

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

David Štular

Projektiranje stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku

Diplomska naloga št.: 2967

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Somentor:

Zvonko Sajevec

Ljubljana, 26. 6. 2007

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani, **DAVID ŠTULAR**, izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»**PROJEKTIRANJE STOLPA ZA KONTROLO ZRAČNEGA PROMETA NA
BRNIKU**«.

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

(podpis)

Ljubljana, junij 2007

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.97(043.2)
Avtor:	David Štular
Mentor:	Doc. Dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Zvonko Sajevec, uni.dipl.inž.grad.
Naslov:	Projektiranje stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku
Obseg in oprema:	96 str., 58 pregl., 31 sl., 76 en.
Ključne besede:	računalniško projektiranje, protipotresno projektiranje, modelna analiza, prostorski model, linijski model, EN 1998, EC8

Izvleček:

Diplomsko delo obravnava računalniško projektiranje in analizo betonskega stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku po veljavnih evropskih standardih. Nosilno konstrukcijo objekta sestavlja betonsko jedro višine 106 m, ki je temeljeno na pilotih globine 31 m. Prikazan je račun lastne teže konstrukcije, račun koristne obtežbe, podrobno je izračunana obtežba vetra ter snega. Pretežni del diplomske naloge je namenjen potresni analizi. Obravnavana konstrukcija sodi v III. kategorijo pomembnosti, zato jo je potrebno projektirati na potres z večjo povratno dobo kot običajne objekte. Ker konstrukcija nima izrazitih mest za sipanje energije, smo se odločili za tip konstrukcije obrnjenega nihala, za katerega je pri srednji stopnji duktilnost faktor obnašanja enak 1,5. Obravnavani so rezultati analize kot nihajni časi, pomiki, notranje sile in količina armature določenega prereza pri različnih obtežnih kombinacijah ter pri modifikaciji različnih parametrov kot togo vpetje konstrukcije, razpokanost prereza, različni faktorji obnašanja ter število upoštevanih modalnih oblik. Sestavili smo dva računalniška modela – »linijskega« v programu ETABS ter »ploskovnega« v programu SAP2000. Rezultati analize za oba modela se dobro ujemajo. Na koncu je prikazana še primerjava z rezultati analize konstrukcije po JUS standardih iz obstoječe PGD projektne dokumentacije.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 624.97(043.2)
Author: David Štular
Supervisor: Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Co-Supervisor: Zvonko Sajevec
Title: Design of air traffic control tower at Brnik airport
Notes: 96 p., 58 tab., 31 fig., 76 eq.
Key words: computer design, seismic design, spatial model, 3D model, liner model, EN 1998, EC8

Abstract:

Design of air traffic control tower at Brnik airport according to European Standard Eurocode is presented. The structure of tower is a concrete, 106 m high core, supported by 31 m long piles. Calculation of self weight, variable actions, snow and wind load has been examined. The main part of diploma thesis is earthquake analysis. The building belongs to importance class III which determinates the building to be designed for the earthquake with a longer return period as regular ones. Because the structure has no explicit places for energy dissipation, we have decided for the construction system of inverted pendulum. For the medium ductility class the value of behavior factor is equal to 1,5. The analysis results have been oscillation periods, displacements, tension in sections and the quantity of reinforcement in certain section by different load combinations. The results by modifications of input data like cracked or not cracked concrete structure, different behavior factors, number of considered oscillation periods and different types of restrains were compared. Two computer models have been made, one by program ETABS with linear elements and one by program SAP2000 with shell elements. Results of different models balance very well. At the end the comparison with existing results by old JUS Standards from Full Plans Procedure project documentation is presented.

ZAHVALA

Hvala doc.dr. Matjažu Dolšku za mentorstvo pri diplomski nalogi in stalno pripravljenost za pomoč. Hvala somentorju u.d.i.g. Zvonku Sajevidu za vse koristne napotke.

Hvala staršema in sestri Anki, ki so mi ves čas stali ob strani ter cimru Mitju za druženje v študentskih letih. Nataša, hvala za stilske nasvete pri diplomski in preprosto za to, da si.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD.....	1
2	SPLOŠNO O OBJEKTU IN KOMPLEKSU	5
2.1	Arhitektura in opis konstrukcije	5
2.2	Karakteristike uporabljenih materialov (SIST EN 1992-1-1)	9
3	VPLIVI NA KONSTRUKCIJO	11
3.1	Lastna teža (SIST ENV 1991-2-1: 2.1, 3.2, 5)	11
3.1.1	Izračun lastne teže.....	11
3.1.2	Priprava lastne teže za vnos v računalniški program.....	17
3.1.3	Vpliv zemljine	19
3.1.4	Vpliv zemljine in modeliranje v računalniškem programu	20
3.2	Koristna obtežba (SIST ENV 1991-2-1: 2.2, 3.3, 6)	20
3.2.1	Izračun koristne obtežbe	20
3.2.2	Priprava koristne obtežbe za vnos v računalniški program	23
3.3	Obtežba snega (SIST ENV 1991-2-3; 5.1,7.2).....	23
3.3.1	Račun obtežbe snega.....	24
3.3.2	Račun skupne teže snega in modeliranje v računalniškem programu	24
3.4	Obtežba vetra (SIST ENV 1991-2-4).....	24
3.4.1	Način računa obtežbe vetra (SIST EN 1991-2-4: 6.1, 9:)	25
3.4.2	Račun pritiska vetra (SIST ENV 1991-2-4: 5.2)	25
3.4.2.1	Referenčni pritisk vetra q_{ref} (SIST ENV 1991-2-4: 5)	26
3.4.2.2	Referenčna hitrost vetra (SIST ENV 1991-2-4: 7.2)	26
3.4.2.3	Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST ENV 1991-2-4: 8.4)	27
3.4.2.4	Kategorija terena (SIST ENV 1991-2-4: 8.3).....	28
3.4.2.4.1	Delitev stavbe po višini (SIST ENV 1991-2-4: 10.2.2).....	28
3.4.2.4.2	Koeficient hrapavosti c_r (SIST ENV 1991-2-4: 8.2)	29
3.4.2.4.3	Koeficient topografije c_t (SIST ENV 1991-2-4: 8.4).....	29
3.4.2.5	Koeficient zunanjega pritiska c_{pe} (EN 1991-2-4: 10.2.2).....	29

3.4.3	Račun obtežbe vetra za vnos v računalniški program	30
3.5	Potresna obtežba (SIST EN 1998-1)	31
3.5.1	Značilnosti tal.....	31
3.5.2	Potresni vplivi	32
3.5.3	Elastični spekter odziva	34
3.5.3.1	Vodoravni elastični spekter odziva (SIST EN 1998-1: 3.2.2.2).....	34
3.5.3.2	Navpični elastični spekter odziva (SIST EN 1998-1: 3.2.2.3)	35
3.5.4	Projektni spekter za elastično analizo (SIST EN 1998-1: 3.2.2.5).....	36
3.5.5	Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi (SIST ENV 1991-1: 9.4.2, SIST EN 1998-1: 3.2.4)	37
4	ZNAČILNOSTI KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA (SIST EN 1998-1:4) ..	39
4.1	Splošne značilnosti konstrukcijskega sistema (SIST EN 1998-1:4)	39
4.2	Kriteriji za pravilnost konstrukcije (SIST EN 1998-1:4.2.3)	39
4.2.1	Kriteriji za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1:4.2.3.2).....	40
4.2.2	Kriteriji za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:4.2.3.3).....	41
4.2.3	Zaključek glede kriterijev pravilnosti konstrukcije.....	41
4.3	Določitev tipa konstrukcije (SIST EN 1998-1: 5.1.2)	42
4.4	Faktor obnašanja q (SIST EN 1998-1: 5.2.2.2)	42
4.5	Vodoravni projektni spekter odziva	42
4.6	Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah (SIST EN 1998-1: 4.3.2) 43	
4.7	Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva (SIST EN 1998-1: 4.3.3.5) 43	
5	MODELIRANJE KONSTRUKCIJE	45
5.1	O modelu konstrukcije.....	45
5.2	Vnos geometrije v računalniški program.....	45
5.2.1	Modeliranje stolpa z linijskimi elementi v programu ETABS	46
5.2.2	Modeliranje stolpa s ploskovnimi elementi v programu SAP2000	48
5.2.3	Modeliranje temeljev v programu ETABS	49

5.2.4	Modeliranje temeljev v programu SAP2000	50
5.2.5	Modeliranje kupole stolpa.....	51
5.3	Vnos vplivov na model.....	52
5.3.1	Lastna teža	52
5.3.2	Masni vztrajnostni momet	52
5.3.3	Koristna obtežba	53
5.3.4	Obtežba vetra	53
5.3.5	Potresna obtežba	54
5.4	Vpliv razpokanosti prereza (SIST EN 1998-1: 4.3.1)	54
5.5	Vpliv podajnosti temeljev in karakteristike temeljenja (SIST EN 1998-1: 4.3.1)	54
5.6	Vpliv slučajne ekscentričnosti (SIST EN 1998-1: 4.3.2, 4.3.3.3.3)	54
5.7	Obtežne kombinacije (SIST ENV 1991-1: 9.4.2, SIST EN 1998-1: 3.2.4).....	55
6	REZULTATI	57
6.1	Lastno nihanje konstrukcije	57
6.1.1	Nihajni časi in efektivne mase.....	57
6.1.2	Pregled nihajnih oblik	59
6.1.3	Dejanski vpliv posamezne oblike	61
6.2	Pomiki	62
6.2.1	Primerjava pomikov pri potresu in obtežni kombinaciji vetra	62
6.2.2	Deformacije in pomiki konstrukcije.....	63
6.2.3	Omejitev etažnih pomikov (SIST EN 1998-1: 4.4.3.2, 4.3.4).....	64
6.2.4	Pomiki elastičnih podpor	66
6.3	Notranje sile.....	67
6.3.1	Primerjava notranjih sil pri obtežbi kombinaciji vetra in potresa	69
6.3.2	Primerjava notranjih sil pri različnih modelih	70
6.4	Kontrole konstrukcije (mejno stanje nosilnosti)	71
6.4.1	Vpliv teorije drugega reda (SIST EN 1998-1: 4.4.2.2).....	71
6.4.2	Kontrola stabilnosti stolpa kot celote.....	72
6.4.3	Kontrola zdrsa stolpa.....	74

6.4.4	Nosilnost temeljev (EN 1998-1; 4.4.2.6)	75
6.5	Dimenzioniranje prereza ob vpetju v temelj.....	75
6.5.1	Količina armature linijskega modela (EN 1998-1; 5.4.3.4.2).....	75
6.5.2	Kontrola količine armature linijskega modela	76
6.5.2.1	Močna smer – armatura zaradi momenta.....	77
6.5.2.2	Šibka smer – armatura zaradi momenta.....	78
6.5.3	Količina armature sten ploskovnega modela	79
6.5.4	Kontrola količine armature ploskovnega modela	81
6.5.5	Dejansko potrebna armatura	82
6.6	Vplivi spreminjanja parametrov na rezultate analize	83
6.6.1	Vpliva podajnosti temeljev in razpokanosti prereza na rezultate analize	83
6.6.2	Vpliv kombiniranja komponent potresa	85
6.6.3	Primerjava količin pri faktorju obnašanja $q = 3,0$	87
6.6.4	Vpliv števila upoštevanih modalnih oblik	88
7	PRIMERJAVA Z REZULATI IZ PROJEKTA PO »JUS« STANDARDIH	89
7.1	Nihajni časi.....	89
7.2	Notranje sile ob vpetju stolpa	89
7.3	Primerjava dimenzioniranja prereza ob vpetju: JUS / Evrokod.....	90
8	ZAKLJUČEK	91
	VIRI.....	95

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastna teža – stopnišče - zvezno od kote -7,35 do +89,00.....	11
Preglednica 2: Lastna teža – podest - zvezno od kote -7,35 do +89,00	12
Preglednica 3: Lastna teža – medetaža: +10,00, +20,50, +31,00, +41,50, +52,00, +62,50	12
Preglednica 4: Lastna teža – zaščita dvigala - zvezno od kote -7,35 do +89,00	12
Preglednica 5: Lastna teža – Streha nad operativno etažo: na koti +97,40.....	13
Preglednica 6: Lastna teža – Operativna etaža: notranji prostor: na koti: +92,60	13
Preglednica 7: Lastna teža – Operativna etaža: terasa: na koti: +92,60	14
Preglednica 8: Lastna teža – Back-up etaža: notranji prostor: na koti: +89,00	14
Preglednica 9: Lastna teža – Back-up etaža: terasa: na koti: +89,00	15
Preglednica 10: Lastna teža – Tehnična etaža: notranji prostor: na koti: +85,40.....	15
Preglednica 11: Lastna teža – Razgledna etaža: notranja ploščad: na koti: +80,00.....	16
Preglednica 12: Lastna teža – Razgledna etaža: zunanja ploščad: na koti: +80,00.....	16
Preglednica 13: Jeklena konstrukcija kupole stolpa: od kote: +80,00 do +99,00	17
Preglednica 14: Maska vrha stolpa: od kote +57,70 do +80,00.....	17
Preglednica 15: Skupna dodatna obtežba zvezno od kote -7.35 do +89.00.....	18
Preglednica 16: Pregled lastne teže kupole stolpa.....	18
Preglednica 17: Ostala zvezna obtežba stolpa.....	19
Preglednica 18: Kategorije uporabe po SIST ENV 1991-1-1: pregl. 6.1	21
Preglednica 19: Posamezne vrednosti koristnih obtežb ob upoštevanju α_A in α_N	22
Preglednica 20: Vrednosti koristne obtežbe za posamezne etaže	23
Preglednica 21: Obtežba in skupna sila snega na strehi	24
Preglednica 22: Pritisk vetra na posamezni segment stolpa	26
Preglednica 23: Vrednost koeficienta c_f in c_e za posamezni segment stolpa.....	27
Preglednica 24: Kategorije terena: SIST ENV 1991-2-4: pregl. 8.1.....	28
Preglednica 25: Koeficienti c_{pe}	30
Preglednica 26: Pritisk vetra na posamezni segment stolpa	31
Preglednica 27: Kategorije pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1, Pregl. 4.3).....	33
Preglednica 28: Vrednosti za $\psi_{2,i}$ posamezne vplive	37
Preglednica 29: Vrednosti φ za posamezne dele stavbe.....	38

Preglednica 30: Določitev koeficientov $\psi_{E,j}$	38
Preglednica 31: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje.....	40
Preglednica 32: Mase in masni vztrajnostni momenti	53
Preglednica 33: Obtežne kombinacije	56
Preglednica 34: Nihajni časi in efektivne mase – linijski model	57
Preglednica 35: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model	58
Preglednica 36: Pregled nihajnih oblik	60
Preglednica 37: Nihajni časi in odstotek potresne sile za posamezno nihajno obliko.....	62
Preglednica 38: Primerjava pomikov vrha konstrukcije pri MSN.....	62
Preglednica 39: Pomiki konstrukcije pri potresu pri MSN.....	64
Preglednica 40: Kontrola pogoja $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$ za smer X.....	65
Preglednica 41: Kontrola pogoja $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$ za smer Y.....	66
Preglednica 42: Primerjava količin pri različnih obtežnih kombinacijah ob vpetju.....	69
Preglednica 43: Primerjava količin pri obtežbi vetra in potresa ob vpetju stolpa.....	69
Preglednica 44: Primerjava količin pri obtežbi vetra in potresa na sredini stolpa.....	70
Preglednica 45: Primerjava statičnih količin vpetja stolpa pri različnih modelih.....	70
Preglednica 46: Kontrola pogoja: $\Theta \leq 0,10$ za smer X.....	71
Preglednica 47: Kontrola pogoja: $\Theta \leq 0,10$ za smer Y.....	72
Preglednica 48: Kontrola stabilnosti stolpa	73
Preglednica 49: Kontrola zdrsa stolpa	74
Preglednica 50: Količina vzdolžne armature v posameznih stenah.....	80
Preglednica 51: Vpliv podajnosti temeljev in razpokanosti prereza	83
Preglednica 52: Vpliv podajnosti temeljev in razpokanosti prereza na rezultate analize – rezultati prereza sredine stolpa linijskega modela	84
Preglednica 53: Vrednosti iz spektra pospeškov za posamezne nihajne čase	85
Preglednica 54: Primerjava deleža armature - kombinacijah smeri potresa: vpetje	85
Preglednica 55: Primerjava deleža armature - kombinacijah smeri potresa: sredina	86
Preglednica 56: Notranje sile pri različnih faktorjih obnašanja q	87
Preglednica 57: Notranje sile pri različnem številu nihajnih oblik (linijski model).....	88
Preglednica 58: Primerjava nihanjih časov: JUS / Evrokod.....	89
Preglednica 59: Primerjava notranjih sil: JUS / Evrokod.....	89

KAZALO SLIK

Slika 1: Računalniški prikaz centra za kontrolo zračnega prometa	5
Slika 2: Maketa stavbe.....	6
Slika 3: Pogled z vrha stolpa na stezo in stari stolp	6
Slika 4: Center za kontrolo zračnega prometa v situaciji	6
Slika 5: Prerez stolpa po višini in računalniški prikaz stolpa na mestu prereza	7
Slika 6: Prerez jedra stolpa na mestu vpetja, stika z nižjim objektom in proti vrhu.....	8
Slika 7: Tloris pritličja kompleksa in računalniški prikaz	8
Slika 8: Obtežba zemljine na objekt.....	19
Slika 9: Območja različnih koeficientov zunanjega pritiska cpe	29
Slika 10: Smeri vetra na stolp	30
Slika 11: Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal	32
Slika 12: Elastičen spekter odziva	35
Slika 13: Vodoravni projektni spekter odziva reduciran z g.....	42
Slika 14: Prerezi stolpa na treh mestih v programu ETABS.....	46
Slika 15: Linijski model konstrukcije v programu ETABS.....	47
Slika 16: Območje odprtih v spodnjih etažah	48
Slika 17: Ploskovni model konstrukcije v programu SAP2000	49
Slika 18: Modeliranje temeljev pri linijskem modelu	50
Slika 19: Nihajne oblike ploskovnega modela po vrsti od 1 do 10.....	60
Slika 20: Potresna deformacija v smeri X in Y	63
Slika 21: Šibka (X) in močna (Y) os	63
Slika 22: Prečne sile in momenti po višini za smer Y pri	67
Slika 23: Prečne sile in momenti za smer X pri kombinaciji potresa in kom. vetra.....	68
Slika 24: Delovanje sil na temelj stolpa.....	73
Slika 25: Razpored armature ob vpetju pri linijskem modelu	75
Slika 26: Nadomestni prerez betona za obtežno kombinacijo P1.....	77
Slika 27: Prerez pri računu količine armature nadomestnega prereza.....	77
Slika 28: Nadomestni prerez betona za obtežno kombinacijo P3.....	78
Slika 29: Oznake posameznih sten	80

Slika 30: Deformacije in napetosti za ploskovni model 81

Slika 31: Primerjava projektnih spektrov pospeška pri $q = 1,5$ in $q = 3,0$ 87

1 UVOD

Na največjem slovenskem letališču Brnik je načrtovana gradnja novega centra za kontrolo zračnega prometa s stolpom višine 99 m nad in 7 m pod nivojem terena in štirietažnim objektom, v katerega je stolp integriran, pod njim pa so predvideni parkirni prostori. V objektu so predvidene predavalnice za izobraževanja in mednarodna srečanja strokovnjakov s tega področja, prostori za trening simulacije letenja, restavracija ter prostori za telovadbo in počitek zaposlenih. V objektu bo potekal celoten proces kontrole zračnega prometa, sam stolp pa je namenjen za opazovanje in koordiniranje dogajanja na vzletno-pristajalni stezi letališča. V spodnji etaži kupole stolpa je predvidena razgledna ploščad za opazovalce na višini 80 m, kar je enako višini pogleda s stolpa ljubljanskega gradu na Ljubljano. Stolp naj bi bil dokončan v letu 2008.

Stolp za kontrolo zračnega prometa bo nadomeščal obstoječega, ki je kar 5 krat nižji. Razlog za tako višino je, da je stolp od vzletno-pristajalne steze oddaljen kar 700 m in zato mora biti primerno visok, da imajo kontrolorji letenja v kupoli stolpa popoln pregled nad celotno stezo in hangarji za »parkiranje« letal. Manjša višina bi bila možna v primeru, da bi bil objekt bližje stezi, toda bližnje parcele so že zasedene, parcela, kjer je predviden sedaj je prosta, za rušitev obstoječih objektov pa se pristojni niso odločili. Integriranost stolpa v objekt nadzora zračnega prometa bo zmanjšala stroške izgradnje in povečala učinkovitost kompleksa, saj bodo komunikacijske poti med stolpom in ostalimi prostori centra minimalne.

Višje stroške izgradnje upravičuje tudi razpoznavnosti in simbolnost objekta, podobno kot velja za avtocestni viadukt Črni kal, na katerega smo Slovenci še kako ponosni. Kontrolni stolp bo tako postal drugi najvišji slovenski objekt, takoj za Trboveljskim dimnikom, kateri je s 360 metri najvišji betonski objekt v Evropi.

Namen diplomske naloge je celosten in povsem praktičen pristop k statičnem računu konstrukcije, na način, kakršen je prisoten v praksi. Osnova začetka dela so želje arhitekta, ki si zamisli določeno obliko konstrukcije. Pomembno je, da gradbeni inženir svetuje arhitektu že v fazi zasnove objekta, kjer mu z inženirskim občutkom in kratkimi preračuni potrdi

ustreznost posameznih dimenzij, kot so debeline sten, dolžine razponov nosilcev, velikosti nosilcev ipd. Nato glede na geometrijo konstrukcije sestavimo model konstrukcije, ki je podvržen določenim vplivom oz. obtežbam. Ti so v splošnem lastna teža (geometrija), koristna obtežba (namembnost), sneg (lokacija, oblika strehe), veter (lokacija, oblika stavbe), potres (lokacija, lastnosti stavbe), neugodna obtežba, vsiljeni pomiki, temperaturne razlike, prednapetje...

Glede na zahteve obstoječih standardov mora objekt zadostiti vsem kombinacijam prisotnih obtežb in zadostiti zahtevam pri stanju uporabe. Glede na izpolnjevanje teh zahtev arhitektu sporočimo ustreznost izbranih dimenzij, za betonske elemente izračunamo primerno količino armature in določimo vse konstruktivne detajle v konstrukciji.

Podlaga diplomske naloge je PGD projekt »Center za kontrolo zračnega prometa« projektanta: Kontrola zračnega prometa Slovenije d.o.o., oktober 2006, od koder je bila vzeta celotna geometrija konstrukcije, lastnosti uporabljenih materialov, podatke o kakovosti tal in lastnostih predvidenih temeljnih pilotov. Pri projektiranju smo upoštevali evropske standarde Evrokod za vplive vetra, snega, koristno in stalno obtežbo, potresno obtežbo, kombinacijo obtežb in zahteve za mejno stanje nosilnosti ter uporabnosti. Sestavili smo dva modela, model iz linijskih elementov v programu ETABS ter model iz ploskovnih elementov v programu SAP2000.

Največji in najpomembnejši del diplomske naloge predstavlja modeliranje konstrukcije ter kritična obravnavanje rezultatov analize, s čimer je mišljeno, da smo vsak rezultat logično preverili v smislu pravilnosti ter poskušali najti razlago za tako vrednost. To je zelo pomembno, saj lahko pri hitrem projektiranju z računalnikom razmeroma hitro pride do napak. Kontrolirali smo npr. razmerje pomikov vrha konstrukcije v obeh smereh, velikosti momentov ob vpetju stolpa v obeh smereh glede na nihajne čase ter sodelujoče mase pri njih, razmerja med rezultati obtežbe vetra in potresa ipd.

Rezultati iz računalniških programov so bili nihajne oblike ter nihajni časi, pomiki pri različnih kombinacijah obtežb, notranje sile na posameznih nivojih stolpa, v posameznih stenah ali le napetosti na posameznih segmentih stene. Na koncu smo pri obeh računalniških

programih izvedli tudi avtomatsko dimenzioniranje.

Obravnavali smo vpliv določenih parametrov na odziv konstrukcije, kot npr. upoštevanje togega vpetja stolpa v primerjavi z dejansko podajnostjo pilotov, upoštevanje razpokanosti prereza ob potresu v primerjavi z neupoštevanjem razpokanosti, upoštevanje različnih faktorjev obnašanja pri potresni obtežbi oz. različno sposobnost sipanja energije konstrukcije ter vpliv števila upoštevanih nihajnih oblik. Glede na različne parametre so nas zanimali vrednosti pomikov, notranjih sil in delež potrebne armature prereza.

Na koncu smo primerjali dobljene rezultate z rezultati iz obstoječe PGD projektne dokumentacije »Center za kontrolo zračnega prometa« projektanta: Kontrola zračnega prometa Slovenije d.o.o., oktober 2006. Obstoječa projektna dokumentacija je v skladu s starimi JUS standardi.

2 SPLOŠNO O OBJEKTU IN KOMPLEKSU

2.1 Arhitektura in opis konstrukcije

Na območju letališča Brnik je predviden nov center za kontrolo zračnega prometa s kontrolnim stolpom. Lokacija objekta je neposredno ob lokalni cesti Kranj-Trzin. Objekt je postavljen poleg garažne hiše na zemljišču, kjer je prej stal poslovni objekt Aeroinženiringa. Center za kontrolo zračnega prometa sestavljata štirietažni objekt in nadzorni stolp, ki se dviga iz le-tega.



Slika 1: Računalniški prikaz centra za kontrolo zračnega prometa

Štirietažni spodnji objekt je klasična armirano betonska konstrukcija na pasovnih temeljih s fasado iz aluminijastih barvnih profilov ter lahko streho iz profilirane pločevine na nosilni konstrukciji iz IPE jeklenih nosilcev.

