrukcije (vir: SIST EN 1998-1:2005)

Načini projektiranja	Stopnja duktilnosti	Območje referenčnih vrednosti faktorjev obnašanja q
Konstrukcije z majhnim sipanjem energije	DCL (nizka)	$q \leq 1,5$ vsi razredi kompaktnosti
Konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije	DCM (srednja)	$q \leq 4$ 1., 2. ali 3. razred kompaktnosti
	DCH (visoka)	$q \leq 8$ 1. razred kompaktnosti

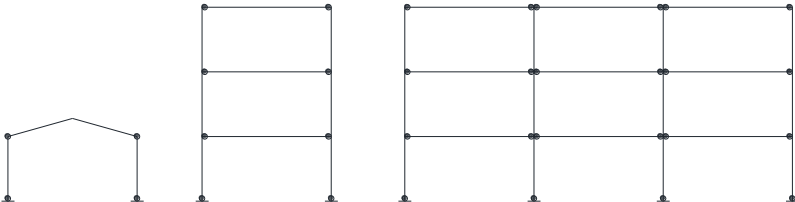
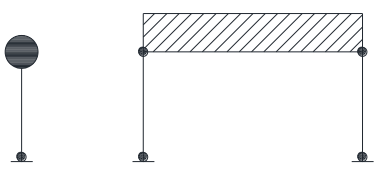
Pri načinu projektiranja konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije sta definirani dve stopnji duktilnosti, ki se po zahtevah ločita le po zahtevanem razredu kompaktnosti prečnih prerezov in s tem posledično po faktorjih obnašanja. Metoda načrtovane nosilnosti zahteva, da se v konstrukcijah s sposobnostjo sipanja energije v naprej določijo mesta, kjer bo prišlo do nelinearnega obnašanja materiala - plastifikacije, zato je potrebno zagotoviti vrsto zahtev za doseg želenega duktilnega obnašanja.

Vrsta analize konstrukcije z majhnim sipanjem energije je primerna za področja z nizko seizmičnostjo ($a_g \cdot S \leq 0,1$ in $a_g \leq 0,08$), kjer se notranje sile lahko izračunajo z elastično globalno analizo, dimenzioniranje pa se izvede v skladu z SIST EN 1993-1. Vendar pa se lahko način projektiranja

zlahka uporabljata za enoetažne stavbe in geometrijsko pravilne večetažne stavbe. Pri zahtevnejših konstrukcijah je priporočeno upoštevanje načel metode načrtovane nosilnosti vsaj za najbolj obremenjene dele konstrukcije.

Standard določa tri možne načine uporabe in obravnavanja materiala, podrobnejša analiza je opisana v standardu SIST EN 1998-1:2005. Faktorji obnašanja niso le odvisni od razreda kompaktnosti prečnih prereзов, ampak tudi od vrste konstrukcij (Preglednica 8). V splošnem ločimo devet različnih vrst konstrukcij, ki jih lahko obravnavamo, v nadaljevanju pa sta prikazana le tista dva sistema, ki sta pomembna za analizo Hale Tivoli.

Preglednica 8: Vrste konstrukcijskih sistemov (vir: SIST EN 1998-1:2005)

Vrsta konstrukcijskega sistema	stopnja duktilnosti	
	DCM	DCH
<p>POMIČNI OKVIRI</p> 	4	$5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
$\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,1$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,3$		
<p>OBRNJENO NIHALO</p>  <p>pri $N_{Ed} \leq 0,3 N_{pl,Rd}$</p>	2	$2 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$
$\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,0$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,1$		

Lastnosti sistema pomičnega okvira:

V plastičnih členih moramo zagotoviti da prečne in osne sile ne povzročijo zmanjšanja polno plastične upogibne nosilnosti in rotacijske kapacitete, zato morajo veljati naslednje predpostavke:

Za nosilce

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (14)$$

$$N_{Ed} < 0,15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (15)$$

$$M_{Ed} < 1,0 \cdot M_{pl,Rd} \quad (16)$$

Za stebre:

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (17)$$

Če so prerezi v tretjem razredu kompaktnosti potem veljajo elastične karakteristike prereza (SIST EN 1998-1:2005).

Globalna duktilnost konstrukcije je zagotovljena, če se v konstrukciji lahko razvije popolna plastična nosilnost brez neugodnih vplivov zaradi uklona ali bočne zvrnitve celotne konstrukcije oziroma samo posameznih delov. Pri tem ne sme priti do efekta mehke etaže. Pri pomičnih okvirih globalno duktilnost zagotovimo z izpolnitvijo pogoja:

Šibka prečka - močan steber:

$$\sum M_{pl,Rd}^s \geq 1,3 \cdot \sum M_{pl,Rd}^p \quad (18)$$

kjer je:

$M_{pl,Rd}^s$... polno plastični moment stebra

$M_{pl,Rd}^p$... polno plastični moment prečke

Lokalno duktilnost zagotovimo s pravilno izbiro materiala, preprečitevijo lokalnega izbočenja tlačnih delov prereza in preprečenim lokalnim iztrgom materiala v nategu. Zadnji kriterij zagotovimo z omejitvijo dovoljenih deformacij. Pri pomičnih okvirih je omejen nivo osne sile, saj je pomembno, da se v območju disipiranja energije razvije plastičen členek. Pri pomičnih okvirih je območje disipiranja energije prečka. Ne želimo, da bi prišlo do plastifikacije v spoju, zato spoje zaščitimo tako, da upoštevamo posebna pravila za dimenzioniranje spojev.

Dovoljena je uporaba polno nosilnih in delno nosilnih spojev. Polno nosilne spoje dimenzioniramo z upoštevanjem dodatne nosilnosti (Enačba 19).

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} \quad (19)$$

kjer je:

R_{fy} ... plastična nosilnost elementa, ki disipira energijo

γ_{ov} ... faktor dodatne nosilnosti

Če ni mogoče zagotoviti polne nosilnosti spoja, je potrebno duktilno obnašanje, le to lahko zagotovimo z različnimi načini. Dovoljeno je zmanjšanje širine pasnice zagotovitev plastične cone v prečki. Priporočljiva je uporaba simetričnih spojev, saj potrebna obremenitev lahko povzroči pozitivne in negativne notranje sile. Dele konstrukcije, ki ne disipirajo energije, je potrebno zavarovati pred preobremenitvijo, ki nastopi pri polni plastifikaciji elementov, ki sipajo energijo. To dosežemo na takšen način (20, 21 in 22), da potresno obtežbo množimo s faktorjem dodatne nosilnosti (γ_{ov}) in faktorjem dodatne nosilnosti prečnega prereza (Ω), ki ga dobimo kot kvocient dejanske plastične nosilnosti elementa, ki disipira energijo in obremenitvijo (Fajfar, Fischinger, Beg, 8. Poglavje priročnika Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih, 2009).

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (20)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (21)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (22)$$

3.5 Primerjava novih in starih standardov potresnega projektiranja

V času, ko je bila Hala Tivoli zgrajena, do danes je na področju potresnega projektiranja prišlo do korenitih sprememb.

V letu 1990, je bila izvedena utrditev nosilne jeklene konstrukcije na obravnavanem objektu. Takrat je bila preverjena tudi potresna varnost objekta po takratnem veljavnem pravilniku; Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih (Ur. list SFRJ 31/81, 49/82, 29/83, 21/88). Danes je v veljavi slovenski standard SIST EN 1998, ki podaja zahteve, ki jih je potrebno upoštevati na potresnih območjih. Zahteve po SIST EN 1998 so strožje od takrat veljavnih predpisov, saj je v starih standardih veljalo prepričanje, da so jeklene konstrukcije same po sebi potresno odporne in so bili zato odpornosti jeklenih konstrukcij namenjeni le trije členi.

Glavne spremembe med omenjenima standardoma so naslednje:

Seizmološka karta je bila v starih predpisih definirana kot pričakovana intenziteta glede na potresno cono. Od teh projektnih intenzitet so bile odvisne potresne sile. SIST EN 1998-1:2005 se sklicuje na karto potresne nevarnosti, ki podaja projektni pospešek tal v odvisnosti od lokacije, tipa tal in povratne dobe. Od pomembnosti objekta je odvisno kakšna je ciljna povratna doba projektnega potresa. Prav tako so projektni spektri odvisni tudi od materiala konstrukcije, stopnje duktilnosti in pravilnosti konstrukcije.

Novost v potresnem projektiranju je tudi v analizi torzijskih vplivov. Upoštevanje slučajne ekscentričnosti lahko zelo poveča obremenitve na elemente na obodu objekta.

Upoštevanje mas je v starih predpisih predstavljalo celotno stalno obtežbo in polovico celotne spremenljive obtežbe, medtem ko novi standard SIST EN 1998-1:2005 običajno upošteva manj kot 50% spremenljive obtežbe. Razlika nastopi tudi pri upoštevanju mase zaradi obtežbe snega, ki se v krajih pod 1000 m nadmorske višine sploh ne upošteva. V tem primeru je upoštevana potresna sila po novih standardih, nekoliko manjša od potresne sile izračunane po starih jugoslovanskih standardih.

Kontrola pomikov je strožja v novih standardih, saj je mejno stanje nosilnosti doseženo le, če ne pride do izgube globalne nestabilnosti ali krhke porušitve, ki pa sta neposredno odvisni od velikosti pomikov.

Metoda načrtovane nosilnosti je ena izmed novosti, ki jih predpisuje standard, kjer vnaprej določimo mesta, ki se bodo plastificirala ob potresni obremenitvi. S tem v konstrukciji pride do takšne prerazporeditve obremenitev, ki preprečuje globalno nestabilnost in ogroženo nosilnost konstrukcije.

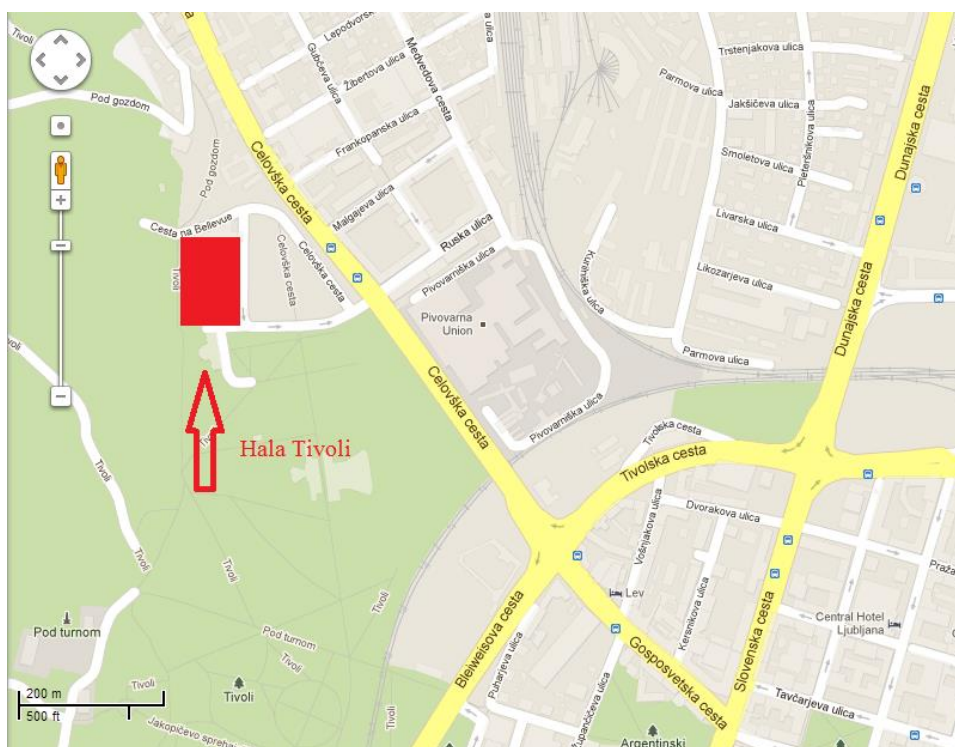
Novi standard je uvedel tudi nekaj novosti na področju betonskih konstrukcij, ki pa v tem primeru niso predmet obravnave.

Veljavni evropski standard je prinesel v slovenski prostor precej novosti na področju potresnega projektiranja. Z vidika porabe materiala so tako stroški gradnje višji, vendar le ti minimalno vplivajo na stroške celotne investicije in vzdrževanja objekta. Z uvedbo novih standardov pri potresnem projektiranju se je nivo varnosti objektov dvignil.

4 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

4.1 Osnovni podatki (Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1990, 1999, 2005-2007)

Hala Tivoli je bila zgrajena v letih 1963-1965. Je delo arhitektov Marjana Božiča in Stanka Bloudka. Leži na koncu parka Tivoli v Ljubljani (Slika 5). Celotna hala se deli na večji - desni (Slika 2b) in manjši - levi (Slika 2a) del. Desni del se imenuje ledena dvorana s površino 4500 m². Namenjena je hokejskim tekmam, sprejme pa okoli 6000 gledalcev. Levi del, mala dvorana, ima površino 3000 m². Uporablja se predvsem za košarkarske tekme in sprejme okoli 4000 obiskovalcev. Tribune so postavljene na vzhodni in zahodni strani in sicer po celotni dolžini objekta. Glavni vhod v dvorano je z vzhodne strani (Slika 6c). Poleg ledene in male dvorane, ki segata po celotni višini konstrukcije, je na vzhodnem delu dvorana razdeljena v tri etaže. Pritličje pod tribunami je razdeljeno na več manjših prostorov, ki so namenjeni sanitarijam, prodajalni, prostorom skladišča in športnih klubov. Med četrto in enajsto osjo so garderobe košarkašev in hokejistov. Ločene so z betonskimi predelnimi stenami. V območju osme in devete osi je drsališče povezano z garderobami. Dostop na tribune z vzhodne strani je možen preko zunanjih betonskih stopnic, z zahodne pa preko vhoda s strani pod hribom. Prostor v konzolnem delu drugega nadstropja so namenjeni pisarnam, oddani športnim klubom in novinarjem ter ločeni z lesenimi pregradnimi stenami.



Slika 5: Lega Hale Tivoli v Ljubljani (Google zemljevidi, Hala Tivoli, 2013)



a)



b)



c)

Slika 6: a) vhod iz zahodne strani objekta, b) južna stran objekta, c) vhod iz vzhodne strani objekta

4.2 Rekonstrukcije Hale Tivoli

Konstrukcija je bila večkrat rekonstruirana. Prva večja rekonstrukcija je bila izvedena le 4 leta po izgradnji hale. Takrat so bile utrjene vertikale strešnega nosilca ob podporah in na mestih kjer se lomi spodnji pas (osi g in č). V osi g je bila vertikala utrjena z dodatno vezno pločevino debeline 8 mm. Vgrajene so bile tudi diagonale (L80.8), ki povečujejo uklonsko stabilnost zgoraj omenjenih vertikal (Slika 7).



Slika 7: Utrditev vertikal v osi g (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)

V letu 1990 je bila izvedena druga rekonstrukcija hale. Izvedena je bila nova statična analiza s upoštevanjem obremenitve snega do $1,25 \text{ kN/m}^2$, brez odstranjevanja snega nad glavnim nosilcem v osi 1 in nad glavnim nosilcem 5, kjer je obešena kabina. Stabilizirani so bili tudi stropni nosilci. Analiza je bila narejena po metodi končnih elementov. Konstrukcija je bila na delih, kjer je bila zaradi puščanja strehe izpostavljena koroziji, zaščitena z protikorozijsko zaščito.

Utrjeni so bili predvsem elementi strešnih nosilcev, v manjšem obsegu pa so bili utrjeni tudi portali in stebri v osi A in diagonale povezja v vzdolžni smeri nad portali v oseh b, l in u.

Preglednica 9: Obseg utrjevanja konstrukcije leta 1990

Obseg utrjevanja	Utrjeni elementi	
Utrjevanje povezij v vzdolžni smeri	Diagonale povezja nad portalom b z dodatnim UNP 120 profilom	
	Diagonale povezja nad portalom u z dodatnim UNP140	
Stebri v osi A	Steber A1 z dodatnima lamelama 200.6	
Glavni nosilec v osi 1	Spodnji pas	območje med osema m in n z dodatnima pločevinama 150.20
	Vertikale	os b s pločevinama 180.8 os c in d s pločevinama 100.8 osi h, j, n, p s pločevinama 80.8 os v s pločevinama 200.8 os g s štirimi kotniki L50.5
	Diagonale	med osema š in t s pločevinama 200.8
Glavna nosilca v oseh 5 in 11	Zgornji pas	med osmi r-s-š s pločevino 180.12 na spodnjo pasnico
	Vertikale	os g s štirimi kotniki L50.5
Glavni nosilci v oseh 2-4 in 6-10	Spodnji pas	med osmi l-m-n in o-p s pločevinama 120.10
	Vertikale	os g s štirimi kotniki L50.5

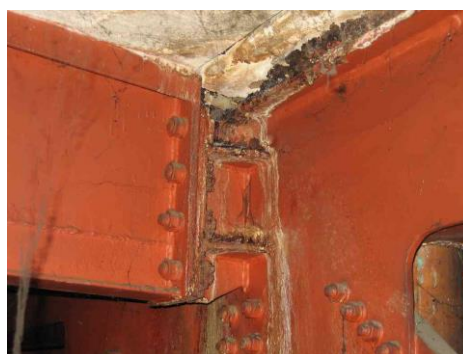
*Vse dimenzije pločevin in kotnikov so podane v milimetrih.

Zadnja rekonstrukcija hale je bila izvedena leta 2005. Pri pregledu je bilo ugotovljeno, da so bili tekom rekonstrukcij izvedeni prekratki preklonni sklopi med ojačitveno lamelo in dejanskim profilom, prekratki zvari, oslabljeni prerezi zaradi izrezov v pločevini in prekinitve ojačitvenih lamel (Slika 8d). Zaradi puščanja strehe in nabiranja kondenza je bila vidno opazna tudi korozija na strešnih R nosilcih in profilih spodnjih pasov (Slika 8a in b). Na določenih mestih je bil opažen tudi izklon stropnih I

profilov (Slika 8c). Poleg geometrijskih napak pri izdelavi konstrukcije pa je bila na objekt dodana tudi dodatna obtežba baznih postaj (zabojniki) mobilne telefonije in dveh anten. Skupno je nova obtežba na konstrukcijo znašala 60 kN lokalno pri glavnem nosilcu v osi 9. Izvedena je bila nova statična analiza strehe glede na obstoječe stanje konstrukcije in ojačitve na mestih, ki so bili zaradi nepravilne izdelave v preteklosti in oslabljeni prerezi.



a)



b)



c)

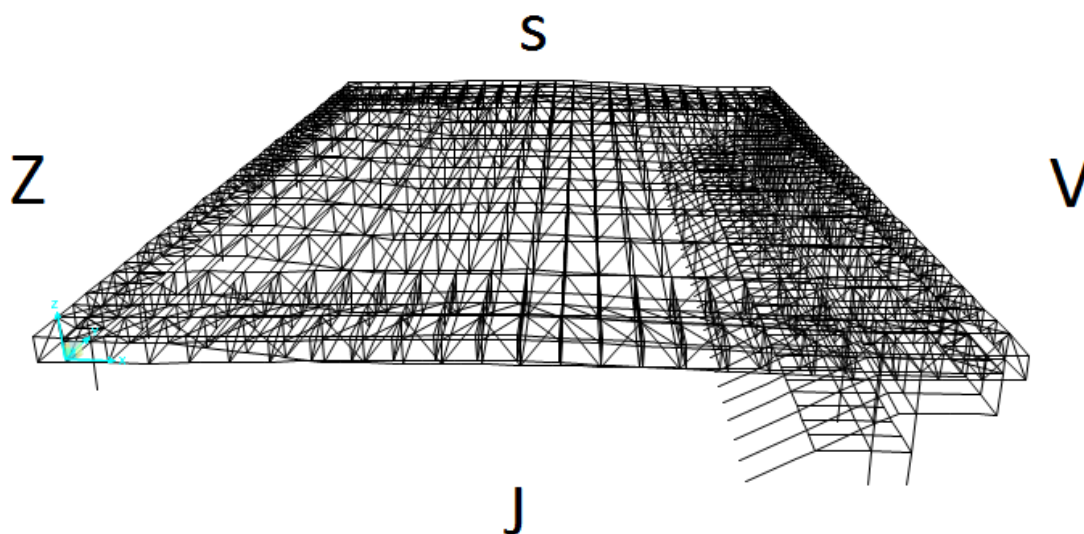


d)

Slika 8: Poškodbe strešne konstrukcije, a) nabiranje kondenza v spodnjem pasu strešnega nosilca, b) zamakanje ob stikih siporex plošč, c) izklon sekundarnih nosilcev stropne konstrukcije, d) prekinitev utrjevanja strešne konstrukcije zaradi instalacij (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)

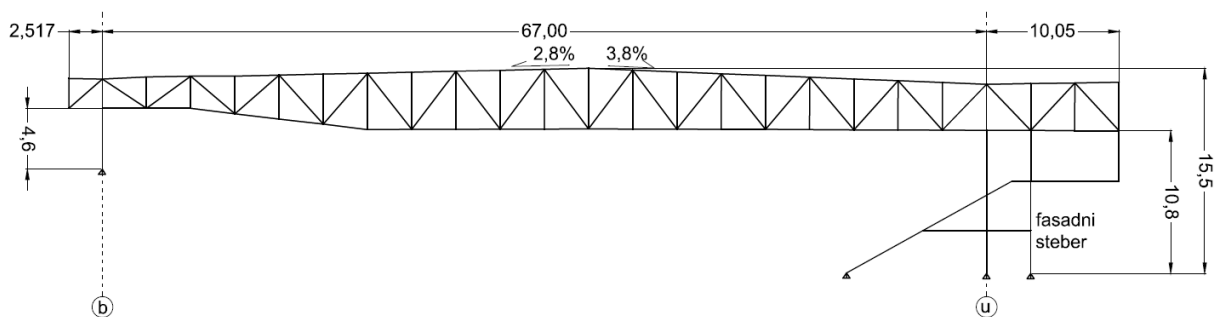
4.3 Opis jeklene konstrukcije

Celotna Hala Tivoli (Slika 9) je jeklena konstrukcija tlorskih dimenzij 80 x 110 m. Razpon v nosilni smeri znaša 67,0 m in je premoščen s paličnim nosilcem višine 4,75 m na sredini razpona, 3,7 m na vzhodni strani in 2,4 m na zahodni strani (Slika 10 a). Celotno konstrukcijo (Slika 9) sestavlja enajst paličnih nosilcev na razdalji 10,35 m in so enakih dimenzij vendar zaradi različnih rekonstrukcij nimajo več enotnih vseh prerezov. V vseh smereh ima konstrukcija previsni del, ki znaša na vzhodni strani 10,05 m, zahodni 2,52 m (Slika 10a), južni 3,88 m in severni 4,51 m (Slika 10b). Zgornji pas je proti vzhodu nagnjen za 3,8% in proti zahodni strani 2,8% (Slika 10a).

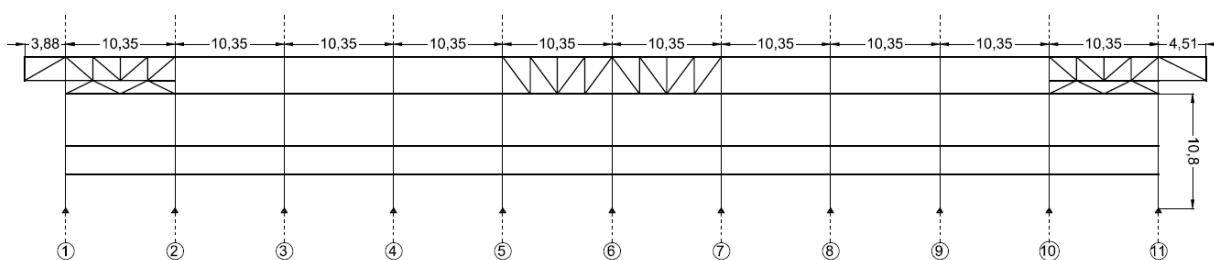


Slika 9: Celotna nosilna konstrukcija Hale Tivoli

Osi konstrukcije potekajo v prečni smeri, od zahoda proti vzhodu, in so označene z oznakami od a do ž. V vzdolžni smeri se vrstni red osi začne na južni strani in poteka proti severu po glavnih nosilcih od 1 do 11.



a)

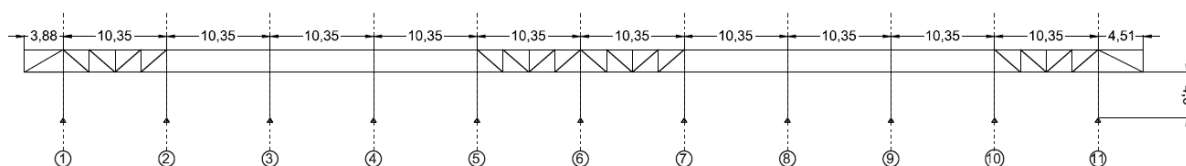


b)

Slika 10: a) Prečni pogled nosilne konstrukcije, b) vzdolžni pogled nosilne konstrukcije v osi u

Nosilni sistem v prečni smeri je sestavljen iz paličja, ki je členkasto podprt z stebrom na vzhodni strani, ter s stebrom in tribunsko oporo na zahodni strani objekta. Zgornji pasovi nosilca so zvarjeni škatlasti profili iz pločevin debeline 8 – 30 mm. Nekateri imajo dodane tudi dodatne pločevine zaradi utrjevanja (Preglednica 9). Profili spodnjega pasu so enakih dimenzij pločevin le da so koritaste oblike. Vertikalni in diagonalni elementi so sestavljeni iz dvojnih UNP profilov, ki so povezani s privarjenimi vezicami in priključeni na vozliščne pločevine z visoko vrednimi vijaki. V zgornjem in spodnjem pasu so elementi spojeni na 14 m z dvostržnimi spoji enake kvalitete. Vmesni vezniki so enakih dimenzij, krajna dva pa sta zaradi veznega hodnika obeh tribun na južni strani in previsnega polja na severni strani, močnejša od sredinskih veznikov. Glavni nosilci na stebre nalegajo členkasto.

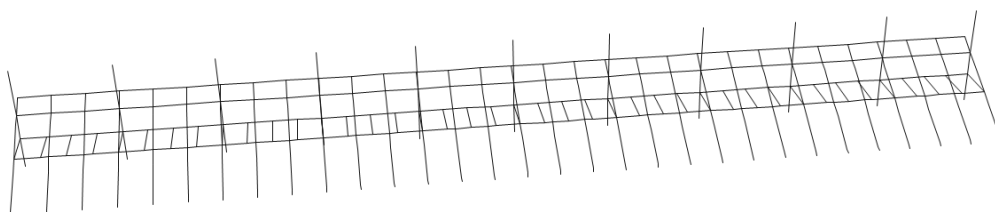
Stebri na zahodni strani (v nadaljevanju os b) so izvedeni kot škatlast palični stebri višine 4,6 m (Slika 11), ki so na obeh krajnih straneh izvedeni členkasto. Podporna konstrukcija na vzhodni strani (v nadaljevanju v osi u) so škatlasti stebri s tribunskimi oporami in prenašajo v temeljna tla vso horizontalno silo v prečni smeri (Slika 10b). Ležišča stebrov in tribunskih opor so izvedena členkasto, sistem pa deluje kot dvočlenski okvir. Stiki so izvedeni z visoko vrednimi vijaki.



Slika 11: Vzdolžni pogled nosilne konstrukcije v osi b

Med osmi 5-6-7 so izvedeni členkasto priključeni pomični okvirji preko dveh polj. Dimenzije profilov stebrov portalov se razlikujejo od ostalih profilov. Namen portalov je, da prenašajo horizontalno obtežbo v prečni smeri. Prečke portalov so montažno priključene na stebre s prednapetimi vijaki in so varjeni škatlasti profili. Tudi v poševni ravnini tribunskih opor so nameščeni portali.

Tribunske opore pa niso nameščene le ob stebrih v osi u ampak tudi med osmi v rastru $10,35 \text{ m}/3 = 3,45 \text{ m}$ in so prav tako varjeni škatlasti profili. Preko tribunskih opor so naložene prednapete betonske plošče, ki služijo kot tribunski sedeži in stojišča.



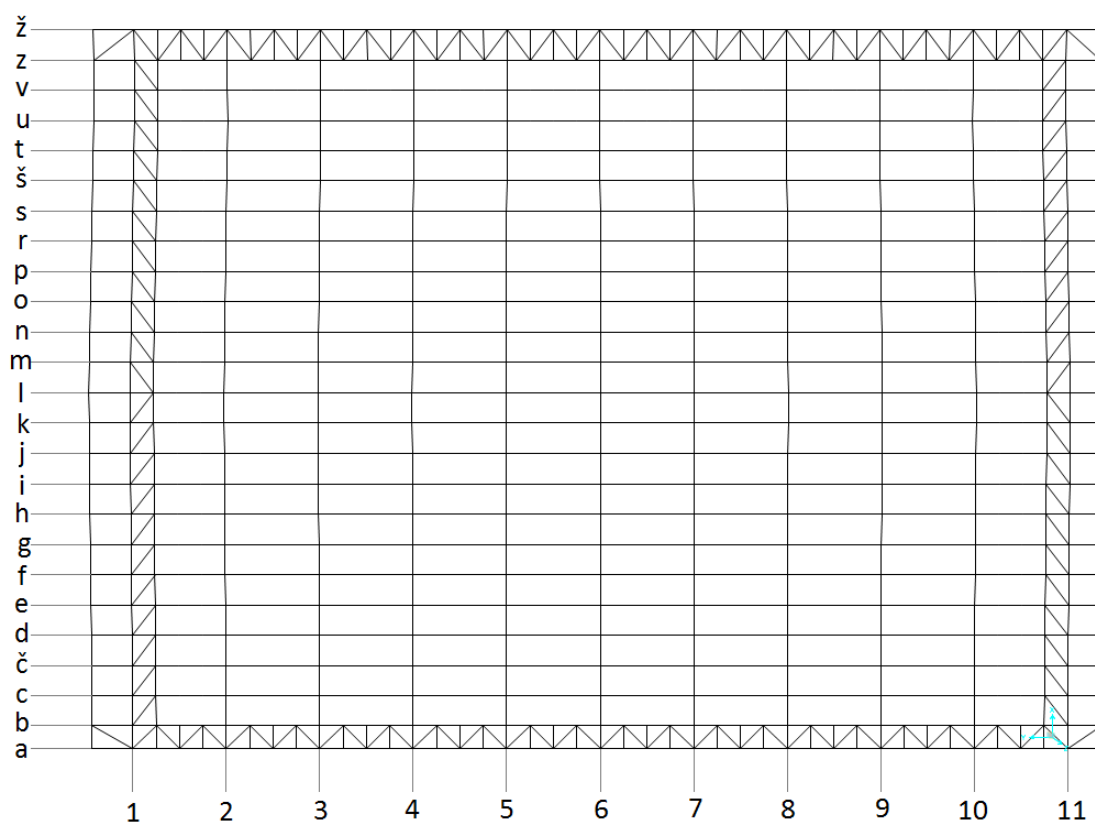
Slika 12: Tribunski oporniki na vzhodni strani objekta

Zavetrovanje prenaša horizontalno obtežbo preko stebrov v temelje in ga sestavlja paličje iz kotnikov, ki je nameščeno po obodu celotnega objekta v ravnini zgornjega in spodnjega pasu krajnih glavnih nosilcev, v ravnini zgornjega pasu sekundarnih nosilcev in v višini spodnjega pasu glavnih nosilcev.

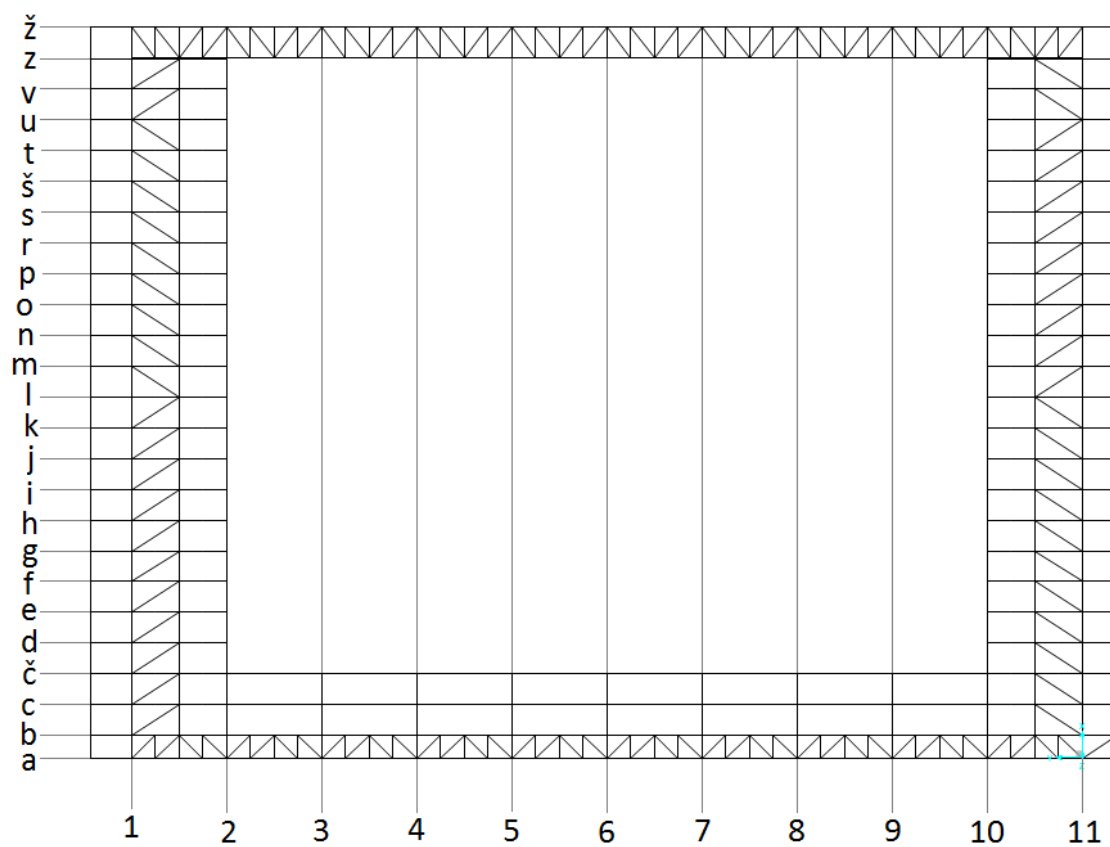
V zgornji ravnini paličnega (Slika 13a) nosilca je zavetrovanje izvedeno med osni a-b in med osema z in ž so na razdalji 10,35/4 nameščeni dodatni horizontalni elementi dimenzije 2xL50.5 med osema a-b in 2xL60.6 med osema z-ž. Diagonale so izvedene kot kotniki profila L40.4. Zavetrovanje je v tej ravnini izvedeno tudi med osema 1-2 in 10-11, in sicer v prvi četrtini razdalje med omenjenima osema. Elementi vzdolž paličnega nosilca na katere so priključene diagonale so sestavljeni iz kotnikov prereza 2xL70.7. Diagonalni elementi so kotniki L50.5.

