

Šerif Dunica¹, Branislav Životić², Aleksandar Bojović³

NOVI TORANJ NA AVALI. KONSTRUKCIJA TORNJA

Novi Toranj na Avali svečano je otvoren aprila 2010. Projektovan je i izgrađen na lokaciji starog tornja (1964-1999.) i po obliku betonskog dela konstrukcije definisanim arhitekturom 1960. Projekt konstrukcije novog tornja potpuno je novi projekt ne samo zato što stari glavni i izvođački projekt nisu sačuvani već pre svega zbog više od dva puta većeg opterećenja vетром u odnosu na proračun 1960. U radu se prikazuju bitne okolnosti projektovanja kao i pojedinosti tretmana delovanja veta kao dominantnog opterećenja, zatim i karakteristike betonskog i čeličnog dela konstrukcije uz poređenja sa starom konstrukcijom.

THE NEW AVALA TOWER. THE TOWER STRUCTURE

The New Avala Tower was officially opened in April 2010th. The new tower was designed and built at the site of the old tower (1964-1999) and according to the concrete structure shape defined by architectural design from 1960. The new tower structure design is completely new design, not only because the old detailed and construction design were not saved, but primarily because the wind load is more than two times larger in comparison to the calculations from 1960th. The paper describes significant designing circumstances and also the details of wind action effects as a dominant load, and the characteristics of concrete and steel structures components with a comparison to the old structure.

¹ Prof. dr dipl.ing.građ., redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd.

² dipl.ing.građ., direktor Zavoda za konstrukcije, Saobraćajni institut CIP, Nemanjina 6, Beograd.

³ dipl.ing.građ., tehnički direktor, Delfin Inženjering, d.o.o., Jastrebovljeva 25, Beograd.

1 UVOD

1.1 OPŠTE O TORNJU

Toranj na Avali je ponovo izgrađen i zvanično otvoren 21. aprila 2010. Time je, uz veliku medijsku pažnju i pompu, ponovo oživljen jedan od simbola Beograda.

Izvedena konstrukcija Tornja u svakom pogledu zaslužuje komplimente i u mnogo čemu – praktično svim aspektima gradnje, daleko nadmašuje aktuelnu konstruktorsko-izvođačku praksi u Srbiji. Dobijena priznanja – od strane profesionalnih institucija i najšire javnosti, izvođači su u potpunosti zasluzili.

Što se projekta Tornja tiče, (ovde ćemo se ograničiti samo na konstrukciju – kao direktno tretiranu temu, mada isto važi i za sve ostale projekte po strukama), projekat je ostao u potpunoj senci - i opšte, i stručne javnosti. Medijsko izveštavanje je isključivo pominjalo samo projektante prvobitnog tornja 1960. Otuda je sasvim logično verovanje javnosti, čak i stručne, da su projektanti 2005./2009. samo “prepisali” originalni projekt, eventualno dodali neke pojedinosti, i da sve zajedno jedva i da stiže do nivoa rutinskog posla. Jednostavno rečeno: šta su uopšte radili projektanti 2005, kad je toranj uspešno preživeo 35 godina do nasilnog rušenja 1999. i kad je samo trebalo ponoviti projektovano 1960?

U nastavku teksta daće se odgovor na prethodno pitanje i detaljniji prikaz rada konstruktora, dopunjajući već objavljene radove [8] i [9].

1.2 ISTORIJSKI OSVRT

Prvobitni Toranj na Avali projektovan je i izведен u vreme opšte ekspanzije elektronskih medija, pogotovo televizije, kad su konstrukcije-nosači antenskih sistema bile tehnička osnova sistema u celini. Prema prirodi namene, ove konstrukcije su morale da budu visoke i vitke. Dominantno opterećenje je – logično – opterećenje vетром. Za današnju ocenu tehničko-istorijskog trenutka nastanka projekta Tornja na Avali bitne su stoga dve ključne teme: opterećenje vетром visokih i vitkih objekata uopšte i njihovo projektovanje i izgradnja.