Kontrolni stolp je spodaj integriran v spremljajoči objekt, kar povečuje funkcionalnost kompleksa. Stolp je armirano betonski, na zgornji tretjini je oblečen v pločevino, spodaj pa je

vidni beton. Po sredini stolpa se dvigujejo stopniščne rame ter po en jašek za dvigalo na vsaki strani.

Nosilna konstrukcija kupole stolpa je v spodnjem delu armirano betonska, zgoraj pa iz jeklenih IPE nosilcev, iz katerih je tudi nosilna konstrukcija strehe. Na nosilce strehe nalega jeklena trapezna pločevina, hidro- in toplotna izolacija ter na vrhu pohodna pocinkana mreža. Fasada kupole stolpa je deloma iz pločevinastih fasadnih panelov na jeklenih nosilcih škatlastega prereza, deloma iz stekla.



Slika 2: Maketa stavbe

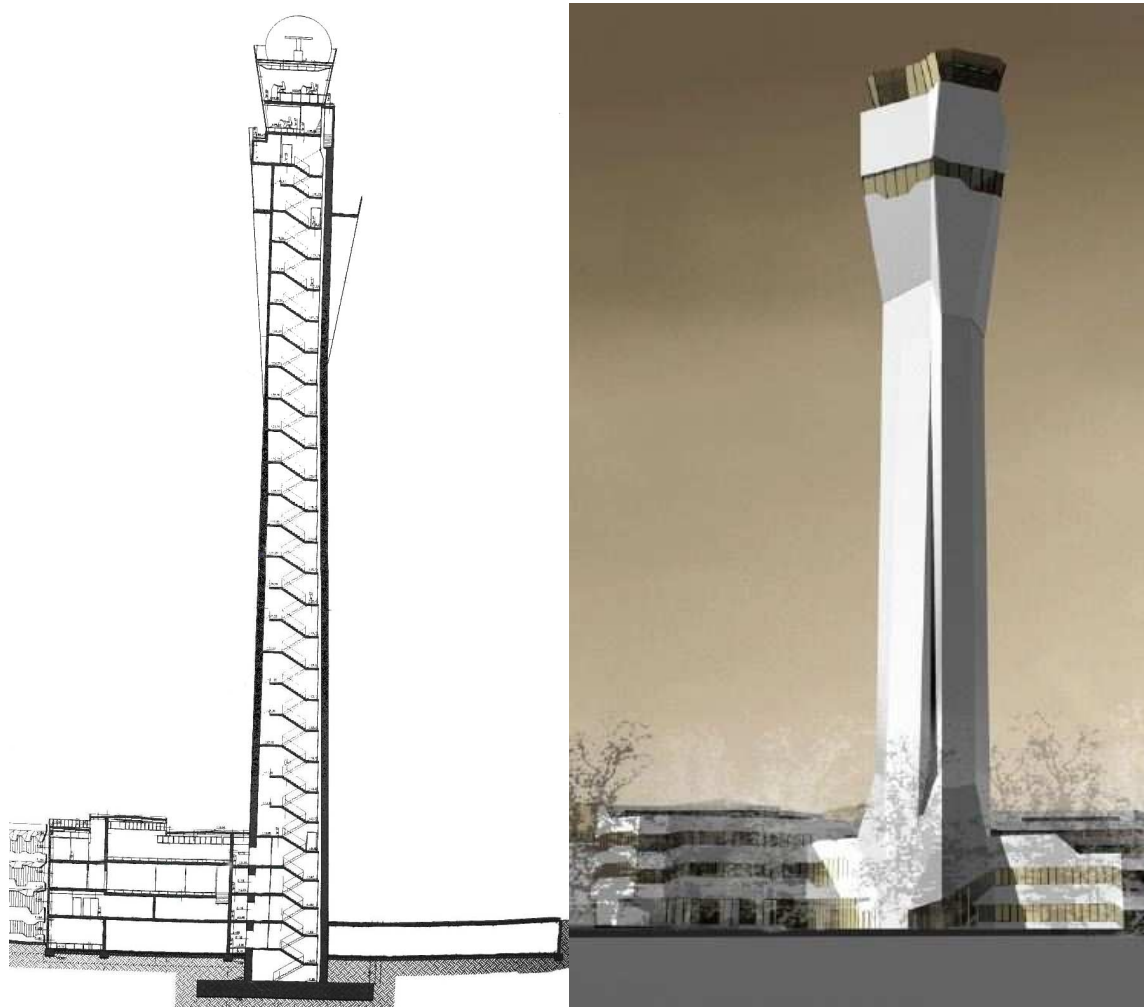


Slika 3: Pogled z vrha stolpa na stezo in stari stolp



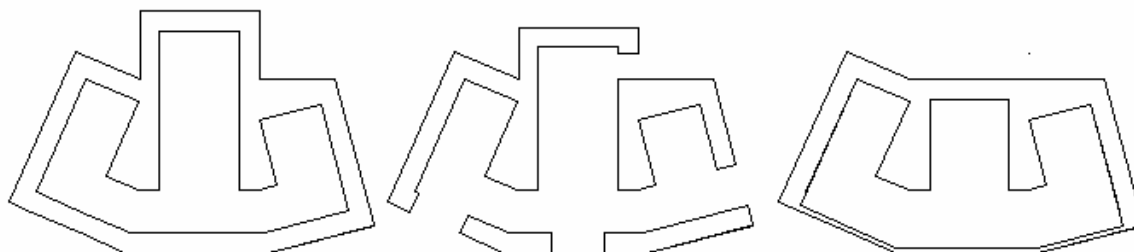
Slika 4: Center za kontrolo zračnega prometa v situaciji

V diplomski nalogi smo se osredotočili na kontrolni stolp, ki je v statičnem pogledu armiranobetonsko jedro. Sestavljajo ga obodne in notranje stene debeline 80 cm ter medetažne plošče debeline 20 cm, ki zagotavljajo dodatno povezavo nosilnih sten in v veliki meri preprečujejo, da bi se stene izklonile iz svoje ravnine.



Slika 5: Prerez stolpa po višini in računalniški prikaz stolpa na mestu prereza

Prerez stolpa se proti vrhu oži na delu manjše zunanje dimenzije, hkrati se tanjša tudi ena izmed obodnih sten in sicer od kote +45,50 do +63,00 (slika 5). Po sredini prereza potekajo stopnice, na vsakem izmed krakov pa jašek za dvigalo. Na delu, kjer je stolp integriran v objekt kontrole zračnega prometa, nastopijo odprtine za prehod in sicer na nivoju štirih etaž.



Slika 6: Prerez jedra stolpa na mestu vpetja v temelj, stika z nižjim objektom in proti vrhu



Slika 7: Tloris pritličja kompleksa in računalniški prikaz

Prvi prerez stolpa (slika 6) je na nivoju vpetja stolpa v temelj. Vse stene so debele minimalno 60 cm, prav tako je izboklina na zadnjem delu stolpa maksimalno velika. Druga prerez prikazuje stolp na mestu povezav s spodnjim objektom, kjer je zadnja izboklina že manjša. Tretji prerez predstavlja stolp nad koto +63,0 m, kjer se južne stene že dokončno zožijo, prav tako se dokončno zoži zadnja izboklina.

Kupolo stolpa sestavljajo ravne masivne AB plošče debeline 20-25 cm, ki so podprte deloma na AB stenah jedra, deloma na obodnih jeklenih stebrih. Začne se z razgledno etažo za obiskovalce na višinski koti 80,0 m. Nato sledijo tehnična, back-up in operativna etaža, katera je na koti 92,6 m. Streha kupole stolpa je na višini 97,4 m, vrh strešnega venca stolpa pa predstavlja nominalno višino stolpa, t.j. 99,0 m.

Temeljenje je izvedeno na temeljni plošči debeline 2 m, ki je podprta s 36 uvrtanimi piloti premera 1 m in dolžine 31 m.

2.2 Karakteristike uporabljenih materialov (SIST EN 1992-1-1)

Za vse betonske dele je uporabljen beton kvalitete C25/30.

Elastični modul:	$E_{cm} = 3,1 \cdot 10^3 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična tlačna trdnost:	$f_{ck} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$
Specifična teža:	$\gamma_B = 25 \text{ kN/cm}^3$

Za armaturne palice je uporabljena rebrasta armatura S400 (JUS: RA400/500), za armaturne mreže pa S500/560 (JUS MAG500/560).

Elastični modul:	$E_s = 2,0 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična meja plastičnosti (S400):	$f_{yk} = 40 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična natezna trdnost (S400):	$f_{tk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična meja plastičnosti (S500/560):	$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Karakteristična natezna trdnost (S500/560):	$f_{tk} = 56 \text{ kN/cm}^2$

3 VPLIVI NA KONSTRUKCIJO

3.1 Lastna teža (SIST ENV 1991-2-1: 2.1, 3.2, 5)

Lastna teža je stalni nepomični vpliv, ki zajema težo konstrukcije in vseh ostalih elementov, ki so na konstrukcijo fiksno pritrjeni oz. so sestavni del konstrukcije. Lastno težo izračunamo iz nazivnih vrednosti gostote in geometrije. Pod lastno težo spada tudi vpliv zemljine.

Za lastno težo upoštevamo:

- betonsko jedro stolpa
- jeklena konstrukcija kupole stolpa
- nekonstrukcijski elementi
 - celotna sestava podov in stropov
 - stopnišče in medetaže stolpa
 - pločevinasta maska vrha stolpa in njena podkonstrukcija
 - dvigali, kupola stolpa in radar

Pri kombinaciji vplivov celotno lastno težo obravnavamo kot en sam vpliv.

3.1.1 Izračun lastne teže

Geometrija in nazivne teže posameznih elementov so povzete iz PGD projekta »Center za kontrolo zračnega prometa« projektanta: Kontrola zračnega prometa Slovenije d.o.o., oktober 2006.

Preglednica 1: Lastna teža – stopnišče - zvezno od kote -7,35 do +89,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Obtežba (kN/ m ²)
AB plošča	14,0	25,0	3,50
stopnice	20,00-0,0	25,0	2,50
Guma	1,0	17,0	0,17

$$g = 6,17 \text{ kN/m}^2$$

Površina stopnišča po tlorisu: $2,50 \cdot 1,5 = 3,75 \text{ m}^2$ (1)

Višina takega dela (rama): 1,75 m

Preglednica 2: Lastna teža – podest - zvezno od kote -7,35 do +89,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Obtežba (kN/m ²)
AB plošča	20,0	25,0	5,00
Guma	1,0	17,0	0,17

$$g = 5,17 \text{ kN/m}^2$$

Površina podesta po tlorisu: $3,14 \cdot 1,5 = 4,725 \text{ m}^2$ (2)

Razmak podestov: 1,75 m

2.1 MEDETAŽA: na kotah: +10,00, +20,50, +31,00, +41,50, 52,00, +62,50, +73,00

Preglednica 3: Lastna teža – medetaža - na kotah: +10,00, +20,50, +31,00, +41,50, +52,00, +62,50

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Obtežba (kN/m ²)
AB plošča	20,0	25,0	5,00
guma	1,0	17,0	0,17

$$g = 5,17 \text{ kN/m}^2$$

Površina medetaže po tlorisu: $20,86 \text{ m}^2$

Razmak medetaž: 10,5 m

Preglednica 4: Lastna teža – zaščita dvigala - zvezno od kote -7,35 do +89,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Obtežba (kN/m ²)
Knauf	20,0	10,5	2,10

$$g = 2,10 \text{ kN/m}^2$$

Imamo zaščiti za dva dvigalna jaška, posamezne širine 2,5 m.

Preglednica 5: Lastna teža – Streha nad operativno etažo: na koti +97,40

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Pohodna mreža	5,0		0,20	0,20
Zaščitni sloj	5,0	10,0		0,50
Toplotna izolacija	8,0	2,0		0,16
Hidro izolacija	1,0	16,0		0,16
Toplotna izolacija	12,0	2,0		0,24
Jeklena pločevina	10,0		0,25	0,25
Jeklena konstr.	24,0		1,00	1,00
Paneli na podkonstr.	5,0		0,25	0,25
Inštalacije			0,25	0,25

$$g = 3,01 \text{ kN/m}^2$$

Površina strehe po tlorisu:

158,50m²

dodatno: teža radarja in kupole:

20,00kN

Preglednica 6: Lastna teža – Operativna etaža: notranji prostor: na koti: +92,60

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Tekstila obloga	0,5	10,0		0,05
Tehnični pod	95,0		1,00	1,00
Estrih	5,5	25,0		1,38
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
Zvočna izolacija	1,0	10,0		0,10
AB plošča	25,0	25,0		6,25
Spuščen strop	20,0		0,20	0,20
Inštalacije			0,20	0,20

$$g = 9,26 \text{ kN/m}^2$$

Površina operativne etaže po tlorisu:

89,65 m²

Preglednica 7: Lastna teža – Operativna etaža: terasa: na koti: +92,60

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Keramika	2,0	25,0		0,50
Estrih	7,0	25,0		1,75
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
AB plošča	25,0	25,0		6,25

$$g = 8,58 \text{ kN/m}^2$$

Površina terase po tlorisu: $28,00\text{m}^2$

Preglednica 8: Lastna teža – Back-up etaža: notranji prostor: na koti: +89,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Tekstila obloga	0,5	10,0		0,05
Tehnični pod	95,0		1,00	1,00
Estrih	5,5	25,0		1,38
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
Zvočna izolacija	1,0	10,0		0,10
AB plošča	25,0	25,0		6,25
Spuščen strop	20,0		0,20	0,20
Inštalacije			0,20	0,20

$$g = 9,26 \text{ kN/m}^2$$

Površina back-up etaže: $106,20\text{m}^2$

Dodatno: Betonske stene backup etaže

 Širina: 0,20m

 Višina: 3,20m

 Skupna dolžina: 38,20m

 Skupna teža: $0,2 \cdot 3,20 \cdot 38,20 \cdot 25,0 = 616,00 \text{ kN}$ (3)

Preglednica 9: Lastna teža – Back-up etaža: terasa: na koti: +89,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Keramika	2,0	25,0		0,50
Estrih	7,0	25,0		1,75
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
AB plošča	25,0	25,0		6,25

$$g = 8,58 \text{ kN/m}^2$$

Površina terase po tlorisu:

$$32,40\text{m}^2$$

Preglednica 10: Lastna teža – Tehnična etaža: notranji prostor: na koti: +85,40

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Guma	1	17,0		0,17
Estrih	5,5	25,0		1,38
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
Zvočna izolacija	1,0	10,0		0,10
AB plošča	25,0	25,0		6,25
Spuščen strop	20,0		0,20	0,20
Inštalacije			0,20	0,20

$$g = 8,38 \text{ kN/m}^2$$

Površina tehnične etaže po tlorisu:

$$67,40\text{m}^2$$

Preglednica 11: Lastna teža –Razgledna etaža: notranja razgledna ploščad: na koti: +80,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Guma	1	17,0		0,17
Estrih	5,5	25,0		1,38
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
Zvočna izolacija	1,0	10,0		0,10
AB plošča	25,0	25,0		6,25
Spuščen strop	20,0		0,20	0,20
Inštalacije			0,20	0,20

$$g = 8,38 \text{ kN/m}^2$$

Površina notranje razgledne ploščadi po tlorisu:

$$70,70 \text{ m}^2$$

Preglednica 12: Lastna teža – Razgledna etaža: zunanja razgledna ploščad: na koti: +80,00

	Debelina (cm)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m ²)
Keramika	2,0	25,0		0,50
Estrih	7,0	25,0		1,75
Toplotna izolacija	4,0	2,0		0,08
AB plošča	25,0	25,0		6,25

$$g = 8,58 \text{ kN/m}^2$$

Površina zunanje razgledne ploščadi po tlorisu:

$$33,65 \text{ m}^2$$

Dodatno: Dvigali + strojnici dvigal

Lastna teža:

$$2 \times 30 \text{ kN} = 60 \text{ kN}$$

(4)

Preglednica 13: Jeklena konstrukcija kupole stolpa: od kote: +80,00 do +99,00

	Število (kom)	Obseg (m)	Teža (kN/m')	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m')
Jeklena konstr.	27		0,18		4,86
Zasteklitev + kosntr. zasteklitve		46,0		0,4	18,40

$$g = 23,26 \text{ kN/m'}$$

Vertikalno poteka 27 HOP200/120/7,2 nosilcev.

Obseg kupole stolpa: 46,00 m

Preglednica 14: Maska vrha stolpa: od kote +57,70 do +80,00

	Obseg (m)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/ m')
Maska	46	0,2	9,20
Podkonstrukcija maske	46	0,2	9,20

$$g = 18,40 \text{ kN/m'}$$

Maska stolpa poteka na severni strani nad koto 52,5 m, na južni pa nad koto 63,0. V računu upoštevamo srednjo vrednost, t.j. 57,7 m.

3.1.2 Priprava lastne teže za vnos v računalniški program

Betonsko jedro poteka od kote -7,35 do +89,00 in predstavlja več kot 95% lastne teže stolpa. Izračunamo jo tako, da celotni volumen pomnožimo s specifično težo betona, t.j. 25 K/m³. Račun tukaj ni prikazan, saj je v računalniški program vnesena točna geometrija stolpa, kar nam določa težo.

V računalniškem programu dodatno lastno težo nanesemo na linijske elemente v obliki linijske obtežbe in točkovnih sil. V preglednicah 14 do 16 so prikazani vplivi, katere nanesemo na obravnavani model.

Preglednica 15: Skupna dodatna obtežba zvezno od kote -7.35 do +89.00

	Obtežba: g (kN/m ²)	Površina (m ²)	Razmak enot (m)	Obtežba: g' (kN/m')
Stopnišče	6,17	3,75	1,75	13,22
Podest	5,17	4,73	1,75	13,97
Medetaža	5,17	20,86	10,50	10,27
Zaščita dvigala	2,10	5,00	1	10,50

Skupaj: g'=47,96 kN/m'

To je obtežba, ki nastopa poleg betonskega jedra. Zaradi lažjega in bolj preglednega modeliranja, smo jo porazdelili zvezno po višini.

Preglednica 16: Pregled lastne teže kupole stolpa

	Kota (m)	Obtežba: g (kN/m ²)	Površina (m ²)	Obtežba: G (kN)
Streha	+97,40	3,01	158,50	477,09
Kupola				20,00
Operativna etaža	+92,60	9,26	89,65	830,16
Terasa		8,58	28,00	240,02
Back-up etaža	+89,00	9,26	106,20	983,41
Bet. stene				616,00
Terasa		8,58	32,40	277,99
Tehnična etaža	+85,40	8,31	67,40	560,10
Razgledna etaža (not.)	+80,00	8,31	70,70	587,52
Zunanja		8,58	33,65	288,72
Dvigalo in strojnica				60

Preglednica 17: Ostala zvezna obtežba stolpa

	Kota	Obtežba (kN/ m')
Jeklena konstr. in zasteklitev	+80,00 do +99,00	23,26
Maska in podkonstr.	+57,70 do +80,00	18,40

3.1.3 Vpliv zemljine

Podatki o zemljini so povzeti iz PGD projekta »Center za kontrolo zračnega prometa« projektanta: Kontrola zračnega prometa Slovenije d.o.o., oktober 2006.

Strižni kot

$$\varphi = 32^\circ$$

Prostorninska teža zemljine:

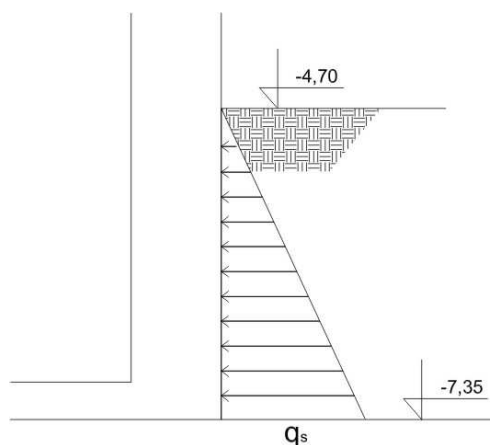
$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

Dno objekta je na koti -7,35

Vrh zemljine je na koti -4,70

$$h = 7,35 - 4,70 = 2,65 \text{ m} \quad (5)$$

Na območju stolpa na višini dna stolpa ni podtalnice.



Slika 8: Obtežba zemljine na objekt

Količnik mirnega zemeljskega pritiska:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0,53 \quad (6)$$

Obtežba mirnega zemeljskega pritiska na koti -7,35:

$$q_s = k_0 \cdot \gamma \cdot h = 29,50 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

3.1.4 Vpliv zemljine in modeliranje v računalniškem programu

Zemljina ugodno vpliva na obnašanje stolpa pri potresu in vetru, saj ga dodatno stabilizira. V zemljini je le 2,5% stolpa, kar je izredno malo in zato lahko vpliv zemljine na globalno delovanje stolpa zanemarimo. Ob upoštevanju mirnega zemeljskega pritiska na stolp bi dobili sicer bolj ugodne, a zanemarljivo različne rezultate.

3.2 Koristna obtežba (SIST ENV 1991-2-1: 2.2, 3.3, 6)

Koristna obtežba je po svoji naravi spremenljiv in pomičen vpliv. Povzročajo jo:

- Ljudje
- Pohištvo in premični objekti (npr. lahke premične stene)
- Stroji in vozila
- Izjemna uporaba, npr. izjemna koncentracija ljudi ob prenovi

Na stopnišču in medetažah se pričakujejo ljudje, vendar le v primeru, ko dvigalo ne obratuje. Na razgledni etaži pričakujemo obiskovalce, torej se tam lahko naenkrat pojavi veliko ljudi. V zgornjih, delovnih etažah kupole stolpa se za koristno obtežbo pričakuje teža zaposlenih ljudi in teža opreme. Naknadna postavitve predelnih stene se ne pričakuje, saj je postavitve prostora za potrebe kontrole zračnega prometa že vnaprej dobro predvidena.

3.2.1 Izračun koristne obtežbe

Vrednost koristne obtežbe nam določa standard in sicer je le-ta odvisna od namena uporabe.

Streha spada v kategorijo »H«, to so strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje, manjša popravila, barvanje.

Tehnična, operativna in back-up etaža spadajo v kategorijo »B«, to so pisarne.

Razgledna etaža spada v kategorijo »C3«, t.j. zbirališče ljudi - javna površina brez ovir za gibanje.

Za koristno obtežbo stopnišč vzamemo kar kategorijo »A«, to so stanovanja in sicer vrednost za stopnišča, za medetaže pa kategorijo »A« in sicer vrednosti za hodnike.

Preglednica 18: Kategorije uporabe po SIST ENV 1991-1-1: pregl. 6.1 in pripadajoče karakteristične vrednosti koristnih obtežb

	Kota (m)	Kategorija	Obtežba: q_k (kN/m ²)
Streha	+97,40	H	0,75
Operativna etaža Terasa	+92,60	B B	3,0
Back-up etaža Terasa	+89,00	B B	3,0 3,0
Tehnična etaža	+85,40	B	3,0
Razgledna etaža (not.) Zunanja	+80,00	C3 C3	5,0 5,0
Stopnišče	-7,35do+89,00	A (stopnišče)	3,0
Medetaže	-7,35do+89,00	A (hodniki)	2,0

Redukcijski faktor α_A upošteva verjetnost, da velika površina naenkrat ni v celoti obremenjena s polno vrednostjo koristne obtežbe istega tipa:

$$\alpha_A = 5 / 7 \cdot \psi_0 + A_0/A \geq 0,6. \quad (8)$$

Kjer je ψ_0 kombinacijski faktor, v našem primeru: $\psi_0 = 0,7$ in $A_0 = 10 \text{ m}^2$.

Za površine kategorije »H« velja: $\alpha_A = 1$.

Redukcijski faktor α_N upošteva, da v stavbi ne bodo vsa nadstropja naenkrat polno obremenjena s koristno obtežbo istega tipa:

$$\alpha_N = (2 + (n - 2) \cdot \psi_0) / n. \quad (9)$$

Kjer je n število etaž nad obravnavanim elementom in velja $n > 2$.

Za zgornje tri etaže, kjer se pojavi koristna obtežba »B« je α_N enak 1, prav tako za razgledno etažo, kjer nastopi koristna obtežba tipa »C3«. Za koristno obtežbo celotnega stopnišča in

medetaž pa se odločimo, da vzamemo isto vrednosti in sicer pri dveh tretjinah stolpa. To pomeni, da so zgoraj tri etaže v katerih se pojavi obtežba istega tipa.

Vrednost koristne obtežbe izračunamo po enačbi:

$$q = \alpha_A \cdot \alpha_N \cdot q_k \quad (10)$$

Pri kombinaciji koristne obtežbe standard določa, da je ne moremo zmanjšamo s kombinacijskim faktorjem ψ in hkrati reducirati še s faktorjem α_N .

Preglednica 19: Posamezne vrednosti koristnih obtežb ob upoštevanju α_A in α_N

	Obtežba: q_k (kN/m ²)	Površina (m ²)	α_A	α_N	Obtežba: q (kN/m ²)
Streha	0,75	158,50	1	1	0,75
Operativna etaža	3,0	89,65	0,61	1	1,83
Terasa	3,0	28,00	0,87	1	2,61
Back-up etaža	3,0	106,20	0,60	1	1,80
Terasa	3,0	32,40	0,81	1	2,43
Tehnična etaža	3,0	67,40	0,65	1	1,95
Razgledna etaža (not.)	5,0	70,70	0,64	1	2,88
Zunanja	5,0	33,65	0,80	1	3,60
Stopnišče	3,0	2,14 (m ² /m')	1	0,90	2,70
Medetaže	2,0	1,99 (m ² /m')	1	0,90	1,80

3.2.2 Priprava koristne obtežbe za vnos v računalniški program

Preglednica 20: Vrednosti koristne obtežbe za posamezne etaže

	Kota (m)	Obtežba: q (kN/m ²)	Površina (m ²)	Obtežba: Q (kN)
Streha	+97,40	0,75	158,50	118,90
Operativna etaža	+92,60	1,83	89,65	164,10
Terasa		2,61	28,00	73,10
Back-up etaža	+89,00	1,80	106,20	191,20
Terasa		2,43	32,40	78,80
Tehnična etaža	+85,40	1,95	67,40	131,50
Razgledna etaža (not.)	+80,00	2,88	70,70	203,60
Zunanja		3,60	33,65	121,20
Stopnišče	-7,35do+89,00	2,70	2,14 (m ² /m')	5,78 (kN/m')
Medetaže	-7,35do+89,00	1,80	1,99 (m ² /m')	3,58 (kN/m')

Tako kot dodatno lastno težo, tudi koristno obtežbo na model konzole nanese v obliki točkovnih in linijskih obtežb. Preglednica 19 prikazuje vrednosti, katere nanese na posamezne višinske kote modela.