Zavetrovanje v spodnji ravnini (Slika 13b) je nameščeno na spodnji pas previsnih nosilcev, ki se pojavljajo v polovici polj 1-2 in 10-11. Elementi, na katere so priključene diagonale zavetrovanja, so sestavljeni iz dveh kotnikov L90.9 ali L80.8. Diagonale so prav tako sestavljene iz dveh kotnikov L50.5 ali L70.7.

Med osema a-b in z-ž je zavetrovanje v ravnini spodnjega pasu veznika. Diagonalni elementi so kotniki L40.4, horizontalni pa so sestavljeni iz dveh kotnikov L50.5.



a)

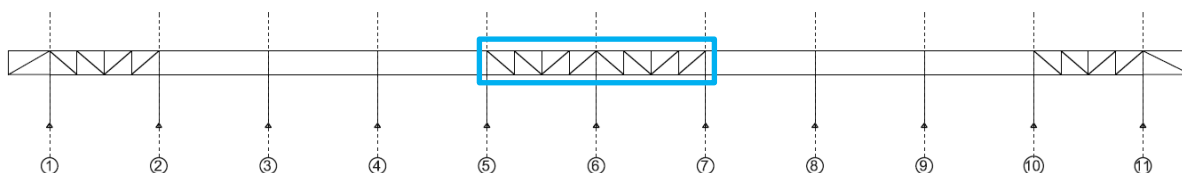


b)

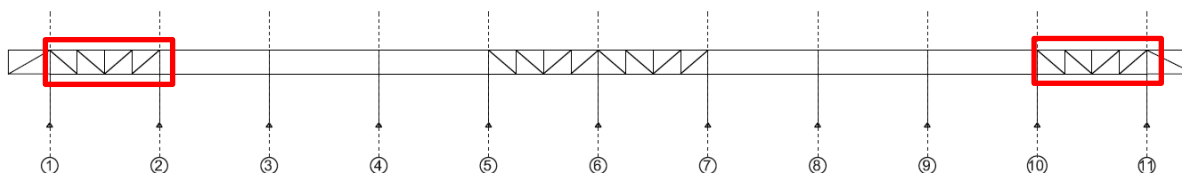
Slika 13: Zavetrovanje v a) zgornji ravnini strehe, b) spodnji ravnini previsnih nosilcev

Sekundarni palični nosilci (Slika 14a), nad portaloma v osi b in u, so priključeni na prečko portalov, ki sestavlja njihov spodnji pas. Zgornji pas je iz valjanih UNP 300 profilov pri portalu v osi u in UNP 240 pri portalu b. Vertikalni in diagonalni elementi so dvojni kotniki L50.50.5 nad portalom b. Diagonale so utrjene z UNP 120 profilom. Nad portalom v osi u so vertikalni in diagonalni elementi sestavljeni iz L60.60.6, diagonale pa so dodatno utrjene s profilom UNP 140. Ti palični nosilci prenašajo horizontalno obtežbo v vzdolžni smeri in vertikalno obtežbo krova na stebre portala.

V obeh krajnih poljih hale, kjer je previs med osmi 1-2 in 10-11, so nameščeni sekundarni palični nosilci razpetine 10,35m (Slika 14b). Preko njih se prenaša obtežbo strehe in obtežbo previsa. Zgornji pas, spodnji pas, vertikalne in diagonalne elemente sestavljajo dvojni kotniki. Vsi elementi so priključeni montažno. Zunanji diagonalni elementi so dvojni kotniki 2xL60.6, notranji 2xL50.5. Le ti so spojeni po daljši strani prereza, tako da sestavljajo T prerez. Diagonalni elementi so prav tako kot notranji elementi iz dveh kotnikov L50.5, le da so spojeni na takšen način, da je prerez podoben obliki križa. Spodnji in zgornji pas se razlikuje v odvisnosti položaja v konstrukciji. V večji meri so to zvarjeni škatlasti prerezi dveh UNP 160 profilov ali sestavljeni iz dveh pločevin v obliki T prereza, dimenzij pločevin 230.15 in 95.10 mm. Zgornji pas je prav tako odvisen od položaja v konstrukciji. V večjem obsegu gre za varjeni T prerez iz dveh pločevin dimenzij 190.12 in 80.10 mm ali dveh zvarjenih kotnikov L80.8 v obliki T prereza.



a)



b)

Slika 14: Sekundarni palični nosilci a) nad portalom v osi b in u, b) med osemi 1-2 in 10-11

Sekundarni R-nosilci (Slika 15) zamenjujejo sekundarne palične nosilce v oseh 2-3, ..., 9-10. Zgornji pas je sestavljen iz UNP 140, spodnji pa iz polovičnega INP 180. Diagonale so iz polnilnega betonskega železa $\phi 16$, $\phi 18$ in $\phi 22$ in privarjene so na zgornji in spodnji pas. Nosilci so nameščeni na

3.35 m, razpon znaša 10,35 m, torej enako kot je dolga razdalja med glavnimi vezniki. Sekundarni nosilci so zaradi lažje montaže priključeni čelno na zgornji pas glavnih nosilcev z vijaki 8xM20. Na te nosilce je položena kritina iz siporex-a debeline 12,5 cm. Položena je na zgornji pas R-nosilcev. Plošče zagotavljajo monoliten krov, ki s svojo togostjo zagotavlja zadostno podpiranje zgornjega tlačnega pasu R-nosilcev.



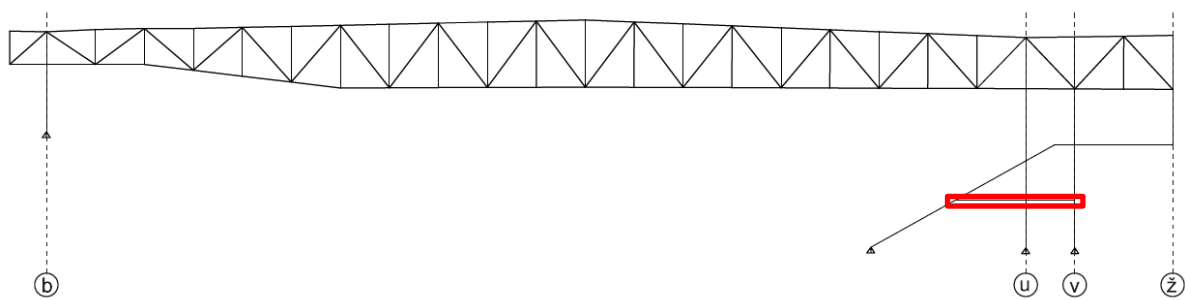
Slika 15: Sekundarni strešni nosilci

Vzdolž hale, na robu previsa glavnih nosilcev in nad hodnikom na razdalji 3,35 m od stebrov v osi v, so nameščeni sekundarni palični nosilci, ki prenašajo obtežbo strehe, viseče steklene stene nad hodnikom ob stebrih v osi u in aluminijasto oblogo na robu previsa v osi b. Vsi elementi so sestavljeni iz dvojnih kotnikov.

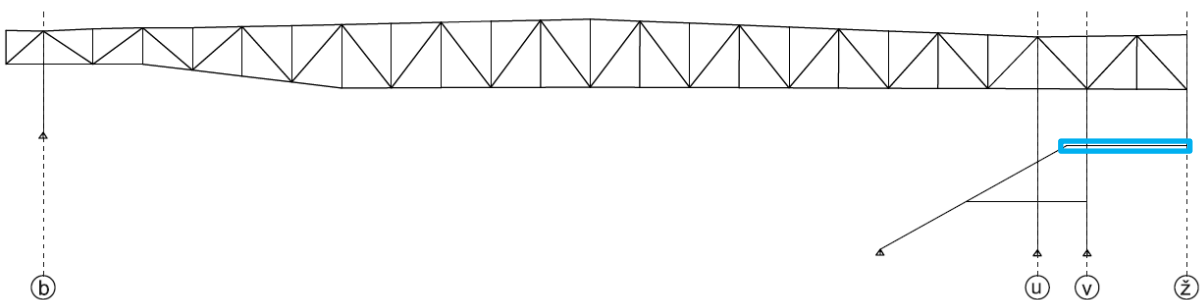
Podest na koti +3,48 m (Slika 16a) je narejen iz valjanih INP 260 profilov, ki so nameščeni na razdalji 10.35m/4 in se naslanjajo na nosilne prečke (škatlasti profil) med tribunskimi oporami na zunanji strani pa na stebre sten. Na nosilce so položene prednapete betonske plošče. Podest služi kot hodnik.

Podest na koti +7,28 m (Slika 16b) je sestavljen iz dveh UNP 300 profilov na razdalji 10,35 m/3 in so obešeni na sekundarne palične nosilce na robu previsa in na razdalji 3,45 m na od stebrov v osi u. Na nosilce so položene prednapete betonske plošče. Na območju tega podesta so izvedne pisarne.

Vezni hodnik med obema tribunama na južni strani je obešen na prvi veznik. Hodnik je na višini drugega podesta (+7,28 m) in ga sestavlja dvočlenski okvir iz INP 160 profilov razpona 3,87 m. Vešalke so priključene na spodnji pas veznika in so spremenljive dolžine, odvisno od razdalje od veznika do kote podesta. Okvirji so nameščeni na razdalji 2,6 m, previsna nosilna konstrukcija pa na razdalji 3,35 m. Vezni hodnik v konstrukciji ni bil modeliran, saj za globalno analizo ni bistvenega pomena. Celoten vpliv na konstrukcijo je bil upoštevan z nadomestno obtežbo.



a)



b)

Slika 16: Podest a) na koti 3,48, kjer je hodnik, b) na koti 7,28 m, kjer so pisarne

Strop je namešten v ravnini spodnjega pasu glavnih nosilcev in je iz plošč izolita. Obešen je na stropne nosilce, ki so valjani profili INP 240 in INP 160.

Stene so steklene in pritrjene na podkonstrukcijo v rastru 10,35 m /8 iz profilov INP 160. Zasteklitev je izvedena na hodniku v višini +7,28 m, na veznem hodniku med tribunama in na vseh štirih zunanjih stenah. Od spodnjega roba glavnih nosilcev do strehe pa je konstrukcija obložena z aluminijastimi ploščami. Kot toplotna izolacija so v tem delu predvidene plošče iz siporex-a debeline 12,5 cm.

Na sredinski palični nosilec je obešena viseča kabina (Slika 17), ki je povezana z visečim hodnikom in podestom. Tudi ta del konstrukcije za globalno analizo nima bistvenega pomena, zato je bil upoštevan z nadomestno obtežbo.



Slika 17: Viseča kabina (Šport Ljubljana, Park Tivoli, 2013)

5 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

5.1 Material

5.1.1 Jeklo

Material konstrukcije je bil definiran po takratnem jugoslovanskem standardu (Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1965). Za posamezne elemente je glede na način obremenjevanja in vrsto izdelave definiran material z različno žilavostjo. Za valjane profile je bil izbran material Č 0460, za pločevine zvarjenih profilov Č 0461. Pri tem je zahtevana minimalna vrednost žilavosti po Charpy-V testu 3,5 kg m/cm² pri temperaturi 20 °C. Vsebnost žvepla in fosforja ne sme presežati 0,1%. Pločevina zvarjenih nateznih elementov je iz jekla Č 0462. Lastnosti le tega so enake kot lastnosti jekla Č0461, le da je zahtevana žilavost po Charpy-V testu 3,5 kg m/cm² pri temperaturi 0 °C.

Oznaka jekel, ki so označena po jugoslovanskem standardu so sestavljena iz treh sklopov oznak - Č XXXX Y. Za lažjo predstavo je pomen oznak razložen v nadaljevanju.

Č...	črkovna oznaka jekla
XXXX...	osnovne oznake jekel iz štirih številčnih simbolov
Y...	dodatne oznake iz enega ali dveh številčnih simbolov

Osnovna oznaka jekel je sestavljena iz štirih številčnih simbolov – XXXX (Preglednici 10 in 11)

Simbol na 1. mestu 0 (pomeni, da je to jeklo z negarantirano sestavo)

Simbol na 2. mestu označuje skupino glede na najmanjšo natezno trdnost.

Preglednica 10: Pomen simbola na drugem mestu

simbol	natezna trdnost [N/mm ²]	simbol	natezna trdnost [N/mm ²]
0	–	4	400 – 490
1	0 – 330	5	500 – 590
2	340 – 360	6	600 – 690
3	370 – 390	7	700 – ...

Simbol na 3. in 4. mestu označuje zaporedno število jekla.

Preglednica 11: Pomen simbola na 3. in 4. mestu

Simbol	Pomen simbola
0 – 44	ogljikova jekla z negarantirano čistočo in jekla trgovske kakovosti
45 – 89	ogljikova jekla z garantirano čistočo
90 - ...	Prosto

* Z modro obarvana tabela predstavlja lastnosti jekla, ki je uporabljen v konstrukciji.

Dodatna označba jekla označuje stanje jekla – Y (Preglednica 12):

Preglednica 12: Pomen dodatne označbe jekla (Y)

0	brez določene toplotne obdelave	4	poboljšano
1	žarjeno	5	hladno deformirano
2	mehko žarjeno	6	luščeno, brušeno
3	normalizirano	9	obdelano po posebnih navodilih

Ogljikova in legirana jekla z garantirano sestavo imajo drugačne pomene osnovnih simbolov sestavljenih iz štirih številčnih simbolov. Jekla s takšno sestavo v konstrukciji Hale Tivoli niso bila uporabljena, zato podroben opis simbolov ni predmet obravnave.

Iz primerjalnih tabel je razvidno (Kraut, Strojniški priročnik, 1981), da vsa uporabljena jekla Č 0460 – Č 0462 ustrezajo karakteristikam jekla S275 po sedanjih veljavnih evropskih standardih.

Uporabljene karakteristike jekla S275:

napetost na meji tečenja: $f_y = 275$ MPa

natezna trdnost: $f_u = 430$ Mpa

elastični modul: $E = 210000$ MPa

strižni modul: $G = 81000$ MPa

Poissonov količnik: $\nu = 0,3$

specifična teža: $\gamma = 78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

5.1.2 Beton

Na območju podestov v nivojih hodnikov in pisarn so na glavne nosilce nameščene prednapete betonske plošče, ki zagotavljajo togost v ravnini. Za pravilno delovanje modela so bili na tem mestu nameščeni elementi, ki imajo materialne lastnosti betona. Tako najbolje ponazorimo togost konstrukcije.

Uporabljene karakteristike betona:

elastični modul: $E = 33000 \text{ MPa}$

strižni modul: $G = 12692,3 \text{ MPa}$

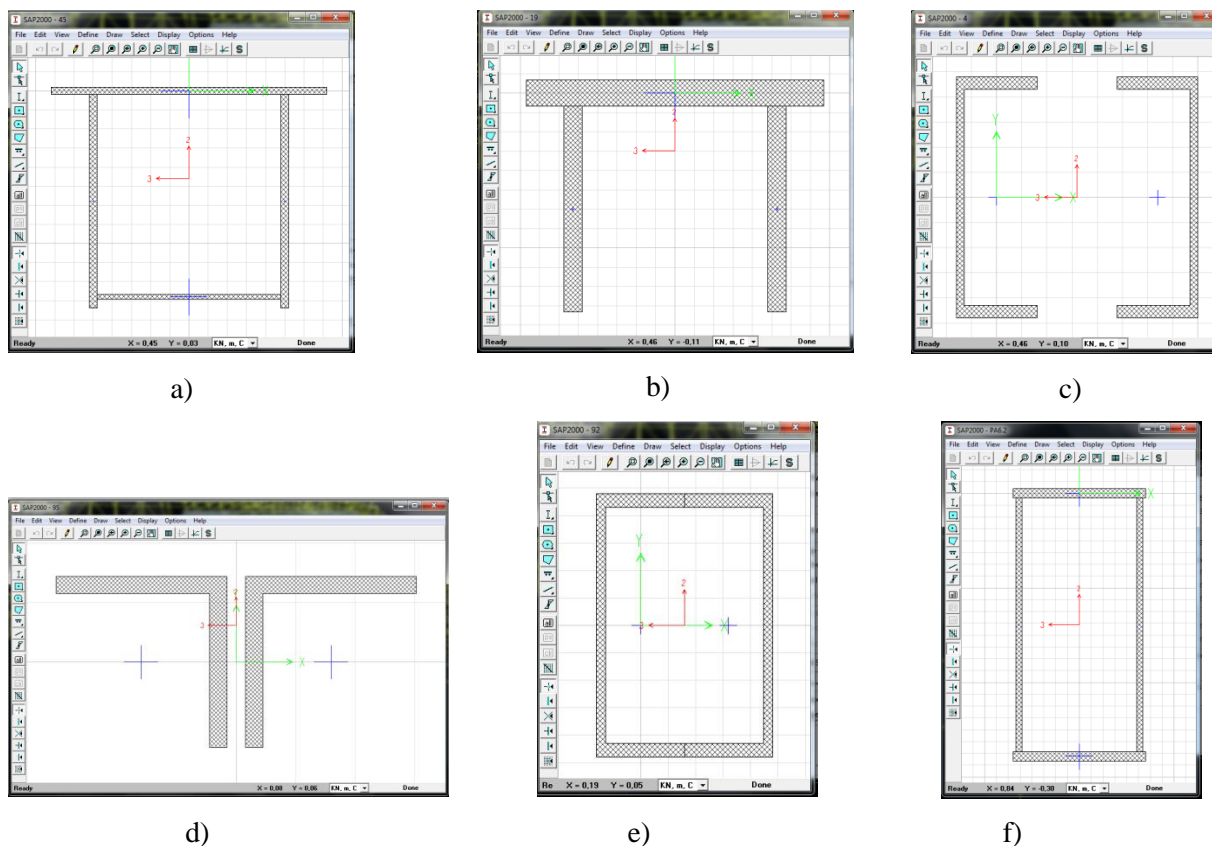
Poissonov količnik: $\nu = 0,2$

specifična teža: $\gamma = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

5.2 Prečni prerezi konstrukcije

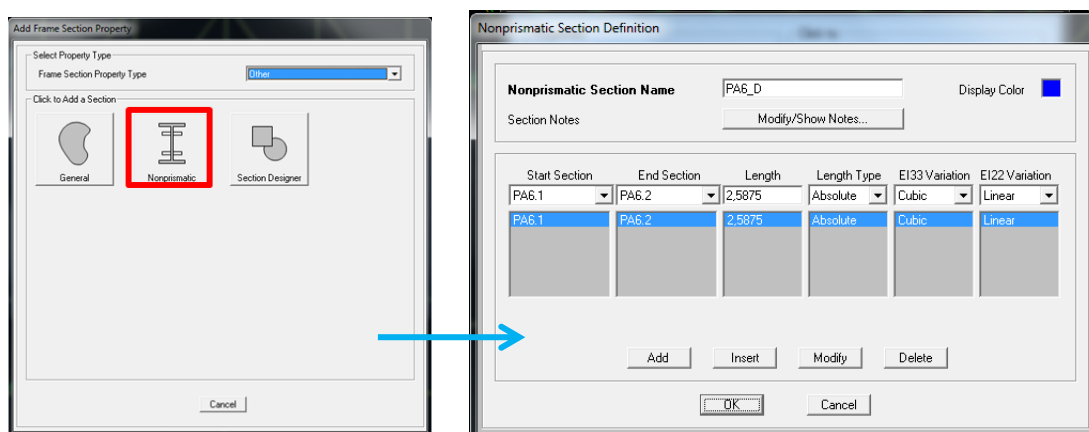
Prečni prerezi konstrukcije niso standardni profili. Kot je že omenjeno pri opisu konstrukcije, so prerezi profilov varjeni škatlasti, koritasti ali pa sestavljeni standardni profili. Tako je bilo potrebno večji del le teh definirati preko grafičnega vmesnika »section designer«, ki je del programa SAP 2000. Vertikale in diagonale paličnega nosilca so sestavljeni prerezi v večji meri iz dveh UNP profilov, ki so na delu dolžine spojeni z vezno pločevino. Program nima funkcije s katero bi lahko uvozili dva standardna valjana prereza na določeni razdalji, zato je bilo potrebno tudi te prereze oblikovati s funkcijo »section designer«. Standardni profili so bili oblikovani kot poligonalna linija brez zaokrožitev. Karakteristike tako oblikovanih prerezov se od standardnih profilov razlikujejo za manj kot 1%.

Nekateri najbolj pogosti prečni prerezi so prikazani na slikah (Slika 18).



Slika 18: Prečni prerez a) zgornjega pasu strešnega nosilca, b) spodnjega pasu strešnega nosilca, c) diagonal in vertikal strešnega nosilca, d) elementov horizontalnega zavetrovanja, e) nosilcev podestov, f) stebrov in tribunskih opor

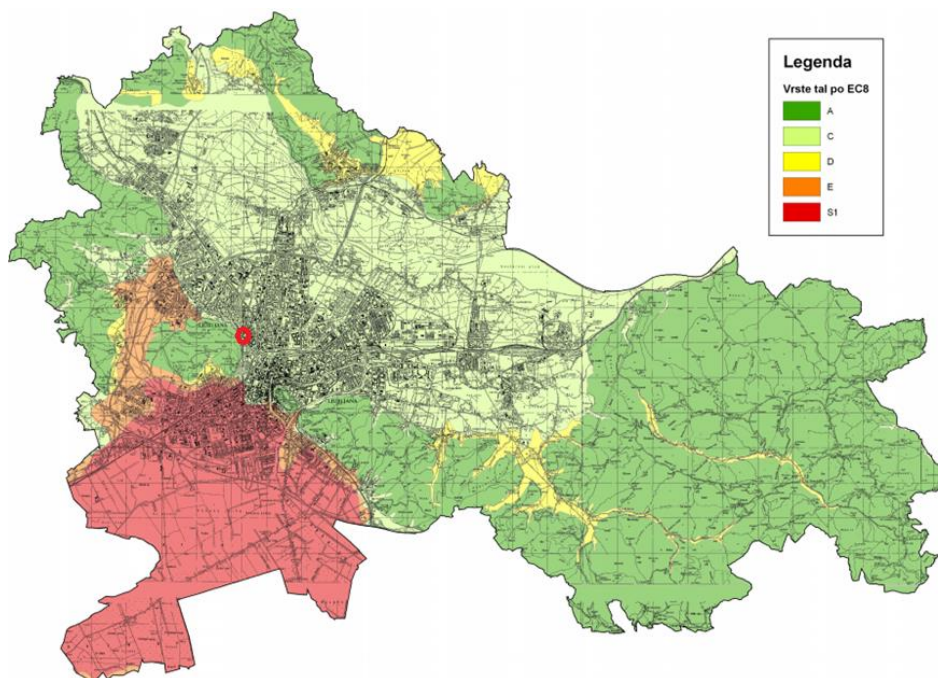
Prerezi stebrov in prečk portalov se spreminjajo tudi v odvisnosti od dolžine. Definirani so bili s funkcijo »nonprismatic« (Slika 19), ki jo ponuja program SAP 2000. Element, ki se mu prerez spreminja, je določen tako, da ima definiran začetni in končni prerez ter dolžino elementa in funkcijo s katero se spreminjajo karakteristike po dolžini.



Slika 19: Definiranje preseza, ki se mu karakteristike spreminjajo po dolžini elementa

5.3 Lastnosti terena

Lastnosti terena so določene glede na lokacijo objekta v prostoru. Vrsta tal po SIST EN 1998-1:2005 (Slika 20) za območje kjer leži Hala Tivoli je C. Konstrukcija spada med objekte katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve (Preglednica 5)



Slika 20: Vrsta tal za Ljubljano po EC8 (ARSO, 2013)

5.4 Vplivi na konstrukcijo

Konstrukcija je bila analizirana le na potresno obtežbo, zato bodo v nadaljevanju predstavljeni le vplivi, ki jih je potrebno upoštevati v kombinaciji s potresno obtežbo.

5.4.1 Lastna teža

Lastna teža konstrukcije je bila določena na podlagi specifične teže materiala in elementov, ki so bili definirani v modelu. Ker ima tako podana obtežba vse tri komponente nihanja mase, se je pojavilo veliko lokalnih nihajnih oblik nihanja v navpični komponenti, ki niso bile pomembne za analizo. Upoštevali smo horizontalne komponente mase, tako je bilo potrebno upoštevati manj nihajnih oblik za zagotovitev sodelovanja vsaj 90% efektivnih mas. Za statično analizo je bila lastna teža nadomeščena s porazdeljeno obtežbo po posameznih nosilcih.

Za kontrolo je bila izvedena primerjalna analiza (Preglednica 13) lastne teže konstrukcije, ki smo jo podali v model in lastne teže, ki smo jo razbrali iz projektne dokumentacije (Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1965, 1990). Ti dve vrednosti se morata ujemati.

Preglednica 13: Primerjava vrednosti lastne teže

	Položaj	Obtežba [kN]	Σskupaj [kN]
Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1965, 1990	Strešni nosilci 2-4 in 6-10	607,89	8709,3
	Strešna nosilca 5 in 11	634,58	
	Strešni nosilec 1	951,56	
	Stebri v osi A	50,65	
	Podest na koti 7,28m	187,33	
	Podest na koti 3,48m	100,55	
	Stebri v osi C in tribunske opore	431,64	
	Vmesne poševne opore	522,67	
	Nosilec tribunskih opor	243,68	
	Horizontalni nosilci med tribunskimi oporami	38,6	
	Nosilci med stebri in zunanjo steno	36,43	
	Vešalke	87,82	
Rezultanta programa			8783,8
Razlika	$\left(\frac{8783,9}{8709,3} - 1\right) * 100\% =$	0,85%	(ok)

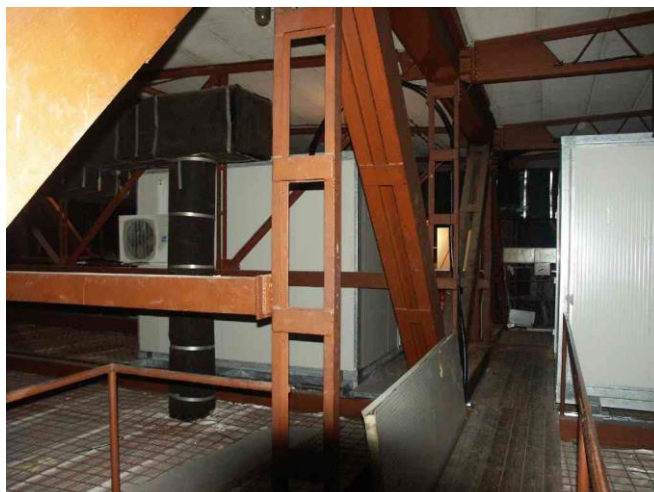
5.4.2 Stalna teža

Stalna teža (Preglednica 14) predstavlja težo ostalih elementov, ki so naloženi na konstrukcijo. Povzeta je po projektni dokumentaciji (Načrt gradbenih konstrukcij, 1964, 1965, 1990, 2007-2007).

Preglednica 14: Stalna teža konstrukcije

Del konstrukcije	Material	Obremenitev [kN/m ²]	Σ skupaj [kN/m ²]
STREHA	Siporex	0,95	1,46
	Fasada	0,1	
	Instalacije	0,1	
	Plafon	0,13	
	Hidroizolacija in krov	0,18	
STREŠNI NOSILEC V OSI 5	Viseča kabina (slika 17)	10 [kN/m]	10 [kN/m]
STREŠNI NOSILEC V OSI 1	Viseči hodnik	10 [kN/m]	10 [kN/m]
STREŠNI NOSILEC V OSI 10	Zabojniki (Slika 21) BP Mobitel in anteni	60 [kN]	60 [kN]
PODEST NA 7,28 m	Betonski plohi in tlaki	2,7	2,7
PODEST NA 3,48 m	Betonski plohi in tlaki	2,7	2,7
HODNIK NA JUŽNI STRANI OBJEKTA	Betonski plohi in tlaki	2,7	2,7
TRIBUNE	Betonski plohi	1,8	1,8

*Obtežba reklamnih panojev in košev, semaforjev ter ostale športne opreme je zajeta v obtežbi instalacij.



Slika 21: Dodatna obtežba mobilnih zabojnikov (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)

5.4.3 Koristna obtežba

Koristna obtežba (Preglednica 15) je povzeta po standardu EN 1991-1-1:2002. V spodnji tabeli so podane le vrednosti za kategorije, ki so uporabljene za analizo konstrukcije. Koristno obtežbo smo v modelu naložili na območje pisarn, hodnika in tribun. Vsa koristna obtežba je bila podana v obliki linijske obtežbe na nosilce glede na vplivno širino.

Preglednica 15: Koristna obtežba na konstrukciji

Kategorija površine	Opis površine	Q _k [kN]	q _k [kN/m ²]
B	PISARNE	4,5	3,0 +(0,5*)=3,5
C3	HODNIKI	4,0	5,0
C5	TRIBUNE (površine na katerih lahko pride do gneče)	4,5	5,0

*z dodatnimi 0,5 [kN/m²] zajamemo vpliv predelnih sten

5.4.4 Projektna potresna obtežba

Gibanje tal je opredeljeno s projektnim spektrom pospeškov tal. Ta je določen na podlagi lokacije objekta v prostoru, tip tal, kategorijo in stopnjo duktilnosti objekta. Lokacija, tip tal in kategorija objekta določajo vrednost pospeška tal (poglavje 5.3). Projektni pospešek tal za Ljubljano je 0,25·g, ker konstrukcija spada med pomembne objekte je potrebno projektni spekter pomnožiti tudi s faktorjem pomembnosti, ki znaša 1,2. Tako je pospešek tal 0,3·g. Faktor zmanjšanja potresnih sil je določen na podlagi geometrijskih karakteristik in obnašanja konstrukcije. Ta znaša 1,5, razlogi za takšno vrednost pa so natančneje opisani v poglavju 6.4. Projektni spekter je določen v skladu s SIST EN 1998-1:2005.

5.4.5 Vpliv snega

Hala Tivoli leži na 300 m nadmorske višine, zato vpliva snega v kombinaciji s potresno obtežbo ni potrebno upoštevati.

5.5 Kombinacije vplivov in mas

Kombinacija vplivov potresne obtežbe z ostalimi vplivi je definirana po EN 1990 2004 člen 6.4.3.4 in je zapisana z enačbo (9). Kot je razvidno iz enačb, je potrebno za zajem vseh kritičnih mejnih stanj definirati več kombinacij. Vplivi lastne teže, stalne teže in koristne obtežbe so enaki v vseh kombinacijah, upoštevati pa je potrebno tudi kombinacijo potresa v vsaki smeri posamično, tako v pozitivnem in negativnem smislu. Tako dobimo štiri kombinacije. Naslednjih osem kombinacij dobimo s kombiniranjem potresa v obeh smereh v negativnem in pozitivnem smislu in upoštevanjem polnega delovanja potresa v eni smeri ter 30% vrednosti v drugi smeri. Kombinacijski faktor za lastno in stalno obtežbo znašata 1, vso koristno obtežbo, razen koristne obtežbe pisarn, ki ima kombinacijski faktor 0,3, kombiniramo s faktorjem 0,6. Vse kombinacije so prikazane v preglednici 17. Vpliv potresne obtežbe samodejno deluje v negativni in pozitivni smeri, zato lahko definiramo le 4 obtežne kombinacije.

Preglednica 16: Kombinacije obtežb

ime kombinacije	tip kombinacije	tip obtežbe	ime obtežbe	kombinacijski faktor
COMB1	linearna	linearno statična	DEAD	1
		linearno statična	stalna	1
		linearno statična	koristna	0,6
		linearno statična	koristna pisarne	0,3
		spekter odziva	Xd	1
COMB2	linearna	linearno statična	DEAD	1
		linearno statična	stalna	1
		linearno statična	koristna	0,6
		linearno statična	koristna pisarne	0,3
		spekter odziva	Yd	1
COMB3	linearna	linearno statična	DEAD	1
		linearno statična	stalna	1
		linearno statična	koristna	0,6
		linearno statična	koristna pisarne	0,3
		spekter odziva	Xd	1
		spekter odziva	Yd	0,3
COMB4	linearna	linearno statična	DEAD	1
		linearno statična	stalna	1
		linearno statična	koristna	0,6
		linearno statična	koristna pisarne	0,3
		spekter odziva	Xd	0,3
		spekter odziva	Yd	1

Kombinacija mas je določena z enačbo (10). V našem primeru je bila celotna masa strehe podana le v zgornjo ravnino glavnih nosilcev. Mase stebrov in tribunskih opor so podane na nivoju podestov. Prav tako smo izključili komponento mase, ki niha v vertikalni smeri, saj delovanje potresa v vertikalni smeri na območju Slovenije ni merodajno. Na ta način smo izključili precej lokalnih nihajnih oblik in se najbolj približali globalnemu odzivu konstrukcije. Kombinacijski faktorji so podani v preglednici 17.

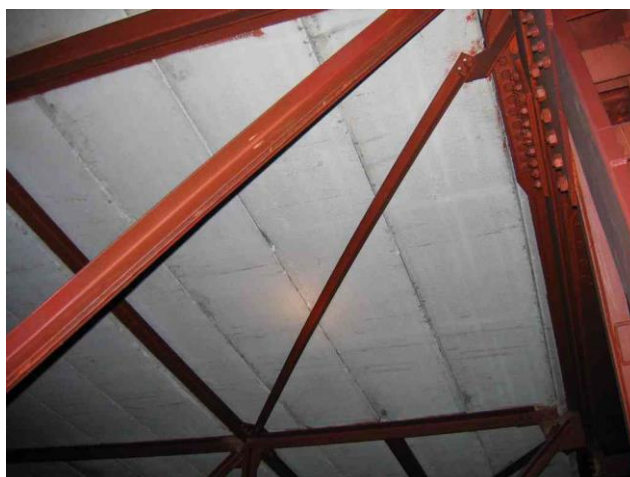
Preglednica 17: Kombinacijski faktorji mas

Masa zaradi vpliva na konstrukcijo	Kombinacijski faktor
Lastna teža	1,0
Stalna teža	1,0
Koristna obtežba (tribune in hodniki)	0,3
Koristna obtežba (pisarne)	0,15

5.6 Robni pogoji

Vsi priključki stebrov in tribun na temelje so izvedeni členkasto. Togo obnašanje v ravnini lahko zagotovimo le na mestu, kjer so naložene betonske prednapete plošče na podeste v nivoju pisarn in spodnjega hodnika. Tudi na tribunskih oporah so naložene betonske plošče, natančnejša analiza je opisana v poglavju 6.3.