U pogledu opterećenja vетром norme u svetu su uzimale u obzir prirodu fenomena delovanja veta na visoke objekte, međutim, na uprošćen način, preko dijagrama pritisaka veta – linearnih, paraboličnih ili stepenastih. Primeri su, pre svega u Jugoslaviji 1960. oficijelno važeći Privremeni tehnički propisi PTP-2:1948 (važeći dakle i za projekt [1], nastali na osnovu DIN 1055-4:1938, kasnije 1953), a i nešto naprednija nemačka norma DIN 1056:1956 za slobodno stojće dimnjake. Uporedno su bila u toku i naučna istraživanja proračunski detaljnijeg definisanja delovanja veta, u Nemačkoj npr. radovi Rausch (Rausch) primenjeni u Projektu [1], gde je prvi put uveden pojam dinamičkog koeficijenta pri delovanju veta.

U pogledu izvođenja, u svetu je do 1965. izvedeno više vrlo visokih konstrukcija tornjeva, npr: Tokijo 1958, čelična konstrukcija, H=332,6 m; Kanzas Siti 1956, čelična konstrukcija, H= 317,6 m; Sankt Peterburg 1962, čelična konstrukcija, H=311,2 m; Beč 1955. – betonska konstrukcija, H=255 m; Donersberg (Nemačka) 1962, H=204,8 m; Guangdong (Kina) 1965, H=200 m; Dortmund (Nemačka) 1959, H=219,6 m; Štuttgart (Nemačka) 1955, betonska konstrukcija, H=216,8 m (prvi betonski TV-toranj u svetu i uzor za mnoge u svetu; izgrađen za 20 meseci); Berlin 1964, H=212 m;

Zajedničko za pomenute betonske tornjeve i nepomenute – izgrađene kasnije, je kružnocilindrični presek stabla i širenje preseka ka temelju , što je sa konstruktorske tačke

gledišta opravdano, presek sa najmanjim koeficijenom sile u odnosu na druge preseke (kvadratne, pravougaone, trougaone) i logično povećanje preseka prema momentima savijanja.

Oslanjanje tornja na tri noge, (koliko je poznato ovim potpisnicima na osnovu dugih pretraga po Internetu), primenjeno je jedino na tornju na Avali i tornju u Rigi, Litvanija (građen 1979-1986, $H=368,5$ m), sa srazmerno daleko višim nogama i mnogo niže postavljenim vidikovcem – na 97 m samo).

1.3 PROJEKAT STAROG TORNJA

Projekat starog tornja praktično nije sačuvan. Postoje jedino Statički proračun [1] i delovi Idejnog projekta. Ništa od izvođačke dokumentacije nije sačuvano.

Na samom početku rada na projektu novog tornja septembra 2005, u prvim preliminarnim proračunima uočena je nedovoljna nosivost konstrukcije tornja pri opterećenju vетром prema aktuelnim normama SRPS U.C7.110:1991 do SRPS U.C7.113:1991. Poređenje opterećenja vетром prema PTP-2:1948 i SRPS U.C7.113:1991 pokazalo je, međutim, da su razlike izračunatih sila u presecima $N, V, M(W)$ relativno male i da promena normi nikako ne može da bude uzrok problema.

Pregled Statičkog proračuna [1] je razrešio dilemu: opterećenje vетром tornja nije izračunato korektno 1960! Profil vетра $v(h)$ ili $q_w(h)$ definisan stepenastom krivom u PTP-2:1948, (slika 2), zanemaren je. Umesto toga (slika 1) računato je sa $q_w(h)=\text{const} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ tj. da promene brzine vетра sa visinom $v(h)$ nema!

[1], str. 64: „Uticaj opterećenja od vетra“

„Pošto je vетar glavno opterećenje koje napada na toranj, izvršićemo detaljnu analizu ovoga opterećenja. Pri ovome će se naročito voditi računa o dinamičkom dejstvu vетra. Prema podacima Savezne meteorološke uprave najveća brzina vетra u okolini Beograda i na visini od 500 m iznosi 110 km/h ili 30 m/s.“

[1], str. 65:

„Statički pritisak vетra pri ovoj brzini je: $W = v^2/16 = 30^2/16 = 56,2 \text{ kg/m}^2$.