Vsa koristna obtežba deluje v navpični smeri. Standard predvideva tudi vodoravne obtežbe na predelne stene in ograje, ki jih povzročajo ljudje. Ta obtežba je predvsem lokalnega pomena, zato jo ne obravnavamo, saj nas zanima predvsem globalno obnašanje konstrukcije ob delovanju lastne teže, vetra in potresa.

3.3 Obtežba snega (SIST ENV 1991-2-3; 5.1,7.2)

Sneg se pojavi na strehi stolpa. Streha je ravna.

3.3.1 Račun obtežbe snega

Brnik je na karti snežne obtežba v coni "C".

Nadmorska višina Brnika je:	370 m	
Karakteristična obtežba snega:	$s_k("C",370) = 2,04 \text{ kN/m}^2$	
Koeficient oblike strehe:	$\eta_1 = 0,8$	
Koeficient izpostavljenosti:	$C_e = 1,0$	
Termični koeficient:	$C_t = 1,0$	
Obtežba snega:	$s = \eta_1 \cdot C_e \cdot C_e \cdot s_k = 1,65 \text{ kN/m}^2$	(11)

3.3.2 Račun skupne teže snega in modeliranje v računalniškem programu

Preglednica 21: Obtežba in skupna sila snega na strehi

	Kota	Obtežba (kN/ m')	Površina (m ²)	Obtežba kN
Streha	97,40	1,65	158,50	261,50

Standard poleg enakomerno porazdeljene obtežbe snega na strehi zahteva tudi slučaj, ko je polovična obtežba snega le na tisti polovici strehe, na kateri je to najbolj neugodno.

Glede na to, da je velikost celotne obtežbe snega le 15 % skupne sile od koristne obtežbe in ker se sneg ne kombinira s potresom, kateri je merodajen za dimenzioniranje stolpa, snega v modelu ne upoštevamo. Hkrati predstavlja teža snega manj kot 0,3 % lastne teže betonskega jedra.

3.4 Obtežba vetra (SIST ENV 1991-2-4)

Veter je pri stolpu takšne višine pomemben faktor. Vpliv vetra se z višino povečuje, hkrati se povečuje tudi ročica sile, tako da je moment ob vpetju zaradi delovanja obtežbe vetra razmeroma velik. Veter obravnavamo iz dveh smeri: frontalno na stolp in od strani. Upoštevamo, da veter piha le z ene smeri naenkrat.

Del stolpa je pod zemeljskim površjem, zato nanj obtežbo vetra ne upoštevamo. Spodnji del stolpa je integriran v stavbo kontrole zračnega prometa, toda na eni strani je odprt, kar pomeni, da ima s tiste strani veter nanj nemoten direkten vpliv, preprečen pa je srk z zadnje strani. Z drugih strani je direkten vpliv vetra blokiran. Vseeno se odločimo za varno stran in upoštevamo vpliv vetra od površja zunanje zemljine.

Po višini upoštevamo veter do višinske kote +99,0 m, t.j. vrh strešnega venca stolpa.

3.4.1 Način računa obtežbe vetra (SIST EN 1991-2-4: 6.1, 9:)

Standard predvideva dva načina računa obtežbe vetra na objekt:

1. Račun globalne sile vetra, ki upošteva tudi dinamični vpliv vetra na konstrukcijo ali na dele konstrukcije.
2. Sila vetra je vsota pritiskov vetra na površine konstrukcije. Ta način je enostavnejši, toda velja le za objekte nižje od 200 m, na katere hkrati dinamični vpliv vetra nima bistvenega učinka, pogoj za to je, da je $c_d < 1,2$.

Koeficient c_d določimo iz »SIST ENV 1991-2-4: Preglednica 9.1: c_d vrednosti za betonske in zidane stavbe«. Na sliki so za objekte, nižje od 200 m, vse vrednosti c_d manjše od 1,2, kar pomeni, da lahko obtežbo vetra na stavbo izvedemo na način 2, torej s seštevkom vpliva vetra na posamezne ploskve objekta.

3.4.2 Račun pritiska vetra (SIST ENV 1991-2-4: 5.2)

Zunanji pritisk w_e na površine objekta izračunamo po enačbi:

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (12)$$

kjer so:

q_{ref} referenčni pritisk vetra (poglavje 2.4.2.1): $q_{ref} = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$c_e(z_e)$ koeficient izpostavljenosti (poglavje 2.4.2.2): Preglednica 2.20

c_{pe} koeficient zunanjega pritiska (poglavje 2.4.2.3): $c_{pe} = 1,1$

Preglednica 22: Pritisk vetra na posamezni segment stolpa

Segment	Kota vrha (m)	Višina nivoja (m)	$c_e(z)$	$w_e(z)$ (kN/m ²)
1	8	8	1,80	0,84
2	11	3	2,32	1,09
3	19	8	2,62	1,22
4	27	8	2,91	1,36
5	35	8	3,12	1,46
6	43	8	3,28	1,54
7	51	8	3,42	1,60
8	59	8	3,54	1,66
9	67	8	3,64	1,71
10	75	8	3,74	1,75
11	83	8	3,82	1,79
12	91	8	3,90	1,82
13	99	8	3,97	1,86

3.4.2.1 Referenčni pritisk vetra q_{ref} (SIST ENV 1991-2-4: 5)

Referenčni pritiska vetra izračunamo po enačbi:

$$q_{ref} = \rho / 2 \cdot v_{ref}^2 = 1,25 / 2 \cdot 25^2 / 1000 = 0,39 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

kjer je ρ gostota zraka: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

in v_{ref} referenčna hitrost vetra (poglavje 3.4.2.2)

3.4.2.2 Referenčna hitrost vetra (SIST ENV 1991-2-4: 7.2)

Brnik je na karti območij referenčne hitrosti vetra (SIST ENV 1991-2-2: Nacionalni dodatek) v coni A, za katero velja, da je $v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$.

Referenčno vrednost hitrosti vetra izračunamo po enačbi:

$$V_{\text{ref}} = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{tem}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot V_{\text{ref},0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 \text{ m/s} = 25 \text{ m/s} \quad (14)$$

Faktor smeri vetra: $c_{\text{dir}} = 1,0$

Faktor temperature: $c_{\text{tem}} = 1,0$

Faktor višine: $c_{\text{alt}} = 1,0$

3.4.2.3 Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ (SIST ENV 1991-2-4: 8.4)

Koeficient izpostavljenosti $c_e(z_e)$ določimo

$$C_e(z) = C_r^2(z) \cdot C_t^2(z) \left[1 + \frac{7 \cdot k_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \quad (15)$$

Preglednica 23: Vrednost koeficienta c_r in c_e za posamezni segment stolpa

Segment	Težišče (m)	$c_r(z)$	$c_e(z)$
1	4	0,83	1,80
2	9,5	1,00	2,32
3	15	1,08	2,62
4	23	1,16	2,91
5	31	1,22	3,12
6	39	1,27	3,28
7	47	1,30	3,42
8	55	1,33	3,54
9	63	1,36	3,64
10	71	1,38	3,74
11	79	1,40	3,82
12	87	1,42	3,90
13	95	1,43	3,97

$c_r(z)$ glej poglavje 3.4.2.4.2

k_T glej poglavje 3.4.2.4

3.4.2.4 Kategorija terena (SIST ENV 1991-2-4: 8.3)

Za določitev koeficienta izpostavljenosti najprej določimo kategorijo terena. Kategorije so naslednje:

Preglednica 24: Kategorije terena: SIST ENV 1991-2-4: pregl. 8.1

Kategorija	Opis
I	Odrprt teren ob morju, večjih jezerih ali zelo odprta pokrajina brez terenskih ovir
II	Kmetijska zemljišča z redkimi stavbami ali drevesi
III	Suburbana ali industrijska območja in gozdovi
IV	Urbana območja, ki so vsaj 15 % zazidana z vsaj 15 m visokimi stavbami

V območju stolpa že stoji nekaj objektov, v bližini je tudi gozd, zato območje spada v kategorijo terena III. Za to območje standard določa naslednje vrednosti koeficientov:

Faktor terena: $k_T = 0,22$

Dolžina hrapavosti: $z_0 = 0,3 \text{ m}$

Minimalna višina: $z_{\min} = 8 \text{ m}$

3.4.2.4.1 Delitev stavbe po višini (SIST ENV 1991-2-4: 10.2.2)

Standard določa, da stavbe, katera višina je večja od dvakratne širine, po višini razdelimo na več delov. Višina spodnjega dela je enaka dimenziji širine stavbe oz. vsaj z_{\min} , višina najvišjega dela je enaka širini stavbe, vmesne dele pa razdelimo na odseke, visoke največ toliko, kot je širina stavbe.

V našem primeru je manjša širina stolpa enaka 8 m, enako kot je z_{\min} , torej je spodnji del visok 8 m, zgornji prav tako 8 m, odseki od spodaj navzdol vsi po 8 m, drugi od spodaj navzgor pa 3 m.

3.4.2.4.2 Koeficient hrapavosti c_r (SIST ENV 1991-2-4: 8.2)

Koeficient hrapavosti upošteva spremenljivost hitrosti vetra v odvisnosti od višine nad površjem in hrapavosti terena; izračunamo ga po enačbi:

$$c_r(z) = k_T \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{za} \quad z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (16)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{za} \quad z < z_{\min} \quad (17)$$

Vrednosti koeficientov $c_r(z)$ za posamezni segment stolpa glej preglednico 23.

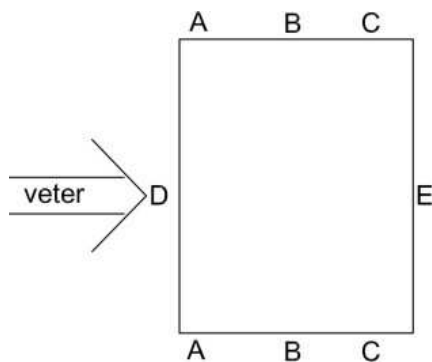
3.4.2.4.3 Koeficient topografije c_t (SIST ENV 1991-2-4: 8.4)

Območje Brnika je izredno ravno, brez naklona pobočja, zato ima koeficient topografije vrednost 1,0.

$$c_t = 1,0$$

3.4.2.5 Koeficient zunanjega pritiska c_{pe} (EN 1991-2-4: 10.2.2)

Zanima nas predvsem globalni učinek vetra na stavbo, torej pritiski na ploskve, pravokotne na smer vetra. V našem primeru sta to ploskvi D in E (slika 9). Na ploskvah vzporedno na smer vetra se pojavlja srk, ki je predvsem lokalnega pomena, za npr. sile na fasado. V našem primeru je to kompaktno betonsko jedro, na katerega srk nima bistvenega vpliva.



Slika 9: Območja različnih koeficientov zunanjega pritiska c_{pe}

Standard razlikuje vrednosti koeficienta $c_{pe,1}$ za površine velike do 1,0 m² in $c_{pe,10}$ za večje od 10,0 m². Določena je krivulja, po kateri dobimo vrednosti za vmesno velike površine. V našem primeru so vse površine večje od 10 m², torej nas zanima koeficient $c_{pe,10}$.

Preglednica 25: Koeficienti c_{pe}

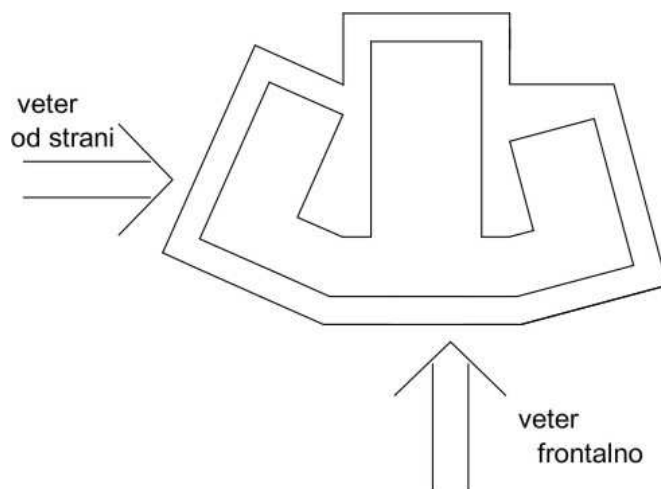
območje	$c_{pe,10}$
D	0,8
E	-0,3
Skupaj	1,1

Globalno gledano lahko koeficienta seštejemo po absolutni vrednosti, saj imata pritisk spredaj in srk zadaj isto smer.

3.4.3 Račun obtežbe vetra za vnos v računalniški program

V poglavju 3.4.2 smo izračunali vrednosti pritiska vetra na stavbo za posamezni višinski segment stolpa (preglednica 22). Silo na stolp dobimo tako, da širino posameznega segmenta množimo s pritiskom.

Obravnavamo dve možnosti. Enkrat veter piha frontalno na stolp, drugič od strani (slika 8). Pri kombinaciji obtežb upoštevamo, da hkrati piha veter le z ene strani.



Slika 10: Smeri vetra na stolp

Preglednica 26: Pritisk vetra na posamezni segment stolpa

/ **FRONTALNO** / **OD STRANI** /

Segment	Kota vrha (m)	Višina nivoja (m)	Pl. obt. $w_e(z)$ (kN/m ²)	Širina (m)	Lin. obtežba (kN/m)	Širina (m)	Lin. obtežba (kN/m)
1	8	8	0,84	14,50	12,22	9,14	7,70
2	11	3	1,09	14,50	15,74	8,91	9,67
3	19	8	1,22	14,50	17,75	8,65	10,59
4	27	8	1,36	14,50	19,72	8,34	11,34
5	35	8	1,46	14,50	21,15	8,04	11,73
6	43	8	1,54	14,50	22,28	8,00	12,29
7	51	8	1,60	14,50	23,22	8,00	12,81
8	59	8	1,66	14,50	24,02	8,00	13,25
9	67	8	1,71	15,50	26,51	8,51	14,55
10	75	8	1,75	17,35	30,36	10,14	17,75
11	83	8	1,79	19,20	34,37	11,78	21,09
12	91	8	1,82	19,70	35,86	11,20	20,38
13	99	8	1,86	18,40	34,22	10,50	19,53

Na linijski model v programu ETABS nanesejo linijsko obtežbo, na ploskovni model v programu SAP2000 pa ploskovno.

3.5 Potresna obtežba (SIST EN 1998-1)

3.5.1 Značilnosti tal

Sestava temeljnih tal:

Pod plastjo humusa se nahaja 0,7 m debel sloj gline, sledi prodna zemljina srednje gostote sestave do globine 7 m. Na globini 7 do 11 m je prod prekinjen s tremi lečami gline skupne debeline 3 m. Od globine 11 do 28 m temeljna tla tvori mestoma zaglinjen peščen prod. Sledi 9 m debela plast rjave težko gnetne gline. Na globini 37 m se začne zelo zbit pesek.

Sestava temeljnih tal ustreza tipu "C" (SIST EN 1998-1, Preglednica 3.1).

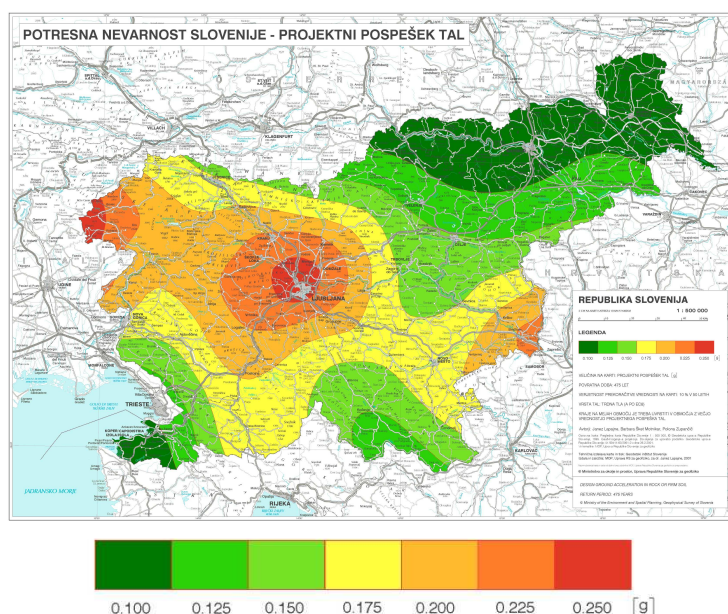
3.5.2 Potresni vplivi

Konstrukcija mora biti projektirana in zgrajena tako, da prenese projektni potresni vpliv, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote. Po potresu morata biti ohranjeni integriteta konstrukcije in njena ustrezna (preostala) nosilnost. Prav tako mora zadostiti pogoju po omejitvi poškodb, katerega izrazimo z zahtevo omejitve etažnih pomikov.

Projektni potresni vpliv je izražen kot:

- referenčni potresni vpliv povezan z referenčno verjetnostjo prekoračitve v 50 letih (10%) ali v referenčni povratni dobi (475 let)
- faktor pomembnosti γ

Ministrstvo za okolje in prostor je zadolženo za karto potresne ogroženosti (nahaja se v nacionalnem dodatku k SIST 1998-1), iz katere lahko za posamezno lokacijo v Republiki Sloveniji razberemo referenčno vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A, t.j. a_{gR} .



Slika 11: Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal

Faktorju pomembnosti je odvisen od posledic porušitve objekta za življenje ljudi, pomembnosti objekta za varnost ljudi in civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu ter socialnih in ekonomskih posledic porušitve. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A enak $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$.

Preglednica 27: Kategorije pomembnosti za stavbe (SIST EN 1998-1, Pregl. 4.3)

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

Za Brnik znaša referenčna vrednost pospeška tal $a_{gR}=0,225$ g (slika 11)

Center za kontrolo zračnega prometa je objekt državnega pomena, in ustreza kategoriji pomembnosti III, za katero je $\gamma_I = 1,2$.

Torej je referenčna vrednost pospeška tal $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,2 \cdot 0,225 \cdot g = 0,270 \cdot g$. (18)

Pri potresu se poleg horizontalnih pospeškov pojavljajo tudi vertikalni. Vrednost referenčnega vertikalnega pospeška tal dobimo iz enačbe:

$$a_{vg} / a_g = 0,9 \quad (19)$$

Torej vertikalni pospešek znaša $a_{vg} = 0,243 \cdot g$, katerega ni potrebno upoštevati (poglavje 3.5.3.2).

Potres je sunkovito gibanje tal v vse tri smeri prostora, pri katerem se smer in moč sunkov ves čas spreminja. Pospeški so razmeroma veliki, za ponazoritev dinamike spreminjanja sunkov izračunamo projektni pomik tal pri potresu za obravnavani primer (SIST EN 1998-1: 3.2.2.2):

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 9,60 \text{ cm} \quad (20)$$

Faktorji S , T_C in T_D so obravnavani v poglavju 3.5.3.1, vrednost a_g je navedena v zgornjem delu tega poglavja.

3.5.3 Elastični spekter odziva

3.5.3.1 Vodoravni elastični spekter odziva (SIST EN 1998-1: 3.2.2.2)

V skladu z EN 1998 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov oz. elastičnega spektra odziva, katerega oblika je enaka za dve pravokotni smeri.

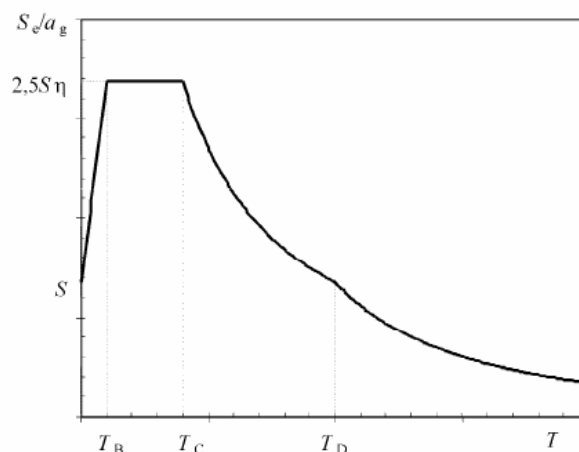
Za vodoravno komponento potresnega vpliva je elastični spekter odziva $S_e(T)$ definiran z enačbami 21 - 24 oz. s sliko 12.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (21)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (22)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (23)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (24)$$



Slika 12: Elastičen spekter odziva

V enačbah T predstavlja nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo, a_g že prej obravnavani projektni pospešek tal tipa A in faktor η predstavlja korekcijo vpliva viskoznega dušenja z referenčno vrednostjo $\eta=1,0$ pri dušenju $\xi=5\%$, kar je tudi naš primer.

Ostali faktorji so povezani s tipom tal, kjer je S faktor tal, časi T_B , T_C , T_D pa določajo meje, znotraj katerih ima diagram določeno obliko funkcije in hkrati določajo tudi vrednost funkcije. Vrednosti za tip tal C so naslednje:

$$S = 1,15$$

$$T_B = 0,2$$

$$T_C = 0,6$$

$$T_D = 2,0$$

3.5.3.2 Navpični elastični spekter odziva (SIST EN 1998-1: 3.2.2.3)

EN 1998-1 določa, da je potrebno upoštevati navpično komponento potresnega vpliva v primeru, da je a_{vg} večji od $0,25 \cdot g$ in če je konstrukcija občutljiva na navpično vzbujanje. V našem primeru je a_{vg} enak $0,243 \cdot g$, kar pomeni, da nam navpične komponente potresa ni potrebno upoštevati.

3.5.4 Projektni spekter za elastično analizo (SIST EN 1998-1: 3.2.2.5)

Zahteva pri referenčni potresni obtežbi je, da se objekt ne poruši in da ljudje v njem niso ogroženi. To pomeni, da standard dovoljuje poškodbe konstrukcije. Naloga projektanta je, da določi mesta v konstrukciji, katera se bodo duktilno poškodovala in s tem sipala energijo potresa. Ko element sipa energijo, je material v plastičnem oz. nelinearnem območju. Nelinearnost konstrukcije bi sicer najbolje zajela nelinearna analiza, toda standard dopušča modalno analizo, pri kateri se nelinearno območje konstrukcije zajame s faktorjem obnašanja, kateri zmanjša potresne sile iz elastičnega projektnega spektra potresnih pospeškov v projektnega.

Glede na velikosti projektnega pospeška tal (npr. v Ljubljani je dvakrat večji kot v Mariboru) in vpliva redukcije potresnih sil na konstrukcijo, se projektant odloči za stopnjo duktilnosti, katera je lahko nizka, srednja ali visoka. Po standardu lahko za določeno stopnjo duktilnosti in za vrsto konstrukcijskega sistema določimo faktor obnašanja q , s katerim zmanjšamo potresni vpliv. Faktor obnašanja je lahko v različnih smereh različen, medtem ko mora biti stopnja duktilnosti za konstrukcijo enaka. Višja kot je stopnja duktilnosti, višje zahteve za izvedbo detajlov konstrukcije zahteva standard.

Za vodoravno komponento potresnega vpliva je projektni spekter odziva $S_d(T)$ definiran z enačbami 25–28:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (25)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \quad (26)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (27)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (28)$$

Kjer faktor β določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru, $\beta = 0,2$.

3.5.5 Kombinacija potresnega vpliva z ostalimi vplivi (SIST ENV 1991-1: 9.4.2, SIST EN 1998-1: 3.2.4)

Potresno obtežbo z ostalimi vplivi kombiniramo po enačbi:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (29)$$

Kjer je: $G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalnega vpliva

P reprezentativna vrednost vpliva prednapetja (ta del odpade)

A_{Ed} projektna vrednost potresnega vpliva

$\psi_{2,i}$ faktor navidezno stalne vrednosti spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost spremenljivega vpliva

Preglednica 28: Vrednosti za $\psi_{2,i}$ posamezne vplive

	Kategorija	$\psi_{2,i}$
Stopnišče in medetaže	A	0,3
Kupola stolpa	B	0,3
Razgledna etaža	C3	0,6
Streha	H	0
Sneg		0
Veter		0

Pri določanju projektnega potresnega vpliva se morajo upoštevati mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,j} \cdot Q_{k,i} \quad (30)$$

Koeficienti za kombinacijo $\sum \psi_{E,j}$ upoštevajo verjetnost, da obtežba $Q_{k,i}$ ni prisotna po celotni konstrukciji v času potresa. Ti koeficienti lahko upoštevajo tudi zmanjšano sodelovanje mas pri nihanju zaradi podajne povezave med njimi. Velja:

$$\psi_{E,j} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (31)$$

Vrednosti φ so prikazani v preglednici 29.