Strešna kritina je izvedena v obliki siporex plošč, ki so pritrjene na strešne R nosilce. Povezava posameznih plošč med seboj ni znana, zato ne moremo trditi, da je popolno tudi zagotovljeno strižno delovanje v stikih plošč. Za analizo je predpostavljeno, da strešna kritina ne zagotavlja toge povezave v zgornji ravnini strehe.



Slika 22: Slika siporex plošč na strehi konstrukcije (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007)

6 ANALIZA MODELA

6.1 Analiza R nosilcev strehe

Zaradi poenostavitve modelov so bili sekundarni strešni nosilci obdelani posebej, v konstrukcijo pa so bili nameščeni nadomestni elementi, ki so nadomestili strešne nosilce in zagotovili togost konstrukcije v vzdolžni smeri. Nosilec deluje kot prostoležeči nosilec razpona 10,35 m in prenaša obtežbo strehe na razdalji 3,35 m. Na nosilec smo naložili enotsko silo v smeri osi in porazdeljeno obtežbo v vrednosti 1 kN/m. Iz osnovnih enačb o virtualnem delu smo izpeljali vrednost za pomik in zasuk nosilca glede na definirani obremenitvi. Glede na rezultate pomika in zasuka samostojnega modela smo dobili potrebne karakteristike nadomestnega prereza.

$$u = \int \frac{\bar{N}N}{EA} dx \quad (23)$$

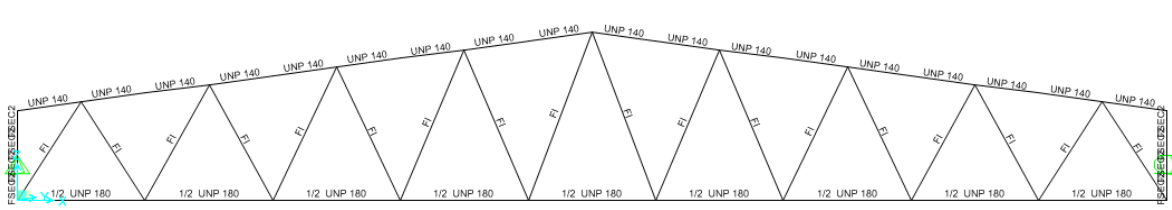
$$A = \frac{N \cdot L}{E \cdot u} = \frac{10,35 \text{ m} \cdot 1 \text{ kN m}^2}{21 \cdot 10^7 \text{ kN} \cdot 5,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}} = 8,8 \text{ cm}^2 \quad (24)$$

$$\varphi = \int \frac{\bar{M}M}{EI} dx = \frac{q \cdot L}{4 \cdot E \cdot I} x^2 - \frac{q}{6 \cdot E \cdot I} x^3 - \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad (25)$$

$$\varphi(x=0) = - \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad (26)$$

$$I = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E \cdot \varphi} = \frac{1 \text{ kN} \cdot 10,35^3 \text{ m}^3 \text{ m}^2}{24 \cdot 21 \cdot 10^7 \text{ kN} \cdot 47 \cdot 10^{-2} \text{ m}} = 46,9 \text{ cm}^4 \quad (27)$$

Iz rezultatov za pomik in zasuk nosilca, ugotovimo, da je prerez nadomestnega elementa 80 x 11 mm. Pri tem je potrebno upoštevati, da je odpornostni moment okoli šibke osi potrebno povečati za faktor 900.



Slika 23: Sekundarni strešni nosilec

Na zgornji pas nosilcev so privarjene pločvine debeline 4 mm na razdalji 1,22 m in imajo izdelano ovalno luknjo, skozi katero je položena armatura za povezavo siporex plošč, ki služijo kot kritina. Povezava nosilca in kritine služi kot bočna opora nosilcu in preprečuje izklon zgornjega tlačnega pasu, zato so bile na mestih priključitve kritine in zgornjega pasu modelirane bočne opore.

6.2 Uklonske dolžine elementov

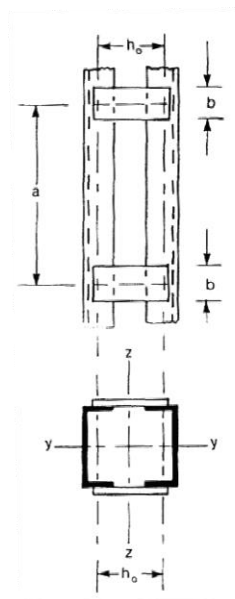
Po definiciji je uklonska dolžina razdalja med ničelnimi momentnimi točkami oz. prevojnimi točkami uklonske oblike. Vsi elementi, ki so priključeni na konstrukcijo členkasto, imajo uklonsko dolžino enako dolžni elementa. Izračunati je bilo potrebno uklonske dolžine elementov portalov v oseh b in u , ki niso členkasto priključeni na obeh krajnih legah elementov. Prav tako ne smemo pozabiti na določitev uklonske dolžine tribunske opore in uklonske dolžine sestavljenih prereзов glavnih strešnih nosilcev.

6.2.1 Uklonske dolžine sestavljenih prereзов strešne konstrukcije

Vertikalni in diagonalni elementi veznika so sestavljeni iz dveh standardnih UNP profilov, ki so na določeni razdalji povezani s pločevino. Ta je privarjena na profila, kot prikazuje slika 24a. Razdalja med posameznimi veznimi pločevinami je določena v odvisnosti od dolžine elementov. Pri modeliranju so bili elementi definirani le z dvema UNP profiloma, saj vezne pločevine izboljšujejo le uklonsko varnost, ne vplivajo pa na nosilnost. S takšnim načinom povezovanja oba prereza delujeta hkrati, ko govorimo o globalnem uklonu elementa. Ko pa govorimo o lokalnem uklonu profila na razdalji med veznima pločevinama delujeta posamično. SAP 2000 nima funkcije s katero bi lahko zajeli vpliv lokalnega in globalnega uklona. Lahko pa glede na izračunano vitkost izračunamo novo uklonsko dolžino, ki velja za sestavljen prerez in sodelovanje profilov opišemo tako, da v programu spremenimo uklonsko dolžino.



a)



b)

Slika 24: a) Vertikalni in diagonalni element strešnega nosilca (Načrt gradbenih konstrukcij, 2005-2007), b) pogled in prerez sestavljenega prereza

Enačbe s katerimi opišemo delovanje sestavljenih prerezov (JUS U.E7.091, 1986):

$$\bar{\lambda}_Y = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + \frac{m}{2} \bar{\lambda}_{y,i}^2} \quad (28)$$

$\bar{\lambda}_Y \dots$ vitkost sestavljenega prereza

$\bar{\lambda}_y \dots$ globalna vitkost elementa

$\bar{\lambda}_{y,i} \dots$ lokalna vitkost elementa

$m \dots$ število elementov, ki delujejo lokalno

Izpeljava enačbe za upoštevanje spremembe uklonske dolžine namesto vitkosti:

$\bar{\lambda}_Y \dots$ vitkost sestavljenega elementa

$\bar{\lambda}_0 \dots$ vitkost elementa, kot ga upošteva SAP 2000, ko sta podana le dva U profila.

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{lu_o}{i_o \lambda_l} \quad (29)$$

$$\bar{\lambda}_Y = \frac{lu_Y}{i_Y \lambda_l} \quad (30)$$

$$lu_Y = n lu_o \quad (31)$$

$$i_Y = j i_o \quad (32)$$

$$\frac{\bar{\lambda}_Y}{\bar{\lambda}_0} = \frac{lu_Y i_o}{lu_o i_Y} = \frac{n i_o lu_o}{lu_o i_Y} = \frac{n i_o}{m i_o} = k \quad (33)$$

$$\frac{n}{j} = k \dots \text{faktor redukcije uklonske dolžine} \quad (34)$$

Preglednica 18: Izračun faktorja uklonske dolžine sestavljenih elementov

položaj	GLOBALNE KARAKTERISTIKE					LOKALNE KARAKTERISTIKE					SPLOŠNE KARAKTERISTIKE			faktor uklonske dolžine	
	dolžina	i_y	i_z	λ_y	λ_z	dolžine	i_{yi}	i_{zi}	λ_{yi}	λ_{zi}	m	λ_Y	λ_Z	k_y	k_z
V1	2,26	0,03	0,13	0,78	0,18	0,75	0,03	0,01	0,26	0,60	2	0,82	0,63	1,05	3,53
V2	2,22	0,09	0,12	0,25	0,19	0,74	0,09	0,02	0,09	0,33	2	0,26	0,38	1,06	2,01
V3	2,37	0,03	0,13	0,81	0,19	0,79	0,03	0,01	0,27	0,63	2	0,86	0,66	1,05	3,53
V5	2,8	0,03	0,13	0,98	0,22	0,95	0,03	0,01	0,33	0,76	2	1,03	0,79	1,05	3,53
V7	3,78	0,03	0,135	1,30	0,30	0,94	0,03	0,013	0,33	0,76	2	1,34	0,82	1,03	2,73
V8	4,27	0,06	0,143	0,74	0,32	0,8	0,01	0,038	0,29	0,68	2	0,80	0,76	1,08	2,37
V9	4,33	0,04	0,134	1,00	0,35	0,8	0,04	0,016	0,20	0,58	2	1,01	0,68	1,02	1,96

*Preglednica zaradi preglednosti ni podana v polnem obsegu

Po enakem postopku so korigirane vse uklonske dolžine sestavljenih prereзов.

Sedanji veljavni standard SIST EN 1993-1-1:2005 predpisuje, da je potrebno opraviti kontrolo stabilnosti palice s sestavljenim prečnim prereзом, ki se prevede na kontrolo lokalnega uklona segmenta pasu z največjo osno silo in lokalno uklonsko dolžino. Ta je dolžina med posameznima pločevinama, ki povezujeta sestavljen prereз.

Kontrola stabilnosti po starih jugoslovanskih standardih je tako odvisna od globalne in lokalne vitkosti (28), po sedaj veljavnih standardih pa uklon elementa med veznima pločevinama preverimo ločeno od globalne stabilnosti elementa. Tako smo z izračunom po starem jugoslovanskem standardu na varni strani izračuna, saj je vitkost sistema večja.

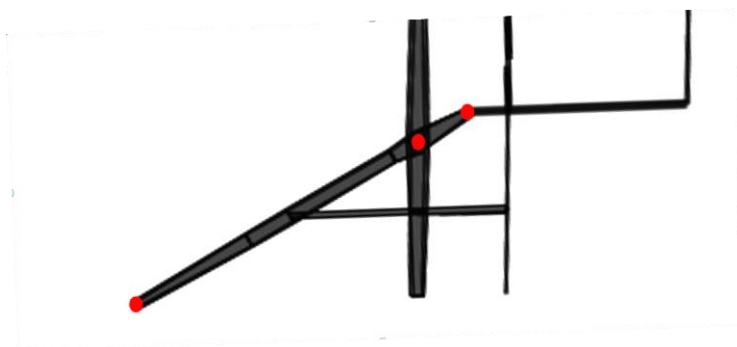
6.2.2 Določitev uklonskih dolžin pomičnih okvirov v oseh 5-6-7

Uklonske dolžine elementov portalnih okvirov v oseh b in u so določene na podlagi vpetja krajnih delov elementov. Okvir je v tla vpet členkasto. Priključitev prečk na stebre je izvedena togo. Uklonska dolžina za pomične okvirje je dva ali več, odvisno od togosti vpetih prečk. Kot pomoč pri določitvi uklonskih dolžin smo uporabili program Scia Engineer 2010, ki sam poda uklonsko dolžino elementov glede na togost priključitev na krajnih delih. Uklonska dolžina za stebre je tako dvojna vrednost systemske dolžine. Prečke v osi b so togo vpete le v eni višini. Uklonska dolžina v ravnini je četrtnina celotne dolžine prečke, zaradi priključitve sekundarnih paličnih nosilcev nad portalom (slika 14a). Uklonska dolžina izven ravnine znaša celotna dolžina prečke, saj je prečka podprta le v krajnih legah. Prečke v osi u so togo vpete v ravnini kjer je priključena streha in v nivoju priključitve tribunskih opornikov na stebre okvira. Prečka, ki je priključena v spodnji ravnini strešnega nosilca, ima v ravnini in izven ravnine enako uklonsko dolžino, ki znaša četrtno razpona. Prečka, ki je nameščena v ravnini

priključitve tribunskih opornikov ima v obeh smereh uklona enako uklonsko dolžino, ta znaša tretjino sistemske dolžine.

6.2.3 Določitev uklonske dolžine tribunskih opor

Tribunske opore so priključene na konstrukcijo in temeljna tla v treh točkah. V temelje je tribunski nosilec priključen členkasto, spoj med stebrom in nosilcem v osi u je izveden togo. Krajni del tribunske opore je v nivoju podesta pisarn priključen členkasto (Slika 25). Spodnji del tribunskega opornika (od priključitve v temeljna tla do priključitve v steber) se obnaša kot steber pomičnega okvira in je zato uklonska dolžina enaka $2l$. Za ostali del lahko rečemo, da se obnaša kot konzola, zato je tudi ta uklonska dolžina enaka $2l$. Vse uklonske dolžine so bile primerjane z vrednostmi, ki nam jih poda program Scia Engineer 2010.



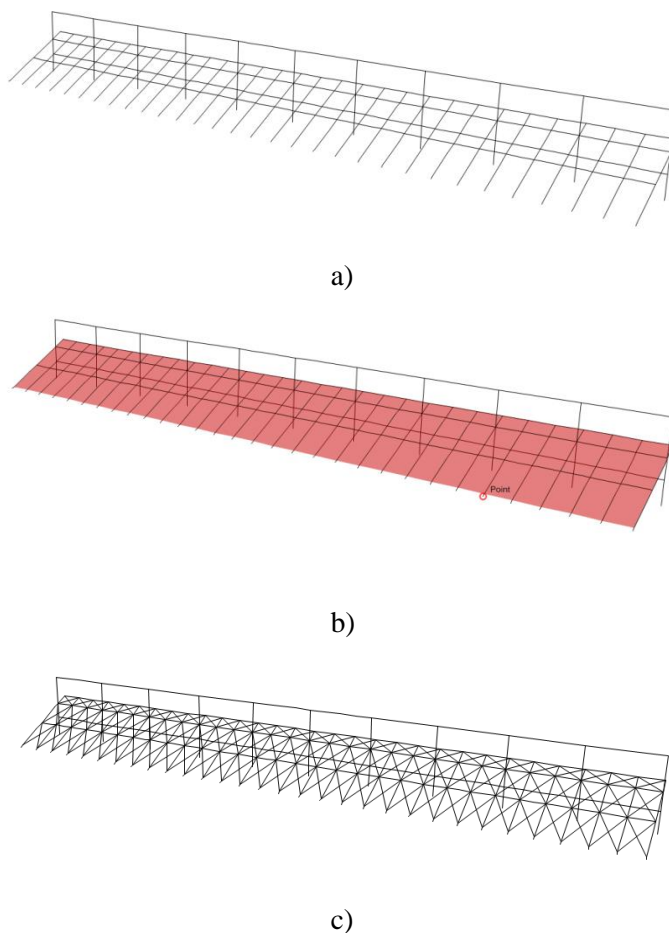
Slika 25: Tribunski oporniki

6.3 Primerjava uporabe različnih elementov s katerimi ponazorimo togost betonskih plošč na tribunskih oporah

Pri robnih pogojih smo omenili, da so tudi na tribunske opornike naložene betonske plošče. Te betonske plošče so naložene po posameznih nivojih tribunskih stopnic in niso sidrane skupaj s tribunskimi oporami v temeljna tla. Ta vpliv zajamemo na takšen način, da elementov, ki zagotavljajo togost, ne priključimo direktno v podpore ampak na elemente tribunskih opor. Tako se potresni vpliv prenaša na konstrukcijo le preko tribunskih opor.

Zanima nas kakšna je razlika, če modeliramo konstrukcijo na tri načine tako, da enkrat ne upoštevamo delovanja betonskih plošč na tribunskih oporah, drugič predpostavimo, da delujejo tribunske opore

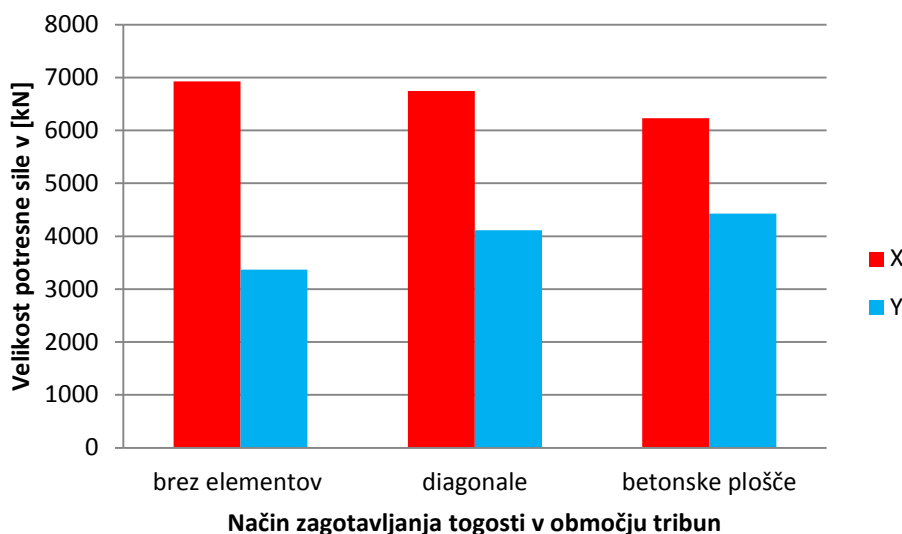
togo v svoji ravnini in tretjič upoštevamo, da med tribunske opore vstavimo linijske elemente s katerimi zagotovimo strižno povezavo (Slika 26).



Slika 26: Zagotovitev togosti v ravnini tribunskih opornikov a) brez elementov, b) z betonskimi ploščami, c) z diagonalnimi elementi

Glede na to, da so plošče naložene po posameznih nivojih, ne smemo zanemariti togosti, ki jo povzročajo v vzdolžni smeri, hkrati pa je upoštevanje togosti v prečni smeri zanemarljiva. Tako model, pri katerem ne upoštevamo povezanosti tribunskih opor in model, kjer je povezanost modelirana s ploščo, predstavljata dve skrajni možnosti. V prvem je napačno upoštevana togost v vzdolžni ravnini, v drugem pa je pretirana povezava v prečni smeri.

Velikostni red prečnih sil ob vpetju stebrov zaradi delovanja potresa v vzdolžni in prečni smeri so različne glede na način zagotavljanja togosti (Slika 27).



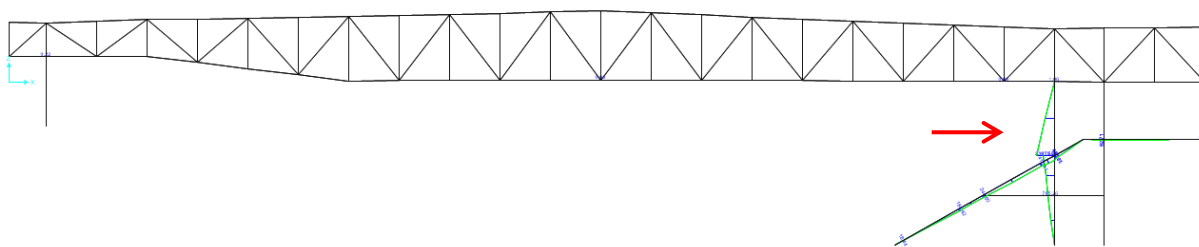
Slika 27: Primerjava prečnih sil ob vpetju

Zgornja preglednica nam prikazuje kakšna je celotna prečna sila, ki nastane zaradi potresa v obeh glavnih smereh konstrukcije. Kot je razvidno, model, kjer je povezava tribunskih opornikov definirana z diagonalami, dosega željen odziv konstrukcije. Rezultati v vzdolžni smeri (Y) so bolj podobni z rezultati, kjer smo togost zagotovili s ploščami. Ob enem pa nam isti model vrne podoben velikostni red prečnih sil v prečni smeri (X), kot model, kjer smo zanemarili povezanost tribun. V nadaljevanju analize je uporabljen model, kjer je togost zagotovljena z diagonalnimi elementi.

6.4 Določitev metode dimenzioniranja

Konstrukcija Hale Tivoli ne izpolnjuje pogojev pravilnosti po višini in tlorisu, zato je izbrana vrsta analize modalna analiza prostorskega modela.

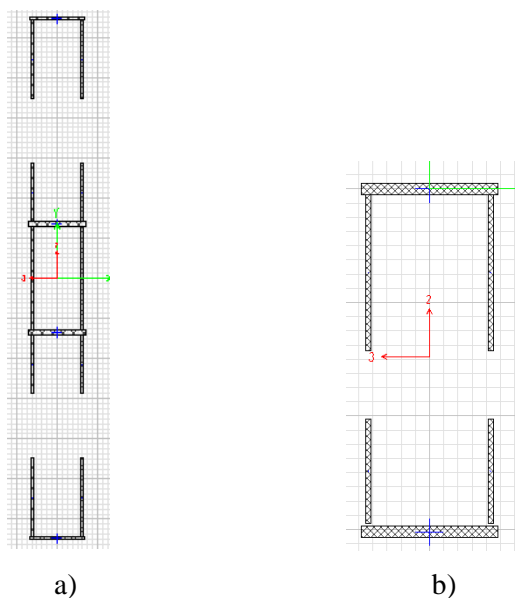
Obravnavana konstrukcija je že izvedena, zato razreda duktilnosti ne moremo predpisati glede na željeno obnašanje konstrukcije in nato z dimenzioniranjem zagotoviti lokalno in globalno duktilnost konstrukcije, ampak glede na obstoječe stanje ugotoviti odziv konstrukcije. Konstrukcija se v vzdolžni (Y) smeri obnaša kot pomični okvir. Najbolj obremenjena mesta so elementi, ki sestavljajo pomični okvir v oseh 5-6-7. V prečni smeri pa je obnašanje konstrukcije najbolj podobno obrnjenemu nihalu. Takšen sistem deluje tako, da je kritičen le en prežek v konstrukciji. Kot je razvidno na sliki (Slika 28), je najbolj obremenjen del konstrukcije v prečni smeri le steber v osi u. Mesto, kjer se pojavijo največje obremenitve je del, kjer se tribunske opore priključijo na steber.



Slika 28: Najbolj obremenjen del konstrukcije v prečni smeri

Lastnosti sistema obrnjenege nihala in pomičnega okvira je natančneje opisano v točki 3.3.

Program sam glede na podane karakteristike prereza preveri razred kompaktnosti po standardu SIST EN 1993-1-1:2005. V našem primeru so vsi prerezi podani preko vmesnika »section designer« (poglavje 5.2). Iz rezultatov dimenzioniranja je razvidno, da so prerezi kompaktnosti v prvih treh razredih kompaktnosti. Za kontrolo smo izvedli »peš« izračun. Izkaže se, da velja izračun programa za vse elemente konstrukcije, razen za steber v osi b6 in tribunske opornike. Steber b6 je bil utrjen z vuto v zgornjem delu stebra ob priključitvi na prečko. Pločevina vute je v četrtem razredu kompaktnosti in je bilo za dimenzioniranje potrebno upoštevati le efektivno širino pločevine (Slika 29a). Prav tako razredu kompaktnosti ne zadošča prerez tribunske opore ob priključitvi na steber. Tudi temu prerezu smo zmanjšali sodelujočo širino stojine (Slika 29b).

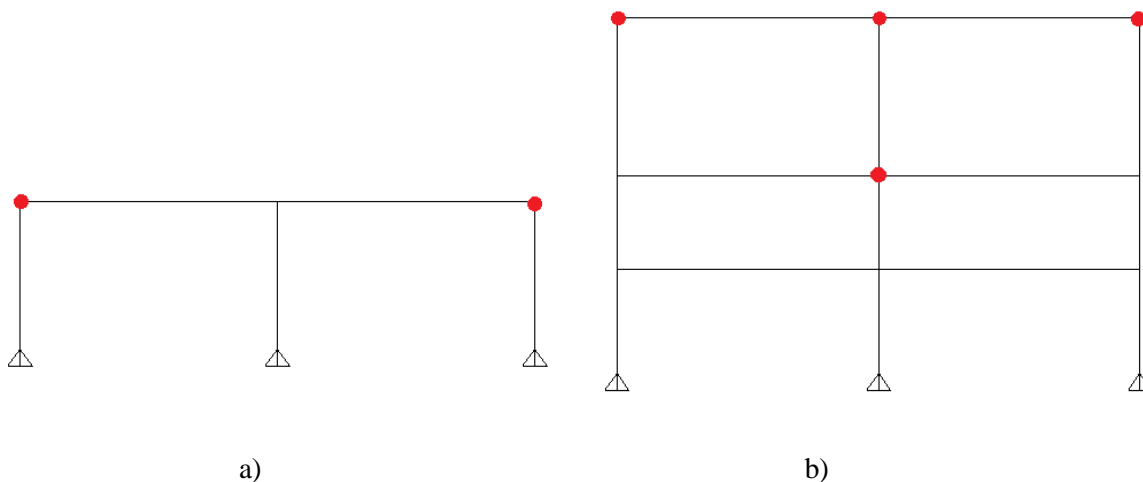


Slika 29: Efektivni prerezi a) prečnega prereza stebra z vuto, b) tribunskih opor

Razred kompaktnosti prereza nam določa način projektiranja. Iz preglednice 7 je razvidno, zaradi prerezov v četrtem razredu kompaktnosti moramo uporabiti način projektiranja z majhnim sipanjem energije.

Za določitev metode dimenzioniranja glede na stopnjo duktilnosti moramo preveriti tudi pogoj močnih stebrov in šibkih prečk v portalnih okvirjih konstrukcije v vzdolžni smeri.

Na sliki 30 so z rdečo barvo označena mesta, kjer pogoj močnih stebrov in šibkih prečk ni izpolnjen. Pri enoetažnih okvirjih ta pogoj za izbiro stopnje duktilnosti objekta ni merodajen. Ne smemo pa zanemariti dejstva, da v srednjem stebri v drugi etaži ni zagotovljen pogoj (18). To pomeni, da se konstrukcija ne obnaša duktilno.



Slika 30: Mesta kjer ni izpolnjen pogoj močnih stebrov in šibkih prečk a) pomični okvir v osi b,
b) pomični okvir v osi u

Primer izračuna v desnem vozlišču portala v osi b:

$$\sum M_{pl,Rd}^s = 2557,5 \text{ kNm} \leq 1,3 \cdot 229,3 \text{ kN m} = 298,1 \text{ kN m} = 1,3 \sum M_{pl,Rd}^p \quad (35)$$

Izračun ne zadostuje pogoju močnih stebrov in šibkih prečk.

Za zagotovitev plastičnega obnašanja v upogibu v delih portala okvira so omejene vrednosti prečne in osne sile v stebrih in nosilcih (14). Tudi ta pogoj ni izpolnjen.

Konstrukcija ne zadošča zahtevam za uporabo načina projektiranja konstrukcije s sposobnostjo sipanja energije, zato moramo za oceno potresne odpornosti konstrukcije upoštevati faktor obnašanja 1,5.

6.5 Vpliv slučajne ekscentričnosti

Za izračun vpliva slučajne ekscentričnosti je pomembna etažnost objekta. Konstrukcija Hale Tivoli je na zahodni strani izrazito enoetažna konstrukcija, kar pa ne velja za del konstrukcije na vzhodni strani. Na tem mestu objekt ločimo na tri etaže - pritličje, prvo nadstropje in drugo nadstropje, ki je namenjeno pisarnam. Zaradi poenostavitve modela smo v izračunu zanemarili vpliv slučajne ekscentričnosti.

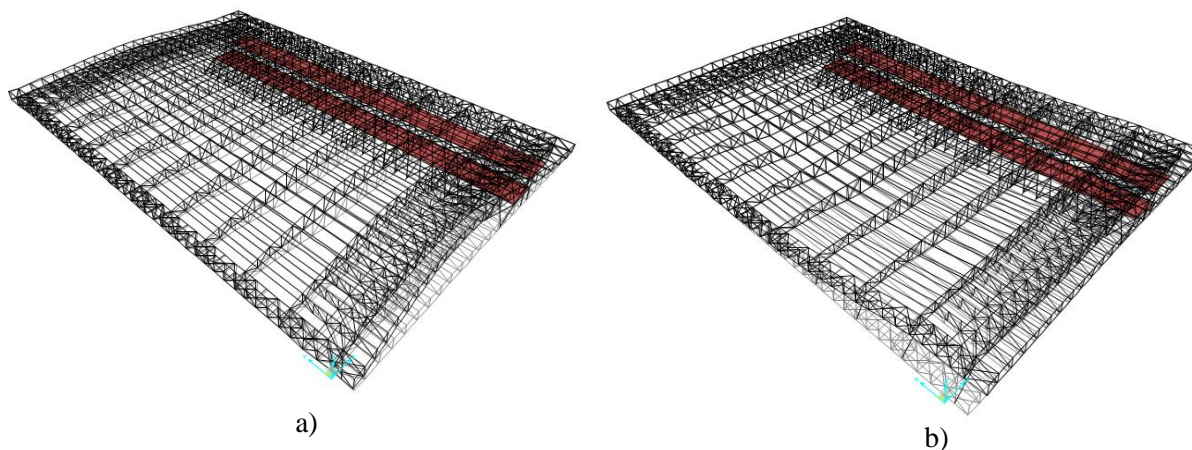
7 REZULTATI

7.1 Glavne nihajne oblike

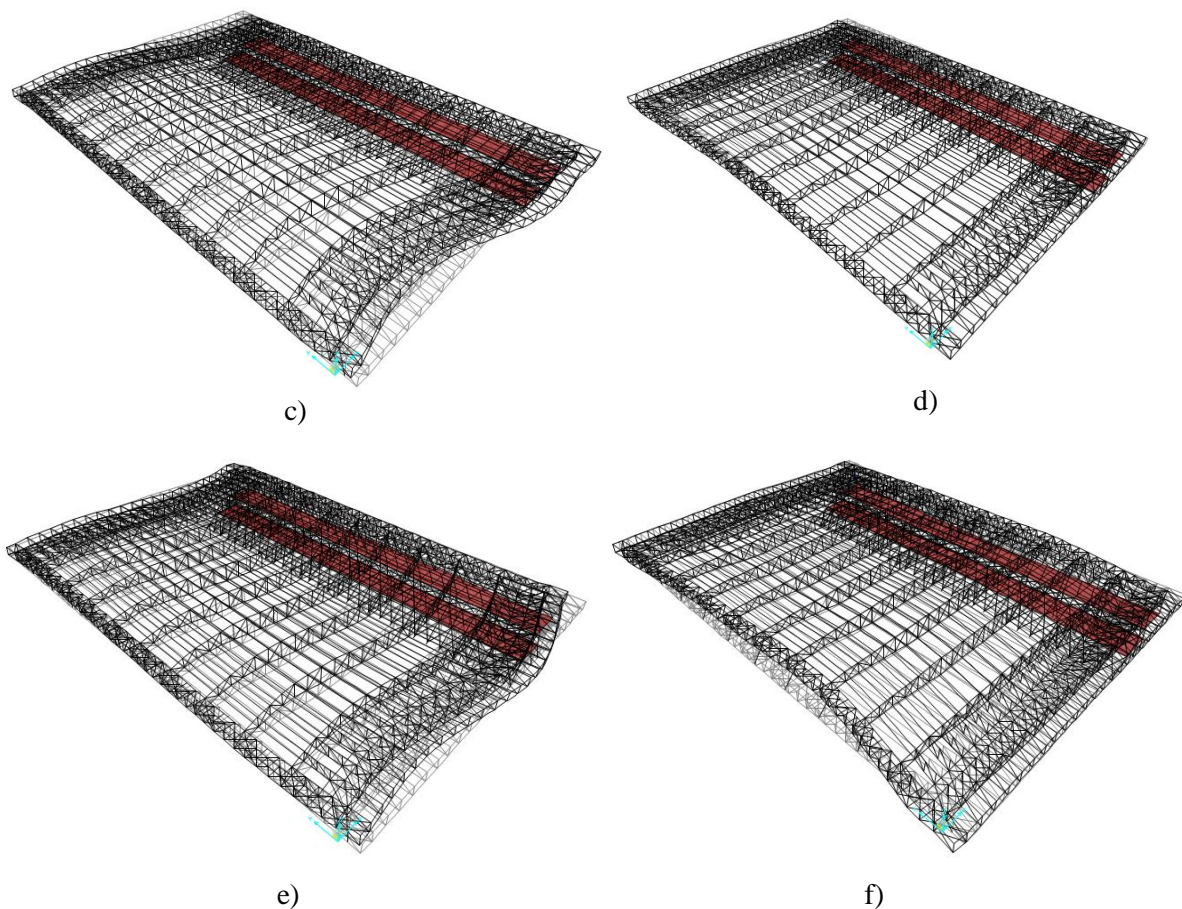
Nihajne oblike se razlikujejo med seboj. V prvi nihajni obliki (Slika 31a) niha le streha v vzdolžni smeri. To se zgodi, ker je streha v primerjavi z ostalim delom konstrukcije bolj podajna. Tretja nihajna oblika (Slika 31c) je »višja« oblika prve nihajne oblike. Pri drugi nihajni obliki (Slika 31b) opazimo, da torzijsko rotira le južni del konstrukcije. Do tega pojava pride zaradi členkaste priključitve konstrukcije na portalna okvira. Na podoben način deluje severni del konstrukcije v četrti nihajni obliki (Slika 31d). Naslednja nihajna oblika (Slika 31e) je, prav tako kot druga, »višja« oblika prve nihajne oblike. Šesta nihajna oblika (Slika 31f) opisuje nihanje v vzdolžni smeri v kombinaciji z rotacijo.

Standard SIST EN 1998-1:2005 predpisuje, da je v modalni analizi potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik, da je skupna efektivna masa vsaj 90% celotne mase konstrukcije. Celoten delež potrebnih efektivnih mas je dosežen, ko upoštevamo 75 nihajnih oblik. V prvih šestih se aktivira le strešni del konstrukcije. V 42. (Slika 32a) in 72. (Slika 32b) nihajni obliki nihanje tribunskih opornikov povzroči nihanje podestov.

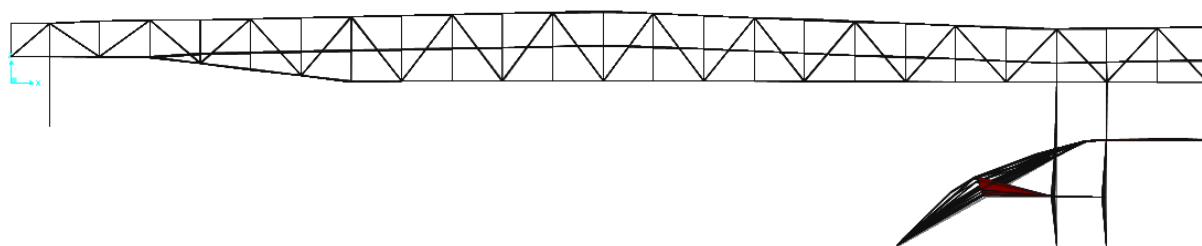
V 42. nihajni obliki (Slika 32a) gibanje tribunskih opornikov v prečni smeri deluje na podeste na koti 3,8 m na takšen način, da le ti nihajo v vertikalni smeri, čeprav je komponenta mase v vertikalni smeri izključena. Do enakega pojava pride v 72. nihajni obliki (Slika 32b), kjer sodelujeta podesta hodnikov in pisarn hkrati. Za analizo je pomembna tudi 14. nihajna oblika, ki je po obliki le »višja« oblika nihanja strehe v vzdolžni smeri. Ta prispeva 22% delež mase (Preglednica 19).



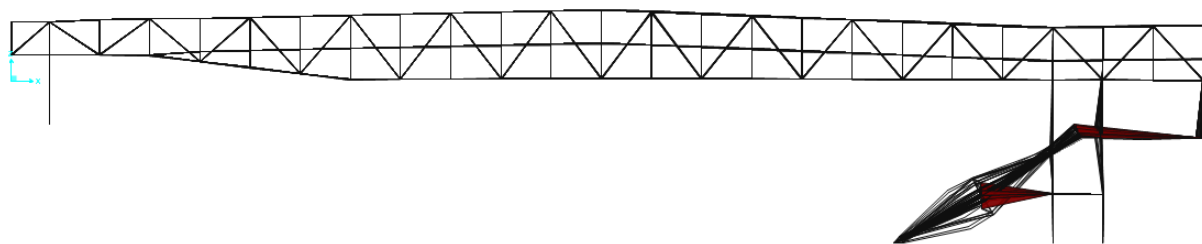
Slika 31 (se nadaljuje): a) prva nihajna oblika, b) druga nihajna oblika, c) tretja nihajna oblika, d) četrti nihajna oblika, e) peta nihajna oblika, f) šesta nihajna oblika



Slika 31(nadaljevanje): a) prva nihajna oblika, b) druga nihajna oblika, c) tretja nihajna oblika, d) četrta nihajna oblika, e) peta nihajna oblika, f) šesta nihajna oblika



a)



b)

Slika 32: a) 42. nihajna oblika, b) 72. nihajna oblika

Preglednica 19: Nihajne oblike, nihajni časi in pripadajoče efektivne mase

vpliv	nihajna oblika	nihajni čas [s]	Delež efektivne masev smeri X	Delež efektivne mase v smeri Y
MODAL	1	3,019	9,08E-06	0,497
MODAL	2	1,413	0,231	5,54E-05
MODAL	3	1,343	5,86E-06	0,170
MODAL	4	1,174	0,188	0,0013
MODAL	5	1,094	0,00098	0,201
MODAL	6	0,986	0,185	0,0002
MODAL	7	0,861	0,0046	0,0051
MODAL	8	0,705	0,004	0,0072
MODAL	9	0,698	0,0011	0,016
MODAL	10	0,603	6,30E-05	0,0016
MODAL	11	0,541	0,0005	2,24E-05
MODAL	12	0,511	8,88E-08	0,0024
MODAL	13	0,475	0,0004	0,0084
MODAL	14	0,453	5,34E-05	0,057
...				
MODAL	42	0,139	0,221	1,03E-09
MODAL	43	0,138	0,00014	7,47E-08
MODAL	44	0,134	0,0098	3,56E-10
...				
MODAL	71	0,104	0,00086	5,43E-06
MODAL	72	0,104	0,039	4,25E-06
MODAL	73	0,102	0,0031	1,84E-06
MODAL	74	0,102	9,96E-06	1,30E-08
MODAL	75	0,102	0,0005	2,78E-08
		SUM	0,970	0,997

7.2 Ocena ustreznosti potresne sile

Zaradi izločitve napak pri modeliranju konstrukcije, je smiselno kontrolirati celotno potresno silo (Preglednica 20). To storimo tako, da ocenimo zgornjo in spodnjo mejo potresne sile ene nihajne oblike. Spodnjo mejo ocenimo tako, da upoštevamo le najbolj pomembno nihajno obliko. Pri določitvi zgornje meje upoštevamo, da pri najpomembnejši nihajni obliki sodeluje celotna masa konstrukcije. Dejanska potresna sila je vrednost med zgornjo in spodnjo ocenjeno mejo. Kontrolo smo naredili za obe smeri vzbujanja konstrukcije.

$$F_b = m \cdot Sd(T_1) \quad (36)$$

Preglednica 20: Ocena potresne sile

	delovanje v smeri X	delovanje v smeri Y
Nihajni čas najpomembnejše nihajne oblike T_1 (s)	1,413	3,016
$Sd(T_1)$	0,28	0,0874
Delež efektivne mase najpomembnejše nihajne oblike	0,231	0,496
Zgornja meja [kN]	9781,3	6679,3
Spodnja meja [kN]	2249,7	1571,5
Modalna analiza SAP 2000 [kN]	6745,6	4080,6

Kot vidimo je vrednost, ki jo dobimo z modalno analizo znotraj ocenjenih mej.

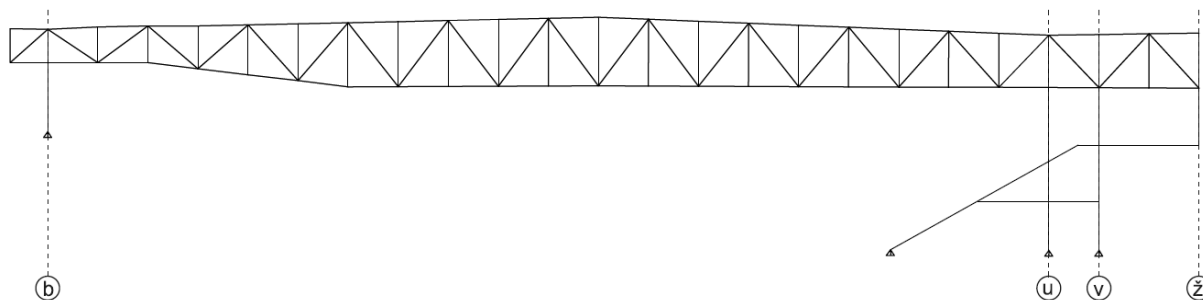
Za primerjavo nas zanima tudi kolikšen je delež potresne sile glede na celotno težo konstrukcije (W). Težo konstrukcije dobimo iz mase konstrukcije.

$$\frac{F_{by}}{W} = \frac{4111,2 \text{ kN}}{34933,4 \text{ kN}} = 0,117 \quad (37)$$

$$\frac{F_{bx}}{W} = \frac{6745,6 \text{ kN}}{34933,4 \text{ kN}} = 0,193 \quad (38)$$

7.3 Obremenitev konstrukcijskega sistema na vertikalno obtežbo

Konstrukcijski sistem ne moremo opisati kot momentni okvir ali okvir s centričnimi povezji v eni ali drugi smeri, zato za lažje razumevanje delovanja konstrukcije statični sistem opišemo glede na prenos obtežbe v prečni (Slika 33) in vzdolžni smeri.



Slika 33: Oznake osi v prečni smeri

Na spodnjih slikah je prikazana le obtežba zaradi vertikalne obtežbe, ki jo moramo upoštevati v kombinaciji s potresnim vplivom.

7.3.1 Prečna smer

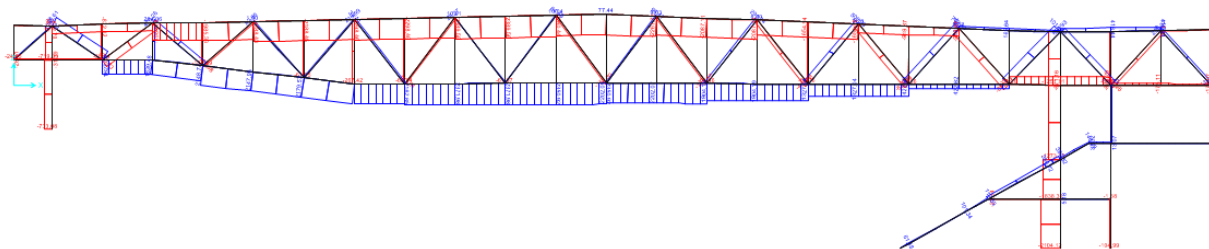
Statični sistem v prečni smeri opišemo po posameznih delih konstrukcije. Streha je palični nosilec, ki je podprt na dveh mestih. Spodnji pas je izrazito natezni, zgornji pa tlačni (Slika 34a), kar je tudi pričakovan odziv konstrukcije. V diagonalnih in vertikalnih elementih se izmenično pojavljata tlak in nateg, vendar so te sile bolj izrazite ob podporah v polju pa se skoraj približajo ničelni vrednosti. Razumljivo je dejstvo, da so na tem mestu uporabljeni manjši elementi.

Kot je že omenjeno v opisu konstrukcije, je stebel v osi b v prečni smeri priključen členkasto na obeh krajnih delih, razen v oseh 5-6-7. V stebrih se pojavlja tlačna osna sila. Stebri v osi u so priključeni na strešni del konstrukcije enako kot v osi b. Na te stebre so na višini 6 m priključeni tribunski oporniki, zato deluje sistem kot tročlenski okvir, ki prenaša obremenitev z momenti, prečno in osno silo (Slika 34b, c, d). Po višini stebra se momenti lomijo zaradi priključitve elementov, ki delujejo na stebel.

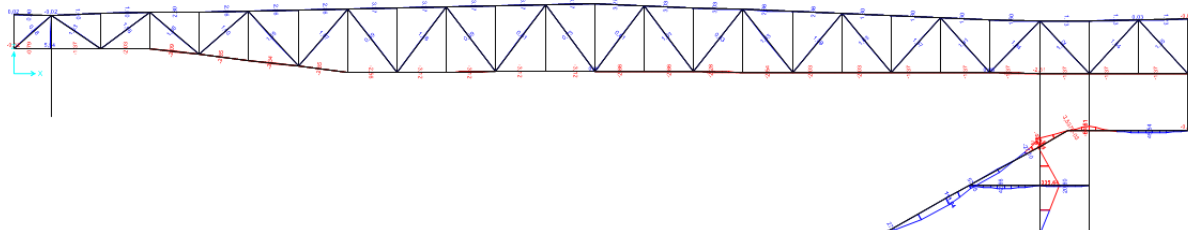
Podest pisarn je obešen na konstrukcijo preko dveh vešalk v oseh v in ž. V teh elementih se pojavi le natezna osna sila. Podest pisarn ima izrazito momentno linijo nosilca s previsom. Fasadni stebel v osi v prenaša obtežbo hodnika na koti 3,48 m. Hodnik je v obeh delih priključen členkasto, zato je potek momentov pravilen (Slika 34c). Potek prečnih sil je sledi poteku momentne linije (Slika 34d).

Čeprav so vsi elementi strešne konstrukcije priključeni členkasto (paličje), se zaradi vpliva stalne in lastne teže pojavijo momenti in prečne sile, vendar imajo majhen vpliv na izkoriščenost elementov.

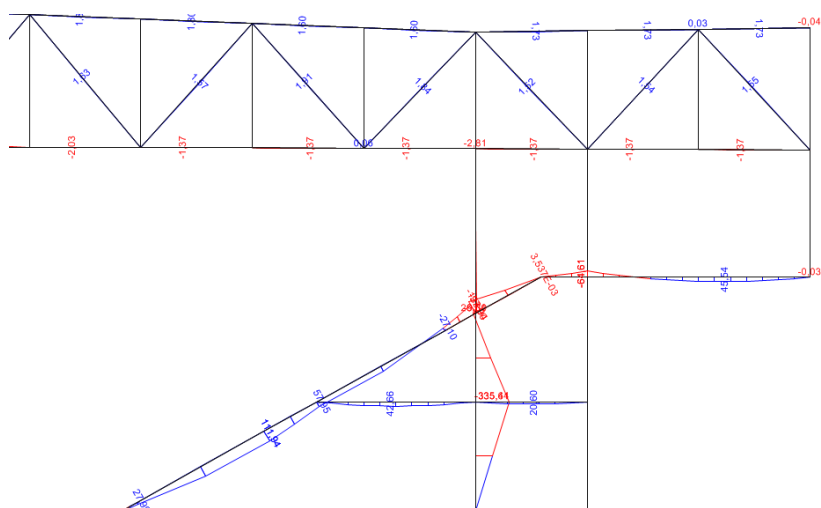
Večje obremenitve na glavne nosilce in stebre se pojavijo v osi 1 zaradi veznega hodnika med tribunama na zahodni in vzhodni strani ter v osi 5 zaradi viseče kabine.



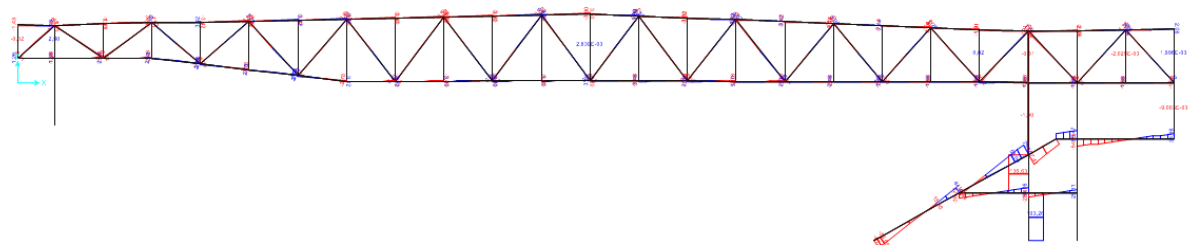
a)



b)



c)



d)

Slika 34: Notranje sile v prečni smeri konstrukcije a) osne sile, b) momenti, c) momenti v območju tribunskih opor in podestov, d) prečne sile

Slike notranjih sil so namenjene le ponazoritvi prenosa obtežbe po konstrukciji glede na statični sistem. Velikostni red le teh je prikazan v analizi mejnega stanja nosilnosti v kombinaciji s potresno obtežbo.

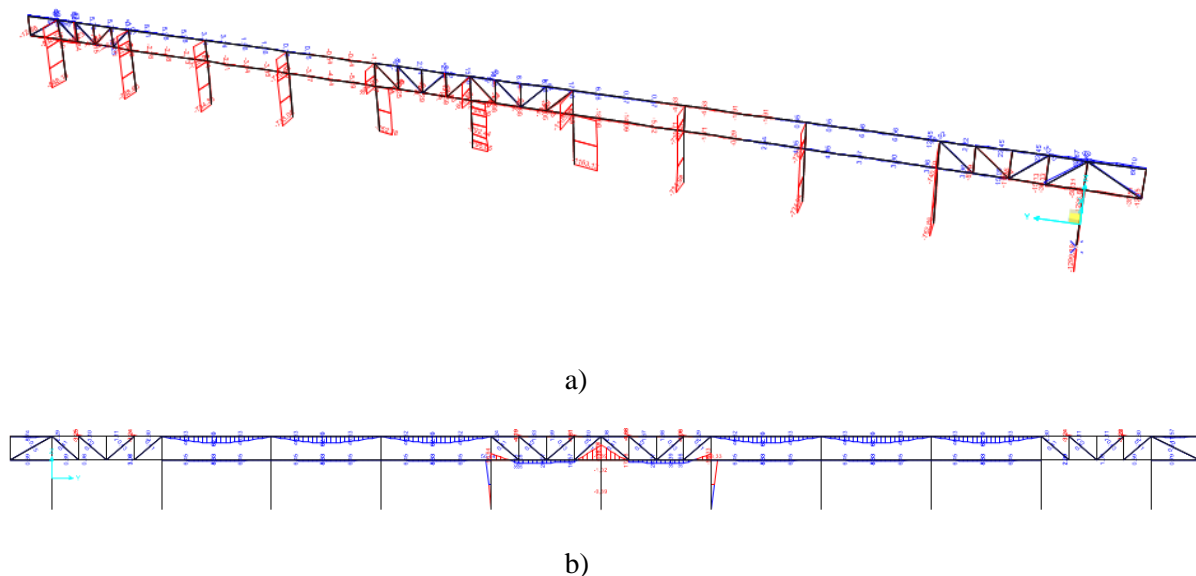
7.3.2 Vzdolžna smer

Obremenitev konstrukcije v vzdolžni smeri obravnavamo ločeno v osi b in osi u.

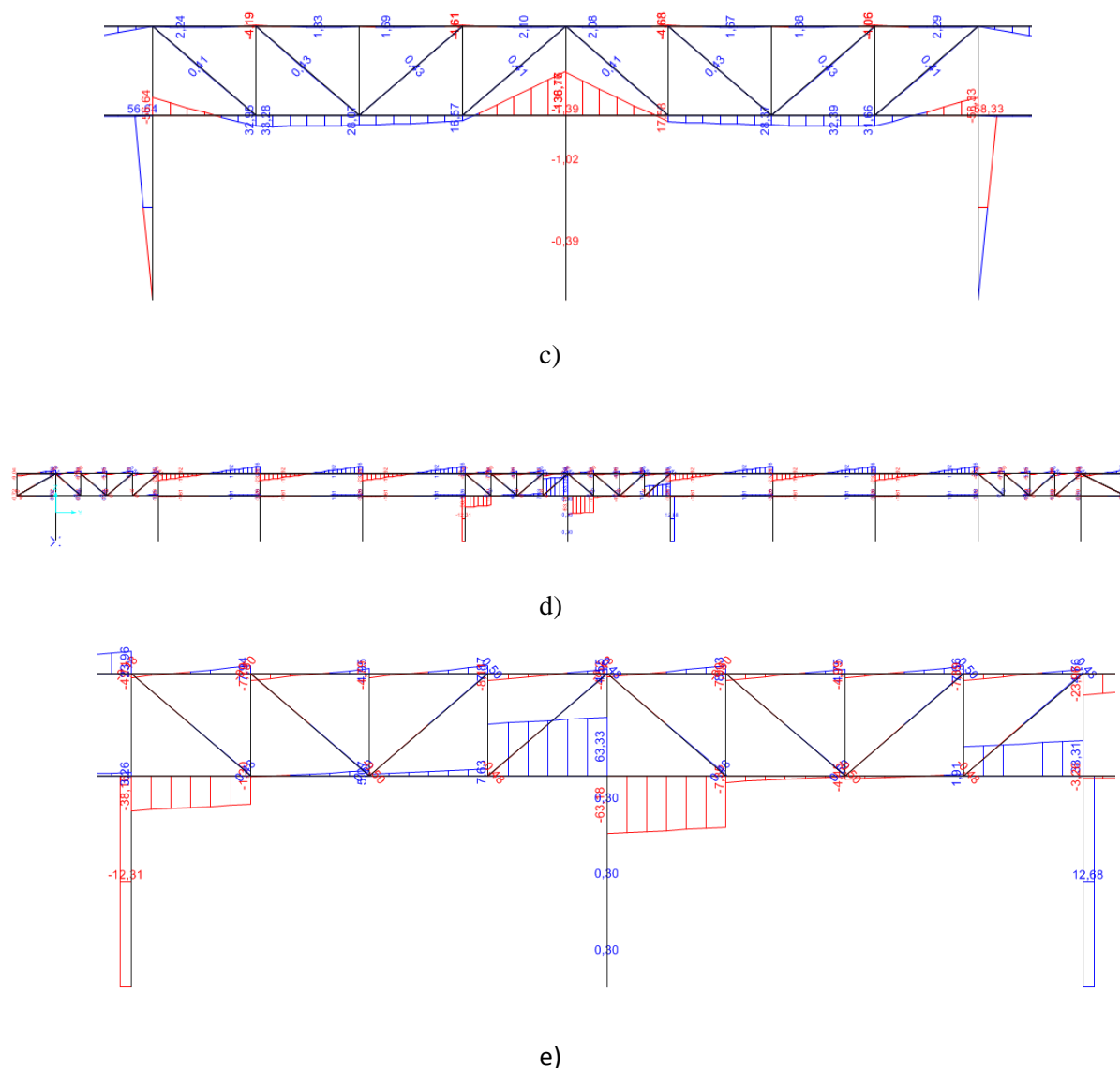
- Os b

Momenti se pojavijo le na mestu portalnega okvira v oseh 5-6-7 (Slika 35b, c).

V diagonalnih elementih previsnih nosilcev so natezne osne sile (Slika 35a), enako velja za diagonalne elemente nad portalnim okvirjem. Vsi vertikalni deli konstrukcije so tlačno obremenjeni, največji del obtežbe prevzamejo stebri, ki prenašajo celotno vertikalno obtežbo v temeljna tla. Večja obremenitev je v oseh 1 in 5 zaradi veznega hodnika in obešene kabine. Prečne sile sledijo poteku momentne linije (Slika 34d, e) in so po pričakovanju le na mestu portalnega okvira in elementih strešnih nosilcev.



Slika 35 (se nadaljuje): Notranje sile v osi b; a) osne sile, b) momenti, c) momenti v pomičnem okviru, d) prečne sile, e) prečne sile v pomičnem okviru



Slika 35 (nadaljevanje): Notranje sile v osi b; a) osne sile, b) momenti, c) momenti v pomičnem okviru, d) prečne sile, e) prečne sile v pomičnem okviru

- Os u

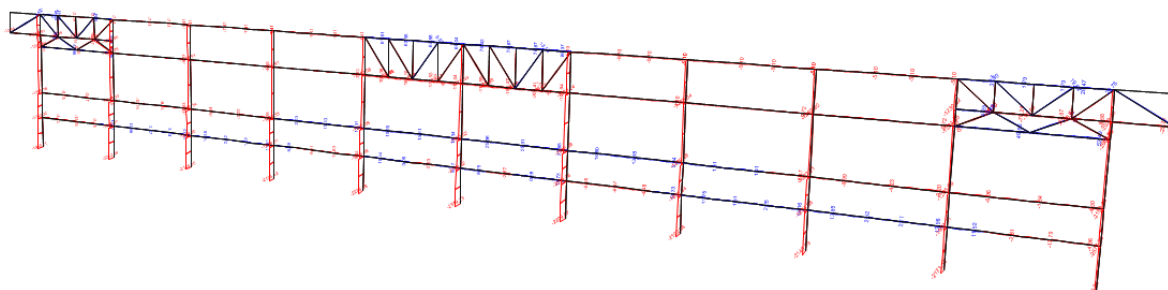
Podobno kot nosilni sistem v osi b, deluje nosilni sistem v vzdolžni smeri v osi u. Previsni nosilci med osmi 1-2 in 10-11 so dodatno povezani s spodnjim delom glavnih nosilcev z dodatnimi štirimi diagonalami na vsaki strani. Krajni dve diagonalni sta tlačno obremenjeni, v notranjih dveh elementih pa se pojavi minimalna vrednost nateznih sil. Vsi vertikalni elementi so tlačni (Slika 36a, b).

Momenti se v vzdolžni smeri pojavijo v stebrih v oseh 5-6-7 (Slika 37b) zaradi toge priključitve povezave prečke, ki povezuje stebra v višini priključitve tribunskih opor in v višini priključitve strešnih nosilcev na stebre. Zato je v območjih med strešnim nosilcem in priključitvijo tribunskih opor momentna linija izrazito linearna, prav tako je v sredinskem delu stebra. V spodnjem delu stebra so

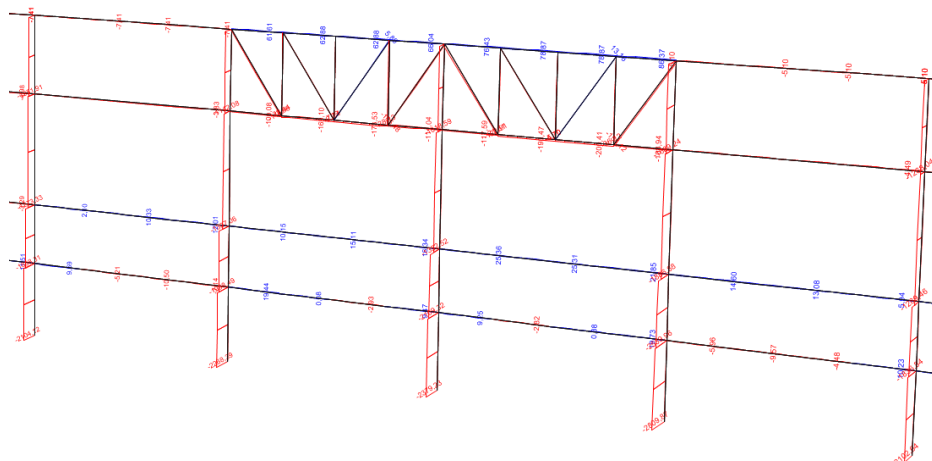
momenti ob vpetju ničelni zaradi členkaste podpore. Prečne sile sledijo poteku momentne linije (Slika 37 a, b).

Trapezna oblika momentne linije (Slika 37a) v drugem nivoju prečke se pojavi zaradi priključitve vmesnih tribunskih opornikov na vzdolžne povezave med stebri. V prvem nivoju so na vzdolžne povezave položeni nosilci hodnika, zato je tudi na tem mestu momentna linija odsekoma linearna.

Elementi strešne konstrukcije (Slika 37a) so tudi v vzdolžni smeri priključeni členkasto. Zaradi takšnega načina vpetja se zaradi lastne in stalne teže pojavi momenta in prečna obremenitev kot pri prostoležečem nosilcu.

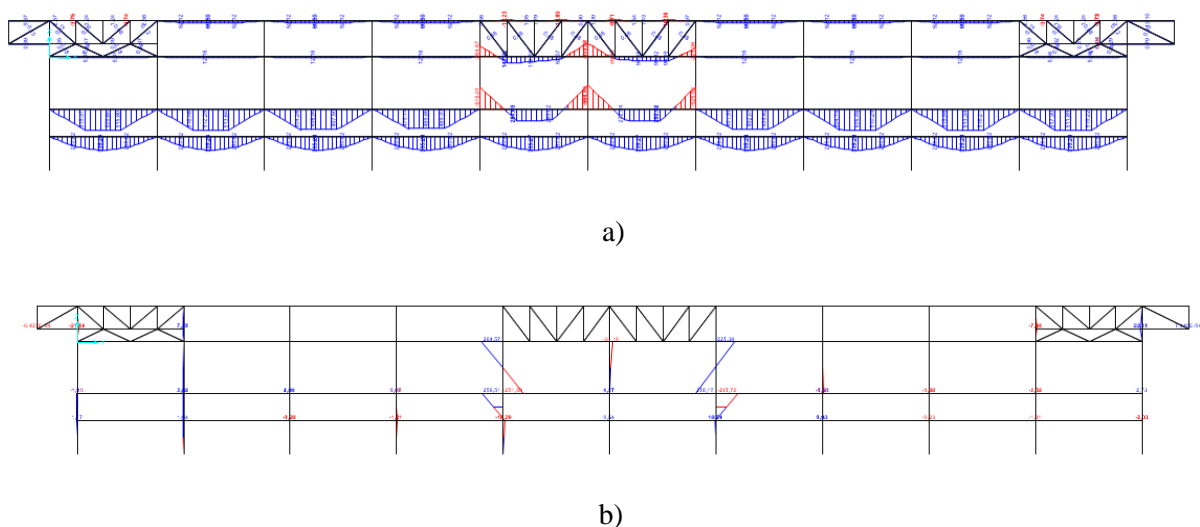


a)

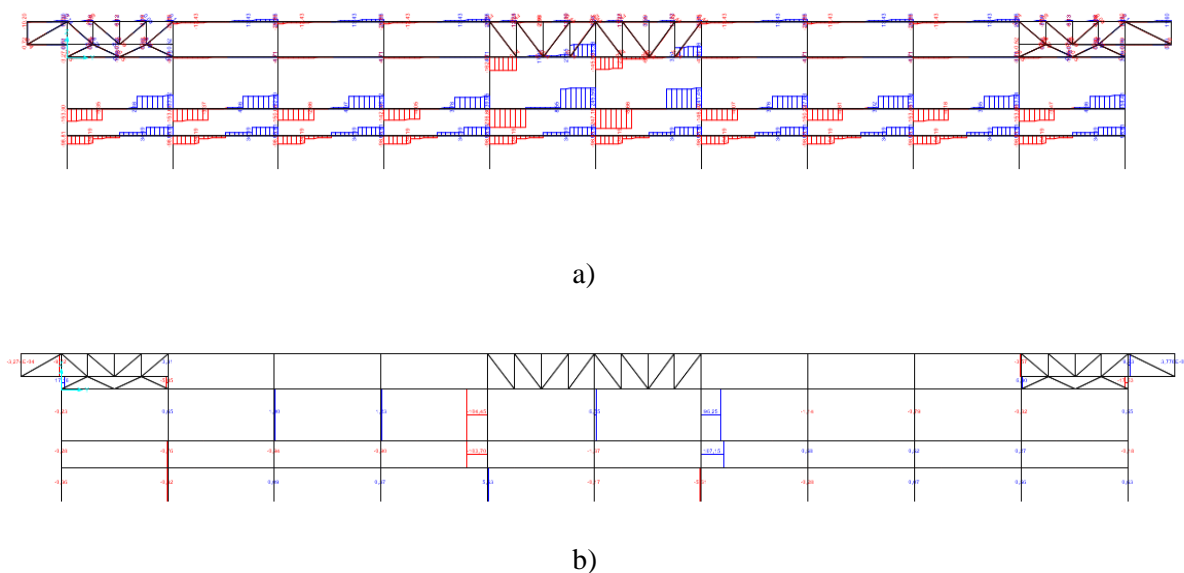


b)

Slika 36: Osne sile v a) osi u, b) pomičnem okviru



Slika 37: Momenti v a) prečkah, b) stebrih



Slika 38: Prečne sile v a) prečkah, b) stebrih

Slike notranjih sil so namenjene le ponazoritvi prenosa obtežbe po konstrukciji glede na statični sistem. Velikostni red le teh je prikazan v analizi mejnega stanja nosilnosti v kombinaciji s potresno obtežbo.

7.4 Obremenitev konstrukcijskega sistema na potresno obtežbo

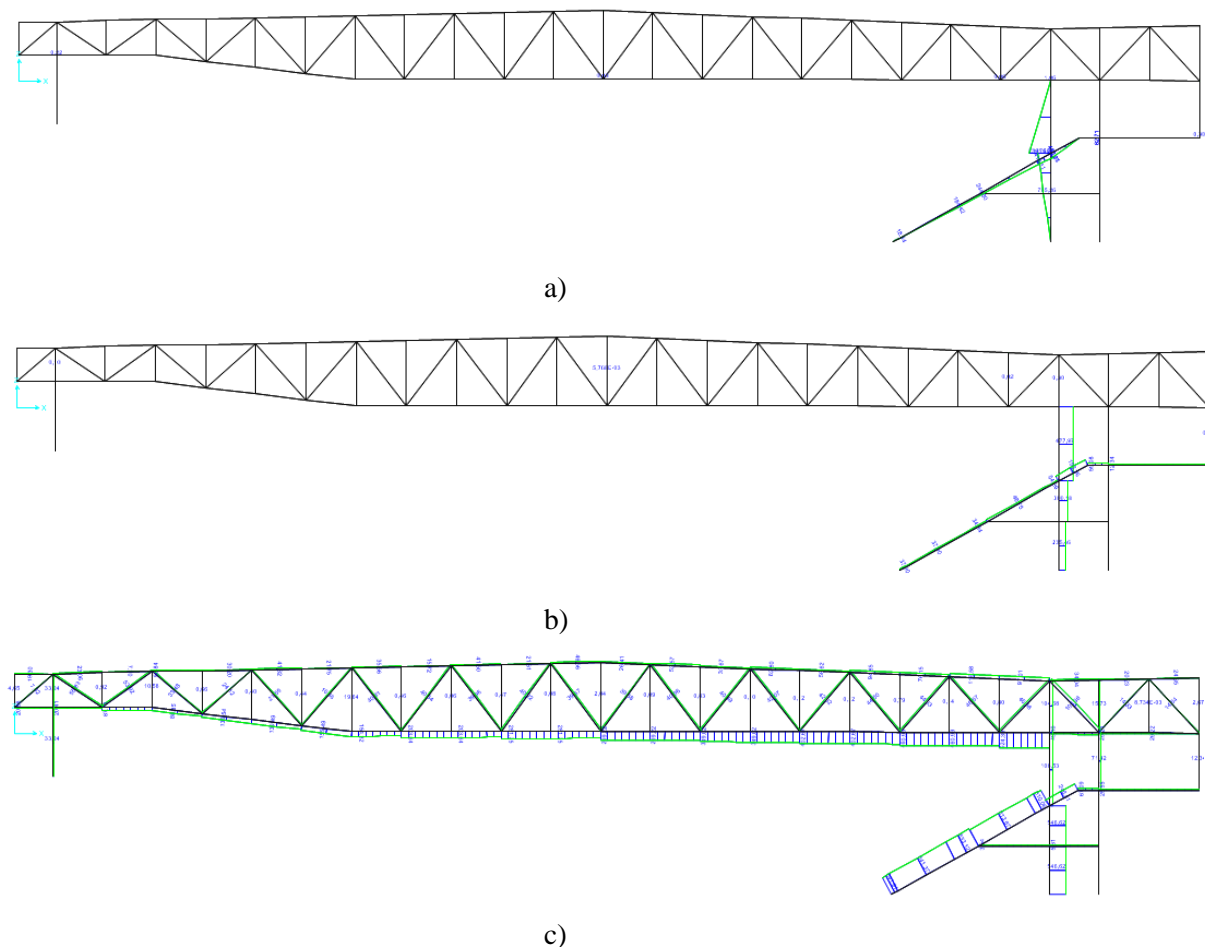
Potresna obtežba na konstrukcijo je določena glede na gibanje tal v obeh horizontalnih smereh objekta. Največja vrednost potresnega učinka je določena z enačbo 5, zato so vse notranje sile, ki so prikazane na spodnjih slikah, prikazane kot pozitivne vrednosti. V splošnem vemo, da je ta vpliv pozitivna ali negativna vrednost.

7.4.1 Prečna smer

V prečni smeri se potresne sile po strehi prenašajo preko horizontalnega zavetrovanja med osmi 1-2 in 10-11 na nosilno konstrukcijo stebrov. Stebri v oseh b in u so priključeni členkasto na obeh krajnjih legah. V osi b so na steber pripete tribunske opore, sistem deluje kot tročlenski okvir na katerega se prenese celotna obremenitev v prečni smeri (Slika 39a). Tribunske opore in stebri v osi u stabilizirajo konstrukcijo v prečni smeri. Na tem mestu konstrukcije pričakujemo največje obremenitve. Kot je razvidno na spodnji sliki 39, je najbolj obremenjeno mesto konzolni del stebra nad priključitvijo tribunskih opor na steber v osi u. Tu pričakujemo veliko ali prekoračeno izkoriščenost prereza.