Preglednica 29: Vrednosti φ za posamezne dele stavbe

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhnja etaža, streha	1,0
	Ostale etaže	0,5
Kategorije D-F		1,0

Preglednica 30: Določitev koeficientov $\psi_{E,j}$

	Kategorija	$\psi_{2,i}$	φ	$\psi_{E,j}$
Stopnišče in medetaže	A	0,3	0,5	0,15
Razgledna etaža	C3	0,6	0,5	0,3
Kupola – ostale etaže	B	0,3	0,5	0,15
Kupola – operativna e.	B	0,3	1,0	0,3
Streha	H	0	1,0	0
Sneg		0	-	0
Veter		0	-	0

4 ZNAČILNOSTI KONSTRUKCIJSKEGA SISTEMA (SIST EN 1998-1:4)

4.1 Splošne značilnosti konstrukcijskega sistema (SIST EN 1998-1:4)

V potresnih območjih je že v zgodnji fazi projektiranja potrebno upoštevati princip potresne varnosti, za kar je potrebno zasnovati konstrukcijski sistem, ki ob spremenljivi ceni zadosti zahtevam po neporušitvi ob potresu. Ti so:

- Pravilnost in enostavnost konstrukcije
- Uniformnost, simetrija in statična nedoločenost konstrukcije
- Nosilnost in togost v dveh smereh
- Torzijska nosilnost in togost
- Učinek diafragem na nivojih etaž
- Ustrežno temeljenje

Očitno je, da je stolp zelo kompaktna struktura, v grobem bi ga lahko primerjali s cevjo. Prenos obtežbe je zelo jasen, groba simetrija je očitna, s tem togost in nosilnost v obeh smereh, prav tako torzijska nosilnost. V stolpu ni izrazitih etaž, zato ta del lahko izpustimo.

Temeljenje je izvedeno z 2 m debelo temeljno ploščo dimenzij 10,25 m x 20,25 m, pod katero so piloti okroglega preseka premera 1,0 m in dolžine 31,0 m. Piloti so razporejeni v pravokotnem rastru 3,75 m, skupaj je 6 x 6 pilotov. Pilote modeliramo kot vertikalne vzmeti.

4.2 Kriteriji za pravilnost konstrukcije (SIST EN 1998-1:4.2.3)

EN 1998 deli konstrukcije stavb na pravilne in nepravilne, kar vpliva na naslednje vidike projektiranja:

- Model konstrukcije je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski
- Metoda analiza je lahko poenostavljena s spektrom odziva (metoda z vodoravno obtežbo) ali modalna
- Vrednost faktorja obnašanja q , kateri se zmanjša za stavbe, ki so nepravilne po višini

Posebej se obravnava tlorisna pravilnost in pravilnost po višini. Preglednica 30 prikazuje zahteve potresne analize glede na pravilnost konstrukcije.

Preglednica 31: Vpliv pravilnosti konstrukcije na analizo in projektiranje na potresnih območjih (SIST EN 1998-1:4.2.3.1: Preglednica 4.1)

Pravilnost		Dovoljena poenostavitve		
Tloris	Višina	Model	Linearno-elastična analiza	Faktor obnašanja (za linearno analizo)
da	da	ravninski	vodoravne sile	referenčni
da	ne	ravninski	modelna	zmanjššan
ne	da	prostorski	vodoravne sile	referenčni
ne	ne	prostorski	modalna	zmanjššan

4.2.1 Kriteriji za tlorisno pravilnost (SIST EN 1998-1:4.2.3.2)

Konstrukcija je tlorisno pravilna, če zadosti naslednjim pogojem:

- V tlorisu ima glede na dve pravokotni smeri približno simetrično razporeditev togosti in mase, kar za našo konstrukcijo velja.
- Obod vsake etaže predstavlja poligonalno konveksno linijo, kar za našo konstrukcijo velja.
- Zahteva glede togosti stropov za nas ni pomembna, saj nimamo izrazitih stropov, medetaže so iz konstrukcijskega vidika sekundarni elementi.
- Vitkost $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ nikakor ni večja od 4
- V vsaki etaži in v vsaki smeri analize morata ekscentričnost konstrukcije e_0 in torzijski polmer r ustrezati pogojema (npr. za y smer analize):

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (32)$$

$$r_x \geq l_s \quad (33)$$

Kjer je:

e_{0x} - razdalja med središčem togosti in masnim središčem

r_x - kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo v y smeri

l_s - vztrajnostni polmer mase etaže

4.2.2 Kriteriji za pravilnost po višini (SIST EN 1998-1:4.2.3.3)

Da je stavba opredeljena kot pravilna po višini, mora zadostovati naslednjim pogojem:

- Vsi sistemi za prenos obtežbe v vodoravni smeri morajo potekati neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe, kar je pri nas izpolnjeno
- Tako togost v vodoravni smeri kot tudi masa morata biti konstantni v vseh etažah, ali se brez nenadne spremembe postopoma zmanjševati od temeljev proti vrhu. Obravnavani stolp se proti vrhu konstantno oži, brez kakršnegakoli skoka in s tem zadosti tej zahtevi.
- Zahteva za okvirni sistem pri nas ne pride v poštev.
- Zadnja zahteva govori o zmanjšanju tlorisa etaž po višini stavbe. Tloris stolpa se sicer z višino malo zmanjšuje, toda konstantno, kar zadosti vsem zahtevam v tej točki.

Zahteve vseh točk so izpolnjene, in česar sledi, da je konstrukcija pravilna po višini.

4.2.3 Zaključek glede kriterijev pravilnosti konstrukcije

Konstrukcija je pravilna po višini, zato se faktor obnašanja q ne zmanjša.

Zadnji pogoj iz poglavja 4.2.1. glede tlorisne pravilnosti bi bilo potrebno računsko preveriti. Tlorisna pravilnost bi vplivala na dovoljen računski način potresne analize konstrukcije. Da lahko uporabimo linearno elastično analizo z vodoravnimi silami, mora biti izpolnjen tudi pogoj, da ima konstrukcija osnovne nihajne čase v dveh glavnih smereh manjše od vrednosti:

$$T_1 \leq 4 \cdot T_c = 2,4 \text{ s} \quad (34)$$

$$T_1 \leq 2,0 \text{ s} \quad (35)$$

Nihajni čas je obravnavan v nadaljevanju, in sicer $T_1 \geq 2,4 \text{ s}$, kar pogoju ne zadošča, in je ne glede na tlorisno pravilnost potrebno uporabiti modalno analizo in ne enostavnejšo linearno-elastično analizo z vodoravnimi silami. Torej zadnjega pogoja glede tlorisne pravilnosti ni potrebno preveriti. Izberemo modalno analizo in prostorski model.

4.3 Določitev tipa konstrukcije (SIST EN 1998-1: 5.1.2)

Glede na prerez stolpa, bi lahko določili posamezne linije betonskega jedra in jih obravnavali kot stene. Toda če gledamo stolp kot celoto, ta ni stenasti sistem, saj so posamezne »stene« vpete le v temelj, nato pa se dvigajo 100 m visoko. O izrazitih etažah ne moremo govoriti, saj se na 10,5 m pojavi medetaža debeline 20 cm, stene stolpa pa so debele kar 80 cm, s čimer izničijo vpliv medetaž. Da bi stena res lahko delovala, potrebuje vpetje v ploščo, kjer sipa energijo.

Za tip konstrukcije izberemo sistem obrnjenega nihala. To je najbolj neugoden sistem s stališča potresne analize, ker mu pripada najnižji faktor obnašanja.

4.4 Faktor obnašanja q (SIST EN 1998-1: 5.2.2.2)

Kot smo že obravnavali v poglavju 4.3, je naš tip konstrukcije sistem obrnjenega nihala, kjer se energija sipa pretežno ob vpetju stolpa.

Odločimo se za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Za sistem obrnjenega nihala in pri DCM iz dobimo osnovno vrednost faktorja obnašanja:

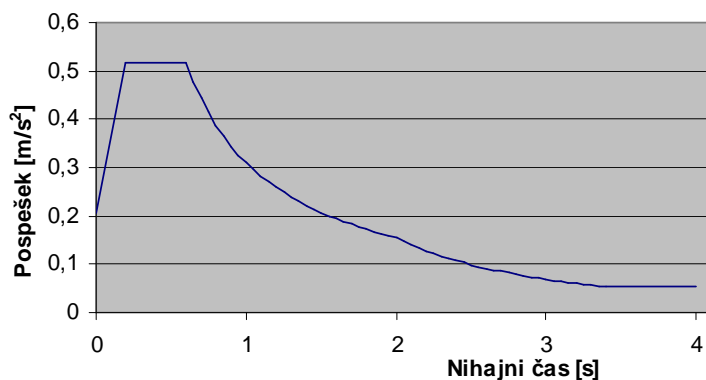
$$q_0 = 1,5$$

Glede na to, da je konstrukcija po višini pravilna, ni redukcije faktorja obnašanja in velja:

$$q = q_0 = 1,5 \quad (36)$$

4.5 Vodoravni projektni spekter odziva

Sedaj, ko smo določili faktor obnašanja, lahko določimo vodoravni projektni spekter za elastično analizo iz poglavja 3.5.4.



Slika 13: Vodoravni projektni spekter odziva reduciran z g

4.6 Kombinacija odziva v posameznih nihajnih oblikah (SIST EN 1998-1: 4.3.2)

EN 1998 zahteva, da upoštevamo vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo k globalnemu odzivu konstrukcije. To konkretno pomeni, da mora biti izpolnjen eden od pogojev:

- Vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane nihajne oblike znaša vsaj 90% celotne mase konstrukcije
- Upoštevane so vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5% mase celotne konstrukcije

Da sta odziva v dveh nihajnih oblikah neodvisna, mora veljati, da se nihajna časa teh nihajnih oblik razlikujeta za več kot 10%. V tem primeru lahko uporabimo SRSS kombinacijo nihajnih oblik.

Ker nam program ETABS omogoča bolj natančno metodo kombiniranja učinka nihajnih oblik, se je poslužimo. To je namreč CQC metoda (kompletna kvadratna kombinacija).

4.7 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva (SIST EN 1998-1: 4.3.3.5)

Računalniški program nam neodvisno izračuna odziv konstrukcije za vsako od vodoravnih komponent potresnega vpliva.

Možno je upoštevati, da potres deluje hkrati v obeh smereh v polni vrednosti. Ta kombinacija se imenuje SRSS, vrednosti pa so enake kvadratnemu korenu vsote kvadratov odziva za obe vrednosti komponente.

V našem primeru se odločimo za manj konzervativno možnost. Celotno vrednosti vpliva v eni smeri kombiniramo z le 30% vpliva v drugi in sicer:

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy} \quad (37)$$

$$E_{Edy} + 0,30 E_{Edx} \quad (38)$$

5 MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

5.1 O modelu konstrukcije

Pri modeliranju konstrukcije je potreben pravi inženirski pristop, ki zahteva primerno teoretično znanje, občutek za obnašanje konstrukcije ob potresu in seveda izkušnje, katere si mora vsak posameznik pridobiti sam. Zasnova modela je zgodnja faza celotnega inženirskega dela in hkrati zelo pomembna, saj je temelj vseh nadaljnjih izvajanj.

Glede na zahtevnost objekta, čas in sredstva, ki jih imamo na razpolago, zasnujemo model, ki kar najbolje zadosti našim potrebam. Težnja je, da kar najbolj enostaven model da zadovoljive rezultate. Glede na to, da imamo pred seboj nalogo, iz katere bi se radi čim več naučili, se odločimo za dva modela konstrukcije, kar nam omogoča primerjavo med njima in kritično oceno obnašanja le-teh.

Prvi model je sestavljen iz linijskih elementov, drugi iz ploskovnih. Temelji so v obeh primerih ploskovni elementi na podporah, kateri predstavljajo pilote.

V nalogi se osredotočimo na betonsko jedro stolpa. Kupolo stolpa, kjer se betonsko jedro konča in nastopi jeklena konstrukcija, modeliramo v obeh primerih s togo konzolo, na katero obesimo vso nastopajočo obtežbo. Ker nas zanima predvsem obnašanje betonskega jedra, in ker je zgornji, jekleni del razmeroma kratek, je ta poenostavitev upravičena.

5.2 Vnos geometrije v računalniški program

Betonsko jedro stolpa je zelo jasno definirano, modeliramo ga z odprtinami v spodnjem delu, na območju štirietažnega objekta, naprej pa brez odprtin, upoštevajoč zožitve stolpa v eni smeri in tanjšanje južne stene.

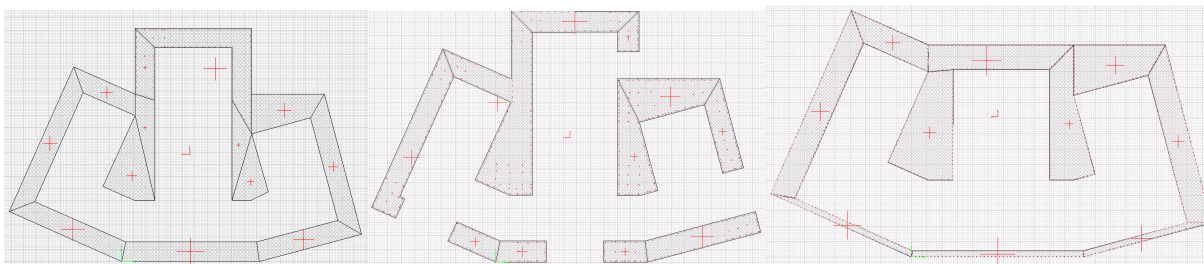
Betonsko jedro predstavlja primarni potresni element, poleg njega so v stolpu tudi stopnice po celotni višini in medetaže na vsakih 10,5 m. Glede na debelino sten jedra 80 cm in

debelino stopnic in plošče medetaž, katere znašajo 20 cm, so plošče medetaž sekundarni potresni elementi. Pri prenosu potresne obtežbe ne sodelujejo; predpostavimo, da so členkasto vpeti v jedro stolpa. Standard narekuje, da togost sekundarnih elementov ne sme preseči 15 % togosti vseh primarnih elementov, kar je v našem primeru vsekakor izpolnjeno.

5.2.1 Modeliranje stolpa z linijskimi elementi v programu ETABS

Geometrija betonskega jedra stolpa je predstavljena v Poglavlju 1.1.

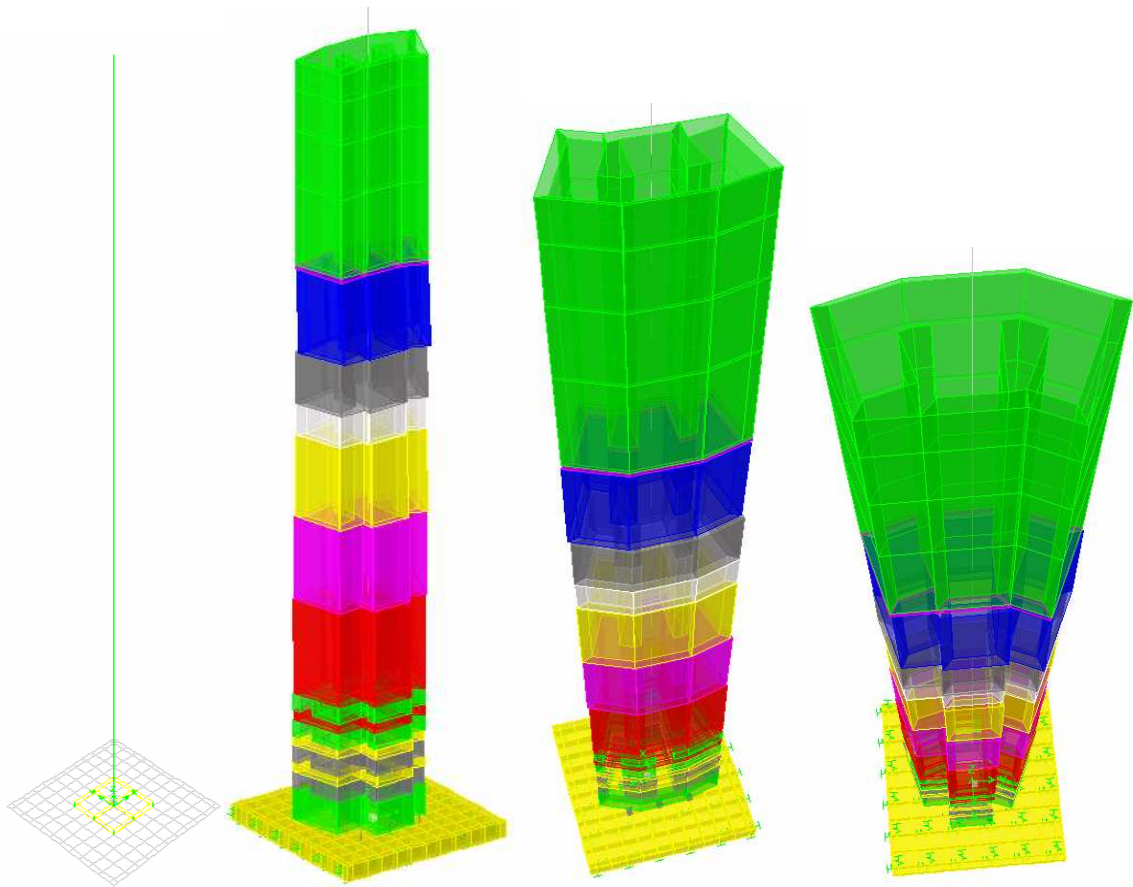
Model je linijski z eno samo konzolo, katera je sestavljena iz zaporednih elementov spremenljivega prereza.



Slika 14: Prezezi stolpa na treh mestih v programu ETABS

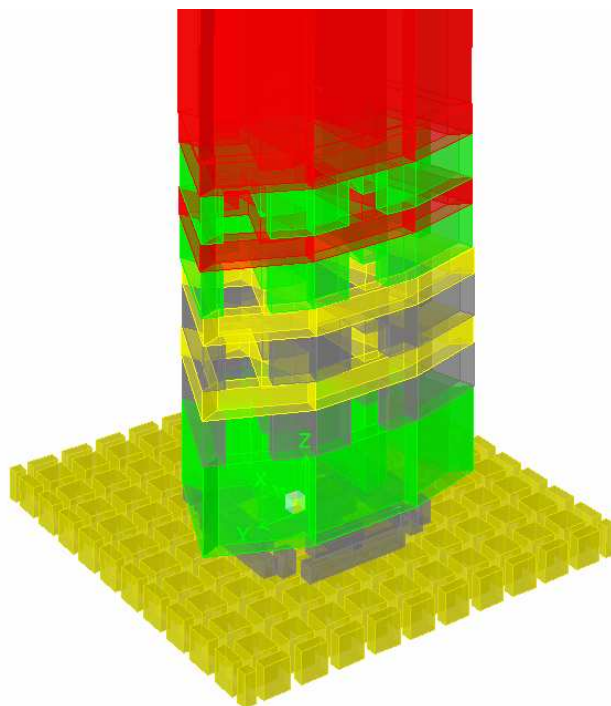
Slika 14 prikazuje prerez stolpa na treh mestih. Prva slika je prerez na mestu vpetja stolpa v armirano betonski temelj. Druga slika je prerez stolpa na mestu odprtin, katere se pojavijo štirikrat po višini, in sicer v predelu, kjer se stolp in stavba kontrole zračnega prometa stikata. Na tem delu se štirikrat zamenjata polni prerez in prerez z odprtinami. Tretja slika je prerez na višinski koti +63,00, od koder se prerez po višini ne spreminja več. Iz slike je razvidno, da je en krak sten ožji (južni del) in da izboklina (zgornji del slik) izgine.

Definirali smo 11 različnih prerezov stolpa in sicer na vsakih 10,5 m višine, t.j. na nivoju medetaž. Prav tako smo modelirali prerez na mestih, kjer pride do sprememb geometrije. To je na mestih odprtin v spodnjem delu, na mestu, kjer se začne južna stena ožiti in na mestu, kjer se južna stena že dokončno zoži.



Slika 15: Linijski model konstrukcije v programu ETABS

Na sliki 15 je najprej prikazan model konzole brez funkcije prikaza karakteristik elementov, nato je vidna dejanska geometrija linijskih elementov. Posamezni linijski elementi so prikazani z različnimi barvami. Vsak izmed elementov je v programu ETABS definiran kot spremenljiv prerez, ki je določen s prerezom na začetku in na koncu. Dobro je vidna zožitev severnega dela stolpa, ki poteka vse do dela, kjer je prerez stolpa konstanten. Konstantnost prereza lahko opazimo tako, da je na dolgem delu isti prerez, kar kaže ista barva.



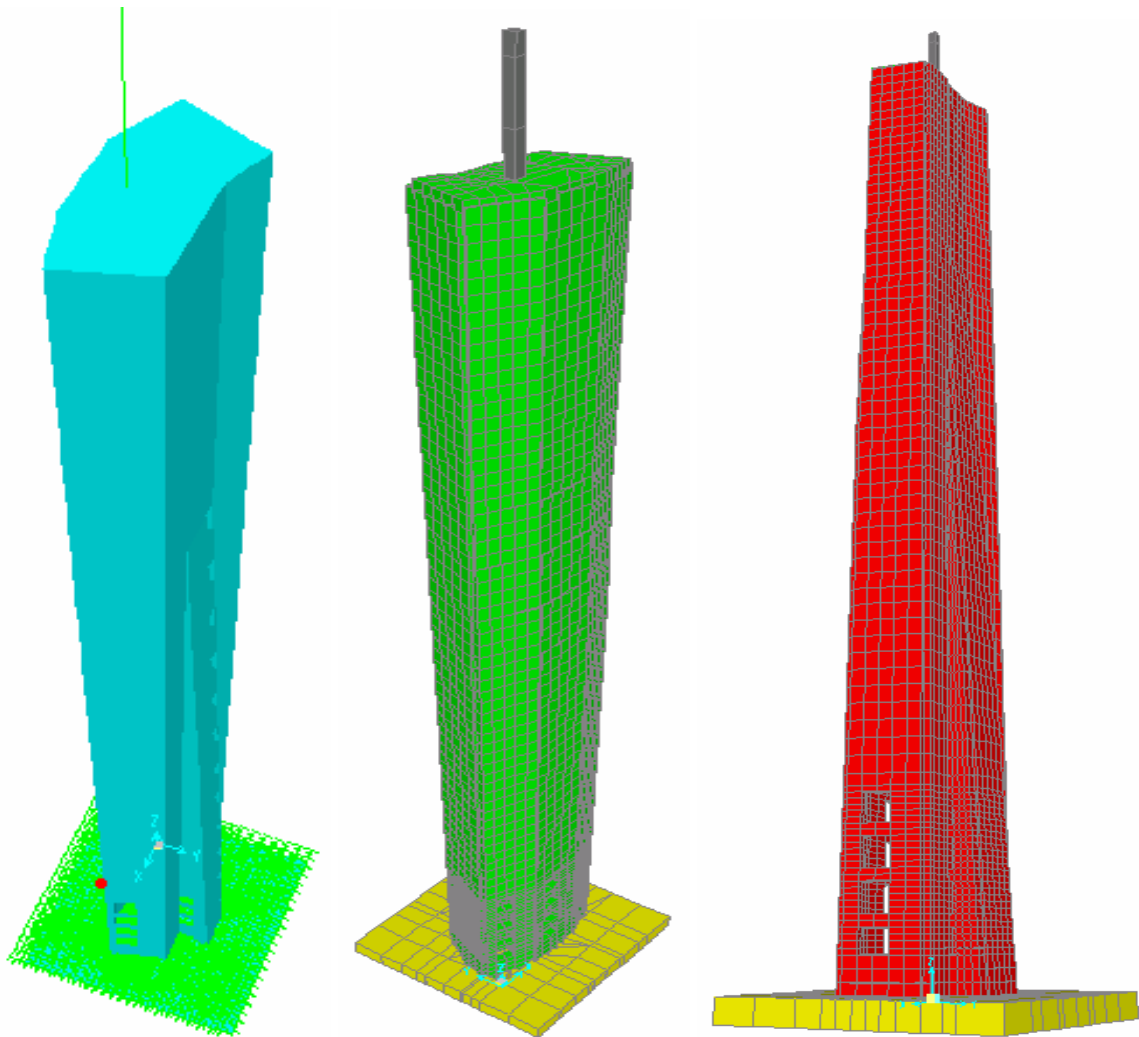
Slika 16: Območje odprtin v spodnjih etažah

Slika 16 prikazuje model stolpa ob vpetju v temelj. Tukaj vidimo odprtine, katere nastopijo na štirih nivojih, kjer je stolp integriran v objekt kontrole zračnega prometa.

5.2.2 Modeliranje stolpa s ploskovnimi elementi v programu SAP2000

Ploskovni model smo sestavili v programu SAP2000, kateri je za računanje s ploskovnimi končnimi elementi bolj primeren kot program ETABS, sta pa oba produkt istega podjetja. Zato sta si programa zelo podobna, grafična podoba je skoraj identična, tudi ukazi za kreiranje modela in obdelavo rezultatov analize.

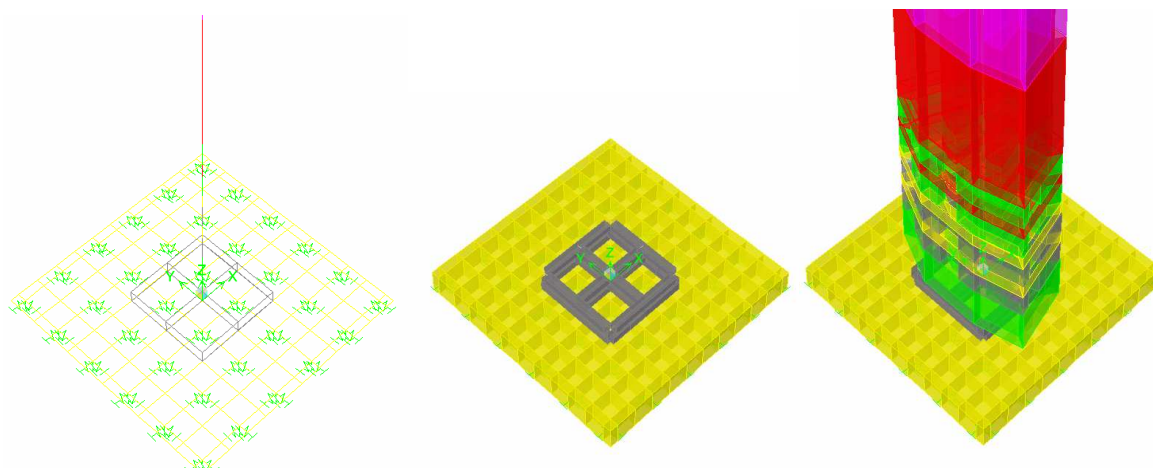
Modeliranje s ploskovnimi elementi je bilo v našem primeru bolj preprosto in hitrejše kot z linijskimi elementi. Pri linijskem modelu smo morali definirati prereze stolpa na mnogih višinskih nivojih, kar je bilo zelo zamudno, tukaj pa smo le definirali različne 2D poglede, kateri so predstavljali ravnine, v katere smo vrisali ploskovne elemente.



Slika 17: Ploskovni model konstrukcije v programu SAP2000

5.2.3 Modeliranje temeljev v programu ETABS

Temelje modeliramo s ploskovnimi elementi, pod katerimi so točkovne vzmeti v enakem rastru kot so piloti. Vzmeti imajo določeno togost v navpični smeri, v vodoravnih smereh pa je togost bistven večja, kar pomeni, da je vodoravno gibanje preprečeno.



Slika 18: Modeliranje temeljev pri linijskem modelu

Slika 18 prikazuje modeliranje temeljev v programu ETABS. Ker je stolp modeliran kot toga konzola, potrebujemo nek sistem za prenos koncentrirane sile na temelje. V ta namen uporabimo toge linijske elemente, ki tvorijo nizko pravokotno škatlo. Točkovna sila se preko togega elementa prenese na ploščo v približno tekem obsegu, kot se iz dejanskega stolpa na temelj. Togi elementi so postavljeni tako, da so ravno na sredini razdalje med dvema vzmetema, tako da se sila nikoli ne prenese direktno na vzmet. To velja tudi v realnosti, saj je plošča debela 2,0 m in se obtežba do pilota že precej raznosi.

Iz PGD projekta »Center za kontrolo zračnega prometa« dobimo vrednost za podajnost pilota k_v in nosilnost N_{\max} . Tu je upoštevana podajnost pilota kot betonskega elementa, podajnost zemljine pod pilotom in trenje po plašču pilota. Dopustni posedek pilota izračunamo po enačbi (39).

$$k_v = 430.000 \text{ kN/m}$$

$$N_{\max} = 9620 \text{ kN}$$

$$u_{\text{dopustni}} = N_{\max} / k_v = 2,24 \text{ cm} \quad (39)$$

5.2.4 Modeliranje temeljev v programu SAP2000

Pri ploskovnem modelu modeliramo temeljno ploščo na enak način kot pri linijskem modelu, le da tukaj vertikalni elementi stolpa pridejo direktno na ploščo.

Podajnost pilotov modeliramo s »površinsko« vzmeljto pod celotno površino temeljne plošče. V vertikalni smeri vnesemo togost K_v podpore po enačbi (40). Pomike v obe horizontalni smeri preprečimo.

$$K_v = n \cdot k_v / A_{\text{plošče}} = 36 \cdot 430.000 / 410,0 = 37.750 \text{ kN/m}^2 \quad (40)$$

Kjer so:

n ...št. pilotov; $n = 36$

k_v ...togost pilota; $k_v = 430.000 \text{ kN/m}$

$A_{\text{plošče}}$... površina temeljne plošče; $A_{\text{plošče}} = 20,25 \cdot 20,25 = 410,0 \text{ m}^2$ (41)

Če smo pilote modelirali kot površinske podpore v programu ETABS, smo dobili vse rezultate analize praktično identične, kot če smo jih modelirali kot točkovne. Prav tako izbira načina podajanja odpora pilotov ni vplivala na rezultate pri ploskovnem modelu.

5.2.5 Modeliranje kupole stolpa

V diplomski nalogi se osredotočamo na betonsko jedro stolpa, zato z našega vidika kupola predstavlja le obtežbo na betonsko jedro. V delu kupole, kjer se betonsko jedro konča, kupolo nadomestimo s togo konzolo brez mase, na katero v obliki točkovnih sil nanesimo stalno in koristno obtežbo. Ta del je visok 10,0 m, kar predstavlja 10% celotne višine stolpa. Glede na relativno majhno višino tega dela, poenostavitev nima bistvenega učinka na obnašanje stolpa ob potresu.

Pri linijskem modelu je toga konzola le nadaljevanje elementov prereza betonskega jedra. Ploskovni model pa se na vrhu zaključí z razmeroma togo ploščo brez mase, na sredini katere se dviga toga konzola, katera nadomešča kupolo. Zgornja plošča ima sicer določen vpliv na stolp, saj ga v zgornjem delu naredi bolj togega, toda tudi dejansko imajo tri zgornje etaže betonsko ploščo debeline 25 cm, s čimer to modeliranje upravičimo.

5.3 Vnos vplivov na model

5.3.1 Lastna teža

Lastno težo betonskega jedra upošteva program avtomatsko. Ker se prerez stolpa po višini enakomerno spreminja, so linijski elementi spremenljivega prereza. Pri ploskovnem modelu so na račun spremenljivosti prereza po višini nekateri elementi poševni, tako da je geometrija in s tem lastna teža eksaktno podana.

Dodatno lastno težo opisano v poglavju 3.1.2 nanesemo po višini stolpa kot linijsko oz. točkovno obtežbo. Pri linijskem modelu to nanesemo direktno na elemente, pri ploskovnem pa v srednje območje stolpa dodamo linijski element brez teže, mase in z majhno togostjo. Ta je pripet na ploskovne elemente, nanj pa postavimo dodatno lastno težo kot linijsko in točkovno obtežbo, enako kot pri linijskem modelu. Na delu kupole stolpa je ta konzola toga, saj ni več integrirana v betonsko jedro.

5.3.2 Masni vztrajnostni momet

Pri linijskem modelu v programu Etabs ta avtomatsko ne upošteva masnega vztrajnostnega momenta kot lastnost prereza linijskega elementa, zato ga moremo podati ročno. Masni vztrajnostni moment podamo na nivojih medetaž, upoštevamo toliko mase, kot jo sodeluje pri potresni obremenitvi.

Nanos masnih vztrajnostnih momentov je pri linijskem modelu pomembna zato, da ima stolp lahko torzijske nihajne oblike. Pri torzijskih nihajnih oblikah ne sodeluje nič mase, zato ne prinesejo nobenih obremenitev, katere bi program uporabil za avtomatsko dimenzioniranje prerezov. Kljub temu te nihajne oblike potrebujemo za primerjavo s ploskovnim modelom.

Preglednica 32 prikazuje masne vztrajnostne momente, ki jih nanesemo na linijski model.

Preglednica 32: Mase in masni vztrajnostni momenti

kota (m)	sila (10 ³ kN)	masa (kg)	r ² (m ²)	m *r ² (kg m ²)
+97,4	0,35	36	20,13	700
+92,6	1,60	163	20,13	3300
+89,0	2,85	291	20,13	5800
+85,4	4,55	464	20,13	9300
+80,0	5,65	576	20,13	11600
+73,0	7,40	754	20,13	15200
+62,5	9,05	923	20,13	18600
+52,0	9,75	994	21,15	21000
+41,5	10,70	1091	21,22	23100
+31,0	11,10	1131	21,30	24100
+20,5	11,25	1147	21,45	24600
+10,0	10,45	1065	21,70	23100
±0,0	8,90	907	21,50	19500

5.3.3 Koristna obtežba

Na model nanesemo linijsko in točkovno obtežbo opisano v poglavju 3.2.2 in sicer po istem postopku kot lastno težo.

5.3.4 Obtežba vetra

Definiramo dva obtežna primera, in sicer veter, ki na stolp deluje frontalno in veter, ki deluje od strani. Na linijski model obtežbo nanesemo kot odsekoma konstantno linijsko obtežbo, na ploskovnega pa kot odsekoma konstantno ploskovno obtežbo. Vrednosti so navedene v poglavju 3.4.3.

5.3.5 Potresna obtežba

Potresno obtežbo definiramo s pomočjo vodoravnega projektnega spektra odziva opisanega v poglavju 4.5. Vsaki nihajni obliki pripada določen pospešek in sodelujoča masa. Ti dve količini določata potresno obtežbo za posamezno nihajno obliko. Vplive posameznih nihajnih oblik združimo, kot je opisano v poglavju 4.6.

5.4 Vpliv razpokanosti prereza (SIST EN 1998-1: 4.3.1)

Standard določa, da upoštevamo vpliv razpokanega prereza. Če se ne uporabi bolj natančna analiza razpokanih elementov, se lahko razpokanost modelira s polovičnimi vztrajnostnimi momenti in strižnimi prerezi, kar upoštevamo v našem primeru. S tem se praviloma povečajo pomiki konstrukcije, kar ima neugoden vpliv, toda v našem primeru ni težav s pomiki, saj je jedro še vedno dovolj togo. Ker se togost zmanjša, se poveča nihaji čas konstrukcije, kar v našem primeru zmanjša potresne sile, saj smo na potresnem spektru v področju med platojem in konstantno vrednostjo visokih nihajni časov (koeficient β). Rezultate nerazpokanega prereza prikažemo le za primerjavo.

5.5 Vpliv podajnosti temeljev in karakteristike temeljenja (SIST EN 1998-1: 4.3.1)

Podajnost temeljev lahko vedno upoštevamo, toda obvezno, ko ima na odziv konstrukcije neugoden vpliv.

Podobno kot za razpokanost prereza, tudi tukaj velja, da so temelji dejansko podajni in zato njihov vpliv upoštevamo. Rezultate nepodajnosti temeljev prikažemo le za primerjavo.

5.6 Vpliv slučajne ekscentričnosti (SIST EN 1998-1: 4.3.2, 4.3.3.3)

Ob upoštevanju dejanske ekscentričnosti moramo poleg negotovosti, povezane s položajem mas upoštevati tudi neko naključno ekscentričnost. To storimo tako, da masno središče v vsaki etaži pomaknemo za vrednost e_{ai} izven težišča in sicer v vsaki smeri:

$$e_{ai} = 0,05 \cdot L_i, \quad (42)$$

kjer je: e_{ai} ...slučajna ekscentričnost mase v etaži i in se upošteva v isti smeri v vseh etažah
 L_i ...tlorisna dimenzija etaže pravokotno na smer potresnega vpliva.

Vpliv slučajne ekscentričnosti zajamemo tako, da v center mase postavimo točkovni moment $M_{x,i}$ za potres v smeri x in $M_{y,i}$ za potres v smeri y :

$$M_{x,i} = F_{x,i} \cdot 0,05 \cdot L_{y,i} \quad (43)$$

$$M_{y,i} = F_{y,i} \cdot 0,05 \cdot L_{x,i} \quad (44)$$

kjer sta $F_{x,i}$ in $F_{y,i}$ potresna sila v i -ti etaži ob potresu v smeri x in y .

Skupno silo zaradi slučajne ekscentričnosti izračunamo po enačbi (45). Upoštevamo jo z negativnim in pozitivnim predznakom:

$$M = \pm \sqrt{M_{x,i}^2 + M_{y,i}^2} \quad (45)$$

V prvem primeru pri linijskem modelu slučajne ekscentričnosti ne upoštevamo, ker nas kot rezultat analize zanimajo pomiki konstrukcije in dimenzioniranje prerezov. Na pomike vplivajo sile in ne momenti, za dimenzioniranje linijskim elementov pa program ETABS upošteva le osno silo, prečne sile in upogibne momente.

Pri ploskovnem modelu v programu SAP2000 pri definiranju potresne obtežbe vnesemo naključno ekscentričnost v vrednosti 5%, kar program upošteva avtomatsko.

5.7 Obtežne kombinacije (SIST ENV 1991-1: 9.4.2, SIST EN 1998-1: 3.2.4)

Preglednica 33 prikazuje obtežne kombinacije, katere upoštevamo pri analizi in dimenzioniranju našega objekta. Kombinacije označene z začetno črko K zajemajo trajno projektno stanje, medtem ko tiste z oznako P pripadajo potresnemu projektnemu stanju.

Preglednica 33: Obtežne kombinacije

	Stalna	Koristna	Veter frontalno	Veter od strani	Potres X	Potres Y	M
K1 (max N)	1,35	1,5	(1,5·0,6)	-	-	-	-
K2 (max N)	1,35	1,5	-	(1,5·0,6)	-	-	-
K3 (max M ₃₋₃)	1,35	(1,5·0,6)	1,5	-	-	-	-
K4 (max M ₂₋₂)	1,35	(1,5·0,6)	-	1,5	-	-	-
P1 (Potres 1)	1	($\psi_{2,i}$)	-	-	1	0,3	1
P2 (Potres 2)	1	($\psi_{2,i}$)	-	-	1	0,3	-1
P3 (Potres 3)	1	($\psi_{2,i}$)	-	-	0,3	1	1
P4 (Potres 4)	1	($\psi_{2,i}$)	-	-	0,3	1	-1

Vrednost $\psi_{2,i}$ predstavlja kombinacijski faktor za navidezno stalno obtežbo. Vrednosti za $\psi_{2,i}$ so navedene v preglednici 30.

M predstavlja torzijski moment zaradi vpliva slučajne ekscentričnosti (poglavje 5.6).

Vrednosti v oklepaju upoštevamo le v primeru, da imajo neugoden vpliv na količino, katera nas za določen segment stolpa zanima (npr. količina armature).

6 REZULTATI

6.1 Lastno nihanje konstrukcije

6.1.1 Nihajni časi in efektivne mase

Preglednica 34 prikazuje nihajne oblike za linijski model in efektivne mase, ki sodelujejo pri posamezni nihajni obliki.

Preglednica 34: Nihajni časi in efektivne mase – linijski model

Nihajna oblika	Nih. čas (s)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Skupaj X (%)	Skupaj Y (%)
1	3,247	63,03	0,00	63,03	0,00
2	2,584	0,00	67,00	63,03	67,00
3	0,617	0,00	0,00	63,04	67,00
4	0,595	19,31	0,00	82,35	67,00
5	0,405	0,00	18,91	82,35	85,91
6	0,223	7,15	0,00	89,49	85,91
7	0,149	0,00	5,86	89,49	91,77
8	0,119	3,35	0,00	92,84	91,77
9	0,113	0,00	0,00	92,84	91,77
10	0,087	0,00	0,00	92,84	91,78
11	0,083	0,00	2,38	92,84	94,16
12	0,075	1,99	0,00	94,83	94,16
13	0,057	0,03	0,58	94,87	94,74
14	0,057	0,04	0,83	94,90	95,56
15	0,056	0,74	0,00	95,64	95,57
16	0,043	0,00	0,42	95,64	95,98
17	0,041	0,63	0,00	96,27	95,98
18	0,038	0,00	0,00	96,27	95,98

Za pogoj upoštevanja 90% sodelujoče mase pri potresu, bi lahko upoštevali le prvih 8 nihajnih oblik. Pri morebitnem ročnem računu oz. če bi računalnik porabil veliko časa za izračun, bi se odločili za 8 nihajnih oblik. V našem primeru nimamo nobenih omejitev pri upoštevanju večih nihajnih oblik, saj model v računalniškem programu ni obsežen, kar pomeni, da je razmeroma hitro izračunan. Hkrati je izračun bolj natančen, podatki pa nam služijo tudi za primerjavo med obema modeloma.

Glede na smer delujoče mase iz preglednic 34 in 35 vidimo, v katero smer konstrukcija pri določeni nihajni obliki niha, npr. če je večina sodelujoče mase v smeri X, potem pri tej nihajni obliki konstrukcija niha v smeri X. Nihajne oblike, kjer sodeluje minimalno mase v smeri X in Y, so torzijske.

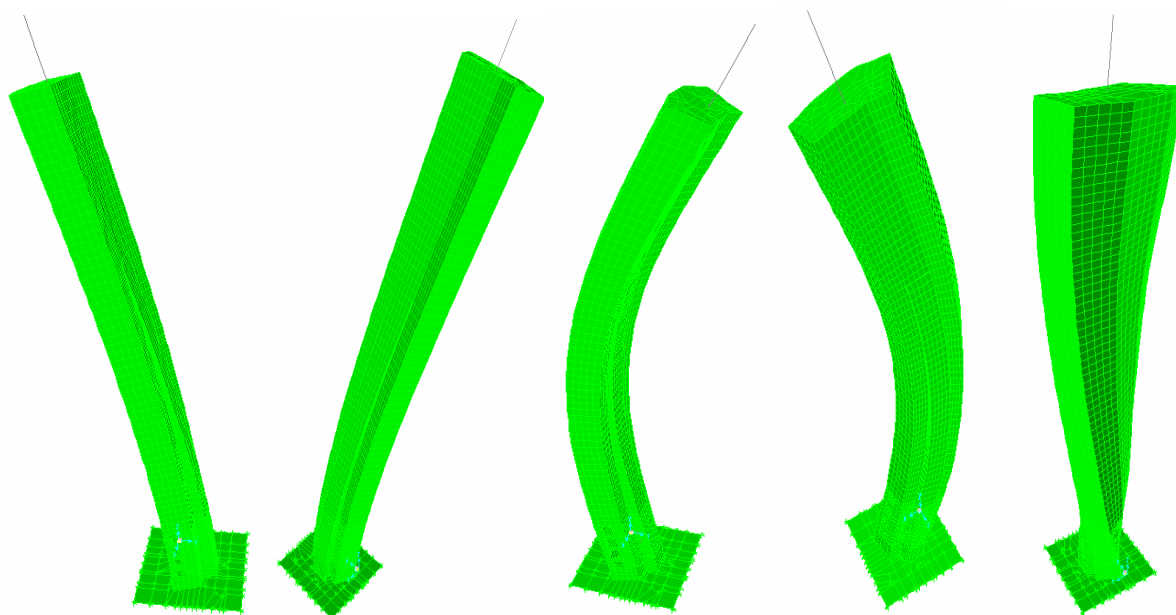
Preglednica 35: Nihajni časi in efektivne mase - ploskovni model

Nihajna oblika	Nih. čas (s)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Skupaj X (%)	Skupaj Y (%)
1	3,369	0,07	64,31	0,07	64,31
2	2,474	66,12	0,09	66,19	64,40
3	0,637	0,01	19,24	66,20	83,64
4	0,424	19,53	0,02	85,73	83,66
5	0,325	0,04	0,02	85,76	83,69
6	0,253	0,02	6,20	85,79	89,89
7	0,168	5,17	0,01	90,96	89,93
8	0,138	0,04	2,32	91,00	92,25
9	0,124	0,00	0,04	91,00	92,29
10	0,096	1,47	0,00	92,47	92,29
11	0,091	0,00	1,07	92,47	93,36
12	0,087	0,03	0,03	92,50	93,39
13	0,079	0,87	0,00	93,37	93,40
14	0,078	0,03	0,03	93,40	93,42
15	0,072	0,02	0,06	93,42	93,48
16	0,070	0,10	0,00	93,52	93,48
17	0,067	0,30	0,00	93,82	93,48
18	0,063	0,08	0,70	93,90	94,18

Preglednica 35 prikazuje nihajne časa in efektivne mase za model iz ploskovnih elementov. Pri ploskovnem modelu bi bilo potrebno upoštevati prav tako najmanj 8 nihajnih oblik. Opazimo, da imajo tu višje nihajne oblikah daljše nihajne čase, kot pri linijskem modelu. To je zato, ker te nihajne oblike niso iste, saj pri ploskovnem modelu nekatere višje nihajne oblike predstavljajo nihanje nekaterih sten izven svoje ravnine, kar se pri linijskem modelu ne more zgoditi. Zato je tudi vsota sodelujoče mase po 18-ih nihajnih oblikah pri linijskem modelu enaka 96%, pri ploskovnem modelu pa »le« 94%.

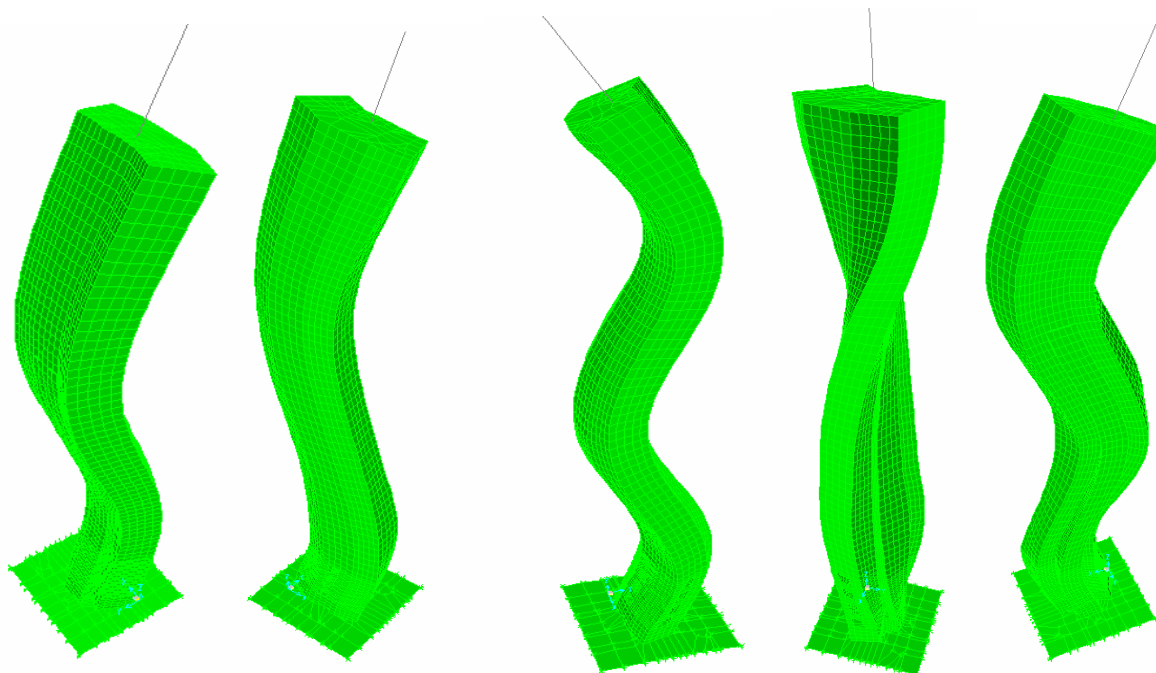
Sicer se sodelujoča masa pri ustreznih nihajnih oblikah (Preglednica 36) dobro ujemajo. Več o primerjavi med modeloma v poglavju 6.1.2.

6.1.2 Pregled nihajnih oblik



se nadaljuje...

...nadaljevanje



Slika 19: Nihajne oblike ploskovnega modela po vrsti od 1 do 10

Preglednica 36: Pregled nihajnih oblik

Nihajna oblika (ploskovni model)	Ustrezna nih. oblika (linijski model)	Opis
1 (3,369 s)	1 (3,247 s)	Osnovna oblika, šibka smer
2 (2,474 s)	2 (2,584 s)	Osnovna oblika, močna smer
3 (0,637 s)	4 (0,595 s)	Ena prevojna točka, šibka smer
4 (0,424 s)	5 (0,405 s)	Ena prevojna točka, močna smer
5 (0,325 s)	3 (0,617 s)	Torzijska rotacija okrog navpične osi
6 (0,253 s)	6 (0,223 s)	Dve prevojni točki, šibka smer
7 (0,168 s)	7 (0,149 s)	Dve prevojni točki, močna smer
8 (0,138 s)	8 (0,119 s)	Tri prevojne točke, šibka smer
9 (0,124 s)	9 (0,113 s)	Torzijska rotacija okrog navpične osi
10 (0,096 s)	11 (0,083 s)	Tri prevojne točke, močna smer

Ustrezne nihajne oblike obeh modelov se razmeroma dobro ujemajo. Pri modelu iz ploskovnih elementov so translacijske nihajne oblike za 3 do 10% daljše. To pomeni, da je

ploskovni model bolj podajen. Razlog za to je podajnost horizontalnega prereza stolpa, kateri se lahko ob obremenitvi deformira. Deformacija se zgodi na nivoju med dvema medetažama, katere so v modelu upoštevane kot diafragme. Za diafragme je značilno, da imajo po celem obsegu enake pomike v obeh horizontalnih smereh. Deformacija prereza med dvema diafragmama je lahko v eni smeri podaljšanje, v drugi pa zoženje prereza stolpa ali pri nekaterih višjih nihajnih oblikah celo izbočenje (uklon) zunanjih sten. Oba pojava se pri linijskem modelu ne moreta zgoditi, prispevata pa k večji podajnosti in posledično večjem nihajnem času.

Prva torzijska nihajna oblika je pri linijskem modelu skoraj dvakrat večja, medtem ko se drugi rotacijski nihajni obliki dobro ujemata. Vzrok za daljšo prvo torzijsko nihajno obliko je večja podajnost linijskega modela. Na območju zaprtega prereza stolpa ni bistvene razlike, največja razlika se zgodi na mestu odprtin v spodnjem delu stolpa. Pri ploskovnem modelu se rotacijski moment prenese preko nateznih in tlačnih vertikalnih diagonal, pri linijskem modelu pa to ni mogoče. Tu pride veliki torzijski moment na odprti prerez (mesto odprtin), kateri ima razmeroma majhno torzijsko nosilnost. To smo preizkusili tudi z enotsko obremenitvijo obeh modelov konstrukcije ter pri enakem torzijskem momentu na vrhu konstrukcije pri linijskem modelu dobili 40% večji zasuk okrog navpične osi v primerjavi z zasukom pri ploskovnem modelu.

6.1.3 Dejanski vpliv posamezne oblike

Preglednica 37 prikazuje posamezne nihajne čase, vrednosti pospeškov iz projektne spektra odziva ter procent potresne sile za posamezno nihajno obliko, katerega dobimo, če delimo potresno silo posamezne nihajne oblike s celotno potresno silo. Tabela se nanaša na vrednosti linijskega modela.