Prečna sile je odvisna od poteka momentne obremenitve konstrukcije, zato se pojavijo le v delu tročlenskega okvira (Slika 39b).

Iz poteka osnih sil je razvidno, da se prenese največja osna sila po spodnjem pasu glavnega nosilca na konzolni del stebra v osi u v obliki prečne sile. Del le te se ob priključitvi tribunske opore zaradi geometrije zopet pojavi v obliki osne sile (Slika 39c).



Slika 39: Notranje sile v prečni smeri a) momenti, b) prečne sile, c) osne sile

7.4.2 Vzdolžna smer

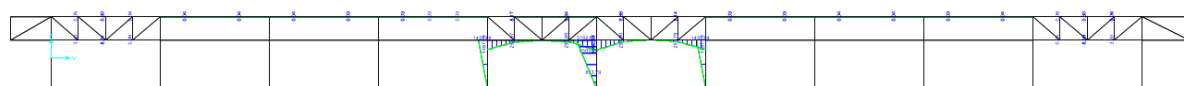
Celoten statični sistem v vzdolžni smeri je zgrajen tako, da horizontalna obtežba prenaša preko zavetrovanja v horizontalni ravnini strehe na portala v oseh 5-6-7 v temeljna tla. Elementi portalnih okvirov tako prevzamejo večji del obremenitve, ki nastane zaradi potresnega delovanja na konstrukcijo in določajo stabilizacijo konstrukcije v vzdolžni smeri.

V nadaljevanju so prikazane notranje sile zaradi potresnega učinka na portalna okvira ločeno glede na os b in u.

- Os b

Zaradi toge priključitve le v oseh 5-6-7 se le na tem mestu pojavijo momentne obremenitve. Preko tega portala se prenese celotna potresna obremenitev sistema v temeljna tla, zato je pričakovana velika obremenitev (Slika 40a). Prečne sile sledijo poteku momentne linije (Slika 40b).

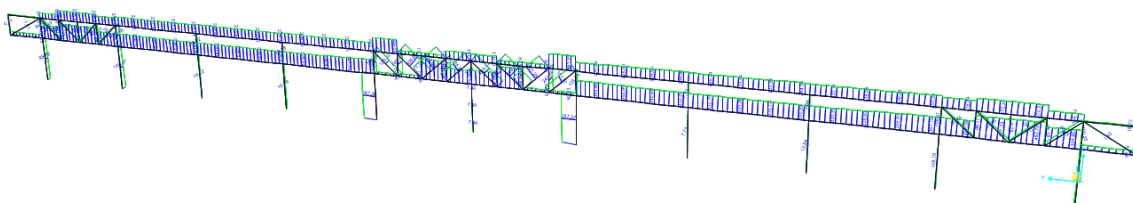
Oсна sila se zaradi horizontalne obremenitve v vzdolžni smeri pojavi največja v krajnih stebrih portalnega okvira, kot je prikazano na sliki 40c. V stebrih v osi 1 in 11 je ta sila le tretjina sile, ki se pojavi v prej omenjenih stebrih. Sila v ostalih stebrih se manjša v oddaljenosti od osi 1 do robnega stebra portalnega okvira.



a)



b)



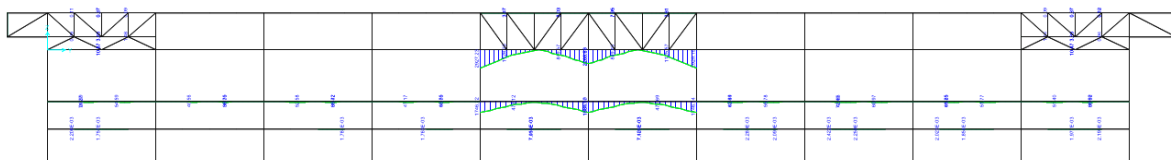
c)

Slika 40: Notranje sile v osi b a) momenti, b) prečne sile, c) osne sile

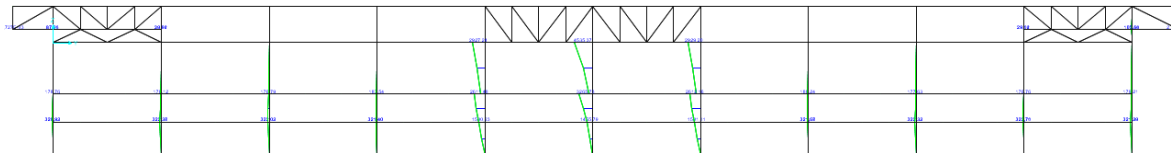
- Os u

Enako kot v osi b je tudi na tem mestu momentna obremenitev le na mestih, kjer je priključitev elementov toga (Slika 41a). Najnižja prečka je priključena členkasto na stebre portalnega okvira, zato po višini stebra ni skoka momentne linije, kot se to zgodi v višini srednje prečke okvira (Slika 41b). Tudi osne sile v stebrih v osi u so največje na mestih krajnih dveh stebrov portalnega okvira, najmanjše sile pa prevzamejo stebri tik ob krajnih stebrih portalnih okvirov (Slika 41d). Potek prečnih sil je odvisen od poteka momentov po konstrukciji (Slika 41c, d).

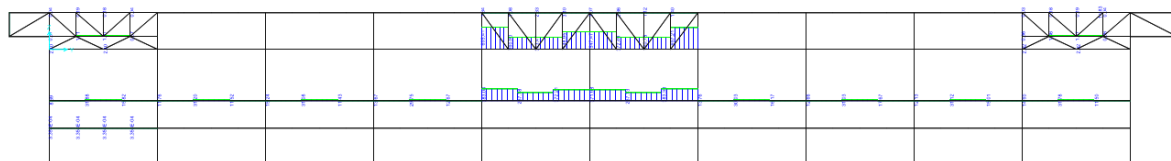
Kot je razvidno iz poteka notranjih statičnih količin, je največja obremenitev v portalnem delu konstrukcije v osi u, zato na tem mestu pričakujemo največje izkoriščenosti prerezov (Slika 41a-d).



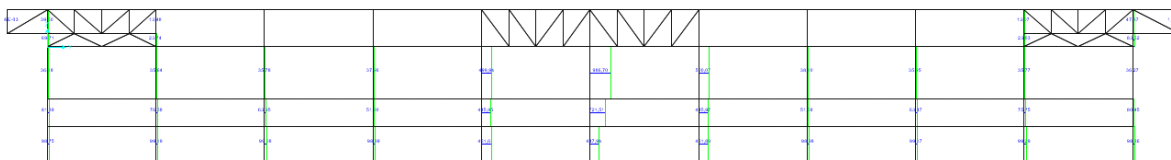
a)



b)

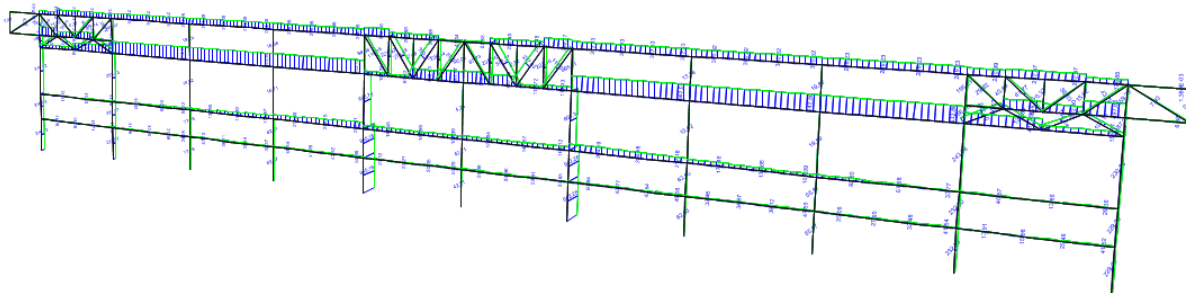


c)



d)

Slika 41 (se nadaljuje): Notranje sile v osi u a) momenti v prečkah b) momenti v stebrih c) prečne sile v prečkah, d) prečne sile v stebrih, e) osne sile



e)

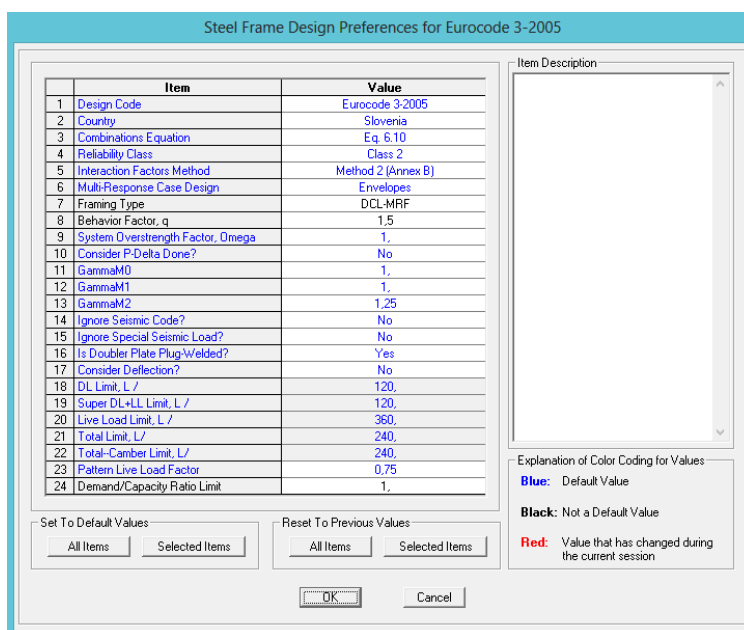
Slika 41 (nadaljevanje): Notranje sile v osi u a) momenti v prečkah b) momenti v stebrih c) prečne sile v prečkah, d) prečne sile v stebrih, e) osne sile

Na zgornjih slikah so bile prikazane le obremenitve zaradi potresne obtežbe. Največje obremenitve na elemente konstrukcije so določene s kombinacijo obtežb.

8 KONTROLA MEJNEGA STANJA NOSILNOSTI IN UPORABNOSTI

8.1 Kontrola mejnega stanja nosilnosti

Program SAP 2000 omogoča samodejno dimenzioniranje po SIST EN 1998, pri tem pa moramo biti pozorni na nastavitve dimenzioniranja. Program dopušča, da nastavitve dimenzioniranja (Slika 42) določimo na nivoju celotne konstrukcije in na nivoju posameznih elementov (Wallner 2012).



Slika 42: Nastavitve dimenzioniranja konstrukcije

Na nivoju posameznih elementov je bilo potrebno popraviti le uklonske dolžine posameznih elementov, te so opisane v poglavju 6.2. Na nivoju dimenzioniranja celotne konstrukcije smo morali določiti vrsto standarda, ki smo ga uporabili za dimenzioniranje – SIST EN 1998 in nacionalni dodatek za Slovenijo. Faktor duktilnosti je enak 1,5 (poglavje 6.4).

8.1.1 Prečna smer

Prenos potresnega vpliva na konstrukcijo se v prečni smeri koncentrira le na en del konstrukcije. Pričakovani rezultati so, da konstrukcija ne prenese vpliva potresa. V statični analizi konstrukcije smo napovedali mesta, kjer lahko pride, zaradi prevelike obremenitve, do prekoračitve nosilnosti elementov.

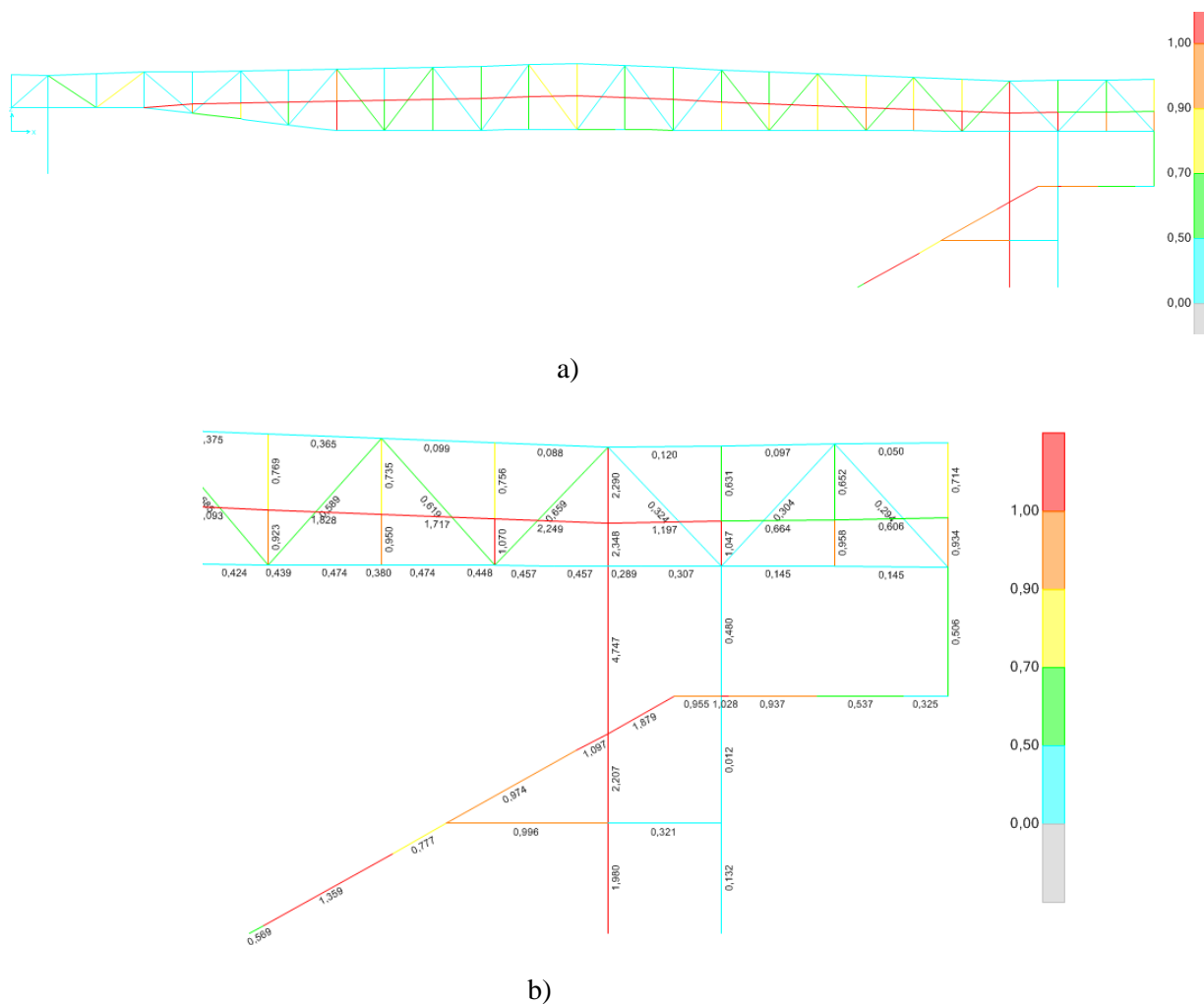
Glede na podane karakteristike konstrukcije in nastavitve dimenzioniranja in obremenitve dobimo izkoriščenost prerezov. Obremenitev je določena glede na obtežno kombinacijo, ki jo moramo

upoštevati pri kombiniranju s potresnim vplivom na konstrukcijo. Za najbolj obremenjena mesta so prikazane vrednosti notranjih sil, glede na merodajno obtežno kombinacijo.

Glavni nosilec v osi 1

V prvem vezniku so elementi, kjer je prekoračena nosilnost, steber v osi u po celotni višini, tribunske opore ob priključiti na podest pisarn in ob vpetju ter horizontalna povezava spodnje ravnine previsnih nosilcev. Največja prekoračitev nosilnosti je v konzolnem delu stebra v osi u in znaša 4,7 (Slika 43) Obremenitev ostalih elementov strešne konstrukcije in steber v osi b ne dosežejo 70% nosilnosti elementov.

Izkoriščenost prerezov je preračunana glede na merodajno obtežno kombinacijo, ki jo program izbere samodejno glede na podane kombinacije. Prekoračena je tudi izkoriščenost horizontalnega elementa v spodnji ravnini horizontalnega zavetrovanja (Slika 13b). Do tega slučaja pride zaradi velike osne sile, ki se pojavi zaradi potresne obremenitve v vzdolžni smeri konstrukcije.



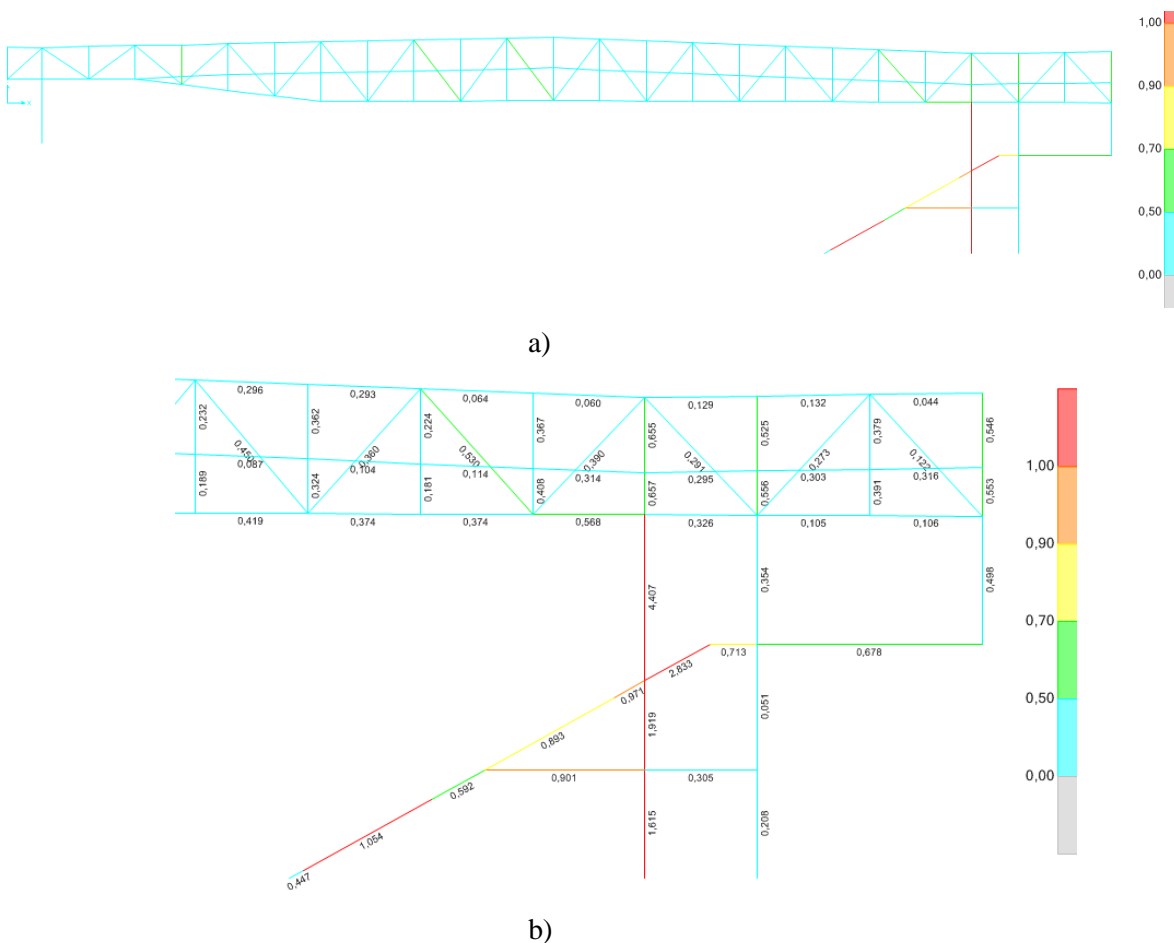
Slika 43: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije prvem glavnem nosilcu

Preglednica 21: Velikostni red obremenitev prvega glavnega nosilca

Element	Izkoriščenost	kombinacija	[kN]	[kN]		[kNm]	
			N_{Ed}	$V_{Ed,z}$	$V_{Ed,y}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$
Steber nad tribunsko oporo	4,74	3	-2393	78	13	3932	897
Steber med tribunsko oporo in spodnjim podestom	2,20	3	-3463	306	30	2556	114
Spodnji del stebra	1,98	3	-3630	551	35	1792	805
Tribunski opornik ob priključitvi na podest pisarn	1,88	3	376	276	23	658	35
Tribunski opornik v spodnjem delu	1,36	3	-1097	125	3,3	462	19

Glavni nosilec v osi 2

Glavni nosilec v osi 2 ni obremenjen z obtežbo visečega hodnika, zato so obremenitve manjše in s tem posledično tudi izkoriščenost elementov. Prekoračena nosilnost se pojavi le v stebri v osi u in je manjša od izkoriščenosti elementov stebra v prvi osi. Izkoriščenost elementov strešne konstrukcije glavnega nosilca v tem primeru ne dosega 50% (Slika 44). Velikostni red obremenitev je prikazan v preglednici 22.



Slika 44: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije

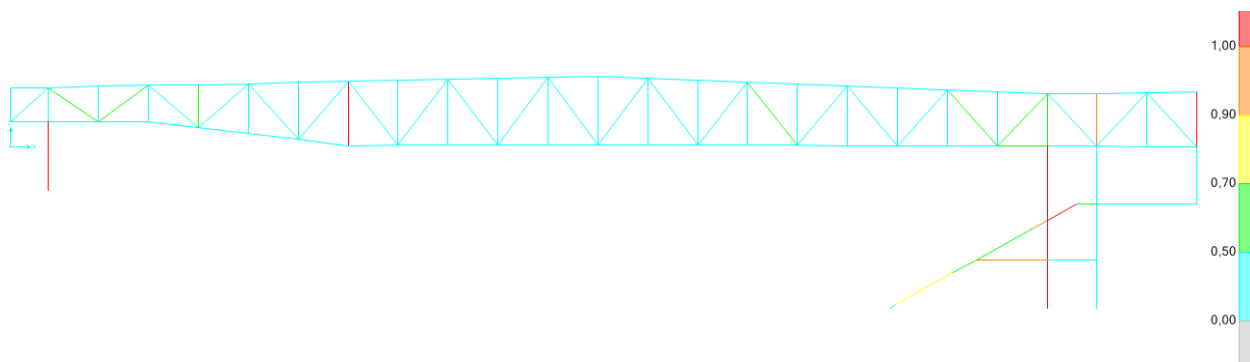
Preglednica 22: Velikostni red obremenitev drugega glavnega nosilca

Element	Izkoriščenost	kombinacija	[kN]	[kN]		[kNm]	
			N_{Ed}	$V_{Ed,z}$	$V_{Ed,y}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$
Steber nad tribunsko oporo	4,47	3	-1483	799	12,7	3968	68
Steber med tribunsko oporo in spodnjim podestom	1,92	3	-2783	372	30	2463	116
Spodnji del stebra	1,61	3	-3052	443	36	1439	116
Tribunski opornik ob priključitvi na podest pisarn	2,83	3	-280	419	21	974	31
Tribunski opornik v spodnjem delu	1,05	3	839	107	2,8	371	605

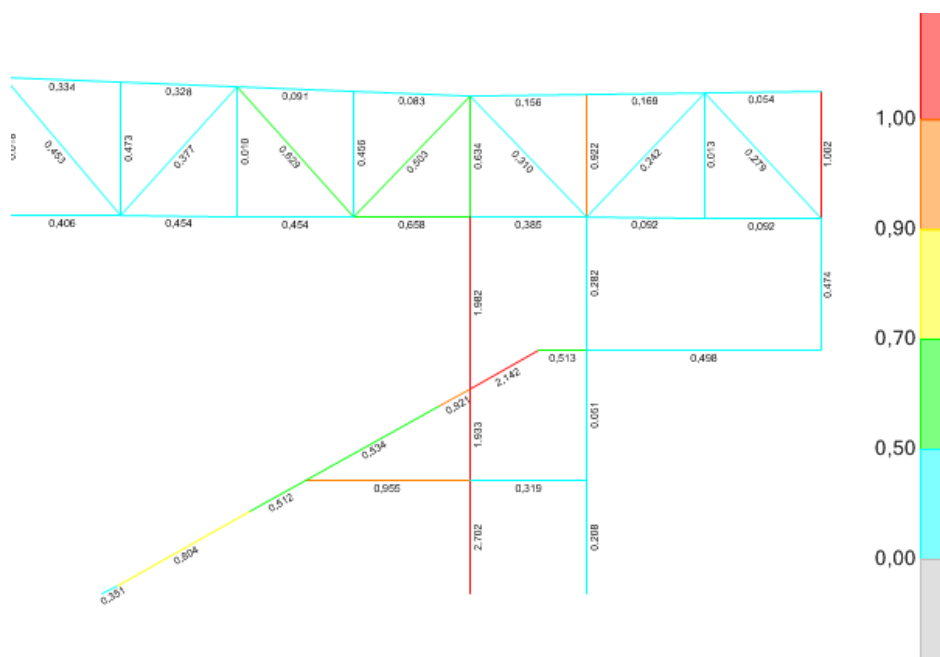
Glavni nosilec v osi 5

Ta nosilec je dodatno obremenjen z visečo kabino (Slika 17). Prav tako je okvir v se v tej osi pojavi prvi steber portalnega okvira, ki je dodatno obremenjen še z momentno obtežbo v vzdolžni smeri. Vertikalni element strešnega nosilca ob prelomu spodnjega pasu ima prekoračeno nosilnost. Na tem mestu pride do dodatne tlačne sile zaradi spremembe geometrije.

Potresna obremenitev na konstrukcijo deluje najbolj izrazito le na določenih mestih konstrukcije (Slika 45) – tročlenski okvir tribunskih opor in stebrov v osi u ter portalna okvira v vzdolžni smeri v oseh 5-6-7 in povzroča kar desetkrat večji vpliv na konstrukcijo kot vertikalna obtežba. Zato lahko pričakujemo, da bo merodajna tista obtežna kombinacija v kateri bo potresni vpliv bolj neugodno vplival na konstrukcijo. Do sedaj je bila povsod merodajna obtežna kombinacija 3, kjer smo upoštevali polno vrednost potresa v prečni smeri in 30% potresa v vzdolžni smeri. Za steber v osi b je merodajna obtežna kombinacija, kjer je upoštevana polna vrednost potresa v vzdolžni smeri in 30% vrednosti potresa v prečni smeri. Tak odziv je pričakovan, saj se celotna potresna sila v prečni smeri prenese na pomični okvir v osi b in konzolni del stebra v osi u in preko tročlenskega okvira tribunskih opor v temeljna tla. V primerjavi z rezultati prečnega okvira v oseh 1 - 4 se v stebrih pojavi izrazita momentna obremenitev v obeh smereh (Preglednica 23).



a)



b)

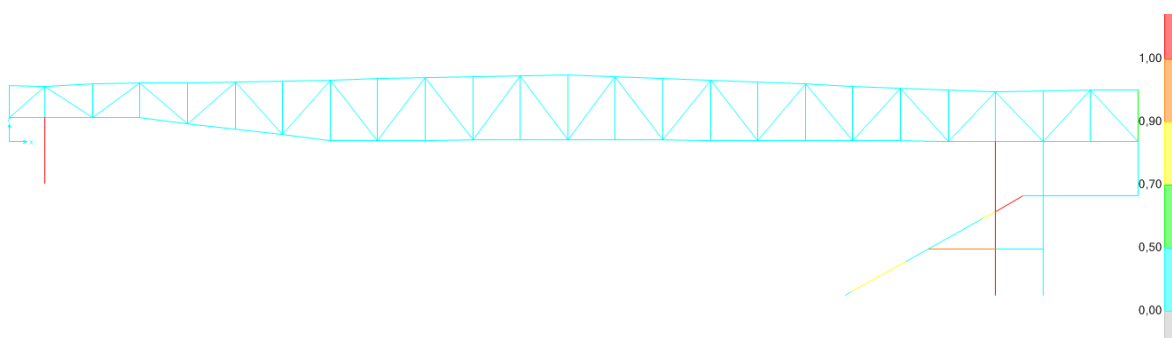
Slika 45: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije

Preglednica 23: Velikostni red obremenitev petega glavnega nosilca

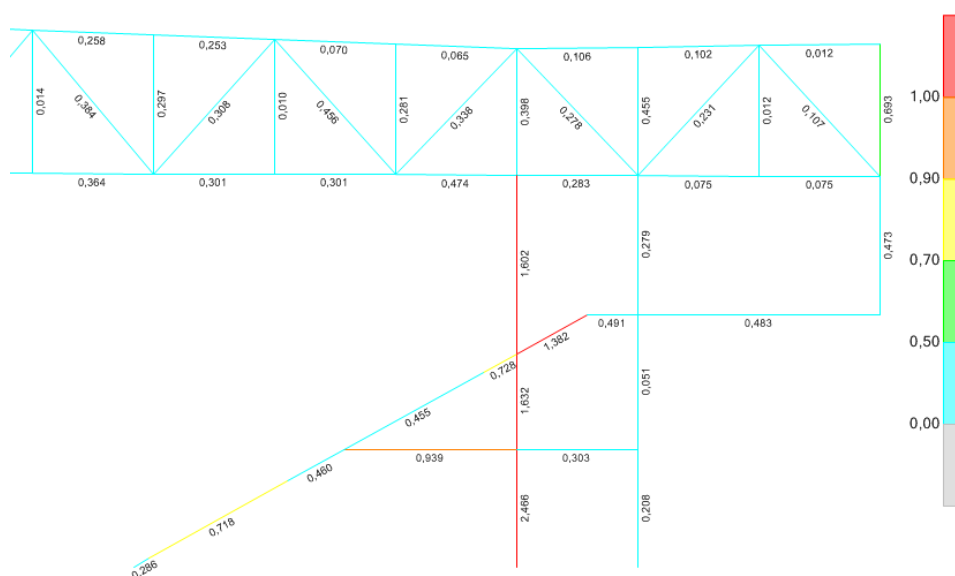
Element	Izkoriščenost	kombinacija	[kN]		[kNm]		
			N_{Ed}	$V_{Ed,z}$	$V_{Ed,y}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$
Steber nad tribunsko oporo	1,98	3	-2148,9	874,2	74,2	4171,2	1243,4
Steber med tribunsko oporo in spodnjim podestom	1,91	3	-3653,5	458,3	290,6	2949,3	1181,9
Spodnji del stebra	2,7	3	-3923,5	238,5	153,2	1808,3	532,8
Steber v osi b	2,4	4	-1531,65	334,8	8,9	1540,0	40,7
Strešna vertikala v osi g	1,1	3	-449,7	/	/	/	/

Glavni nosilec v osi 6

Najbolj obremenjena mesta glavnega nosilca v osi 6 (Slika 46) so enaka kot v osi 5, razen vertikalne strešnega nosilca v osi g. Zaradi spreminjajočega prereza je bil prerez stebra v osi b definiran v treh odsekih. V preglednici 24 so izpisane le vrednosti notranjih sil za spodnji del, ker je le ta najbolj izkoriščen.



a)



b)

Slika 46: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije

Preglednica 24: Velikostni red obremenitev šestega glavnega nosilca

Element	Izkoriščenost	kombinacija	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	
			N_{Ed}	$V_{Ed,z}$	$V_{Ed,y}$	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$
Steber nad tribunsko oporo	1,60	3	-1417,5	652,9	341,0	3257,0	1570,2
Steber med tribunsko oporo in spodnjim podestom	1,63	3	-2863,4	284,7	270,8	2439,2	1156,8
Spodnji del stebra	2,4	3	-3133,3	536,8	149,9	1744,6	487,3
Steber v osi b	1,9	4	-815,0	699,0	3,5	90,8	4,6

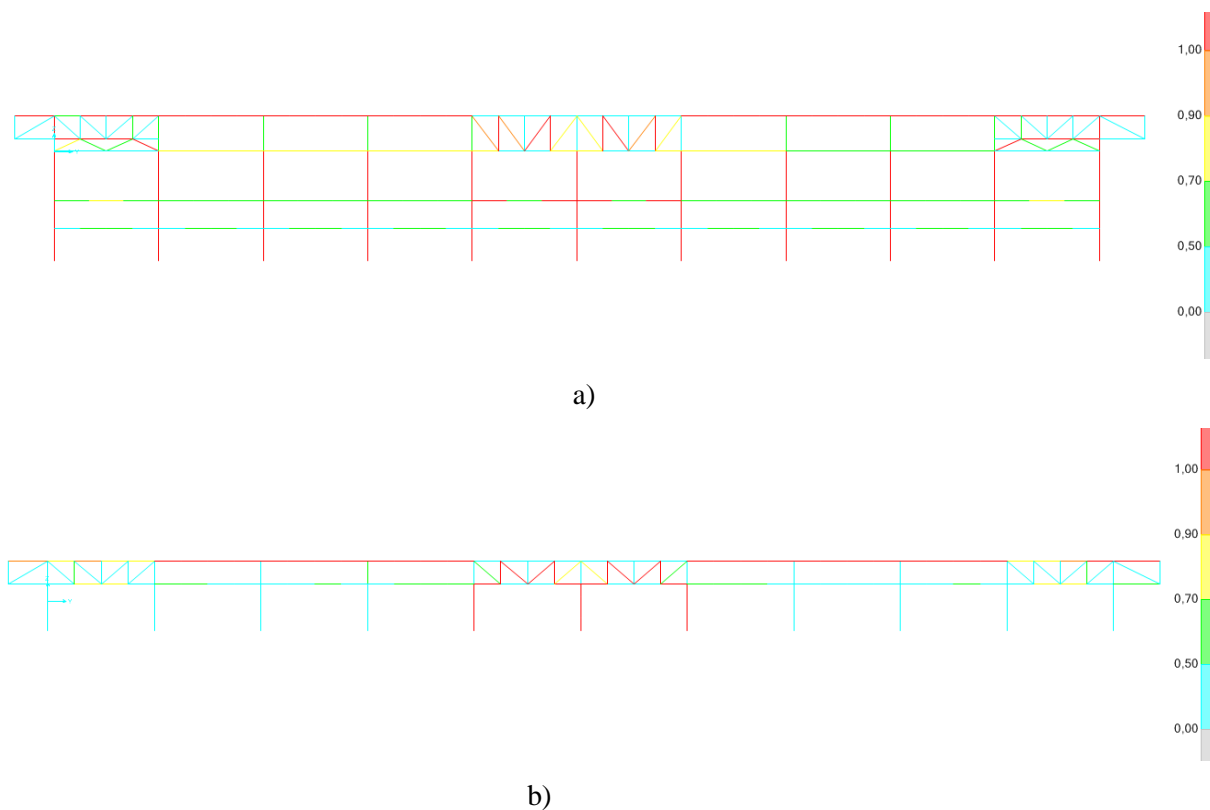
Izkoriščenosti stebrov v portalnih okvirih ne moremo primerjati z ostalimi stebri zaradi različnih dimenzij prerezov.

Ostali glavni nosilci, ki niso bili opisani v analizi mejnega stanja nosilnosti, se obnašajo enako kot analizirani.

8.1.2 Vzdolžna smer

V statični analizi vzdolžne smeri konstrukcije glede na vertikalno in horizontalno obtežbo smo prikazali najbolj obremenjena mesta konstrukcije. Na teh mestih pričakujemo največjo izkoriščenost elementov.

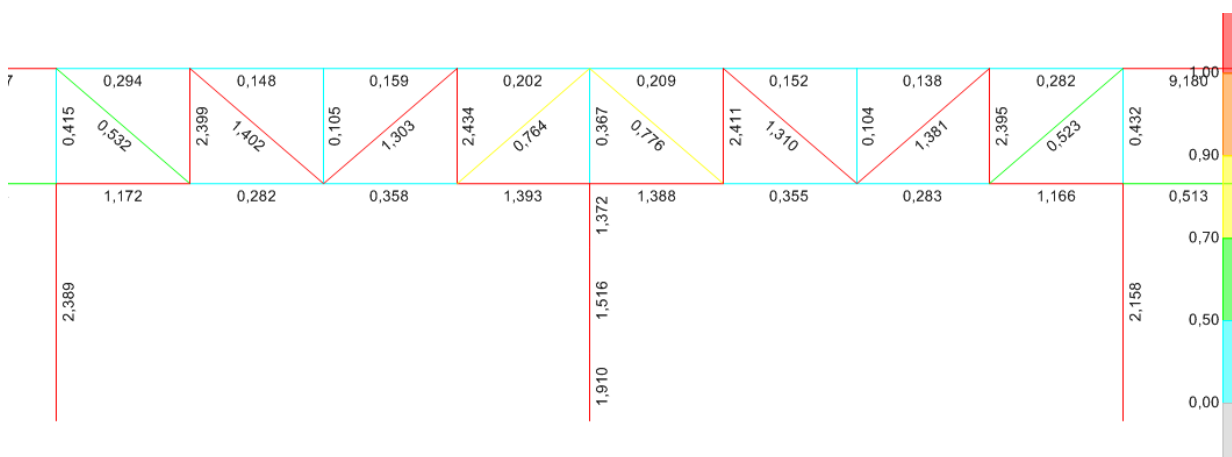
Že v analizi prečne smeri smo ugotovili, da so najbolj izkoriščeni elementi stebri in to dokazuje tudi spodnja slika 47 obeh vzdolžnih pogledov v osi u in b. Prekoračena nosilnost pa ni le v stebrih, ampak se pojavi tudi v sekundarnih paličnih nosilcih in nosilcih stropov. Ne glede na obliko prereza je izkoriščenost elementov prevelika. Ta pojav lahko pripišemo dejstvu, da se velik del horizontalne obremenitve prenaša prav po teh elementih. Horizontalno zavetrovanje je nameščeno le po obodu strešne konstrukcije.



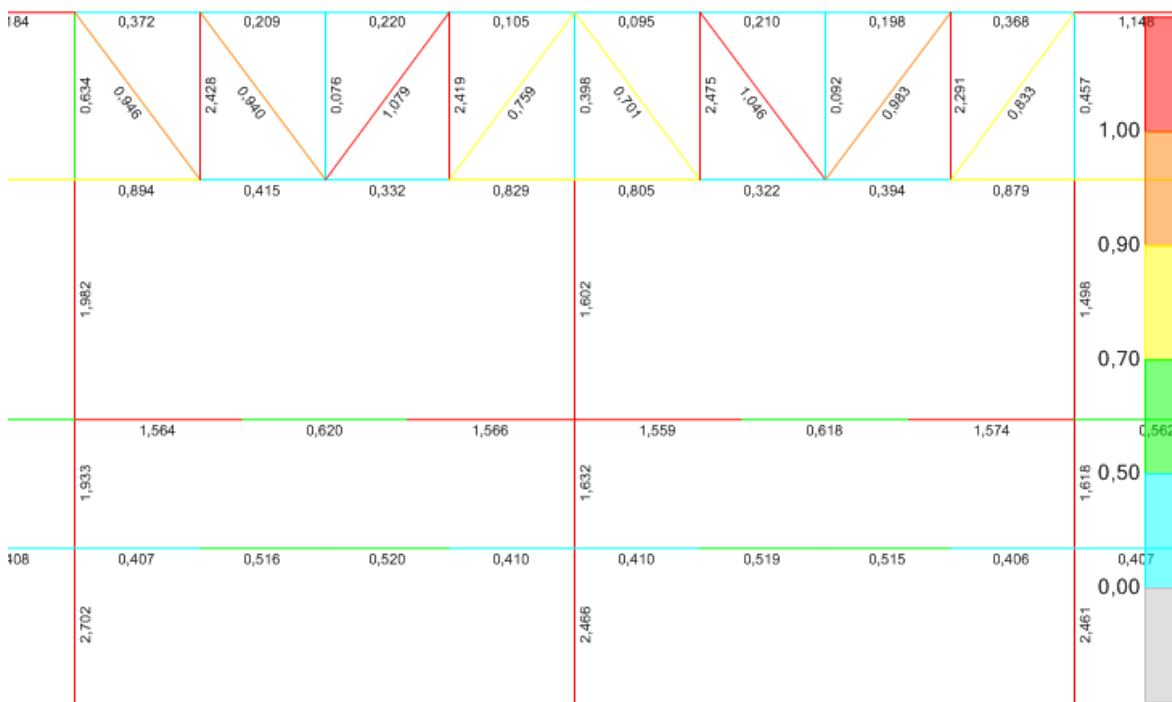
Slika 47: Prikaz izkoriščenosti elementov konstrukcije, a) os u, b) os b

Prekoračena nosilnost je tudi v prečkah portalnih okvirov (Slika 47). V osi b je najbolj izkoriščen del prečke ob priključitvi srednjega stebra. Nosilnost je prekoračena za 39%. V osi u je izkoriščenost prevelika le v nivoju druge prečke ob priključitvi na steber.

Kritični elementi so tudi vertikalni elementi nad portalnim okvirom v osi u (Slika 48). Ti so obremenjeni z veliko tlačno osno silo, ki je prerez ne more prevzeti. Enak pojav lahko pripišemo vertikalnim in diagonalnim elementom nad portalom v osi b. Izkoriščenost diagonalnih elementov je manjša od izkoriščenosti vertikalnih elementov. Takšna izkoriščenost diagonalnih in vertikalnih elementov se pojavi zaradi tega, ker je to edina pot, kjer se horizontalne sile v vzdolžni smeri iz strešne konstrukcije prenesejo na pomični okvir v oseh 5-6-7.



a)



b)

Slika 48: Prikaz izkoriščenosti portalnih okvirjev a) os b, b) os u

8.1.3 Zavetrovanje

Zavetrovanje je nameščeno na v nivoju zgornjega pasu strešnega nosilca in v nivoju spodnjega pasu previsnih nosilcev po obodu konstrukcije. Za te elemente predpostavimo, da se v tlaku izklonijo in vso obremenitev prenašajo le natezne diagonale.

Kontrolo elementov izvedemo s »pešč« računom posameznih elementov, glede na natezno nosilnost. Izpisana je le maksimalna obremenitev posameznih elementov zavetrovanja. V večini primerov elementi zavetrovanja ne prenesejo obremenitve. Kontrolni nosilnosti zadoščajo le horizontalni elementi zavetrovanja v zgornji ravnini strešnega nosilca (Preglednica 25).

Natezna nosilnost elementov je določena z enačbo:

$$N_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} > N_{Ed} \quad (39)$$

A... prerez elementa

f_y ... napetost tečenja

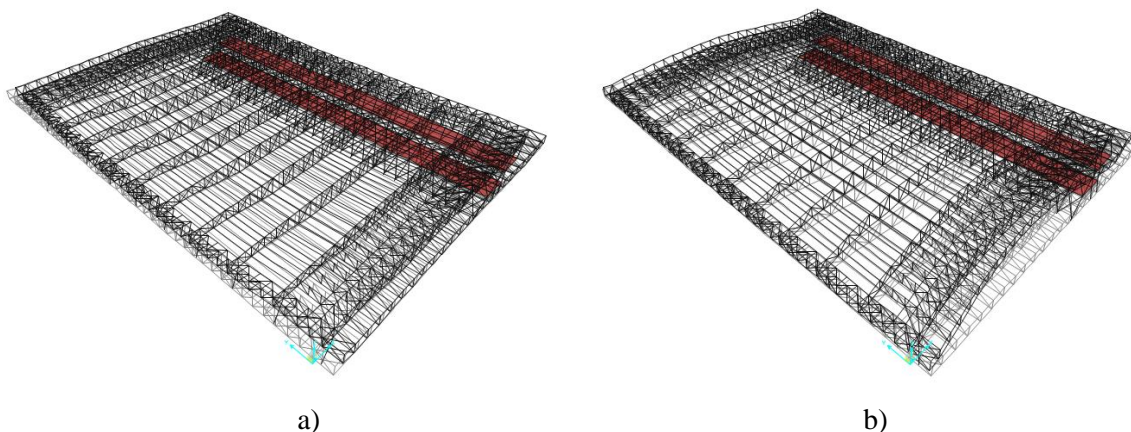
γ_{M0} ... materialni varnostni faktor

Preglednica 25: Kontrola nosilnosti zavetrovanja

Element	A(cm ²)	N _{Ed} (kN)	N _{Rd} (kN)	kontrola (39)	Kombinacija
Zgornji pas					
2L50.5	9,6	10	264	ok	3
2L60.6	13,82	5	380,05	ok	3
L40,4	3,08	600	84,7	ni ok	4
2L70.7	18,8	366	517	ok	4
L50.5	4,8	500	132	ni ok	4
Spodnji pas					
L40.4	3,08	494	84,7	ni ok	4
2L50.5 (os a-b)	9,6	294	264	ni ok	4
L90.9	15,5	630	426,25	ni ok	4
L80.8	12,3	488	338,25	ni ok	4
2L50.5 (os 1-2)	9,6	528	264	ni ok	4
2L70.7	18,8	962	517	ni ok	4

8.2 Kontrola mejnega stanja uporabnosti

Mejno stanje uporabnosti kontroliramo na osnovi etažnih pomikov. Ta kontrola je natančneje opisana v SIST EN 1998-1:2005. Zagotoviti moramo, da so etažni pomiki manjši od dovoljenih vrednosti, ki jih predpisuje standard glede na povratno dobo potresa ter vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov. Pomiki so preverjeni za delovanje potresa v obeh pravokotnih smereh delovanja potresa. Na slikah (Slika 49) je prikazan pomik zaradi potresnega delovanja v prečni in vzdolžni smeri. Največji pomik se v prečni smeri pojavi pri delovanju potresa v isti smeri (Slika 49a), kar je pričakovan rezultat. Enako velja za vzdolžno smer, kjer se največji pomiki pojavijo zaradi potresnega delovanja v vzdolžni smeri (Slika 49b). Pomiki v prečni smeri so enakomerni po celotni dolžini konstrukcije, saj je togost posameznih veznikov približno enaka. Enako ne smemo trditi za vzdolžno smer, kjer se največji pomiki, zaradi manjše togosti, pojavijo na sredini strešne konstrukcije.



Slika 49: Pomiki zaradi potresnega delovanja a) v prečni smeri, b) v vzdolžni smeri

Kontrola pomikov:

$$v \cdot dr \leq \alpha \cdot h_i \quad (40)$$

kjer so:

$dr...$ relativni etažni pomik

$v...$ faktor, ki je odvisen od povratne dobe potresa

$h_i...$ višina etaže

$\alpha...$ faktor, ki je odvisen od vrste in načina vgradnje nekonstrukcijskih elementov:

V primeru Hale Tivoli uporabimo najstrožji kriterij za $\alpha = 0,005$ za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov. Povratno dobo potresa upoštevamo 95 let, to pomeni, da je faktor v enak 0,5.

Naš objekt ima na vzhodni strani tri etaže na zahodni pa je le ena etaža. Zato smo kontrolo mejnega stanja uporabnosti ločili na vzhodni in zahodni del konstrukcije.

Preglednice (26 - 29) nam prikazujejo izpolnjenost kontrole mejnega stanja uporabnosti za zahodni del objekta. Največje pomike v prečni smeri povzroči delovanje potresa v prečni smeri (Slika 50a). Enako velja za vzdolžno smer. Zato je smiseln rezultat, da pogoj mejnega stanja nosilnosti ni izpolnjen kadar velja zgoraj omenjena kombinacija delovanja potresa in pripadajočih pomikov. V prečni smeri pogoj mejnega stanja uporabnosti ni izpolnjen, le v delu od nivoja pisarn do spodnjega pasu strehe (Slika 50b), kjer so relativni pomiki največji. To se zgodi zaradi tega, ker je konstrukcija v tem delu najbolj podajna, spodnji del je stabiliziran z tribunskimi oporami, zgornji del pa je palični nosilec strehe. V vzdolžni smeri pogoj mejnega stanja uporabnosti izpolnjen le v nivoju paličnega nosilca strehe, kjer so relativni pomiki na vrhu strehe najmanjši (Preglednica 29).

Preglednica 26: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri

Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α *hi	Kontrola (40)
hodnik	0,017	0,025	3,250	0,013	0,016	ok
pisarne	0,004	0,006	3,730	0,003	0,019	ok
spodnji pas strehe	0,156	0,234	3,820	0,117	0,019	ni ok
zgornji pas strehe	0,003	0,005	3,530	0,002	0,018	ok

Preglednica 27: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri

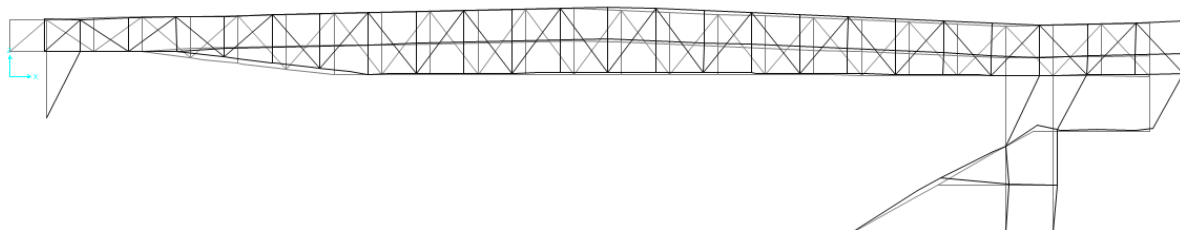
Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α *hi	Kontrola (40)
hodnik	0,002	0,003	3,250	0,001	0,016	ok
pisarne	0,003	0,005	3,730	0,002	0,019	ok
spodnji pas strehe	0,004	0,006	3,820	0,003	0,019	ok
zgornji pas strehe	0,000	0,000	3,530	0,000	0,018	ok

Preglednica 28: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri

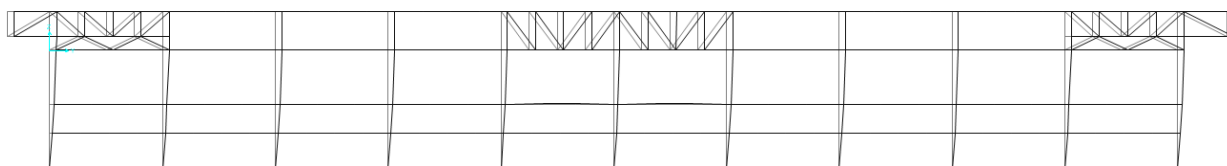
Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α *hi	Kontrola (40)
hodnik	0,001	0,002	3,250	0,001	0,016	ok
pisarne	0,001	0,001	3,730	0,000	0,019	ok
spodnji pas strehe	0,021	0,032	3,820	0,016	0,019	ok
zgornji pas strehe	0,001	0,001	3,530	0,001	0,018	ok

Preglednica 29: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri

Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α *hi	Kontrola (40)
hodnik	0,043	0,065	3,250	0,033	0,016	ni ok
pisarne	0,067	0,101	3,730	0,051	0,019	ni ok
spodnji pas strehe	0,102	0,153	3,820	0,077	0,019	ni ok
zgornji pas strehe	0,002	0,004	3,530	0,002	0,018	ok



a)



b)

Slika 50: Pomiki v a) prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri, b) vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri

Preglednice (30 - 33) nam prikazujejo izpolnjenost kontrole mejnega stanja uporabnosti za vzhodni del objekta. Tudi v tem primeru kontrola ni izpolnjena za pomike v prečni smeri, ko potres deluje v isti smeri. Enako velja za vzdolžno smer. Iz preglednic 30 in 33 vidimo, da relativni pomiki presegajo dovoljeno vrednost le v območju stebrov (Slika 51 in 50a). Tudi v tem primeru je glavni razlog za takšen odziv večja podajnost v območju stebrov.

Preglednica 30: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri

Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α *hi	Kontrola (40)
zgornji pas strehe	0,001	0,001	2,20	0,001	0,011	ok
spodnji pas strehe	0,159	0,239	4,60	0,120	0,023	ni ok

Preglednica 31: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v prečni smeri

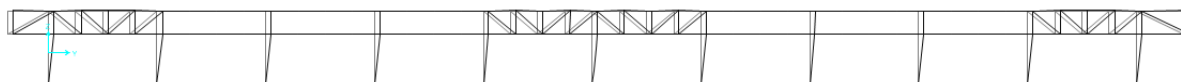
Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α^*hi	Kontrola (40)
zgornji pas strehe	0,0001	0,000	2,20	0,000	0,011	ok
spodnji pas strehe	0,003	0,004	4,60	0,002	0,023	ok

Preglednica 32: Pomiki v prečni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri

Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α^*hi	Kontrola (40)
zgornji pas strehe	0,002	0,003	2,20	0,001	0,011	ok
spodnji pas strehe	0,024	0,036	4,60	0,018	0,023	ok

Preglednica 33: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri

Višina	dr(m)	dr q (m)	hi (m)	v* dr	α^*hi	Kontrola (40)
zgornji pas strehe	0,002	0,004	2,20	0,002	0,011	ok
spodnji pas strehe	0,055	0,082	4,60	0,041	0,023	ni ok

**Slika 51: Pomiki v vzdolžni smeri zaradi delovanja potresa v vzdolžni smeri os b**

Največji pomiki konstrukcije se pojavijo v vzdolžni smeri na sredini strešnega razpona. Standard Evrokod 8 ne zahteva kontrole teh pomikov, vendar so verjetno kritični.

9 PRIMERJAVA VELIKOSTI POTRESNIH SIL GLEDE NA STARI STANDARD

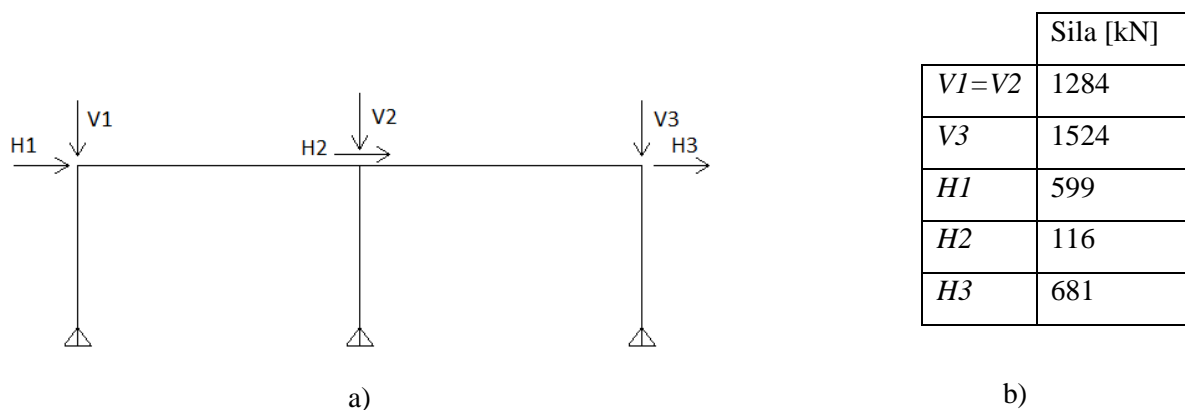
Izračun potresne obremenitve je povzet po projektni dokumentaciji iz leta 1990 (Načrt gradbenih konstrukcij, 1990). Potresna analiza je bila narejena ravninsko za okvira v oseh b in u.

Okvir v osi b

Za nihajni čas okvira je bila privzeta vrednost 0,2 s, zato ima okvir koeficient dinamičnosti enak vrednosti ena. Mikrosezmična lokacija Hale Tivoli nam določa koeficient seizmičnosti (K_s) enak vrednosti 0,06. Koeficient duktilnosti in obnašanja (K_p) je 1 ter koeficient objekta (K_o) 1,5. Skupni seizmični koeficient je produkt vseh vrednosti in znaša 0,09. S to vrednostjo pomnožimo vertikalno obtežbo (V_i), ki jo moramo upoštevati pri potresni obtežbi. Vertikalna obtežba, ki jo upoštevamo za določitev potresnih sil je vsota celotnega vpliva lastne in stalne teže, polne obtežbe snega in polovične vrednosti vpliva koristne obtežbe. Na sliki 52 je prikazana vertikalna in horizontalna obremenitev pomičnega okvira, kot je bilo to izvedeno leta 1990.

$$K = K_p \cdot K_s \cdot K_o \quad (41)$$

$$K = 0,06 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,09$$



Slika 52: a) Obremenitev na okvir v osi b iz projektne dokumentacije 1990, b) vrednosti vertikalne in horizontalne obremenitve

Zanimalo nas je kakšen je velikostni red potresnih sil, ki smo jih dobili iz projektne dokumentacije (Načrt gradbenih konstrukcij, 1990). Vsoto vseh horizontalnih sil primerjamo z vrednostjo vsote prečnih sil, ki jih dobimo iz modalne analize. Pri tem upoštevamo le prečne sile ob vrhu stebrov, ki se pojavijo v portalu v osi b.

Preglednica 34: Primerjava obremenitev

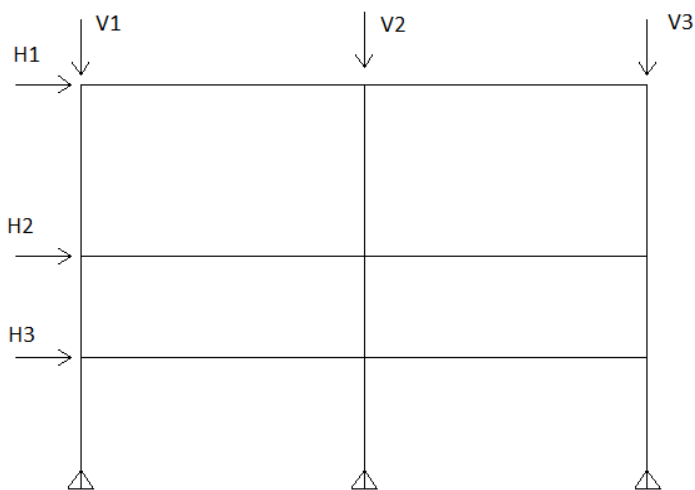
Vsota vseh horizontalnih sil na okvir iz projektne dokumentacije iz leta 1990 (Načrt gradbenih konstrukcij, 1990)	Modalna analiza SAP 2000
$F_{by} = 559+116+681 = 1356 \text{ kN}$	$F_{by} = 1321,0 \text{ kN}$

Kot je razvidno iz preglednice 34 se velikostni red prečnih sil, ki se pojavijo ob vrhu stebrov pomičnega okvira razlikuje za 2,6%. Glede na to, da se računa analize popolnoma razlikujeta, tako majhno razliko v rezultatih pripisujemo naključju.

Okvir v osi u

Skupni koeficient seizmičnosti je določen na enak način kot pri portalu v osi b, razlikuje se le v vrednosti koeficient dinamičnosti, ki je enak 0,6. Tako je končna vrednost 0,054. Na sliki 53 je prikazana vertikalna in horizontalna obremenitev pomičnega okvira, kot je bilo to izvedeno leta 1990.

$$K = 0,06 \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 0,054$$



	Sila [kN]
V1	1524
V2=V3	1284
H1	1081
H2	325
H3	45

Slika 53: a) Obremenitev na okvir v osi u iz projektne dokumentacije 1990, b) vrednosti vertikalne in horizontalne obremenitve

Tudi v primeru okvira v osi u smo primerjali vrednost prečnih sil, ki nastanejo zaradi vplivov horizontalnih sil (H_i) z vrednostmi, ki jih dobimo z modalno analizo prostorskega modela.

Preglednica 35: Primerjava obremenitev

Vsota vseh horizontalnih sil na okvir iz projektne dokumentacije iz leta 1990 (Načrt gradbenih konstrukcij, 1990)	Modalna analiza SAP 2000
$F_{by} = 1081+325+45 = 1451 \text{ kN}$	$F_{by} = 1997,4 \text{ kN}$

Tokrat smo vsoto vseh prečnih sil, iz projektne dokumentacije (Načrt gradbenih konstrukcij, 1990) primerjali z vrednostjo prečne sile, ki se pojavi ob dnu stebrov pomičnega okvira, ki smo jo dobili z modalno analizo.

Za razliko od vrednosti pomičnega okvira v osi b se v tem primeru potresni vpliv na okvir razlikuje za 37%. Razlike v vrednostim predpisujemo razlikam v metodi analize, obtežbi in načinu obravnave konstrukcije. Takratni standard ni zahteval uporabe prostorskega modela za konstrukcije, ki so nepravilne po tlorisu. Po SIST EN 1998 je potresni vpliv dovoljeno upoštevati s horizontalnimi silami dovoljeno le, če je konstrukcija pravilna po višini. Tako smo v naši analizi zaradi nepravilnosti uporabili modalno analizo prostorskega modela, v analizi iz leta 1990 pa je bil analiziran ravninski okvir. Potresni vpliv je bil podan v obliki horizontalnih sil. Glede na to, da obravnavana modela nista enaka, ne moremo pričakovati enakega nihajnega časa. Tako nam analiza ravninskega okvira poda manjši nihajni čas, kot ga dobimo z modalno analizo. V stari projektni dokumentaciji je koeficient dinamičnosti in s tem velikost potresnih sil določen glede na nihajni čas konstrukcije. SIST EN 1998-1:2005 določa potresne vplive glede na predpisan spekter pospeškov, ki je odvisen od lastnosti tal, kategorije objekta in nihajnega časa konstrukcije.

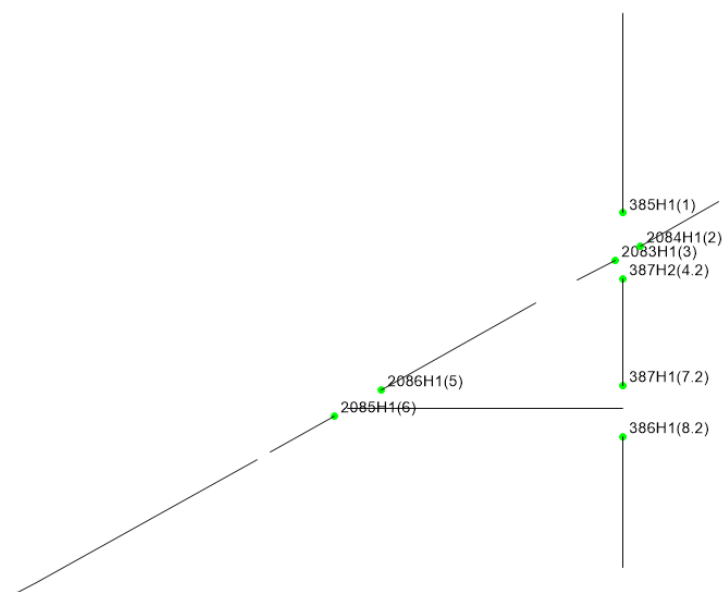
Glede na rezultate je lahko sklepati, da je bila konstrukcija dimenzionirana na manjše potresne vplive, kot je to predpisano s trenutno veljavnim standardom. Pri tem je potrebno poudariti, da je bil potresni vpliv po jugoslovanskih standardih kombiniran le s stalno obtežbo, po veljavnih evropskih standardih pa smo konstrukcijo dimenzionirali glede na kombinacijo vplivov, ki je določena z enačbo (9). Tako, da je, tudi okvir v osi b, ki po rezultatih sodeč prevzame enak velikostni red potresne obtežbe, dimenzioniran na večjo obremenitev kot leta 1990.

10. NELINEARNA STATIČNA ANALIZA KONSTRUKCIJE

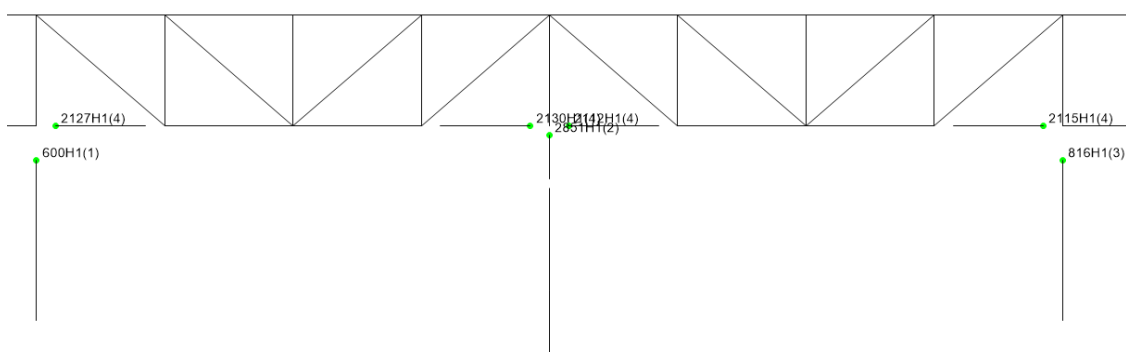
Z uporabo linearno elastične analize smo ugotovili, da konstrukcija ni sposobna prenesti projektne obremenitve, ki smo jo definirali po SIST EN 1998-1. Na osnovi te analize je možno ugotoviti le najbolj kritična mesta na konstrukciji, ni pa mogoče oceniti poškodovanost konstrukcije, kar nas največkrat zanima v primeru analize konstrukcije na močno potresno obtežbo. Ocena poškodovanosti konstrukcije je mogoča le z uporabo nelinearne analize. V našem primeru smo oceno poškodovanosti konstrukcije za potres s povratno dobo 475 let naredili z uporabo poenostavljene nelinearne metode N2 (Fajfar, 2002), ki temelji na nelinearni statični analizi modela z več prostostnimi stopnjami (v nadaljevanju MDOF) pri monotono naraščajoči obtežbi. Potresna obremenitev je določena na podlagi ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (v nadaljevanju SDOF). Podobne poenostavljene metode se uporabljajo v standardih in priporočilih v ZDA. Enega izmed teh predstandardov (FEMA 356, 2000) smo uporabili za določitev nelinearnega modela konstrukcije.

10.1 Model konstrukcije

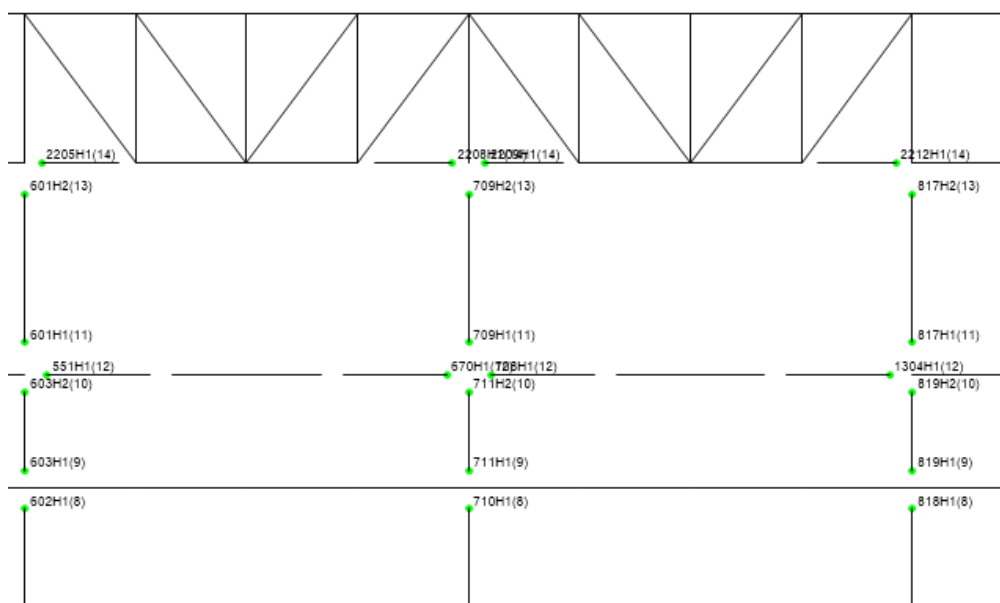
Model konstrukcije, ki smo ga uporabili v linearni analizi konstrukcije, ostaja enak tudi v nelinearni analizi. Model smo dodatno dopolnili s podatki o nelinearnem odnosu med deformacijo in notranjo statično količino. To naredimo tako, da na začetku in koncu elementa definiramo plastični členek. Mesta in lastnosti plastičnih členkov smo določili na podlagi obnašanja elementov v linearni analizi. V prečni smeri smo plastične členke podali v krajne dele elementov tročlenskega okvira (Slika 54). Enako smo naredili v modelu za analizo v vzdolžni smeri, kjer smo mesta plastičnih členkov določili v pomičnih okvirih (Slika 55a, b).