Preglednica 37: Nihajni časi in odstotek potresne sile za posamezno nihajno obliko

Nihajna oblika	Nih. čas (s)	Masa X (%)	Masa Y (%)	Spekter (m/s ²)	Sila X (%)	Sila Y (%)
1	3,247	63,03	0,00	0,06·g	21,56	0,00
2	2,584	0,00	67,00	0,09·g	0,00	32,70
3	0,606	0,01	0,00	0,52·g	0,03	0,00
4	0,595	19,30	0,00	0,52·g	57,22	0,00
5	0,405	0,00	18,91	0,52·g	0,00	53,32
6	0,223	7,15	0,00	0,52·g	21,19	0,00
7	0,149	0,00	5,86	0,44·g	0,00	13,98
8	0,131	0,00	0,00	0,39·g	0,00	0,00

Za smer X se izkaže, da prva nihajna oblika prispeva kar 2,7 krat manjše potresne sile kot četrta in primerljive potresne sile s šesto nihajno obliko. Za smer Y se izkaže, da druga nihajna oblika prispeva 1,6 krat manjše potresne sile kot peta nihajna oblika in 2,3 krat večje kot sedma nihajna oblika. Tretja in osma nihajna oblika sta torzijski in ne prispevata nič k upogibni obremenitvi, ampak povzročata torzijski moment.

Rezultati prispevka višjih nihajnih oblik k potresnim sila so zanimivi, saj jih pri nižjih objektih nismo vajeni. Prav zato moramo biti nanje še bolj pozorni.

6.2 Pomiki

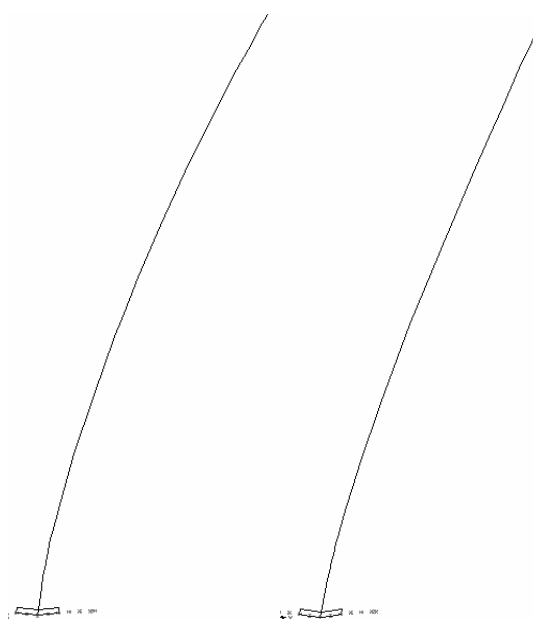
6.2.1 Primerjava pomikov pri potresu in obtežni kombinaciji vetra

Preglednica 38: Primerjava pomikov vrha konstrukcije pri MSN

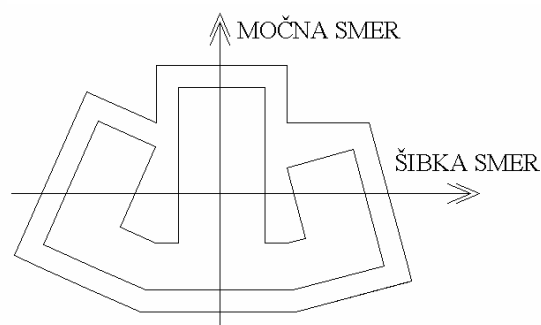
	$U_{x,vrh}$ (cm)	$U_{y,vrh}$ (cm)
Potres	40,9	40,5
Veter frontalno	24,0	-
Veter od strani	-	9,7

Iz Preglednice 38 vidimo, da so pomiki pri obtežni kombinaciji vetra v smeri X približno 1,7 krat manjši kot pri potresni obtežni kombinaciji, v smeri Y pa kar 4,2 krat. Pomiki pri potresni obtežbi so obravnavani v pogl. 6.2.2. Vzrok za kar 3 krat večji pomik pri kombinaciji vetra v smeri X kot v Y je v tem, da ima v eni smeri stolp večjo površino za delovanje vetra in je hkrati tudi manj tog. Manjša togost in večja sila vetra v našem primeru dajo 3 krat večje pomike.

6.2.2 Deformacije in pomiki konstrukcije



Slika 20: Potresna deformacija v smeri X in Y



Slika 21: Šibka (X) in močna (Y) os

Na levem delu Slike 20 vidimo deformacijo konstrukcije v smeri X (glej Sliko 21) in na desni deformacijo v smeri Y pri faktorju povečave 150. V šibki smeri se stolp z višino oži in hkrati se ožijo nekatere stene (poglavje 2), kar ima velik vpliv na zmanjšanje vztrajnostnega momenta v šibki smeri. Vztrajnostni moment se v močni smeri z višino ne zmanjša bistveno. Posledica tega je, da se v šibki smeri stolp ukrivlja tudi višje, kjer so manjši momenti, toda tudi manjši vztrajnostni moment, medtem ko se večina ukrivljenosti konstrukcije glede na močno smer zgodi ob vpetju, kjer so največji momenti. Na sliki 20 je videti, da je levi prikaz stolpa skoraj cel v loku, medtem ko je na desni najbolj v loku spodnji del. Zaradi večjih potresnih sil v smeri močne osi (Poglavje 6.3) je v tej smeri tudi večji zasuk konstrukcije na mestu vpetja v temelj, kar je vidno na sliki.

Preglednica 39 prikazuje pomike konstrukcije pri potresni obtežni kombinaciji na mestih medetaž. Kota +99,0 predstavlja vrh stolpa.

Preglednica 39: Pomiki konstrukcije pri potresu pri MSN

Kota	Smer X		Smer Y	
	ETABS	SAP2000	ETABS	SAP2000
+10,0	3,7	4,1	4,3	4,2
+20,5	6,8	7,2	7,5	7,5
+31,0	10,3	10,7	11,2	11,0
+41,5	14,1	14,4	15,3	15,0
+52,0	18,1	18,9	19,5	19,5
+62,5	22,6	23,6	24,3	24,1
+73,0	27,2	28,8	28,7	28,8
+80,0	30,7	32,4	31,9	32,0
+89,0	35,5	37,4	36,0	36,2
+99,0	40,9	42,9	40,5	40,8

Model iz ploskovnih elementov programa SAP2000 je nekoliko bolj podajen in ima zato nekaj večje pomike. Na vrhu je razlika 5%, kar je razmeroma malo.

Zanimivo je, da se pomiki v smereh X in Y le malo razlikujejo, čeprav je konstrukcija v eni smeri precej bolj toga kot v drugi. Razlog za to sta različni nihajni dobi za posamezno smer nihanja. Tako je nihajni čas za šibko smer daljši, iz projektne spektra odziva dobimo manjšo vrednost pospeška in s tem manjše sile v tej smeri. V močnejši smeri pa imamo večjo togost in večje potresne sile, kar skupaj da približno enak pomik.

6.2.3 Omejitev etažnih pomikov (SIST EN 1998-1: 4.4.3.2, 4.3.4)

Pomik posamezne točke konstrukcije izračunamo tako, da vrednost iz linearne analize s projektnim potresnim vplivom pomnožimo s faktorjem obnašanja konstrukcije.

Glede na zahtevne instrumente za kontrolo zračnega prometa, kateri bodo nameščeni v kupoli stolpa, se odločimo za najstrožjo zahtevo omejitve etažnih pomikov in sicer:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (46)$$

kjer je: d_r ... projektni etažni pomik oz. razlika vodoravnih pomikov dna in vrha etaže

h ... etažna višina

ν ... redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa

V našem primeru, za objekt kategorije pomembnosti III, znaša:

$$\nu = 0,4$$

Preglednici 40 in 41 prikazujeta kontrolo etažnih pomikov. Očitno je betonsko jedro zelo togo in brez težav zadosti zahtevi po omejitvi etažnih pomikov. Projektni etažni pomik d_r je izračunan z linijskim modelom kot razlika pomikov pri potresni obtežni kombinaciji, pomnoženi s faktorjem obnašanja.

Preglednica 40: Kontrola pogoja $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$ za smer X

Etaža	h (cm)	$d_{rx,max} \cdot q$ (cm)	$d_{rx,max} \cdot \nu$ (cm)	$0,005 \cdot h$ (cm)
-7,35 do ±0,0	735	1,19	0,47	3,68
±0,0 do +10,00	1000	2,36	0,94	5,00
+10,00 do +20,50	1050	3,11	1,24	5,25
+20,50 do +31,00	1050	3,68	1,47	5,25
+31,00 do +41,50	1050	3,63	1,45	5,25
+41,50 do +52,00	1050	4,02	1,61	5,25
+52,00 do +62,50	1050	4,34	1,73	5,25
+62,50 do +73,00	1050	4,74	1,90	5,25
+73,00 do +80,00	700	3,50	1,40	3,50
Razgledna	540	2,87	1,15	2,70
Tehnična	360	1,94	0,77	1,80
Back-up	360	1,97	0,79	1,80
Operativna	480	2,63	1,05	2,40

Preglednica 41: Kontrola pogoja $d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h$ za smer Y

Etaža	h (cm)	$d_{ry,max} \cdot q$ (cm)	$d_{ry,max} \cdot \nu$ (cm)	$0,005 \cdot h$ (cm)
-7,35 do ±0,0	735	1,50	0,60	3,68
±0,0 do +10,00	1000	2,61	1,04	5,00
+10,00 do +20,50	1050	3,27	1,31	5,25
+20,50 do +31,00	1050	3,69	1,48	5,25
+31,00 do +41,50	1050	4,01	1,60	5,25
+41,50 do +52,00	1050	4,29	1,72	5,25
+52,00 do +62,50	1050	4,52	1,81	5,25
+62,50 do +73,00	1050	4,67	1,87	5,25
+73,00 do +80,00	700	3,17	1,27	3,50
Razgledna	540	2,45	0,98	2,70
Tehnična	360	1,64	0,65	1,80
Back-up	360	1,64	0,65	1,80
Operativna	480	2,19	0,88	2,40

Kriterij obravnava le etažni premik, ne pa tudi globalnega pomika celotne konstrukcije. Maksimalni pomik vrha stolpa na koti 97,40 m je ob upoštevanju faktorja obnašanja pri projektni potresni obtežbi 40,0 cm v smeri X in 39,8 cm v smeri Y.

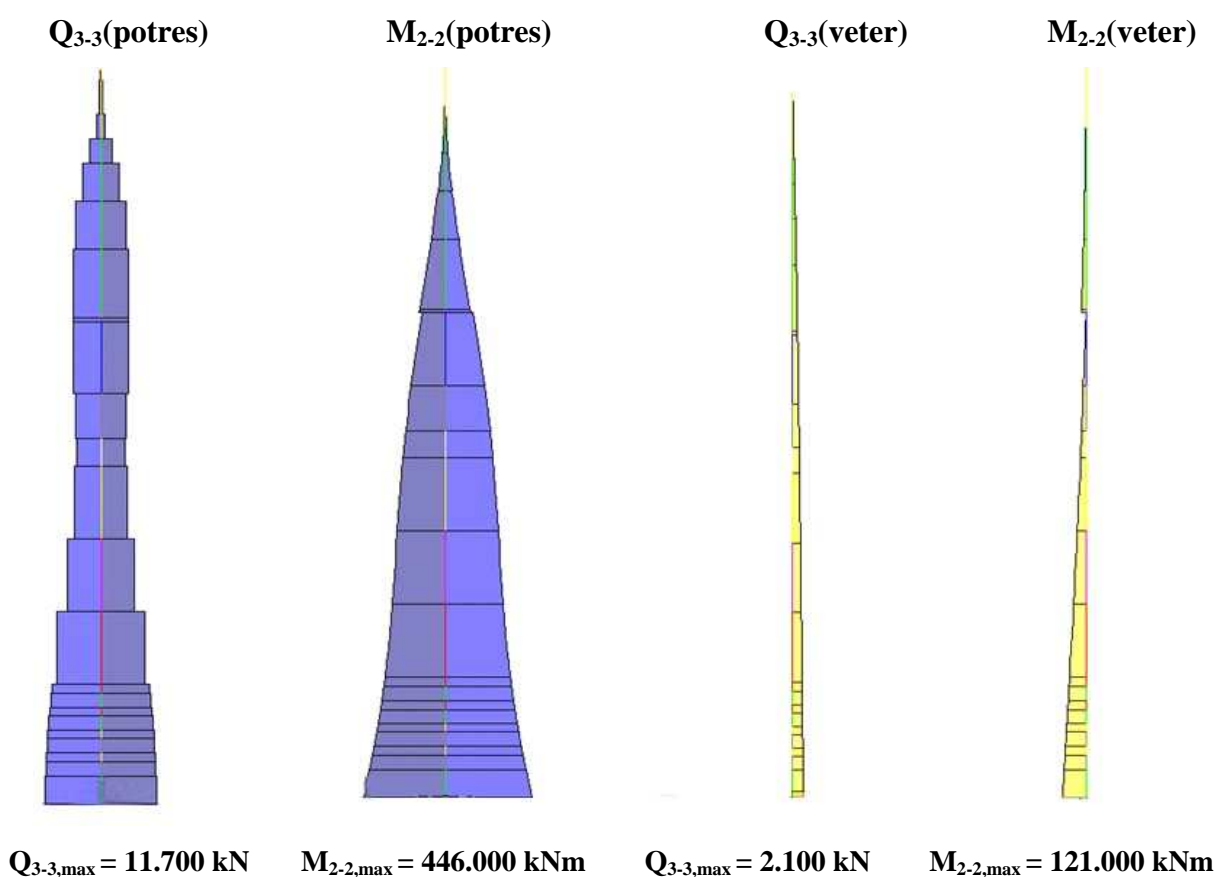
6.2.4 Pomiki elastičnih podpor

Največji pomik na mestu podpor je pri kombinaciji frontalnega vetra in lastne teže v mejnem stanju nosilnosti enak 1,60 cm, največji pomik pri potresni obtežbi pa znaša 1,57 cm. Pomik podpor pri obtežni kombinaciji vetra je razmeroma velik, ker množimo lastno težo s faktorjem 1,35, lastna teža pa ima največji vpliv na pomik podpor. Oba pomika sta manjša od dopustnega, ki znaša 2,24 cm (Poglavje 5.2.3).

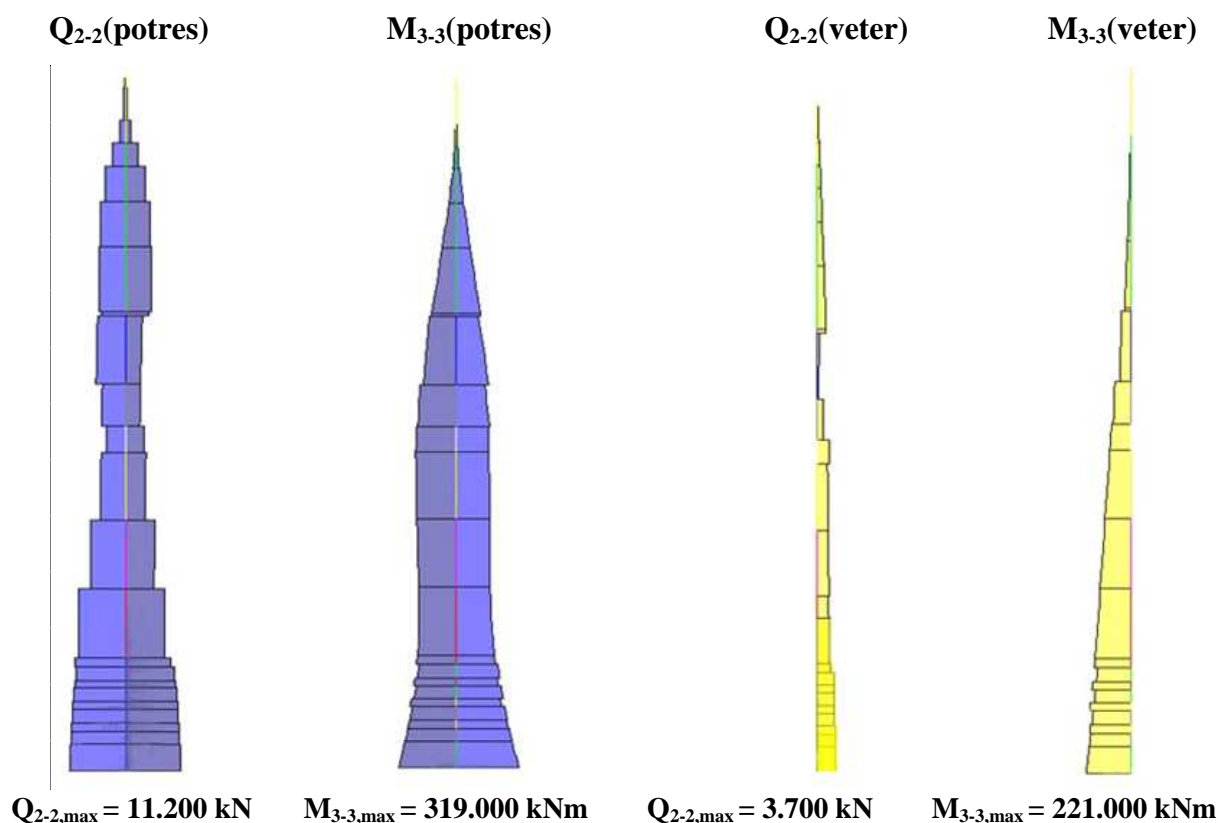
6.3 Notranje sile

Za globalno predstavitev notranjih sil je linijski model bolj primeren, saj nam prikaže želeno količino celotnega prereza na določenem mestu, npr. osno silo, prečne sile in momente ob vpetju za posamezni obtežni primer ali kombinacijo obtežb.

Za predstavitev notranjih sil v posamezni steni lahko uporabimo le model iz ploskovnih elementov. Osnovni prikaz programa so napetosti v steni, z uporabo integracije napetosti po prerezu pa nam program izračuna notranje sile v obliki, kot smo jih vajeni za dimenzioniranje. Z integracijo napetosti dobimo osno silo, prečne sile in momente za poljubni presek stene in glede na poljubno točko.



Slika 22: Prečne sile in momenti po višini za smer Y pri kombinaciji potresa in kom. vetra



Slika 23: Prečne sile in momenti po višini za smer X pri kombinaciji potresa in kom. vetra

Na slikah 22 in 23 so prikazane prečne sile in momenti za posamezno smer pri obtežni kombinaciji potresa in obtežni kombinaciji vetra. Momenti so risani povsod v enakem merilu, prav tako prečne sile. Navedene maksimalne vrednosti se pojavijo v vseh primerih ob vpetju konstrukcije v temelj.

Vidimo, da so prečne sile in momenti v sorazmerju, kjer so večje prečne sile, so tudi momenti večji. Notranje količine pri obtežni kombinaciji potresa oz. vetra so po velikosti bolj primerljive v smeri X, saj imamo zaradi večje podajnosti stolpa manjše potresne sile, zaradi večje površine za delovanje vetra pa večje sile od vetra v primerjavi s smerjo X.

Na nivoju dveh tretjin višine stolpa opazimo skok pri momentu in prečnih silah pri vseh prikazih notranjih sil. Vzrok temu je lastna teža stolpa, ki nastopa pri vseh obtežnih kombinacijah, ta pa povzroča dodatno prečno silo in moment. Posamezna točka linijskega modela predstavlja težišče prereza, ki v našem primeru ne poteka popolnoma navpično. Na

nivoju dveh tretjin višine pride do loma težiščne osi in zato se pojavijo dodatne prečne sile in momenti.

Preglednica 42: Primerjava količin pri različnih obtežnih kombinacijah ob vpetju stolpa

Obtežna kombinacija	N ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)
K1	135,1	2,2	0	16,6	125,6
K2	135,1	0	1,3	65,9	18,0
K3	133,9	3,7	0	16,5	221,5
K4	133,9	0	2,1	120,9	17,9
P1	98,6	11,2	3,5	142,4	319,1
P3	98,6	3,4	11,7	446,63	105,0

Preglednica 42 prikazuje notranje sile ob vpetju stolpa za različne obtežne kombinacije. Kombinacije so navedene v poglavju 5.7.

6.3.1 Primerjava notranjih sil pri obtežbi kombinaciji vetra in potresa

Notranje sile pri obtežni kombinaciji vetra so določene za mejno stanje nosilnost, pomiki pa za mejno stanje uporabnosti. Vrednosti so predstavljene v preglednicah 43 in 44.

Preglednica 43: Primerjava količin pri obtežbi vetra in potresa ob vpetju stolpa

	$Q_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)
Potres	11,2	11,7	446	319
Veter frontalno	3,7	-	-	221
Veter od strani	-	2,1	121	-

Preglednica 44: Primerjava količin pri obtežbi vetra in potresa na sredini stolpa

	$Q_{2-2,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)
Potres	4,5	5,3	229	194
Veter frontalno	1,4	-	-	87
Veter od strani	-	1,1	24	-

Moment M_{3-3} je ob vpetju zaradi obtežne kombinacije vetra le 30% manjši od momenta zaradi potresne obtežne kombinacije. Obtežba vetra je v tej smeri zaradi večje površine stolpa večja, potresna obtežba pa je glede na drugo smer manjša zaradi večje podajnosti, daljšega nihajnega časa in posledično manjše vrednosti iz projektnega spektra pospeškov. Za M_{3-3} velja ravno nasprotno in pri potresni obtežni kombinaciji kar 70% manjši kot pri obtežni kombinaciji vetra.

Prečne sile, momenti na sredini stolpa in pomiki vrha konstrukcije so pri obtežni kombinaciji vetra povsod manjši. Za dimenzioniranje stolpa je tako v vseh pogledih merodajna potresna obtežna kombinacija.

6.3.2 Primerjava notranjih sil pri različnih modelih

Preglednica 45: Primerjava statičnih količin vpetja stolpa pri različnih modelih

Elementi modela	N_{spodaj} ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{2-2,\text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3,\text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2,\text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3,\text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)
Linijski	98,6	11,2	11,7	446	319
Ploskovni	99,4	10,5	12,3	475	320

Notranje statične količine ob vpetju stolpa se pri obeh modelih razmeroma dobro ujemajo. Velikost odstopanj je največ 6%, kar je razmeroma malo. Zelo dobro ujemanje v osni sile N_{spodaj} kaže, da smo dobro podali geometrijo stolpa, saj kar 99,0% osne sile prispeva lastna teža elementov, katero oba programa izračunata iz podane geometrije konstrukcije in gostote materiala.

6.4 Kontrole konstrukcije (mejno stanje nosilnosti)

6.4.1 Vpliv teorije drugega reda (SIST EN 1998-1: 4.4.2.2)

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

$$\Theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (47)$$

Kjer pomeni:

h višina etaže

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma na vrhu in na dnu obravnavane etaže

q faktor obnašanja

P_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo pri potresnem projektnejem stanju

V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

Θ koeficient občutljivosti za etažne pomike

Preglednica 46: Kontrola pogoja: $\Theta \leq 0,10$ za smer X

Etaža	h (cm)	$d_{rx,max} \cdot q$ (cm)	P_{tot} (kN)	$V_{tot,x}$ (kN)	Θ
-7,35 do ±0,0	735	1,19	98586	11266	0,014
±0,0 do +10,00	1000	2,36	92169	10972	0,020
+10,00 do +20,50	1050	3,11	82203	9776	0,025
+20,50 do +31,00	1050	3,68	80681	8776	0,032
+31,00 do +41,50	1050	3,63	69393	6497	0,037
+41,50 do +52,00	1050	4,02	58280	4578	0,049
+52,00 do +62,50	1050	4,34	43183	3886	0,046
+62,50 do +73,00	1050	4,74	36737	4570	0,036
+73,00 do +80,00	700	3,50	18827	5294	0,018
Razgledna	540	2,87	13057	5078	0,014
Tehnična	360	1,94	11926	4029	0,016
Back-up	360	1,97	6850	2650	0,014
Operativna	480	2,63	1907	1141	0,009

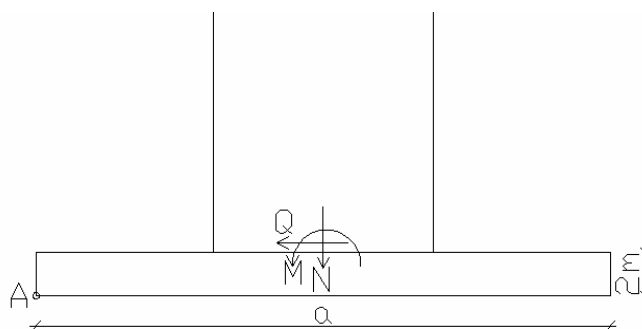
Preglednica 47: Kontrola pogoja: $\Theta \leq 0,10$ za smer Y

Etaža	h (cm)	$d_{ry,max} \cdot q$ (cm)	P_{tot} (kN)	$V_{tot,y}$ (kN)	Θ
-7,35 do $\pm 0,0$	735	1,50	98586	11775	0,017
$\pm 0,0$ do +10,00	1000	2,61	92169	11465	0,021
+10,00 do +20,50	1050	3,27	82203	10243	0,025
+20,50 do +31,00	1050	3,69	80681	9247	0,031
+31,00 do +41,50	1050	4,01	69393	7150	0,037
+41,50 do +52,00	1050	4,29	58280	5614	0,042
+52,00 do +62,50	1050	4,52	43183	5283	0,035
+62,50 do +73,00	1050	4,67	36737	5761	0,028
+73,00 do +80,00	700	3,17	18827	5925	0,014
Razgledna	540	2,45	13057	5215	0,011
Tehnična	360	1,64	11926	3854	0,014
Back-up	360	1,64	6850	2415	0,013
Operativna	480	2,19	1907	981	0,009

Vrednosti so vzete iz linijskega modela. V vseh etažah in v obeh smereh je pogoj $\Theta \leq 0,10$ izpolnjen (Preglednici 46 in 47), zato teorije drugega reda oz. P- Δ efekta ni potrebno upoštevati.