Slika 54: Položaj plastičnih členkov v tročlenskem okviru v prečni smeri



a)

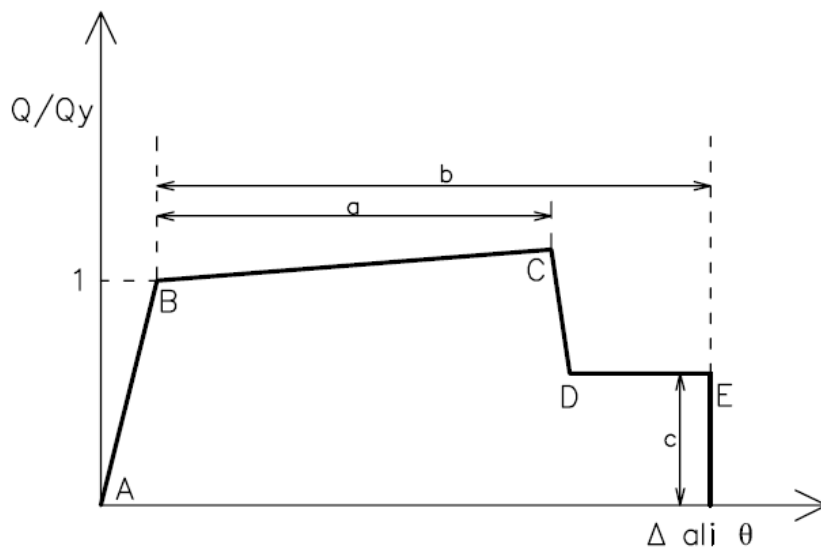


b)

Slika 55: Položaj plastičnih členkov a) okvir v osi b, b) okvir v osi u

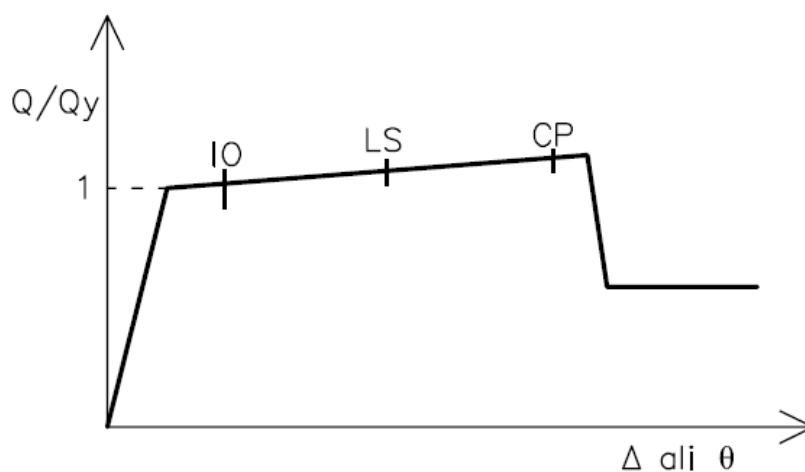
10.2 Materialna nelinearnost

Nelinearno delovanje konstrukcije opišemo z materialno nelinearnostjo. Ta je v modelu določena s plastičnimi členki. Materialno nelinearnost opišemo z odnosom pomik – sila (u/N), zasuk – moment (Θ/M) ali kombinacijo (Slika 56). Odnos u/N ali Θ/M je definiran v ameriškem predstandardu FEMA 356. Vrednosti a, b in c so definirane v odvisnosti od vrste plastičnega člena. Točka A je izhodišče, B je točka plastičnega tečenja, s točko C je definirana mejna nosilnost sistema, D opisuje preostalo nosilnost po delni porušitvi in v točki E je definirana popolna porušitev.



Slika 56: Odnos normiran moment - zasuk ali normirana osna sila – pomik

SIST EN 1998-3:2005, informativni dodatek B, ima definirane le vrednosti, pri katerih lahko ocenimo stanje plastičnega člena IO (angl. »Immediate Occupancy«), LS (angl. »Life Safety«), CP (angl. »Collapse Prevention«), ki se nahajajo med točkama B in C na sliki 57. Vrednosti vmesnih stanj so enake vrednostim, ki so podane v ameriškem predstandardu FEMA 356.



Slika 57: Stanje plastičnega člena

V našem modelu konstrukcije smo v plastičnih členkih upoštevali nelinearen odnos med momentom in zasukom. Pri tem smo bili pozorni tudi na kompaktnost preseza in nivo osne sile, ki se pojavi v elementu. V spodnjih preglednicah 36 – 39 so podane vrednosti za določitev odnosa med normiranim momentom in zasukom.

Preglednica 36: Vrednosti faktorjev a, b, c, IO, LS, CP za prečke po predstandardu FEMA 356 (bf-širina pasnice, tf-debelina pasnice, hw-višina stojine, tw-debelina stojine)

	prečke	a	b	c	IO	LS	CP
1	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{f_y}}$	9 Θ_y	11 Θ_y	0,6	1 Θ_y	6 Θ_y	8 Θ_y
2	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}}$	4 Θ_y	6 Θ_y	0,2	0,25 Θ_y	2 Θ_y	3 Θ_y

Preglednica 37: Vrednosti faktorjev a, b, c, IO, LS, CP za stebre P < 0,2 P_{CL} po predstandardu FEMA 356 (b_f-širina pasnice, t_f-debelina pasnice, h_w-višina stojine, t_w-debelina stojine)

	Stebri P/P _{CL} < 0,2	a	b	c	IO	LS	CP
1	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{f_y}}$	9 Θ_y	11 Θ_y	0,6	1 Θ_y	6 Θ_y	8 Θ_y
2	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{460}{\sqrt{f_y}}$	4 Θ_y	6 Θ_y	0,2	0,25 Θ_y	2 Θ_y	3 Θ_y

Preglednica 38: Vrednosti faktorjev a, b, c za stebre 0,2 P_{CL} < P < 0,5 P_{CL} po predstandardu FEMA 356 (b_f-širina pasnice, t_f-debelina pasnice, h_w-višina stojine, t_w-debelina stojine)

	Stebri 0,2 < P/P _{CL} < 0,5	a	B	c
1	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_y}}$	11(1-1,7 · P/P _{CL}) Θ_y	17 (1-1,7 P/P _{CL}) Θ_y	0,2
2	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{400}{\sqrt{f_y}}$	1 Θ_y	1,5 Θ_y	0,2

Preglednica 39: Vrednosti faktorjev IO, LS, CP za stebre 0,2 P_{CL} < P < 0,5 P_{CL} po predstandardu FEMA 356 (b_f-širina pasnice, t_f-debelina pasnice, h_w-višina stojine, t_w-debelina stojine)

	Stebri 0,2 < P/P _{CL} < 0,5	IO	LS	CP
1	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_y}}$	0,25 Θ_y	17 (1-1,7 · P/P _{CL}) Θ_y	11(1-1,7 · P/P _{CL}) Θ_y
2	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}}$, $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{f_y}}$	0,25 Θ_y	0,5 Θ_y	0,8 Θ_y

Vrednosti, ki se pojavijo med omejitvami kompaktnosti, določimo z linearno interpolacijo. V primeru, da kompaktnost stojine narekuje eno skrajno vrednost faktorjev a, b, ..., kompaktnost pasnice pa drugo, se uporabi manjša izmed vrednosti.

Iz preglednic (38 in 39) je razvidno, da se kapaciteta zasuka pri veliki osni sili zmanjša.

Odnos med normiranim momentom in zasukom, ki smo ga povzeli po predstandardu FEMA 356 podamo v model konstrukcije. Plastični členki so bili zaradi večje kontrole izračuna podani ročno na konstrukcijo (Slika 58). Pri podajanju plastičnih členkov moramo biti pozorni tudi na upogibno nosilnost elementov. Praviloma za potrebe nelinearne analize uporabimo srednjo vrednost upogibne nosilnosti elementov. V našem izračunu smo pri upogibni nosilnosti upoštevali karakteristično vrednost nosilnosti na meji tečenja. S to predpostavko je naš izračun upogibne nosilnosti elementov na varni strani. Program SAP 2000 upogibno nosilnost izračuna iz plastičnega upogibnega momenta. Takšen račun ni pravilen za prereze, ki so v 3. in 4. razredu kompaktnosti, in elemente, pri katerih lahko pride do problemov s stabilnostjo. Zato smo upogibno nosilnost izračunali na osnovi priporočil standarda SIST EN 1993:2005 in vrednosti v program podali ročno. Za primer je prikazan izračun upogibne nosilnosti $M_{b,Rd}$ za prerez C1.

$$M_{b,Rd} = 1,1 \cdot \chi \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (42)$$

$$A = 273 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 91300 \text{ cm}^4$$

$$W_3 = 3888,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{E I_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega L)^2}} \quad (43)$$

Pri zaprtih škatlastih prerezih je delež ovirane torzije zanemarljiv. V našem primeru so v vseh točkah, kjer smo definirali plastične členke, škatlasti prečni prerezi. Zato lahko upoštevamo, da je v enačbi 43 drugi člen pod korenem enak 0.

$$M_{cr} = 1 \frac{\pi}{494} \cdot \sqrt{21000 \cdot 69200 \cdot 8000 \cdot 100000 + 0} = 6,85 \cdot 10^6 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{27,5 \cdot 4347,6}{6,85 \cdot 10^6}} = 0,13$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

Bočna zvrnitev v tem primeru ni merodajna.

kjer je:

A ... prečni prerez elementa

I_y ... vztrajnostni moment prereza

$W_3...$ odpornostni moment prereza

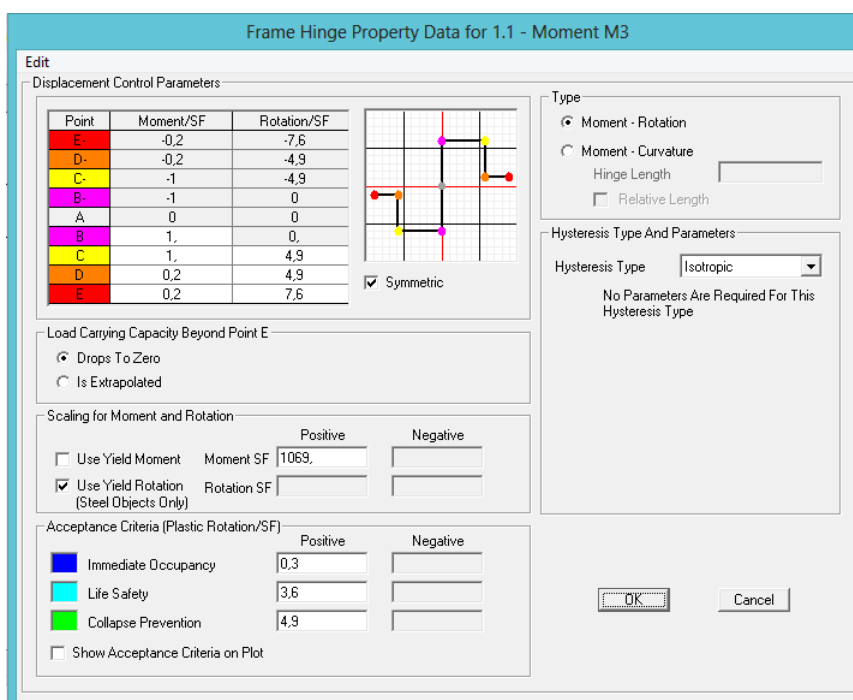
$\lambda_{LT}...$ vitkost zaradi bočne zvrnitve

$\chi_{LT}...$ redukcijski faktor nosilnosti zaradi bočne zvrnitve

Prerez je v 3. razredu kompaktnosti, zato uporabimo elastične karakteristike prereza za določitev $M_{b,Rd}$. Z uporabo elastičnih karakteristik prereza je naš izračun na varni strani. Pri elementih, katerih prerezi so v četrtem razredu kompaktnosti, upoštevamo sodelujočo širino.

$$M_{b,Rd} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 3888,6 \cdot 27,5 / 1,0 = 106937 \text{ kNcm} = 1096 \text{ kNm}$$

Rezultati upogibne nosilnosti so enaki kot jih dobimo pri kontroli nosilnosti elementov v programu SAP 2000 in služijo kot dobra kontrola. Izračun velja za konzolni del stebra v osi 1.



Slika 58: Definiranje plastičnega členka v programu SAP 2000

10.3 Obtežna shema

Obtežba za potisno analizo je predpisana v SIST EN 1998-3 v točki 4.4.4.2. V tem diplomskem delu je na kratko povzeta v poglavju 3.2.3. Razporeditev horizontalnih potresnih sil po višini objekta je odvisna od razporeditve togosti in mas konstrukcije. Standard predpisuje dve različni obtežni shemi, pri prvi so horizontalne sile enake po višini, pri drugi pa horizontalne sile določimo s pomočjo linearno elastične analize. Te sile so lahko dobljene z metodo z horizontalnimi silami ali modalno analizo. Obtežno shemo določimo ločeno glede na prečno in vzdolžno smer.

V nelinearni statični analizi obtežbo enakomerno in postopoma povečujemo, zato velikost sil na konstrukcijo ni pomembna. Podane sile lahko normiramo in se tako izognemo velikim in nepreglednim vrednostim. Pomembna je oblika obtežne sheme. Pri povečevanju obtežbe opazujemo spreminjanje pomikov in statičnih količin v konstrukciji.

Obtežno shemo smo natančneje izračunali v poglavjih 10.5 in 10.6.

10.4 Postopek izračuna vrednosti ciljnega pomika

Za oceno poškodovanosti objekta je potrebno izračunati ciljni pomik. Potek izračuna je predstavljen v nadaljevanju.

Izračun sistema MDOF izvedemo s programom SAP 2000, glede na opisano materialno nelinearnost in obtežno shemo. Tako dobimo odnos med prečno silo in deformacijami konstrukcije. Zaradi uporabe elastičnega spektra odziva za določitev potresne obremenitve moramo sistem MDOF prevesti na ekvivalenten sistem SDOF. To storimo s pomočjo faktorja participacije (Γ)

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (44)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (45)$$

kjer je

m^* ... masa sistema z eno prostostno stopnjo

Γ ... faktor participacije

Φ_i ... deformacijska oblika, ki je normirana tako, da je deformacija na vrhu enaka 1

Prevedba sistema MDOF na sistem SDOF je narejena po naslednjih enačbah:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} \quad (46)$$

$$D_y^* = \frac{D_y}{\Gamma} \quad (47)$$

kjer je:

$F_y \dots$ nosilnost na meji tečenja sistema MDOF

$F_y^* \dots$ nosilnost na meji tečenja sistema SDOF

$D_y \dots$ pomik na meji tečenja sistema MDOF

$D_y^* \dots$ pomik na meji tečenja sistema SDOF

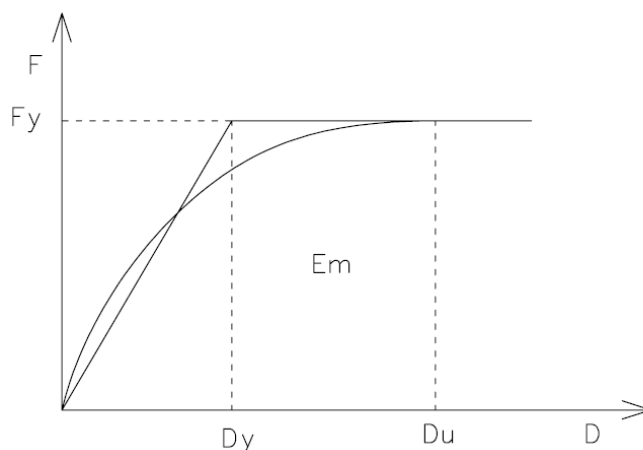
SIST EN 1998-1, informativni dodatek B predpisuje, da je odnos med pomikom in celotno prečno silo potrebno idealizirati z elaso-plastičnim odnosom. Iz idealiziranega diagrama določimo vrednost pomika na meji tečenja, ki je določen z enačbo 48. Zveza temelji na predpostavki, da je površina pod dejanskim in idealiziranim odnosom med prečno silo in pomikom enaka.

$$D_y = 2 \cdot \left(D_u - \frac{E_m}{F_y} \right) \quad (48)$$

kjer je:

$D_u \dots$ pomik pri maksimalni prečni sili sistema SDOF

$E_m \dots$ dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma, ki matematično predstavlja ploščino pod diagramom (Slika 59).



Slika 59: Idealiziran odnos sila-pomik

Tako dobimo maso, nosilnost in pomik sistema z eno prostostno stopnjo. Iz podatkov lahko izračunamo nihajni čas konstrukcije sistema z eno prostostno stopnjo.

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (49)$$

Iz elastičnega spektra pospeškov dobimo pospešek $S_{ae}(T^*)$ pri izračunanem nihajnem času konstrukcije SDOF. Razmerje vrednosti pospeška, ki ga dobimo iz elastičnega spektra pospeškov in pospeška, ki ga izračunamo glede na prečno silo in maso sistema SDOF (50), predstavlja redukcijski faktor zaradi duktilnosti (51). Od redukcijskega faktorja R_μ je odvisna sposobnost konstrukcije, da se deformira v neelastičnem območju.

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (50)$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (51)$$

Redukcijski faktor zaradi duktilnosti je odvisen od nihajnega časa in duktilnosti konstrukcije. V N2 metodi (Fajfar, 2002) je uporabljena naslednja zveza:

$$\mu = \begin{cases} (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_C}{T} + 1 & \dots T^* < T_C \\ R_\mu & \dots T^* \geq T_C \end{cases} \quad (52)$$

kjer je:

μ ... globalna duktilnost konstrukcije

T_C ... karakteristični nihajni čas gibanja tal in je podana v poglavju 3.2

Ciljni pomik (D^*) sistema z eno prostostno stopnjo določimo z naslednjo zvezo:

$$D^* = D_y^* \cdot \mu \quad (53)$$

Potrebna je le še transformacija sistema iz ene prostostne stopnje na sistem z več prostostnimi stopnjami (54).

$$D = D^* \cdot \Gamma \quad (54)$$

10.5 Ocena poškodovanosti objekta (SIST EN 1998-3:2005)

Glede na izračunan ciljni pomik lahko ocenimo stopnjo poškodovanosti objekta. Osnovne zahteve se nanašajo na stanje škode, ki se pojavi na konstrukciji. Poškodovanost na nivoju konstrukcije je v standardu opisno opredeljena s tremi mejnimi stanji, ki so definirana v nadaljevanju.

NC (angl. »Near Collapse«) pomeni stanje konstrukcije blizu porušitve, ki se ji je med potresom zmanjšala togost in nosilnost. Primarni nosilni elementi imajo še vedno sposobnost prenesti vertikalno obtežbo, sekundarni pa so porušeni. Konstrukcija ni sposobna prenesti potresa z enako ali manjšo intenziteto.

SD (angl. »Significant Damage«) pomeni, da je ob potresu na konstrukciji nastala znatna škoda. Konstrukcija je v tem stanju še vedno sposobna prenesti vertikalno obtežbo vendar so nekonstrukcijski elementi močno poškodovani. Polnila kljub poškodovanosti ostanejo v svoji ravnini. Glede na poškodovanost objekta je obnova iz gospodarskega vidika neekonomična.

DL (angl. »Damage Limitation«) pomeni stanje konstrukcije, ki je rahlo poškodovana. Nekonstrukcijski elementi so lahko razpokani, vendar je popravilo ekonomsko upravičeno ali nepotrebno.

SIST EN 1998-3:2005 predpisuje da zgoraj opisana mejna stanja poškodb za običajne objekte ne smejo biti prekoračena glede na povratno dobo potresa (Preglednica 40). Po analogiji z definicijo projektne potresne obtežbe po standardu Evrokod 8 lahko sklepamo, da mora obravnavani objekt zadostiti pogojem mejnega stana SD, če je analiza poškodovanosti ustreza pospešku tal, ki ima povratno dobo 780 let ($a_g = 1.2 \cdot 0.25 \text{ g} = 0.3 \text{ g}$).

Preglednica 40: Pričakovane poškodbe glede na povratno dobo potresa

Stanje	NC	SD	DL
Povratna doba potresa (v letih)	2.475	475	225

Zgornja stanja so opisana na nivoju celotne konstrukcije. Standard definira mejna stanja tudi na nivoju konstrukcijskega elementa. Stanje NC je na elementu doseženo, če je prekoračena rotacija NC, kateri ustreza 80% dejanske vrednosti nosilnosti, če jo merimo v območju mehčanja. Za stanje SD ta rotacija znaša 75% rotacije stanja NC. Stanje DL je na elementu definiran z mejo elastičnosti..

Mejna stanja na nivoju konstrukcije smo ocenili iz poškodovanosti konstrukcije, ki izhaja iz mejnih stanj na nivoju elementov. Predpostavili smo, da je mejno stanje blizu porušitve konstrukcije doseženo, ko je približno polovica vseh elementov v stanju NC, pri čemer se vrednotijo le tisti elementi za katere smo ugotovili, da se na osnovi potisne analize poškodujejo preko stanja blizu porušitve. Na osnovi te definicije smo določili pomik na vrhu, ki ustreza mejnemu stanju NC. Pomik za stanje SD smo določili kar iz definicije poškodovanosti na nivoju elementa. Predpostavili smo, da je pomik SD enak kar 75% pomika NC.

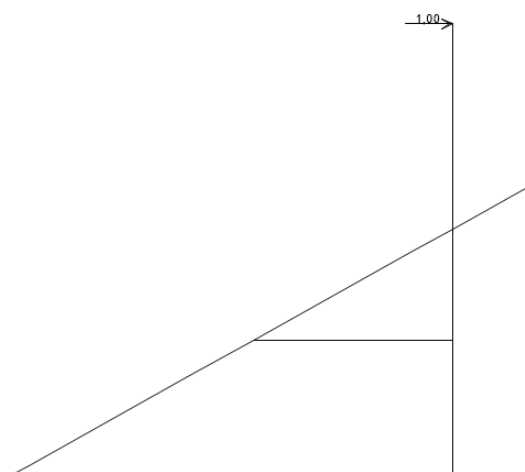
10.6 Izračun v prečni smeri

Kot smo že omenili, smo nelinearno statično analizo izvedli ločeno glede na prečno in vzdolžno smer. Glede na pomike prevladujoče nihajne oblike v prečni smeri predpostavimo, da se edini pomik v prečni smeri zgodi v zgornjem delu konzole tročlenskega okvira. Pomika v višini priključitve tribunskega na steber in hodnika sta zanemarljivo majhna v primerjavi s pomikom na vrhu konzole. Temu primerna je tudi razporeditev vodoravnih sil na konstrukcijo. Celotna masa strehe in pripadajoča masa v nivoju pisarn se prenese na zgornji del konzole. Iz pomika in mase dobimo velikost vodoravne obtežbe. Pri tem je potrebno poudariti, da je upoštevanje pomikov le prevladujoče nihajne oblike poenostavitev in so zato rezultati naše analize približni.

$$m = 2357 \text{ t}$$

$$\Phi = 1$$

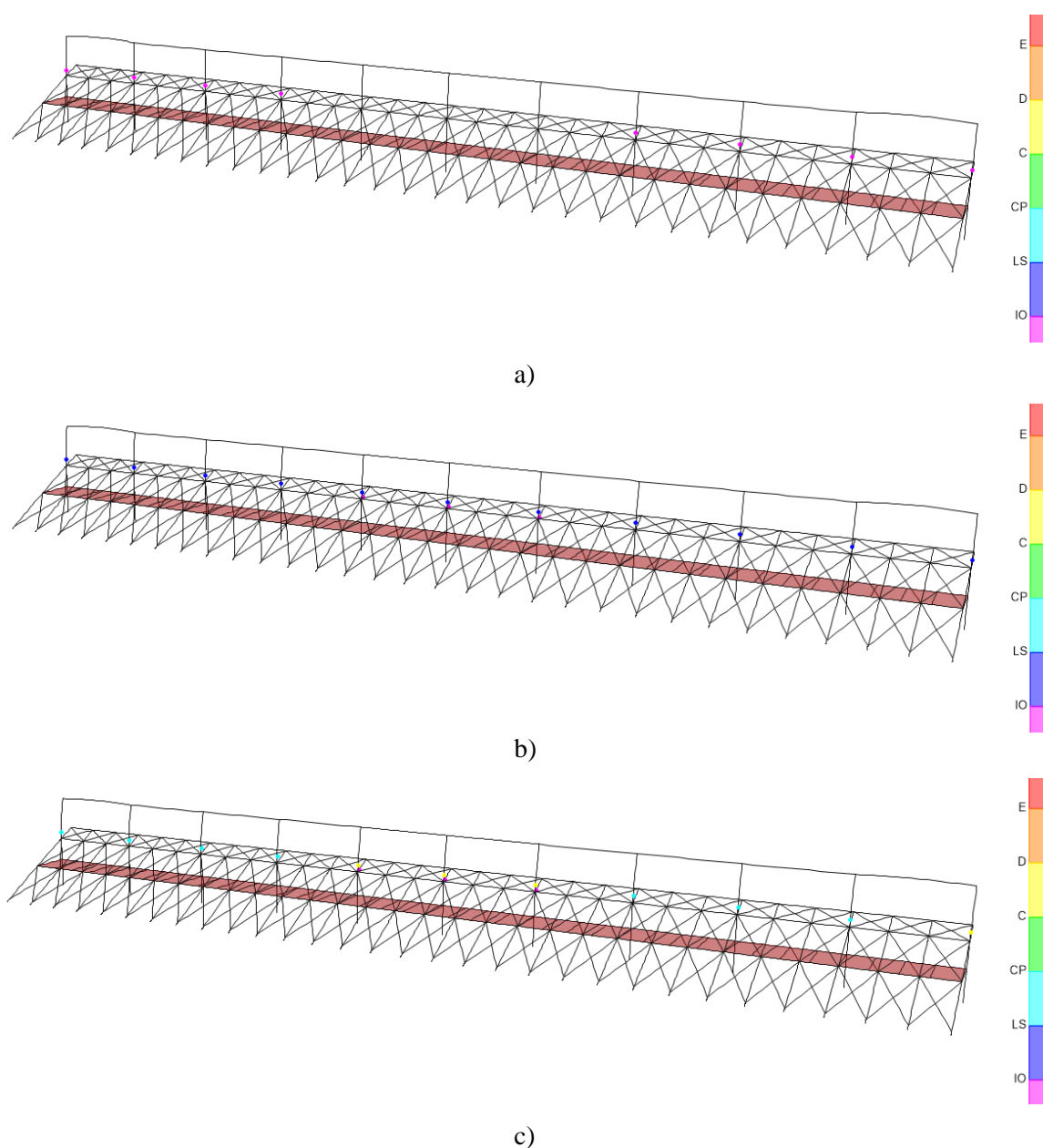
$$F = m \cdot \Phi = 2357 \cdot 1 = 2357 \text{ kN}$$



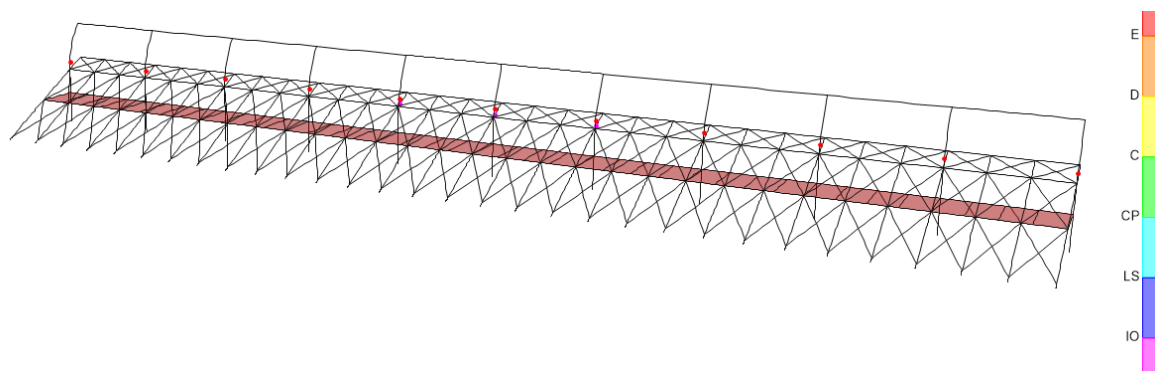
Slika 60: Obtežna shema v prečni smeri

Nivo horizontalne sile ni pomemben saj silo v analizi postopoma povečujemo. Potisno analizo konstrukcije izvedemo s programom SAP 2000. Plastični členki v konstrukciji se pojavijo v

konstrukciji ob mestu vpetja konzolnega dela konstrukcije na tročlenski okvir. Najprej se pojavijo v oseh 1-4 in 8-11. Le ti prečni prerezi so šibkejši od prečnih prerezov, ki se pojavijo v oseh 5-6-7, saj je na tem mestu portalni okvir konstrukcije v vzdolžni smeri. Zato je rezultat pričakovan in smiseln (Slika 61a). Nato se plastični členki pojavijo tudi v oseh 5-6-7 (Slika 61b). S povečevanjem obtežbe na konstrukcijo se stanje plastičnega členka spreminja od IO do CP. (Slika 61c in 62). Za pojav končnega stanja je potrebno več korakov kot jih je prikazano na spodnjih slikah. Poleg plastičnih členkov, ki se pojavijo ob vpetju konzolnega dela na portalni okvir se v oseh 5-6-7 pojavijo tudi plastični členki na elementu tribunskega opornika med stebrom v osi u in podestom hodnika na mestu priključitve na steber v osi u. Ti plastični členki ne dosegajo stanja IO in niso kritični v primerjavi s plastičnimi členki, ki se pojavijo v vertikalnem konzolnem delu.



Slika 61 (se nadaljuje): Pojav plastičnih členkov med povečevanjem obtežbe



Slika 61(nadaljevanje): Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve

V našem primeru smo z upoštevanjem pomika le v konzolnem delu sistem MDOF prevedli na sistem SDOF. Tako so vrednosti pomikov in nosilnosti na meji tečenja enaki za oba sistema (MDOF in SDOF).

$$\Phi = 1$$

$$\Gamma = 1$$

$$m = m^* = 2357 \text{ t}$$

Odnos med pomikom in prečno silo moramo idealizirati z elastoplastičnim diagramom. To storimo po enačbi 48. Potisna (pushover) krivulja je prikazana v sliki 62.

$$F_y = F_y^* = 3386 \text{ kN}$$

$$D_u = D_u^* = 0,141 \text{ m}$$

$$E_m = 391 \text{ kNm}$$

$$D_y = 2 \cdot \left(0,141 - \frac{391}{3386}\right) = 0,052 \text{ m} = D_y^*$$

Glede na trdnost nosilnost in pomik sistema lahko izračunamo nihajni čas konstrukcije z eno prostostno stopnjo.

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2357 \cdot 0,052}{3386}} = 1.19 \text{ s}$$

Nihajni čas, ki smo ga izračunali iz poenostavljene konstrukcije, primerjamo z vrednostjo nihajnega časa oblike, ki niha v prečni smeri, iz modalne analize konstrukcije. Tako znaša nihajni čas, ki smo ga

dobili iz modalne analize 1,4 s, s poenostavljeno analizo pa 1,19 s. Razlika nastopi predvsem zaradi poenostavitve računa. Predpostavili smo, da je del konstrukcije pod glavnim hodnikom bistveno bolj tog kot je togost konzolnega stebra nad hodnikom. Zato je potrebno rezultate analize pazljivo interpretirati.

Vrednost nihajnega časa je tako med T_C in T_D , zato elastični pospešek izračunamo po naslednji enačbi 55.

$$S_{ae} = a_g \cdot \mu \cdot S \cdot 2,5 \cdot (T_C/T^*) \quad (55)$$

$$S_{ae}(T^*) = 1,2 \cdot 0,25 \cdot g \cdot 1,15 \cdot 2,5 \cdot (0,6/1.195)$$

$$S_{ae}(T^*) = 0,433 \text{ g} = 4,25 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ay} = \frac{3386}{2357} = 1,44 \text{ m/s}^2$$

$$R_\mu = \frac{4,25}{1,43} = 2,97$$

Glede na zvezo med redukcijskim faktorjem zaradi duktilnosti, nihajnim časom in duktilnostjo (52) je redukcijski faktor kar enak duktilnosti. Tako imamo vse podatke, da določimo vrednost ciljnega pomika.

$$R_\mu = \mu = q = 2,97$$

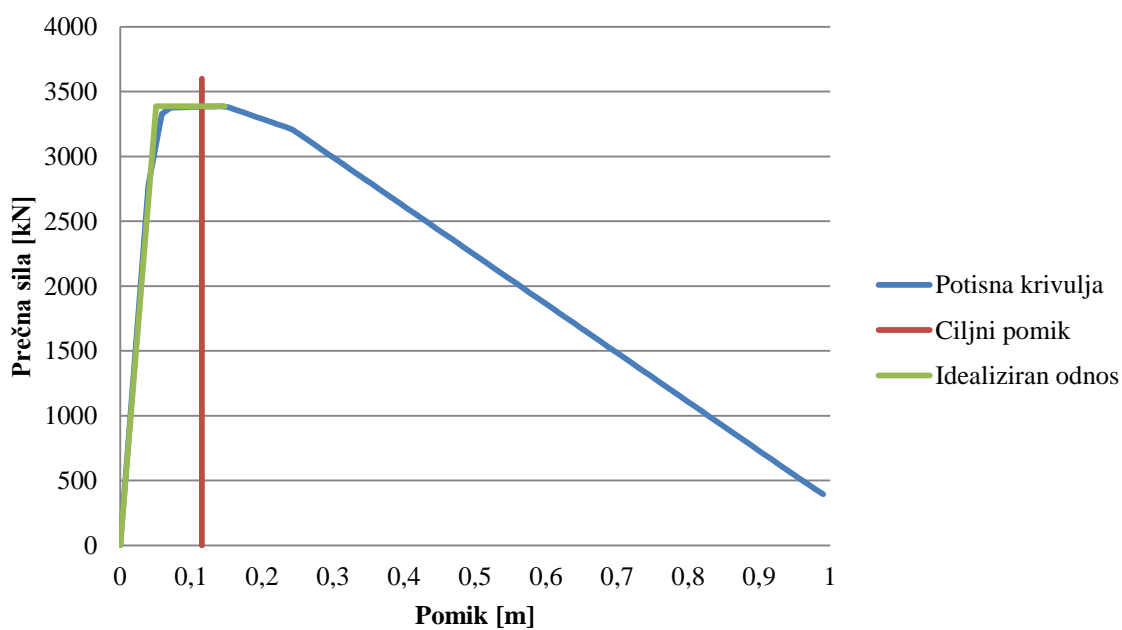
$$D = D^* = \mu \cdot D_y = 2,97 \cdot 5,2 \text{ cm} = 15,4 \text{ cm}$$

Iz spodnje slike 62 je razvidno, da je ciljni pomik konstrukcije v območju plastifikacije, tik pred začetkom zmanjševanja nosilnosti. Iz teh rezultatov lahko sklepamo, da konstrukcija v primeru potresa ne bo ostala nepoškodovana. Zanima nas poškodovanost objekta, zato izračunamo vrednost pomikov glede na stanja, ki smo jih definirali v poglavju 10.5.