6.4.2 Kontrola stabilnosti stolpa kot celote

Za kontrolo stabilnosti stolpa kot celote primerjamo stabilnostni moment lastne in stalne obtežbe in prevrtni moment potresa oz. vetra. Kontrolo računamo na točko prevrnitve A, ki je na robu kvadratne temeljne plošče na spodnji strani (slika 24). Sile delujejo na sredini plošče.



Slika 24: Delovanje sil na temelj stolpa

Preglednica 48: Kontrola stabilnosti stolpa

	M (10 ³ kNm)	Q (10 ³ kN)	M _P (10 ³ kNm)	M _s (10 ³ kNm)	K _p
Potres smer X	446	11,7	469,4	1276	2,72
Potres smer Y	319	11,2	341,4	1276	3,74
Veter smer X	121	2,1	125,2	1276	10,19
Veter smer Y	221	3,7	228,4	1276	5,58

$$M_p = M + 2,0 \text{ m} \cdot Q \quad (48)$$

$$M_s = \gamma_G \cdot N_G \cdot (a / 2) = 0,9 \cdot 140.000 \text{ kN} \cdot (20,25 \text{ m} / 2) = 1276 \cdot 10^3 \text{ kNm} \quad (49)$$

$$K_p = M_s / M_p \quad (50)$$

Kjer je:

M ... moment ob vpetju stolpa v temelj iz analize

Q prečna sila ob vpetju stolpa v temelj iz analize

M_P ...prevrtni moment na dnu temeljne plošče

γ_G ...varnostni faktor za ugodni vpliv lastne teže; γ_G = 0,9

N_G...skupna lastna in stalna teža stolpa, temeljne plošče in pilotov; N_G = 140.000 kN

a širina temeljne ploskve; a = 20,25 m

M_s... stabilnostni moment ob vpetju zaradi lastne teže

K_p ...varnost proti prevrnitvi

Varnost proti prevrnitvi je za vse merodajne obtežne primere dosti večja od 1. Hkrati nismo upoštevali ugodnega vpliva pilotov, kateri polovico nosilnosti ustvarijo s trenjem po plašču, ki bi se aktiviralo, ko bi se stolp hotel prevrniti. To trenje zagotavlja še precejšnjo rezervo proti prevrnitvi. Torej je stabilnost stolpa zagotovljena.

6.4.3 Kontrola zdrsa stolpa

Kontrolo zdrsa izvedemo le za občutek razmerja velikosti prečne sile in trenja, katerega je sposobna zagotoviti zemljina.

Preglednica 49: Kontrola zdrsa stolpa

	Q (10 ³ kNm)	V _{trenje} (10 ³ kN)	K _z
Potres smer X	11,7	630	53,8
Potres smer Y	11,2	630	56,2
Veter smer X	2,1	630	300
Veter smer Y	3,7	630	170,3

$$V_{\text{trenje}} = \gamma_G \cdot N_G \cdot k_{\text{tr}} = 0,9 \cdot 140.000 \cdot 0,500 = 630.000 \text{ kN} \quad (51)$$

$$k_{\text{tr}} = \tan(\varphi_{\text{mod}}) = \text{tg}(26,56^\circ) = 0,500 \quad (52)$$

$$\varphi_{\text{mod}} = \arctg(\text{tg}\varphi / \gamma_\varphi) = \arctg(\text{tg}32^\circ / 1,25) = 26,56^\circ \quad (53)$$

$$K_z = V_{\text{trenje}} / Q \quad (54)$$

Kjer je:

Q ... prečna sila ob vpetju stolpa v temelj iz analize

V_{trenje}...največja sila trenja, ki jo je sposobna zagotoviti zemljina pod temeljno ploščo

γ_G ... varnostni faktor za ugodni vpliv lastne teže; γ_G = 0,9

N_G ... skupna lastna in stalna teža stolpa, temeljne plošče in pilotov; N_G = 140.000 kN

k_{tr} ... trenje med temeljno ploščo in zemljino

φ_{mod} ... modificiran strižni kot zemljine

φ ... strižni kot zemljine tik pod temeljno ploščo; φ = 32°

γ_φ ... varnostni faktor za strižni kot zemljine

K_z ... varnost proti zdrsu

Iz Preglednice 48 vidimo, da je zemljina s trenjem sposobna prevzeti veliko večjo silo od horizontalne sile zaradi potresne obtežbe ali zaradi obtežbe vetra. Poleg tega nismo upoštevali pilotov, kateri so s strigom na mestu vpetja v temeljno ploščo sposobni prevzeti še veliko večje sile. Poleg tega je spodnja plošča že pod zemljo, katera prispeva tudi znaten odpor v horizontalni smeri.

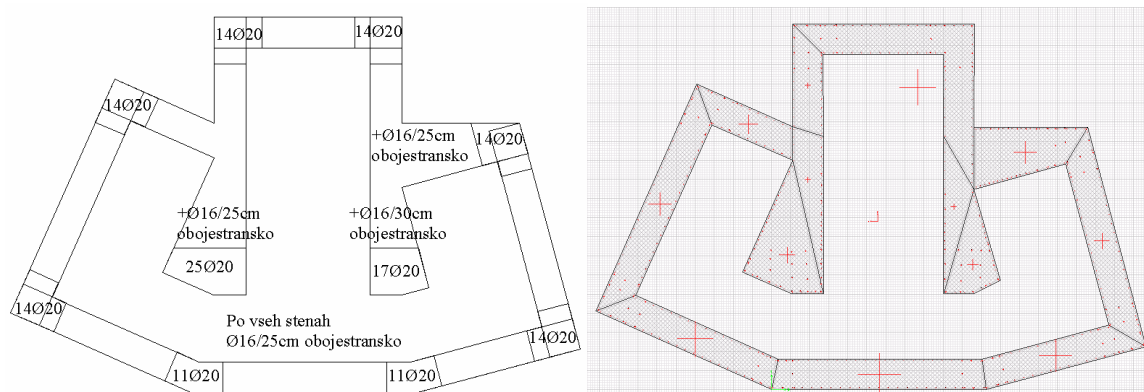
V našem primeru je več kor očitno, da do zdrsa ne more priti. Kontrolo smo opravili le za primerjavo obremenitve in nosilnost, v praksi bi to kontrolo verjetno izpustili.

6.4.4 Nosilnost temeljev (EN 1998-1; 4.4.2.6)

Ker smo za konstrukcijo privzeli majhno sposobnost sipanja energije, standard ne zahteva določanja potresnega vpliva za temelje ob uporabi metode načrtovanja nosilnosti, po kateri je zahtevano, da temelji prenesejo toliko kot betonski prerez na mestu vpetja v temelj, povečano za določeno vrednost. Tako betonski prerez nad temeljem predstavlja varovalko, da ne pride do porušitev temeljev, saj bi to pomenilo katastrofalen padec konstrukcije, delno porušen betonski prerez nad temeljem pa ima še vedno določeno sposobnost sipanja energije. V našem primeru nam tega ni potrebno upoštevati in se za potrebe diplomske naloge zadovoljimo s kontrolo pomikov na mestu pilotov, kateri so manjši od dopustnih (poglavje 6.2.4).

6.5 Dimenzioniranje prereza ob vpetju v temelj

6.5.1 Količina armature linijskega modela (EN 1998-1; 5.4.3.4.2)



Slika 25: Razpored armature ob vpetju pri linijskem modelu

Na sliki 25 je prikazana armatura na mestu vpetja stolpa v temelj. To je minimalna armatura po zahtevah EC8. Levo je prikazana količina armature, desno je prikaz prereza iz programa ETABS. Rdeče pike prikazujejo armaturne palice; te se pojavijo tik ob robovih sten in na mestih prelomov sten, kjer palice ustvarijo objeti robni element.

Minimalno armaturo po EC8 (slika 25 levo) smo dobili tako, da smo prerez stolpa razdelili na posamezne odsekoma ravne stene, katere smo po zahtevah standarda primerno armirali. Minimalna vzdolžne armatura za stene pri srednji stopnji duktilnosti znaša 0,5% armature od volumskega dela prereza v objetih robnih elementih, na vmesnem delu pa na vsaki strani 0,1% armature. Pri tem dolžina robnega elementa ne sme biti manjša od 0,15 višine stene ali 1,5 debeline stene. Tako smo po vseh stenah namestili armaturo $\phi 20/25\text{cm}$, na območjih debelejših sten dodatne palice $\phi 16$ in na območjih objetih robnih elementov dodatne palice $\phi 25$. Skupni delež armature je enak 0,32%.

Največja izkoriščenost prereza je 0,395 in sicer pri potresni obtežni kombinaciji P3, kjer poleg stalne obtežbe nastopa polna potresna obremenitev v smeri Y in 30% potresne obremenitve v smeri X.

6.5.2 Kontrola količine armature linijskega modela

Pri linijskemu modelu računalniški program obravnava celoten prerez kot homogeno enoto. Račun izvede po metodi mejnih stanj. Glede na dobljene obremenitve stolpa ob vpetju, lahko ročno približno izračunamo količino potrebne armature pri potresni obremenitvi stolpa. Zanima nas predvsem red velikosti potrebne armature, zato se bomo za približni izračun poslužili nekaterih predpostavk:

1. prerez bomo obravnavali kot pravokotni
2. armature v tlaku ne upoštevamo
3. upoštevati bomo, kot da je armatura enakomerno porazdeljena po prerezu
4. predpostavimo deformacije $\varepsilon_c / \varepsilon_s = -3,5 / 10 \%$, iz tega sledi, da je tlačnega 26% prereza, v nategu je 74% prereza in statična višina je enaka 63% višina nosilca (pol nateznega dela plus tlačni del)

Obremenitev: $M_1 = 446.000 \text{ kNm}$

$M_2 = 319.000 \text{ kNm}$

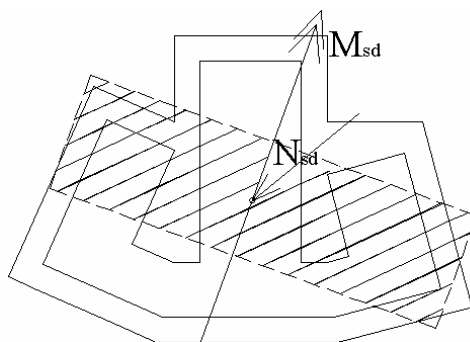
$N_{sd} = 98.600 \text{ kN}$

Armatura: S400: $f_{yd} = 40 / 1,15 = 34,78 \text{ kN/cm}^2$ (55)

Beton: C25/30: $f_{yd} = 2,5 / 1,5 = 1,67 \text{ kN/cm}^2$ (56)

6.5.2.1 Močna smer – armatura zaradi momenta

Obtežna kombinacija pri 100% potresni sili v smeri X in 30% potresni sili v smeri Y. Večja dimenzija pravokotnega prereza (h) je enaka dimenziji prereza pri kotu delovanja momenta, druga dimenzija (b) je taka, da je površina pravokotnega prereza enaka $42,35 \text{ m}^2$, kolikor znaša skupni prerez stolpa ob vpetju. Statična višina d je enaka 63% višine h (Poglavje 6.5.2).



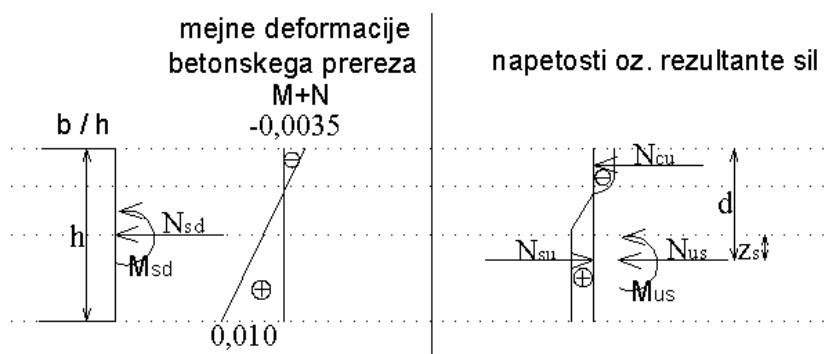
Slika 26: Nadomestni prerez betona za obtežno kombinacijo P1

Prerez: $b/h/d = 350 / 1200 / 756 \text{ cm}$

Obremenitev: $M_{sd} = \sqrt{M_1^2 + (0,3 \cdot M_2)^2} = \sqrt{446.000^2 + (0,3 \cdot 319.000)^2} = 456.000 \text{ kNm}$ (57)

$N_{sd} = 98.600 \text{ kN}$

Sila N_{sd} in moment M_{sd} delujeta na težišče prereza.



Slika 27: Prerez pri računu količine armature nadomestnega prereza

Obremenitvi N_{us} in M_{us} delujeta na težišče natezne armature, sila N_{us} je rezultanta natezne sile v armaturi, N_{cu} je rezultanta tlačne sile v betonu. Težišče natezne armature je, poenostavljeno, kar na sredini nateznega dela in kar vsa armatura je na meji elastičnosti

$$z_s = d - h / 2 = 756 - 1200 / 2 = 156 \text{ cm} \quad (58)$$

$$M_{us} = M_{sd} + z_s \cdot N_{sd} = 456.000 + 1,56 \cdot 98.600 = 609.800 \text{ kNm} \quad (59)$$

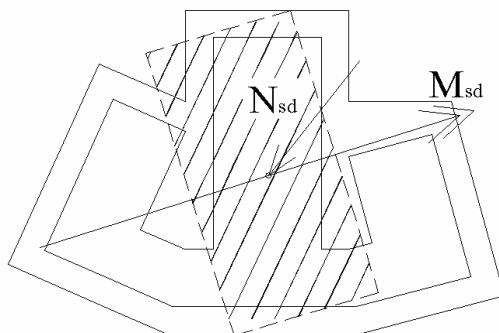
$$N_{us} = N_{sd} = 98.600 \text{ kN} \quad (60)$$

$$k_d = \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{609.800 \cdot 100}{1,67 \cdot 350 \cdot 756^2} = 0,183 \Rightarrow k_s = 1,120^1 \quad (61)$$

$$A_{s,1} = k_s \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot d} - \frac{N_{us}}{f_{yd}} = 1,120 \frac{609.800 \cdot 100}{34,78 \cdot 756} - \frac{98.600}{34,78} = -237 \text{ cm}^2 \quad (62)$$

6.5.2.2 Šibka smer – armatura zaradi momenta

Obtežna kombinacija pri 100% potresne sile v smeri Y in 30% potresne sile v smeri X. Dimenzije nadomestnega pravokotnega prereza določimo na način, opisan v poglavju 6.5.2.1.



Slika 28: Nadomestni prerez betona za obtežno kombinacijo P3

Prerez: $b/h/d = 470 / 900 / 567 \text{ cm}$

$$\text{Obremenitev: } M_{sd} = \sqrt{M_2^2 + (0,3 \cdot M_1)^2} = \sqrt{319.000^2 + (0,3 \cdot 446.000)^2} = 346.000 \text{ kNm} \quad (63)$$

$$N_{sd} = 98.600 \text{ kN}$$

Postopek je enak kot za močno smer, opisano v poglavju 6.5.2.1 (glej opombe in Sliko 25).

¹ Rogač R., Saje F. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj

$$z_s = d - h / 2 = 567 - 900 / 2 = 117 \text{ cm} \quad (64)$$

$$M_{us} = M_{sd} + z_s \cdot N_{sd} = 346.000 + 1,17 \cdot 98.600 = 461.400 \text{ kNm} \quad (65)$$

$$N_{us} = N_{sd} = 98.600 \text{ kN} \quad (66)$$

$$k_d = \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{461.400 \cdot 100}{1,67 \cdot 470 \cdot 567^2} = 0,183 \Rightarrow k_s = 1,120^1 \quad (67)$$

$$A_{s,1} = k_s \frac{M_{us}}{f_{yd} \cdot d} - \frac{N_{us}}{f_{yd}} = 1,120 \frac{461.400 \cdot 100}{34,78 \cdot 567} - \frac{98.600}{34,78} = -214 \text{ cm}^2 \quad (68)$$

6.5.3 Količina armature sten ploskovnega modela

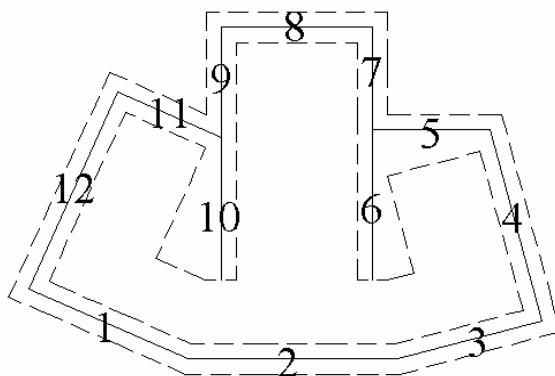
Način računa armature pri ploskovnih elementih je drugačen kot pri linijskih elementih. Tukaj program ne upošteva mejnih deformacij za betonski prerez, kar pomeni, da ne upošteva razpokanja betona v nategu in s tem premaknitve nevtralne osi proti tlačnemu delu. Upošteva, kot da je prerez nerazpokan in tako so napetosti pri npr. čistem upogibu po prerezu simetrične in nevtralna os je na sredini. Nato program poišče maksimalne natezne obramenitve za vsako točko stene posebej in te napetosti pokrije z armaturo. Količina armature je odvisna tudi od podane razdalje od roba prereza do težišča armature.

Standard zahteva računanje s sestavljenimi prerezi, kar pomeni, da ne moremo obravnavati vsake stene posebej, ampak prerez stolpa kot celoto, zato je pravilni rezultat iz dimenzioniranja linijskih elementov.

¹ Rogač R., Saje F. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj

Preglednica 50: Količina vzdolžne armature v posameznih stenah

Stena št.	Armatura (cm ² /cm)	d stene (cm)	L stene (cm)	Ac stene (m ²)	Armatura (cm ²)
1	0,432	80	455	3,64	196,56
2	0,342	80	549	4,39	187,76
3	0,680	80	388	3,10	263,84
4	0,522	80	524	4,19	273,53
5	0,327	120	306	3,67	100,06
6	0,157	105	397	4,17	62,33
7	0,196	80	270	2,16	52,92
8	0,419	80	395	3,16	165,51
9	0,190	80	292	2,34	55,48
10	0,139	135	375	5,06	52,13
11	0,521	80	297	2,38	154,74
12	0,870	80	570	4,56	495,90
skupaj:				42,82	2060,74

**Slika 29:** Oznake posameznih sten

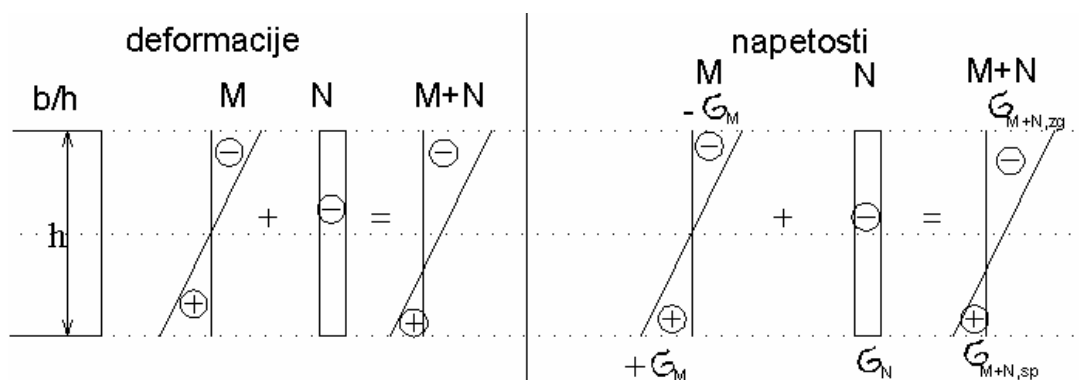
Preglednica 50 prikazuje količino armature v posameznih stenah stolpa ob vpetju stolpa v temelj. Posamezne stene so označene na Sliki 29.

Količina armature za posamezno steno je določena za vsako od potresnih obtežnih kombinacij posebej, nato pa smo za merodajno količino armature vzeli večjo izmed vrednosti. Program

SAP2000 izračuna potrebno količino armature za posamezno stran stene. V našem primeru smo vso armaturo posamezne strani stene sešteli, tako da je v preglednici skupna količina potrebne armature posamezne stene.

Skupen odstotek armiranja stolpa ob vpetju v temelj pri ploskovnem modelu je 0,48%.

6.5.4 Kontrola količine armature ploskovnega modela



Slika 30: Deformacije in napetosti za ploskovni model

Slika 30 prikazuje način računa deformacij in napetosti pri ploskovnem modelu za nadomestni prerez v smeri šibke osi. Podatki o dimenzijah in obremenitvi so vzeti iz Poglavja 6.5.2.2.

$$\sigma_M = \frac{M_{sd}}{W} = \pm \frac{346.000 \cdot 100 \cdot 6}{470 \cdot 900^2} = 0,54 \text{ kN/cm}^2 \quad (69)$$

$$\sigma_N = \frac{N_{sd}}{A} = \pm \frac{98.600}{470 \cdot 900} = -0,23 \text{ kN/cm}^2 \quad (70)$$

$$\sigma_{M+N,sp} = \sigma_N + \sigma_M = -0,23 + 0,54 = 0,31 \text{ kN/cm}^2 \quad (71)$$

$$\sigma_{M+N,zg} = \sigma_N - \sigma_M = -0,23 - 0,54 = -0,77 \text{ kN/cm}^2 \quad (72)$$

$$A_{nateg} = \frac{\sigma_{M+N,sp}}{\sigma_{M+N,sp} + \sigma_{M+N,zg}} \cdot b \cdot h = \frac{0,31}{0,31 + 0,77} \cdot 900 \cdot 470 = 121.400 \text{ cm}^2 \quad (73)$$

$$A_{s,1} = A_{nateg} \cdot \frac{\sigma_{M+N,sp}}{2 \cdot f_{yd}} = 121.400 \cdot \frac{0,31}{2 \cdot 34,78} = 541 \text{ cm}^2 \quad (74)$$

$$A_s = 4 \cdot A_{s,1} = 4 \cdot 541 = 2164 \text{ cm}^2 \quad (75)$$

$$\eta = A_s / (b \cdot h) = 2164 / (900 \cdot 470) = 0,52\% \quad (76)$$

Kjer je:

σ_M ... robna napetost zaradi momenta

σ_N ... robna napetost zaradi tlačne sile

$\sigma_{M+N,zg}$... robna napetost zaradi momenta in tlačne sile na zg. delu prereza

$\sigma_{M+N,sp}$... robna napetost zaradi momenta in tlačne sile na sp. delu prereza

A_{nateg} ... površina prereza v nategu

$A_{s,1}$... potrebna armatura za en nadomestni prerez in upogib z enim predznakom

A_s ... skupna potrebna armatura obeh nadomestnih prerezov

η ... delež armature v prerezu

Skupna armaturo A_s dobimo tako, da armaturo $A_{s,1}$ pomnožimo s 4, saj pri momentu s negativnim predznakom dobimo enako količino armature $A_{s,1}$ na drugi strani nadomestnega prereza in približno toliko armature tudi pri upogibu okrog močne osi. Ta armatura je večinoma porazdeljena po zunanjem delu prereza stolpa.

Pri računu s programom SAP2000 smo dobili delež armiranja $\eta = 0,48\%$, kar se zelo dobro ujema (Poglavje 6.5.3). Prav tako so največje tlačne napetosti na obodu stolpa okvirno enake $-0,77 \text{ kN/cm}^2$ in največje natezne $0,31 \text{ kN/cm}^2$, kar potrjuje pravilnost našega nadomestnega modela.

6.5.5 Dejansko potrebna armatura

Pri ročnem računu linijskega modela v poglavjih 6.5.2.1 in 6.5.2.2 za obe potresni obtežni kombinaciji dobimo negativno potrebno armaturo, iz česar sledi, da v našem poenostavljenem računu računsko armatura ni potrebna. Za preizkus smo pri linijskem modelu v računalniškem programu postavili armaturo prereza enako skoraj nič in izkoriščenost prereza je bila pri vseh obtežnih kombinacijah manjša kot ena, kar potrjuje, da armatura računsko ni potrebna. Seveda je potrebno namestiti minimalno armaturo.

Vzrok za minimalno armaturo je razmeroma majhen moment pri veliki osni sili. Vzrok za majhen moment je visok nihajni čas, ki iz projektnega potresnega spektra prinese majhne

potresne pospeške. Poleg tega ima betonski prerez za upogib ugodno obliko - v grobem bi ga lahko primerjali s cevjo, katera ima najbolj optimalno izkoriščen material glede na upogib v poljubni smeri. Naš prerez je sicer podoben elipsi, pri kateri imamo v smeri večje upogibne nosilnosti večji moment. Nosilnost in obremenitev se v poljubni smeri zelo dobro ujemata, tako da je prerez zelo enakomerno izkoriščen glede na dejanski upogibni moment v poljubni smeri.

V program Etabs smo vnesli 0,32 % armature (1350 cm^2) in prerez je pri potresnih obtežnih kombinacijah izkoriščen največ 0,395. Končni rezultat za armaturo ob vpetju stolpa v temelj je tako minimalna armatura po EN1998.

6.6 Vplivi spreminjanja parametrov na rezultate analize

6.6.1 Vpliva podajnosti temeljev in razpokanosti prereza na rezultate analize

Za boljši občutek, kaj dejansko predstavlja razpokanost prereza in podajnost temeljev za konstrukcijo, smo naredili primerjavo rezultatov pri vseh štirih kombinacijah teh dveh parametrov. Količine, ki jih primerjamo so: prva dva nihajna časa, maksimalni pomik vrha stolpa, prečna sila, moment in procent armiranja spodnjega dela betonskega prereza.