Pushover krivulja iz programa SAP 2000 nam poda zvezo med prečno silo in pomikom glede na ovojnico vseh plastičnih členkov, ki se pojavijo v konstrukciji. Zato mejne pomike določimo glede na mejno stanje NC plastičnega članka, ki se pojavi v konstrukciji, kot smo to definirali v poglavju 10.5. Ocenili smo, da je pomik na vrhu za mejno stanje NC, SD in DL znaša:

- $D_{NC} = 0,225 \text{ m}$
- $D_{SD} = 0,75 \cdot 0,225 = 0,17 \text{ m}$
- $D_{DL} = 0,039 \text{ m}$

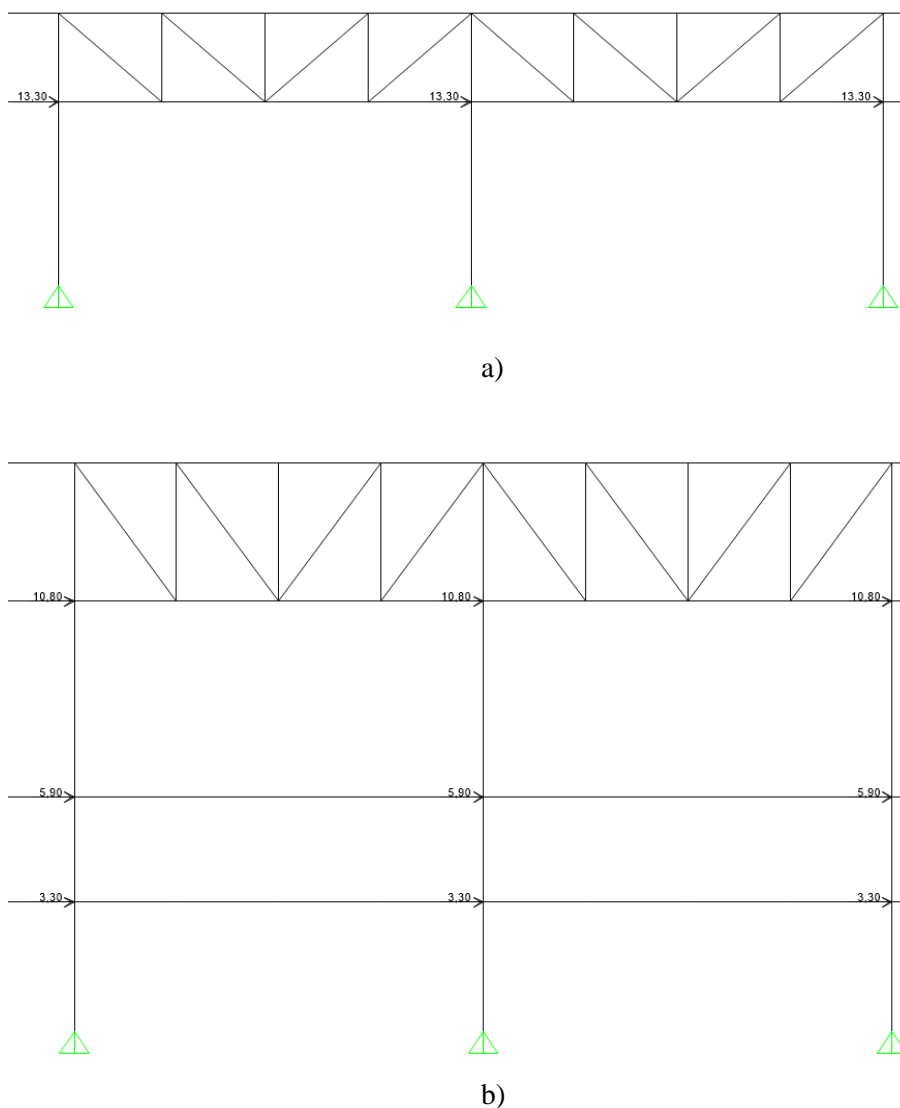
Ciljni pomik, ki smo ga določili za projektno potresno obtežbo, skoraj dosega pomik za mejno stanje SD (Poglavje 10.5). Iz tega lahko sklepamo, da bi bila konstrukcija v primeru projektne potresa močno poškodovana, vendar bi ob upoštevanju predpostavk analize še vedno zadovoljili kriterij za mejno stanje SD.



Slika 62: Potisna krivulja za analizo v prečni smeri

10.7 Izračun v vzdolžni smeri

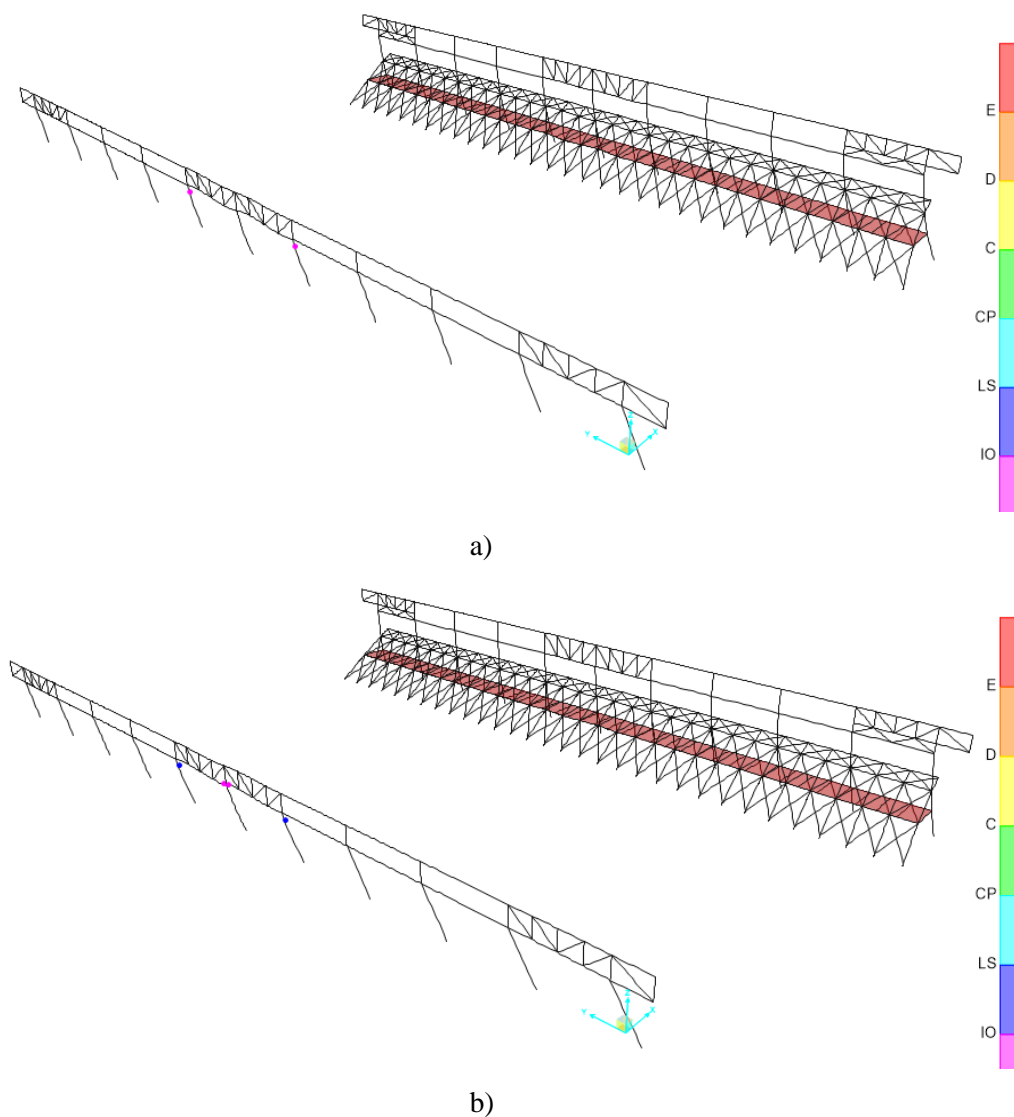
Iz modalne analize je razvidno, da se potresna obtežba v vzdolžni smeri na konstrukcijo portalnih okvirov razdeli v razmerju 40:60. Manjši del obtežbe prevzame okvir pod hribom (os b). Zato tudi horizontalno obtežbo razdelimo v tem razmerju. Velikost vodoravnih sil ni pomembna, pomembno pa je razmerje med silami. Zato predpostavimo, da je celotna prečna sila 100 kN. Na portalni okvir v osi b tako pride 40 kN, ki jih razdelimo na tri enake dele in jih namestimo na stebre portalnega okvira (Slika 63a). V splošnem bi lahko 40 kN namestili le na koncu enega stebra, vendar etaže niso povezane s togo diafragmo. Na portalni okvir v osi u razdelimo sile tudi po višini, te so razporejene po višini v trikotni obliki (Slika 63b).



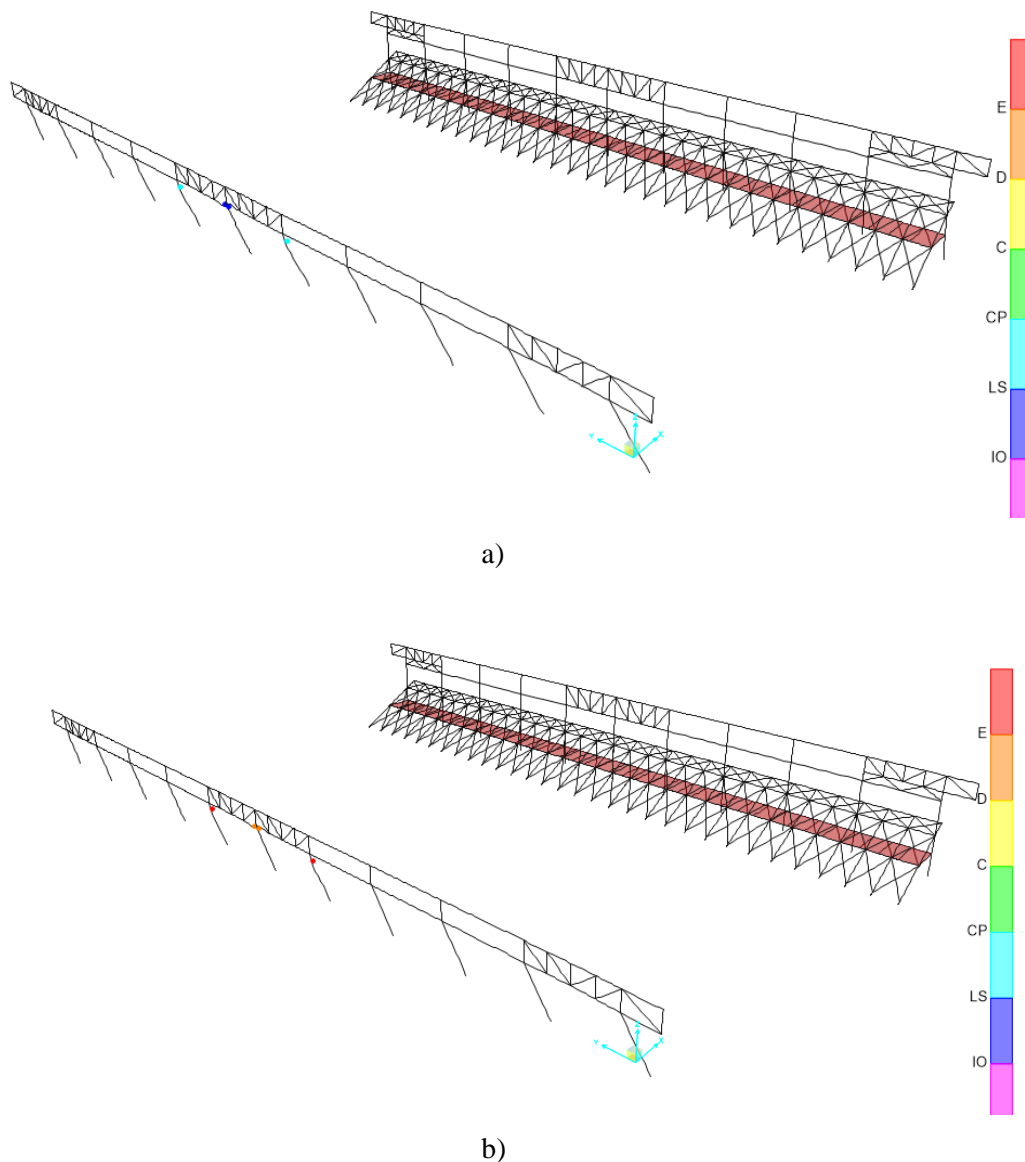
Slika 63: Obtežna shema v vzdolžni smeri a) v osi b, b) v osi u

Nadaljnja analiza konstrukcije v vzdolžni smeri poteka na enak način, kot analiza konstrukcije v prečni smeri. Ko na model nanese obtežbo, ki smo jo opisali zgoraj, se celotna konstrukcija pomakne enakomerno v vzdolžni smeri. Plastični členki se najprej pojavijo v stebrih portalnega okvira v osi b, nato pa še v prečkah ob srednjem stebrov. Srednji stebel je ob priključitvi na prečke utrjen z vuto in je zato pričakovan rezultat mehčanje prečk, ki so v tem primeru šibkejše (Slika 64a in b). Ko se plastificirajo tudi prečke, se konstrukcija torzijsko rotira, saj se del pod hribom (v osi b) obnaša kot kinematična veriga, zahodni del objekta pa ostaja tog. Stanje plastičnih členkov se z naraščanjem obtežbe spreminja (Slika 65a in b). Plastifikacija elementov v osi u ne nastane.

Na slikah so zaradi preglednosti skriti deli konstrukcije, ki niso bistveni v analizi.



Slika 64: Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve



Slika 65: Pojav plastičnih členkov v konstrukciji med povečevanjem obremenitve

Tudi v tem primeru nas zanima vrednost ciljnega pomika. Izračun poteka podobno kot v analizi konstrukcije v prečni smeri.

$$\Phi = 1$$

$$\Gamma = 1$$

$$m = m^* = 2357 \text{ t}$$

Odnos med pomikom in prečno silo moramo idealizirati z elasto-plastičnim diagramom. To storimo po enačbi 48. Pushover krivulja je prikazana na sliki 67.

$$F_y = F_y^* = 2602 \text{ kN}$$

$$D_u = D_u^* = 0,259 \text{ m}$$

$$E_m = 621,9 \text{ kNm}$$

$$D_y = 2 \cdot \left(0,259 - \frac{621,9}{2602} \right) = 0,041 \text{ m} = D_y^*$$

Glede na trdnost nosilnost in pomik sistema lahko izračunamo nihajni čas konstrukcije z eno prostostno stopnjo.

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2357 \cdot 0,041}{2602}} = 1,21 \text{ s}$$

Nihajni čas, ki smo ga dobili iz modalne analize znaša 1,34 s. Ta se razlikuje le za 0,13 s od nihajnega časa poenostavljenega nelinearnega modela. Razlika nastopi predvsem zaradi poenostavitve računa. Metoda N2 ne opredeli natančno pojava različne etažnosti objeta, kot se pojavi v našem primeru. Tudi v tem primeru je nihajni čas med vrednostma T_C in T_D , zato pospešek določen iz elastičnega spektra izračunamo po enačbi 55.

$$S_{ae}(T^*) = 1,2 \cdot 0,25 \cdot g \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot (0,6/1,21)$$

$$S_{ae}(T^*) = 0,42731 \text{ g} = 4,19 \text{ m/s}^2$$

$$S_{ay} = \frac{2602}{2357} = 1,1 \text{ m/s}^2$$

$$R_\mu = \frac{4,19}{1,1} = 3,81$$

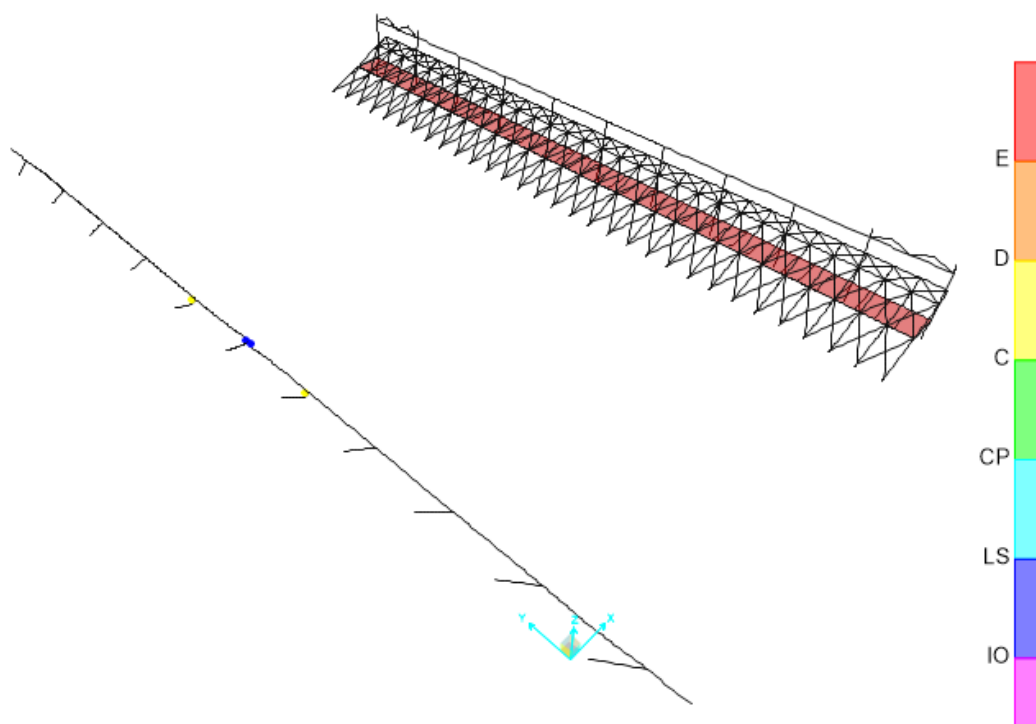
Glede na zvezo med redukcijskim faktorjem zaradi duktilnosti, nihajnim časom in duktilnostjo (52) je redukcijski faktor kar enak duktilnosti. Tako imamo vse podatke, da določimo vrednost ciljnega pomika.

$$R_\mu = \mu = q = 3,81$$

$$D = D^* = \mu \cdot D_y = 3,81 \cdot 4,1 \text{ cm} = 15,6 \text{ cm}$$

Iz spodnje slike 67 je razvidno, da je ciljni pomik konstrukcije v območju, kjer že poteka plastifikacija konstrukcije, vendar se nosilnost zaradi utrjevanja materiala še povečuje. Iz tega lahko sklepamo, da je nosilnost v prečni smeri bolj kritična kot v vzdolžni smeri. Zanima nas poškodovanost objekta, zato izračunamo vrednost pomikov glede na stanja, ki smo jih definirali v poglavju 10.5.

V vzdolžni smeri postopek določitve pomika v NC stanju poteka na enak način, kot v analizi prečne smeri. Plastični členki se pojavijo le v pomičnem okvirju v osi b. Zato pomik odčitamo, ko so plastični členki v pomičnem okvirju v osi b v NC stanju, ko postane konstrukcija kinematična veriga (Slika 66).



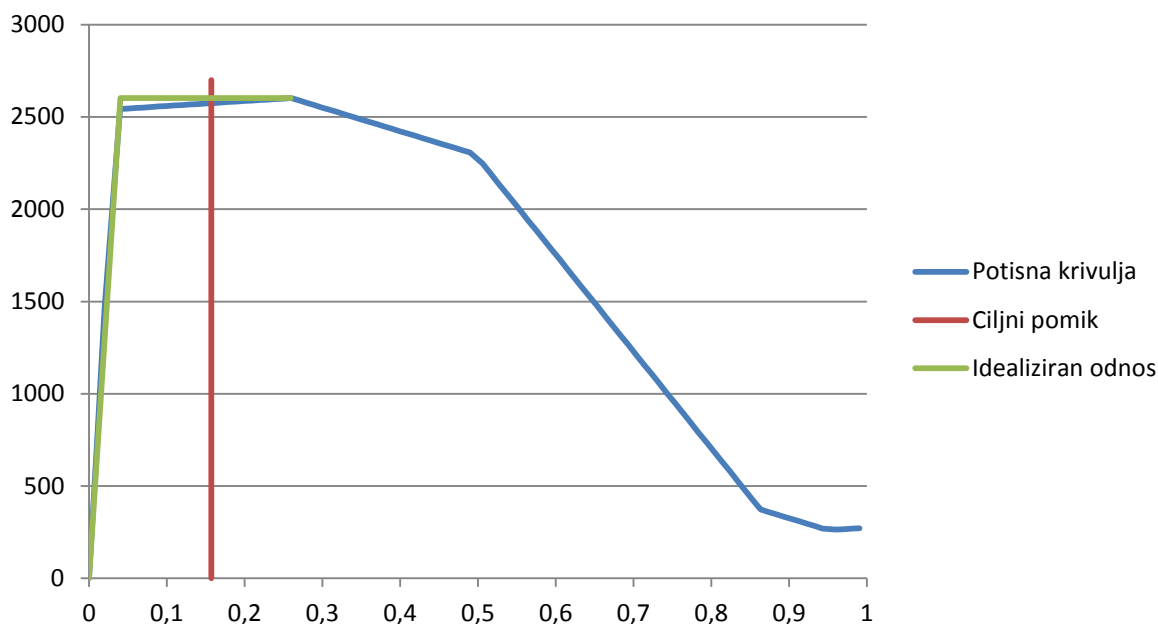
Slika 66: Plastični členki ko odčitamo pomik

$$D_{NC} = 0,26 \text{ m}$$

$$D_{SD} = 0,75 \cdot 0,26 = 0,195 \text{ m}$$

$$D_{DL} = D_y = 0,02 \text{ m}$$

Ciljni pomik je tako med mejnima pomikoma za stanje SD in DL, enako kot v analizi v prečni smeri. Tudi v tem primeru skoraj dosega pomik za mejno stanje SD. Konstrukcija bi bila v primeru projektnega potresa močno poškodovana, vendar bi ob upoštevanju predpostavk še vedno zadovoljili kriterij za mejno stanje SD.



Slika 67: Potisna krivulja za analizo v vzdolžni smeri

10.8 Komentar rezultatov nelinearne statične analize

Z uporabo metode N2 smo pokazali, da se konstrukcija pri projektni potresni obtežbi precej plastificira. Glede na primerjavo vrednosti ciljnega pomika in potisne krivulje (Sliki 62 in 67) je prenos obremenitve v prečni smeri bolj kritičen od prenosa obremenitve v vzdolžni smeri. Kljub temu smo ocenili, da konstrukcija kljub mehčanju zadosti mejnemu stanju SD. Pomembno je poudariti, da je takšen zaključek preliminarne narave, saj smo nelinearni model precej poenostavili. Poleg tega smo uporabili poenostavljeno N2 metodo, ki pravilno deluje v omejenem območju uporabnosti (Fajfar 2002).

Model konstrukcije za nelinearno analizo je poenostavljen predvsem zaradi kompleksnosti geometrije konstrukcije Hale Tivoli ter zaradi težavnega prehoda iz linearno elastične analize na nelinearno analizo. Predpostavili smo, da se vsa obtežba iz strehe v vzdolžni smeri prenese na portalna okvira. Tega prenosa obtežbe nismo kontrolirali, vendar bi bilo potrebno preveriti ali konstrukcija strehe sposobna zagotoviti prenos obtežbe. Portalna okvira v vzdolžni smeri nista v isti višini, zaradi česar bi lahko prišlo do napak v analizi z metodo N2. V prečni smeri smo zanemarili etažna pomika na nivoju hodnikov in priključitve tribunskih opornikov na steber in tako dobili konstrukcijo z eno prostostno stopnjo. Zaradi kompleksnosti objekta smo zanemarili vpliv torzije. Le ta bi lahko vplivala na pomike mejnih stanj. Torzijski vpliv bi imel večji vpliv na analizo konstrukcije v vzdolžni smeri, saj delovanje konstrukcije v prečni smeri ni občutljivo na torzijski vpliv.

Konstrukcija Hale Tivoli spada v kategorijo pomembnih objektov, zato smo v analizi upoštevali povečane potresne sile, glede na faktor pomembnosti objekta (1,2). To pomeni, da smo konstrukcijo projektirali za potres s povratno dobo 780 let (Preglednica 4). Kljub temu mora obravnavani objekt zadostiti pogojem za mejno stanje SD.

Material konstrukcije smo upoštevali, glede na podatke projektne dokumentacije. Za bolj točno vrednost trdnosti, bi morali vzeti vzorec materiala na mestu konstrukcije in ga analizirati v laboratoriju. Za izračun upogibnih momentov, smo uporabili karakteristično trdnost materiala. S to vrednostjo smo na varni strani izračuna, saj nelinearna analiza dopušča uporabo srednje trdnosti materiala.

Vrednost ciljnega pomika konstrukcije v prečni in vzdolžni smeri konstrukcije skoraj dosega vrednost pomika mejnega stanja za SD. Iz tega lahko sklepamo, da bi bila konstrukcija v primeru projektne potresa močno poškodovana.

Zaradi zgoraj omenjenih predpostavk naše analize bi za bolj natančne rezultate morali uporabiti nelinearno dinamično analizo ter bolj točen nelinearni model s katero bi natančneje lahko opisali odziv konstrukcije na potresno obtežbo.

11 ZAKLJUČKI

V splošnem delu diplome smo predstavili pojav potresa v Sloveniji in vpliv potresa na konstrukcije. Na kratko smo obravnavali splošne značilnosti potresno odpornega projektiranja jeklenih konstrukcij. Slovenija leži na potresno ogroženem območju, zato je dimenzioniranje na potresne vplive nujno, in v večini primerov merodajno.

V praktičnem delu smo analizirali nosilno jekleno konstrukcijo Hale Tivoli glede na potresni vpliv, ki je bil določen v skladu s standardom SIST EN 1998-1:2005. Vsi podatki o konstrukciji so bili pridobljeni iz projektne dokumentacije. Konstrukcijo smo definirali glede na podatke, ki so bili na voljo. Pozornost smo namenili pri modeliranju togosti konstrukcije, kar je bilo precej težavno v delu konstrukcije kjer so tribune. Na tribunske opornike so namreč pritrjene betonske plošče, ki zagotavljajo togost v vzdolžni smeri konstrukcije. Ugotovili smo, da je s praktičnega stališča najbolj primerno, da dodatno togost zaradi betonskih plošč modelirano z uporabo diagonalnih elementov med nosilci tribunskih opornikov.

Glede na karakteristike prerezov in geometrijo konstrukcije je bil določen razred duktilnosti konstrukcije, ki določa velikost potresnih sil. Vsi prerezi niso v prvem ali drugem razredu kompaktnosti, prav tako ni izpolnjen pogoj šibkih prečk in močnih stebrov. Vrednost prečne sile presega vrednost $0,5 V_{pl}$, kar pomeni, da se plastifikacije ne razvije le v upogibu ampak kot kombinacija striga in upogiba. Vsa zgoraj naštetá dejstva so razlogi za uporabo majhnega faktorja obnašanja ($q=1.5$). Na osnovi takšne projektne potresne obtežbe je bilo ugotovljeno, da konstrukcija ni sposobna prenesti potresne obremenitve po SIST EN 1998-1:2005, saj je bila projektirana na manjšo potresno obtežbo, kot jo zahtevajo trenutno veljavni standardi. Poleg tega je konstrukcijski sistem Hale Tivoli precej enostaven, kar povzroča koncentracijo obremenitve le na majhnem delu konstrukcije.

Izkaže se, da konstrukcije ne zadosti pogoju mejnega stanja uporabnosti. Kontrolo smo izvedli ločeno za zahodni in vzhodni del objekta. Ugotovili smo, kontrola mejnega stanja uporabnosti ni izpolnjena za potres v prečni smeri in sicer v višini spodnjega pasu strehe. Enak rezultat dobimo v vzdolžni smeri.

Izvedli smo tudi primerjavo velikosti potresnih sil glede na potresno analizo iz leta 1990 po takrat veljavnih jugoslovanskih standardih in glede na Evrokod. Ugotovili smo, da se rezultati vsote prečnih sil zaradi potresne obremenitve na portalnem okviru v osi b razlikujejo le za 2,6%, kar je zgolj slučaj, med tem ko je v osi u razlika večja. Razlog za razlike se skriva v drugačni vrsti analize, kjer je bila po jugoslovanskih standardih narejena le ravninska analiza portalnih okvirov in je bila potresna obtežba

simulirana v obliki horizontalnih sil. Veljavni evropski standardi nam glede na geometrijo dopuščajo le modalno analizo prostorskega modela. Kljub podobnim potresnim prečnim silam v portalnem okviru v osi b ne moremo govoriti o enaki projektni vrednosti, saj je potrebno po evropskih standardih potresni vpliv kombinirati tudi s koristnim vplivom in ne samo s stalno obtežbo, kot je bilo projektirano leta 1990. Tako so projektne vrednosti, ki smo jih dobili v naši analizi, večje kot so bile upoštevane leta 1990.

V primeru ocene potresne odpornosti obstoječih objektov je smiselno oceniti poškodovanost konstrukcije v primeru, da bi se zgodil projektni potres. Takšna analiza se lahko naredi le na osnovi nelinearne analize. Izvedli smo nelinearno statično analizo, ki je primerna za oceno obnašanja obstoječih konstrukcij, vendar se zaradi kompleksnosti izračuna zaenkrat še ni uveljavila v praksi. Analizo smo izvedli s poenostavljeno N2 metodo s katero smo ocenili stanje konstrukcije. Izvedli smo dve ločeni analizi glede na način obremenjevanja konstrukcije. Enkrat smo potisno analizo izvedli v prečni, drugič v vzdolžni smeri.

Za oceno poškodovanosti konstrukcije na projektni potres smo morali uvesti kar nekaj poenostavitev. Predpostavili smo, da se vsa obtežba iz strehe v vzdolžni smeri prenese na portalna okvira, v prečni smeri pa na tročlenski okvir. Tako smo v naši analizi preverili le ta slučaj. Za dejanski prenos obtežbe iz strehe na spodnji del konstrukcije bi morali uporabiti nelinearno dinamično analizo ter izboljšati nelinearni model, ki smo ga uporabili v potisni analizi.

Poleg poenostavitve prenosa obtežbe na okvirje, ki smo ga definirali glede na rezultate modalne analize, smo v nelinearni analizi upoštevali tudi poenostavitev oblike sil za analizo v prečni smeri. Zaradi deformacijske oblike iz modalne analize smo predpostavili, da je pomik na vrhu posledica deformacije stebrov na zgodnjem delu stebrov v osi u. Potresne sile za potisno analizo smo zato nanesli le na nivoju strehe. Ocenjujemo, da s tem nismo naredili pretirane napake. Poleg omenjenih predpostavk smo zanemarili tudi vpliv torzije. S tem smo nekoliko na nevarni strani, saj vpliv torzije v splošnem zmanjšuje pomike, ki ustrezajo mejnim stanjem. Ocenjujemo, da bi upoštevanje vpliva torzije imelo večji vpliv na analizo konstrukcije v vzdolžni smeri, saj delovanje konstrukcije v prečni smeri ni občutljivo na torzijsko delovanje.

SIST EN 1998-3:2005 predpisuje, da mejna stanja poškodb (NC, SD, DL) za običajne objekte ne smejo biti prekoračena glede na predpisano povratno dobo potresa. Konstrukcija Hale Tivoli spada med pomembne objekte, zato po analogiji z definicijo projektno potresne obtežbe po standardu Evrokod 8, lahko sklepamo, da mora objekt zadostiti pogojem mejnega stanja SD, če je obremenjen s projektno potresno obtežbo, ki ustreza povratni dobi 475 let, ki jo povečamo za faktor pomembnosti.

Na osnovi analize poškodovanosti objekta po metodi N2 smo ugotovili, da je stanje konstrukcije v prečni smeri bolj kritično od stanja konstrukcije v vzdolžni smeri. Ocena poškodovanosti zadosti mejnemu stanju SD vendar ciljni pomik konstrukcije v obeh obravnavanih analizah skoraj dosega pomik, ki ustreza mejnemu stanju SD. Takšna ocena poškodovanosti objekta Hale Tivoli je pogojna, saj temelji na potisni analizi, ki smo jo izvedli na precej poenostavljenem nelinearnem modelu. Poleg tega smo trdnost materiala predpostavili glede na karakteristične trdnosti materiala, ki izhajajo iz projektne dokumentacije. Za bolj celovito oceno poškodovanosti bi bilo smiselno izboljšati nelinearni model ter odziv konstrukcije računati z nelinearno dinamično analizo.

VIRI

ARSO. 2011. Močni potresi v preteklosti.

http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20aktivnost/Mo%C4%8Dni_potresi_v_preteklosti.pdf

(Pridobljeno 4.5.2013)

ARSO. Odgovori na pogosta vprašanja.2013.

<http://www.arso.gov.si/potresi/vpra%C5%A1anja%20in%20odgovori/> (Pridobljeno 4. 5. 2013)

ARSO. Vrste tal po SIST EN 1998. 2013.

www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/karta_mikrorajonizacije_lj.html

(Pridobljeno 10. 6. 2013)

Azinovič, B. 2012. Uporaba metode načrtovane nosilnosti za jeklene konstrukcije daljnovodnih stebrov. Diplomsko naloga. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba B. Azinovič): 72 f.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A (ur.). 2009. Projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Bonča, M. 2010. Ocena potresnega tveganja za izbrane jeklene stavbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba M. Bonča): 94 f.

Bubnov, S. 1996. Potresi. Ljubljana, Mladinska knjiga: 186 str.

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

Dolšek, M. 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 20 str.

Earthquake Damage in Bovec. 2013

www.flickr.com/photos/farligbank/2228981459 (Pridobljeno 5. 7. 2013)

Evropska makroseizmična lestvica. 2013.

http://sl.wikipedia.org/wiki/Evropska_makroseizmi%C4%8Dna_lestvica (Pridobljeno 4. 5. 2013)

Fajfar, P. 1995. Osnove potresnega inženirstva. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 83 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradb. vestn. 51, 11: 302-315.

FEMA 356. 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.

Google zemljevidi. Hala Tivoli. 2013.

<https://maps.google.com> (Pridobljeno 10. 6. 2013)

Jugoslovanski standard. JUS U.E7.091, 1986

Kraut, B. 1981. Strojniški priročnik. Ljubljana, Strojniški vestnik: 684 str.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-1943, 1964. Inštitut za metalne konstrukcije, Statični račun jeklene konstrukcije.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-1943, 1964. Inštitut za metalne konstrukcije, Drugi del statičnega računa jeklene konstrukcije.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-1943, 1965. Inštitut za metalne konstrukcije, Tretji del statičnega računa jeklene konstrukcije.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-1943, 1965. Inštitut za metalne konstrukcije, PZI.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-19916, 1990. Inštitut za metalne konstrukcije, Detajlni pregled, statična kontrola in predlog ojačenja jeklene konstrukcije Hale Tivoli.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-05/98, 1999. Kastel d.o.o., Arhitektura PGD.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta P-26823, 2005 - 2007. Inštitut za metalne konstrukcije, PZI.

SIST EN 1991-1-1:2002. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

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

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

SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 3. del : Ocena in prenova stavb.

Šport Ljubljana. Park Tivoli. 2013.

<http://www.sport-ljubljana.si/park-tivoli/galerija-78/velika-dvorana-hale-tivoli/>

(Pridobljeno 4. 5. 2013)

Wallner, R. 2012. Uporaba programa SAP 2000 za projektiranje jeklenih okvirnih stavb po standardu Evrokod 8. Diplomaska naloga. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba R. Wallner): 83 f.