R-da ... razpokanost prereza upoštevamo

R-ne ... razpokanosti prereza ne upoštevamo

P-da .. podajnost temeljev upoštevamo

P-ne .. podajnosti temeljev ne upoštevamo

Preglednica 51: Vpliv podajnosti temeljev in razpokanosti prereza na rezultate analize – rezultati ob vpetju prereza linijskega modela

	T_1 (s)	T_2 (s)	$Q_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3, \text{spodaj}}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$A_{s, \text{spodaj}}$ (%)
R-da + P-da	3,25	2,58	11,2	11,7	446	319	0,30
R-da + P-ne	2,73	1,88	11,9	14,8	743	431	0,66
R-ne + P-da	2,62	2,22	11,5	12,6	598	438	0,30
R-ne + P-ne	1,93	1,33	14,0	17,6	1024	719	1,02

Preglednica 52: Vpliv podajnosti temeljev in razpokanosti prereza na rezultate analize – rezultati prereza sredine stolpa linijskega modela

	$u_{\max, \text{vrh}}$ (cm)	$Q_{2-2,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$Q_{3-3,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kN}$)	$M_{2-2,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$A_{s,+50,0}$ (%)
R-da + P-da	40,9	4,5	5,3	229	194	0,30
R-da + P-ne	40,7	5,4	7,7	279	192	0,30
R-ne + P-da	39,81	6,0	6,7	259	222	0,32
R-ne + P-ne	39,3	8,3	10,6	354	264	0,52

Naslednji odstavki tega poglavja se nanašajo na vrednosti v Preglednicah 51 in 52.

Najprej opazimo, da se nihajni časi zmanjšujejo, kar je razumljivo. Opazimo, da ima v našem primeru razpokanost prereza približno tak vpliv na vse parametre kot podajnost temeljev.

Prečne sile ob vpetju se nekoliko povečajo in sicer predvsem na račun prvih dveh nihajnih oblik, kateri prideta višje glede na projektni spekter odziva in tako dobita večjo potresno silo. Vse ostale nihajne oblike so v vseh primerih krajše od 0,6 s, kar pomeni, da nanje sprememba togosti nima tako velikega vpliva. Sodelujoča masa je v vseh primerih za prvi dve nihajni obliki manjša kot 50%, zato sprememba togosti na prečno silo nima tako izrazitega vpliva kot pri momentu. V odstotkih se bolj povečajo prečne sile na sredini stolpa, saj imata nanj večji vpliv prvi dve nihajni obliki kot na prečne sile ob vpetju stolpa. Sila potresa za prvi dve nihajni obliki imata približno trikotno obliko, z vrednostjo nič ob vpetju in maksimalno na vrhu stolpa. Torej je nad polovico kar 75% obtežbe ($3/4$ ploščine trikotnika).

Momenti ob vpetju se zelo povečajo. Razlog temu je, da imata na moment ob vpetju največji vpliv prva oz. druga nihajna oblika, saj so pri njih vsi pomiki usmerjeni v eno stran, kar povzroči velik moment ob vpetju. Manj se povečajo momenti na sredini stolpa, saj tukaj prva nihajna oblika zaradi krajše ročice nima takšnega vpliva, kot ob vpetju. Vrednosti pospeškov iz projektnega spektra so za dobljene nihajne čase zelo različni (Preglednica 53).

Preglednica 53: Vrednosti iz spektra pospeškov za posamezne nihajne čase

	T ₁ (s)	T ₂ (s)	Spekter (T ₁) (m/s ²)	Spekter (T ₂) (m/s ²)
R-da + P-da	3,25	2,58	0,059·g	0,093·g
R-ne + P-da	2,62	2,22	0,090·g	0,126·g
R-da + P-ne	2,73	1,88	0,083·g	0,165·g
R-ne + P-ne	1,93	1,33	0,160·g	0,233·g

Procent armiranja spodnjega dela prereza stolpa se močno poveča, ponekod celo bolj kot moment na istem mestu. Razlog za to je dimenzioniranje prereza na upogib z veliko osno silo. Ko povečujemo moment, je precej časa celoten prerez tlačен in tako zadostuje minimalna armatura, t.j. 0,3%. Momentna obremenitev le pokrije vpliv tlaka osne sile, od določenega momenta naprej pa se začne delež armature povečevati. Na sredini stolpa ni več takšne razlike v momentih, osna sila je manjša, zato se procent armiranja ne razlikuje več toliko.

Zanimivo so pomiki vrha konstrukcije v vseh primerih praktično enaki. Pomiki so precej različni za statično horizontalno obtežbo kot je veter, pri potresni obtežbi pa se v našem primeru s zmanjšanjem nihajnega časa poveča potresni vpliv iz projektne spektra odziva, kar za konstrukcijo pomeni večjo obtežbo. Tako se za približno enak odstotek poveča togost, kot se poveča potresna sila v primeru, da ne upoštevamo podajnosti temeljev oz. razpokanosti prereza. To je vsekakor naključje in ne velja splošno.

6.6.2 Vpliv kombiniranja komponent potresa

Preglednica 54: Primerjava deleža armature linijskega modela pri različnih kombinacijah smeri potresa: vpetje

	M _{2-2,spodaj} (10 ³ ·kNm)	M _{3-3,spodaj} (10 ³ ·kNm)	A _{s,spodaj,dej} (%)	A _{s,spodaj,100%} (%)
R-da + P-da	446	319	0,30	0,30
R-da + P-ne	743	431	0,66	0,85
R-ne + P-da	598	438	0,30	0,76
R-ne + P-ne	1024	719	1,02	1,73

Preglednica 55: Primerjava deleža armature linijskega modela pri različnih kombinacijah smeri potresa: sredina

	$M_{2-2,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$M_{3-3,+50,0}$ ($10^3 \cdot \text{kNm}$)	$A_{s,+50,0, \text{dej}}$ (%)	$A_{s,+50,0, 100\%}$ (%)
R-da + P-da	229	194	0,30	0,36
R-da + P-ne	279	192	0,30	0,46
R-ne + P-da	259	222	0,32	0,49
R-ne + P-ne	354	264	0,52	0,71

Vse vrednosti v Preglednicah 54 in 55 se nanašajo na Poglavlje 6.6.1, kjer so posamezne količine razložene. V našem primeru je za dimenzioniranje ključna potresna obtežba. Potres lahko deluje v vse horizontalne smeri, toda ne naenkrat s polno intenziteto. Zato upoštevamo v eno smer polno vrednost potresne obtežba, v drugo smer (nanjo je pravokotna) pa polno vrednost množimo s faktorjem 0,3. Potresne kombinacije so obravnavane v poglavju 5.7.

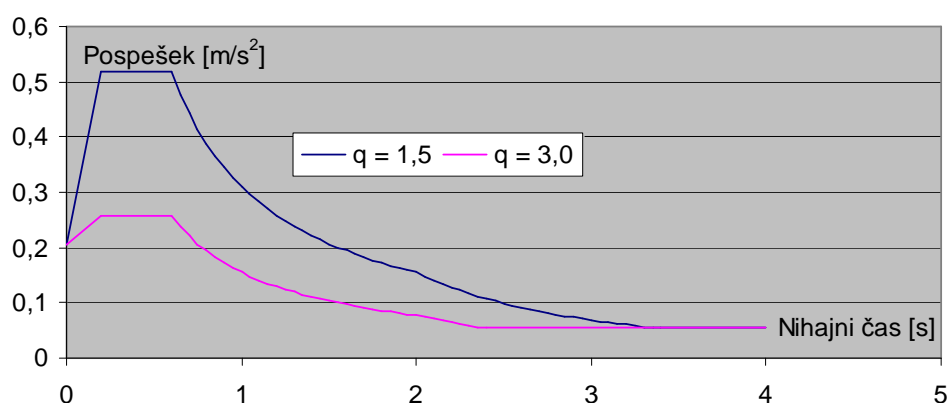
V preglednicah 54 in 55 $A_{s, \text{dej}}$ predstavlja dejansko količino potrebne armature, $A_{s, 100\%}$ pa bi bila potrebna armatura, če bi upoštevali, da naenkrat deluje potres v obe smeri s polno intenziteto. Ta napaka se v praksi pri avtomatskem dimenzioniranju z računalnikom pogosto dogaja, na kar je potrebno biti vedno pozoren.

Program Etabs upošteva minimalno armaturo 0,3 %, zato na delih, kjer je v obeh primerih le minimalna armatura, ne moremo primerjati količine potrebne armature. V ostalih primerih vidimo, da bi se armatura, ob hkratnem upoštevanju polne potresne sile v obe smeri, močno zvečala, celo do 2,5 krat. To je tudi zato, ker imam veliko osno silo in do določenega momenta zadostuje minimalna armatura, nato pa se delež armature naglo povečuje. Na višinski koti +50,0 ni več tako velike osne sile, zato ni več tako izrazite spremembe v količini potrebne armature.

6.6.3 Primerjava količin pri faktorju obnašanja $q = 3,0$

Preglednica 56: Notranje sile pri različnih faktorjih obnašanja q

	$u_{x,MSN}$ (cm)	$u_{y,MSN}$ (cm)	Q_{2-2} ($10^3 \cdot kN$)	Q_{3-3} ($10^3 \cdot kN$)	M_{2-2} ($10^3 \cdot kNm$)	M_{3-3} ($10^3 \cdot kNm$)
$q = 1,5$ - ob vpetju	40,9	40,5	11,2	11,7	446	319
$q = 3,0$ - ob vpetju	74,1	48,2	6,3	6,2	262	263
$q = 1,5$ - na sredini	18,1	19,5	4,5	5,3	229	194
$q = 3,0$ - na sredini	32,8	23,2	3,8	3,0	127	121



Slika 31: Primerjava projektnih spektrov pospeška pri $q = 1,5$ in $q = 3,0$

V preglednici 56 so prikazani rezultati analize stolpa pri faktorju obnašanja $q = 1,5$ in $q = 3,0$. Slika 31 prikazuje primerjavo projektnih spektrov pospeška.

Na prvo nihajno obliko ($T_1 = 3,24$ s) sprememba faktorja obnašanja skoraj nima vpliva, zato se moment M_{3-3} bistveno ne spremeni, saj ima nanj prav ta nihajna oblika največji vpliv. Pri drugi nihajni obliki ($T_2 = 2,62$ s) se vrednost v spektru pospeškov pri $q = 3,0$ skoraj za polovico zmanjša, zato je tudi M_{2-2} skoraj za polovico manjši, saj ima nanj druga nihajna oblika največji vpliv.

V preglednici 56 so navedeni pomiki konstrukcije pri mejnem stanju nosilnosti (MSN). Ti se povečajo, saj se dobljeni pomiki pri potresni obtežbi množijo s faktorjem $q = 3,0$. Ker se M_{3-3}

ne zmanjša bistveno, se pomiki $u_{x,MSN}$ skoraj za dvakrat povečajo ($3,0 / 1,5 = 2,0$), medtem ko se pomiki $u_{y,MSN}$ ne spremenijo toliko, saj se tudi M_{2-2} skoraj za polovico zmanjša.

6.6.4 Vpliv števila upoštevanih modalnih oblik

Standard zahteva, da upoštevamo toliko nihajnih oblik, da v vsaki od horizontalnih smeri pri potresu sodeluje vsaj 90% mase. V našem primeru je to zagotovljeno pri upoštevanju 8 nihajnih oblik.

Preglednica 57: Notranje sile pri različnem številu nihajnih oblik (linijski model)

	$u_{x,MSN}$ (cm)	$u_{y,MSN}$ (cm)	Q_{2-2} ($10^3 \cdot kN$)	Q_{3-3} ($10^3 \cdot kN$)	M_{2-2} ($10^3 \cdot kNm$)	M_{3-3} ($10^3 \cdot kNm$)
35 nih. oblik	40,9	40,5	11,2	11,7	446	319
8 nih. oblik	40,9	40,5	11,2	11,7	446	319

Pri upoštevanju 35 nihajnih oblik, kar program maksimalno dovoljuje, sodeluje v obeh smereh 98% mase, medtem ko pri 8 nihajnih oblikah sodeluje v vsaki smeri 92% mase. V preglednici 57 vidimo, da so vsi rezultati analize glede na izpisano natančnost enaki, iz česar lahko zaključimo, da višje nihajne oblike nimajo bistvenega vpliva na notranje sile in pomike konstrukcije. To pomeni, da je zahteva standarda po upoštevanju minimalno 90% sodelujoče mase pri potresu upravičena.

7 PRIMERJAVA Z REZULATI IZ PROJEKTA PO »JUS« STANDARDIH

Za konec naredimo še primerjamo dobljenih rezultatov z rezultati iz PGD projekta »Center za kontrolo zračnega prometa«, oktober 2006, kateri so izračunani ob upoštevanju starih jugoslovanskih »JUS« standardov.

7.1 Nihajni časi

V projektu »Center za kontrolo zračnega prometa« je upošteva dejanska podajnost pilotov, ni pa upoštevana razpokanost prerezov, katere JUS standard ne predvideva. Preglednica 58 prikazuje primerjavo nihanjih časov konstrukcije z razpokanim in nerazpokanim prerezom.

Preglednica 58: Primerjava nihanjih časov: JUS / Evrokod

	Razpokanost prereza	T_1 (s)	T_2 (s)
Evrokod	DA	3,25	2,58
Evrokod	NE	2,62	2,22
JUS	NE	2,83	2,38

Pri primerjavi nihanjih časov pri nerazpokanem prerezu, je nihajni čas po JUS večji. Vzrok za to je, da po JUS standardih pri potresu sodeluje kar 50% koristne obtežbe in celo 100% obtežbe snega. Poleg tega je upoštevana nekoliko manjša vrednost togosti pilotov.

7.2 Notranje sile ob vpetju stolpa

Preglednica 59: Primerjava notranjih sil: JUS / Evrokod

	$U_{\max,MSU}$ (cm)	N_{\max} ($10^3 \cdot kN$)	Q_{\max} ($10^3 \cdot kN$)	M_{\max} ($10^3 \cdot kNm$)
Evrokod – Sp. odziva	16,36	98,6	15,8	563
JUS – Spekter odziva	7,36	134,0	7,6	436
JUS – Akcelogram	12,28	134,0	19,2	578

V PGD projektu po JUS standardih je bila izvedena modalna analiza s spektri odziva in analiza z akcelogramom iz Tolmezza leta 1976.

Iz Preglednice 59 vidimo, da so pomiki vrha konstrukcije iz projekta po JUS standardih precej manjši, toda pomembne so zahteve omejitev pomikov. Po JUS ni omejitve etažnih zamikov, ampak pomik celotne konstrukcije, v tem primeru $h/600$. Tej zahtevi konstrukcija zadošča.

Momenti in prečne sile so po JUS standardih zaradi nihajnega časa konstrukcije večjega od 2,0 s pomnoženi s faktorjem 1,6. Poleg tega so za mejno stanje nosilnosti vse notranje sile pomnožene s faktorjem 1,3. Prečna sila vpetja konstrukcije je pri analizi s spektri odziva po JUS standardih pol manjša glede na naše rezultate, medtem ko je moment ob vpetju primerljiv. Pri analizi z ekcelogramom je moment ob vpetju zelo podoben, prečna sila pa je celo nekoliko večja.

Kljub upoštevanu razpokanosti prereza, ki našem primeru notranje sile v konstrukciji bistveno zmanjša, z analizo po Evrokodih dobimo večje pomike in notranje sile, kar kaže na večjo zahtevnost standarda in poslednično večjo varnost konstrukcije.

7.3 Primerjava dimenzioniranja prereza ob vpetju: JUS / Evrokod

Prav tako kot smo izračunali mi, je tudi tu ob vpetju na skoraj vseh mestih predvidena minimalna armatura. Ta je za stene, z upoštevanjem armature robni objektih stebrov in armature po steni, približno enaka 0,40%, kar je celo nekaj več, kot smo izračunali po EC8, kjer je bila 0,32.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi je prikazan statični izračun betonske konstrukcije novega stolpa za nadzor zračnega prometa na Brniku. Iz konstrukcijskega vidika je stolp armiranobetonsko jedro višine 100 m, ki preko temeljne plošče dimenzij 20,25 x 20,25 m in debeline 2,0 m leži na 36-ih armirano betonskih pilotih premera 1,0 m in dolžine 31,0 m.

Najprej je obravnavana arhitektura konstrukcije, katera je ločena na nosilno in nenosilno, katera predstavlja dodatno stalno težo. Koristna obtežba je določena po SIST ENV1991-2-1 glede na vrsto uporabe posameznega prostora. Po SIST ENV1991-2-3 je določena obtežba snega glede na geografsko lego ter višino. Obtežba vetra je določena po SIST ENV1991-2-4 in se z višino povečuje in je odvisna od geografske lege, vrste terena in lastnosti konstrukcije. Potresna obtežba je določena po EN1998-1. Na karti potresne ogroženosti Slovenije je na območju Brnika referenčni pospešek enak 0,225 g. Objekt spada v III kategorijo pomembnosti, tip zemljine je »C«, odločili smo se za srednjo stopnjo duktilnosti, za konstrukcijski sistem smo vzeli obrnjeno nihalo, kateremu ustreza faktor obnašanja 1,5.

Prikazano je modeliranje konstrukcije v dveh računalniških programih na dva različna načina. V programu ETABS je konstrukcija modelirana s linijskimi elementi. Stolp nadomešča konzola, katere posamezni deli imajo lastnosti betonskega jedra stolpa. V programu SAP2000 je konstrukcija sestavljena iz ploskovnih elementov, kjer posamezne stene tvorijo stolp. V obeh primerih konstrukcija stolpa leži na temeljni plošči iz ploskovnih elementov. Pod temeljno ploščo so elastične vzmeti, ki nadomeščajo pilote. Vplivi na konstrukcijo so upoštevani kot točkovna, linijska ali ploskovna obtežba. Potresna obtežba je podana v obliki projektnega potresnega spektra. Obtežne kombinacije so določene po SIST ENV1991-1.

Navedeni in komentirani so različni rezultati analize kot so nihajni časi konstrukcije, pomiki, notranje sile in avtomatsko izračunana količina armature. Prvi nihajni čas za linijski model je 3,25 s, za ploskovni model 3,37 s. Pomiki na vrhu konstrukcije so pri potresni obtežbi v obeh modelih enaki 41 cm v vsak izmed smeri X in Y, pri obtežbi vetra pa vsaj pol manjši.

Rezultati linijskega in ploskovnega modela se zelo dobro ujemajo, odstopanja se pojavijo le pri količini potrebne armature. Pri linijskem modelu dobimo minimalno armaturo 0,32%, pri kateri je izkoriščenost prereza 0,395, medtem ko pri ploskovnemu modelu dobimo delež potrebne armature 0,48%. Vzrok različne količine armature je v tem, da je pri linijskem modelu prerez obravnavan kot celota, potrebna armatura pa je določena pri mejnih deformacijah za armiranobetonski prerez. Zaradi razmeroma velike tlačne osne sile dobimo celo potrebno armaturo negativno, kar pomeni, da sploh ni potrebna. Seveda je potrebna minimalna armatura. Pri ploskovnem modelu je vsaka točka stene obravnavana posebej in pri največji natezni napetosti je določena armatura posamezne točke. Ploskovni model ne upošteva razpokanosti prereza oz. mejnih deformacij armiranobetonskega prereza, ampak prerez obravnava kot kompaktnega, kjer se vse natezne napetosti pokrijejo z armaturo.

Vzrok nizkega deleža armature (minimalna armatura) je velika tlačna osna sila. Razlaga za to, da armatura računsko ni potrebna je, da je moment na točko rezultante tlačnih napetosti v betonu zaradi lastne teže večji od momenta zaradi zunanjih obremenitev. Ker ploskovni model ne upošteva mejnih deformacij, je vpliv osne sile na zmanjšanje armature manjši in tako dobimo določen delež armature.

V vseh pogledih so merodajne potresne obtežne kombinacije, tako za pomike, notranje sile in dimenzioniranje konstrukcije. Ključnega pomena za potresno obtežbo pri konstrukciji take višine je nihajni čas. Prva dva nihajna časa sta dolga, iz spektra pospeškov dobimo majhne vrednosti, pri njih sodeluje največ mase in zato konstrukcija dobi razmeroma majhno obremenitev.

Zanimivo je, kako sprememba posameznega vhodnega podatka vpliva na rezultate analize. Upoštevanje togega vpetja konstrukcije prinese dvakratne momente ob vpetju, saj ima bolj toga konstrukcija krajši nihajni čas in s tem večjo potresno obremenitev. Podoben učinek ima upoštevanje razpokanosti prereza ob potresu. Zanimivo se pri tem pomiki skoraj nič ne spremenijo, saj se približno za enak delež povečata obremenitev in togost.

Upoštevanje faktorja obnašanja $q = 3,0$ namesto $q = 1,5$ ima različen vpliv v obeh pravokotnih smereh. V smeri večjega nihajnega časa je že pri $q = 1,5$ vrednost iz spektra

pospeškov skoraj minimalna, zato v tej smeri zmanjšanje nima tako velikega vpliva. Večji vpliv je v drugi smeri, kjer je pri $q = 1,5$ večja vrednost iz spektra pospeškov, pri $q = 3$ pa je ta minimalna. Ostali nihajni časi so krajši od 0,6 s in ima nanje sprememba faktorja obnašanja večji vpliv.

EC8 zahteva upoštevanje tolikih nihajnih oblik, da v vsaki smeri niha vsaj 90% mase. Ob upoštevanju 35 nihajnih oblik je v našem primeru sodelovalo 98% mase v vsaki smeri, pri 8 nihajnih oblikah pa 92%. Pri dobljenih pomikih in notranjih silah glede na našo natančnost izpisa ni bilo nikjer nobene razlike, iz česar sledi, da imajo višje nihajne oblike majhen vpliv na konstrukcijo.

Stolp kot celota je konstrukcijsko dobro zasnovan, je zelo tog, tako da ni problemov s pomiki, prav tako notranje sile glede na nosilnost niso velike, kar ima za posledico, da zadošča minimalna armatura. Kljub temu, da računsko ne potrebujemo armature, se odločimo za minimalno armaturo po načelih potresovarne gradnje kot predvideva standard EC8 in ne npr. le po načelih standarda EC2. Vzrok temu je negotovost pri lastnostih podajnosti temeljev, saj smo za privzeto togost temeljev dobili potrebno količino armature enako 0,0%, pri popolnoma togih temeljih pa 0,66%. Dejanski rezultat je verjetno nekje vmes, saj smo podajnost temeljev izračunali iz nosilnosti pilotov, katera je verjetno večja od projektirane, kar pomeni, da je dejansko vpetje stolpa bolj togo, kot smo upoštevali v računu.

Za konec smo dobljene rezultate primerjali z rezultati iz PGD projektne dokumentacije »Center za kontrolo zračnega prometa«. Pomiki konstrukcije za mejno stanje uporabnosti so po standardih Evrokod večji kot po JUS, toda zahteve po omejitvi pomikov so manj stroge. Momenti in prečne sile so po EC8 nekoliko večji, kljub temu, da je potrebno upoštevati razpokanost prereзов, kar v našem primeru momente in prečne sile precej zmanjša. V obeh primerih je bila potrebna le minimalna armatura.

Pokazali smo, da je zasnova stolpa za kontrolo zračnega prometa na Brniku konstrukcijsko zelo dobro zasnovana. Notranje sile so za vse obtežne kombinacije manjše od nosilnosti betonskega prereza brez armature, kar pomeni, da zadostuje minimalna armatura. Tudi pomiki niso večji od omejitev, katere zahteva EC8. Prerez je zelo enakomerno izkoriščen glede na

poljubno smer delovanja momenta, kar je racionalno, vendar so izkoriščenosti minimalne, zato bi bilo verjetno možno zmanjšati debelino sten in na ta način zmanjšati investicijske stroške gradnje.

Končna splošna ugotovitev diplomske naloge je, da je projektiranje z računalnikom zelo učinkovito, hitro in razmeroma preprosto v primerjavi z ročnim računom. Zelo pomembna je zasnova modela, predvsem določitev nosilne konstrukcije, vrste podpiranja, načina vnosa obtežbe ipd. Potrebno je izbrati optimalno razmerje med učinkovitostjo in obsegom modela. Zelo pomembna je kontrola in kritična ocena rezultatov, saj lahko dokaj hitro pride do napake.

VIRI

Fajfar P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAAG: 500 strani

Rogač R., Saje F. 1989. Priročnik za dimenzioniranje armiranobetonskih konstrukcij po metodi mejnih stanj. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, VTOZD Gradbeništvo in geodezija, Katedra za masivne in lesene konstrukcije: 361 strani

Berdajs A., Brtoncelj J., Gruden T., et al. 2001. Gradbeniški priročnik (druga izdaja). Ljubljana. Tehniška založba Slovenije: 509 strani.

Standardi:

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

EN1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

SIST ENV1991-2-3:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 2-3: Vplivi na konstrukcije – Obtežbe snega.

SIST ENV1991-2-4:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 2-4: Vplivi na konstrukcije – Vplivi vetra.

SIST ENV1991-1:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 1: Vplivi na konstrukcije

SIST ENV1991-2-1:1998. Evrokod 1: Osnove projektiranja in vplivi na konstrukcije. Del 2-1:
Vplivi na konstrukcije – Gostote, lastna teža ter koristne obtežba

Projektna dokumentacija: »Center za kontrolo zračnega prometa«, oktober 2006:

PROJEKTANT: Kontrola zračnega prometa Slovenije d.o.o.

GRADBENE KONSTRUKCIJE: Elea iC.

ARHITEKTURA: Sadar in Vuga arhitekti d.o.o.

Internetni viri:

Karta potresnega pospeška tal. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija
Republike Slovenije za okolje.

http://hmljn.arso.gov.si/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.html (1.2.2007)

Računalniške animacije projekta. 2006. Sadar in Vuga arhitekti.

<http://www.sadarvuga.com/php/project.php?id=10> (1.6.2007)