Dinamički uticaj vетra odredićemo po teoriji Rausch-a (Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben, 1959).“

[1], str. 76:

$$W = 56,2 \cdot 1,735 = 97 \text{ kg/m}^2$$

Za gaoj vetrovaca učinjeno $W = 100 \text{ kg/m}^2$

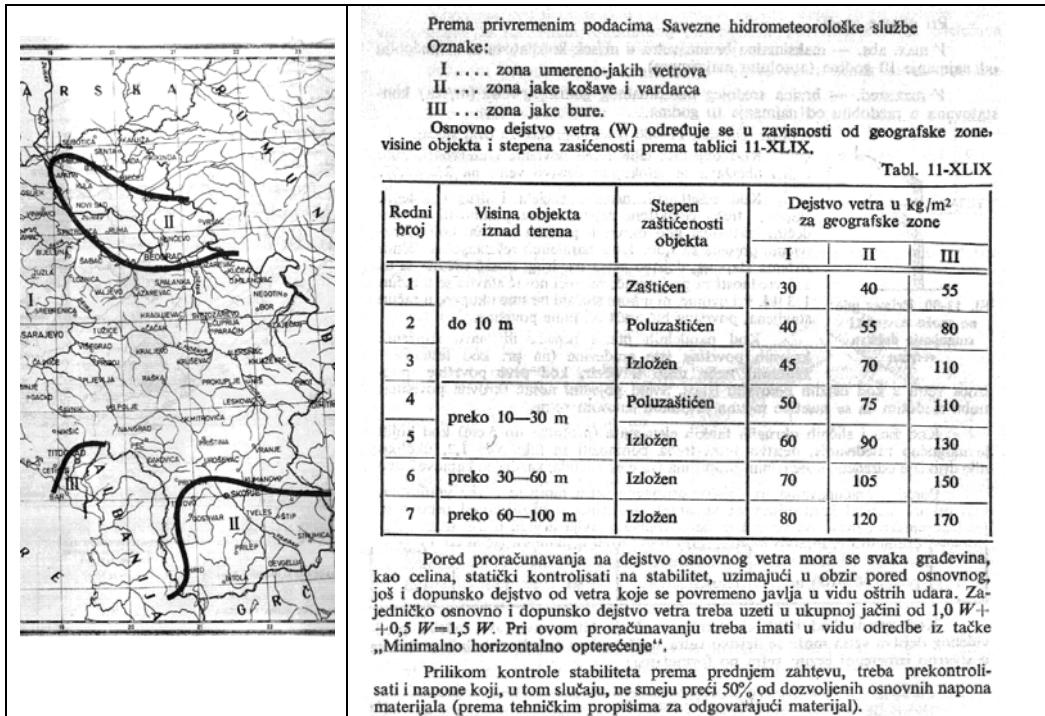
uzroj besedenu stuporu

Slika 1: Citati i faksimil iz Statičkog proračuna Tornja na Avali 1960.

Posledica je bila nerealno niska vrednost $q_w(h)$, manja čak i od potrebne prema PTP-2:1948 (slika 2): $q_w(h) = 1,00 \text{ kN/m}^2 < q_w(h=10)_{\text{PTP-2}} = 0,70 \times 1,50 = 1,05 \text{ kN/m}^2 < q_w(h=60-100)_{\text{PTP-2}} = 1,20 \times 1,50 = 1,80 \text{ kN/m}^2$.

Kasnijim pregledom arhivske dokumentacije došlo se do Studije [6] i [7] Građevinskog fakulteta u Beogradu iz 1985. koja je imala smisao isti zaključak – da opterećenje vетром iz [1] nije korektno.

Studija [6] i [7] kasnije je, međutim, potpuno zaboravljena i kao takva (arhivirana i zaboravljena) nije ni uzeta u obzir prilikom izrade Projektnog zadatka [2].



Slika 2: Faksimili iz PTP-2:1948 o opterećenju vetrom.
(Toranj na Avali nalazi se u geografskoj zoni II i u grupi izloženih objekata.)

Iz prethodnog sledi da o preuzimanju Projekta 1960, čak i da je sačuvan u celini, nije moglo biti ni govora jer bi to vodilo izgradnji tornja sa samo oko 50% potrebne nosivosti!

Sa druge strane gledano, da je u [1] opterećenje vетром izračunato korektno momenti savijanja bi bili bitno veći, odatle bi bili potrebni veći preseci betonskog dela tornja, pa bi verovatna posledica bila i promena arhitekture tornja.

Promena arhitekture je bila moguća 1960, 2005, međutim, ne. Projektanti konstrukcije 2005. jednostavno su morali da realizuju dati skulptorski oblik betonskog dela tornja po svaku cenu, bez i najmanje izmene uprkos radikalno promjenjenim okolnostima u pogledu dominantnog opterećenja!

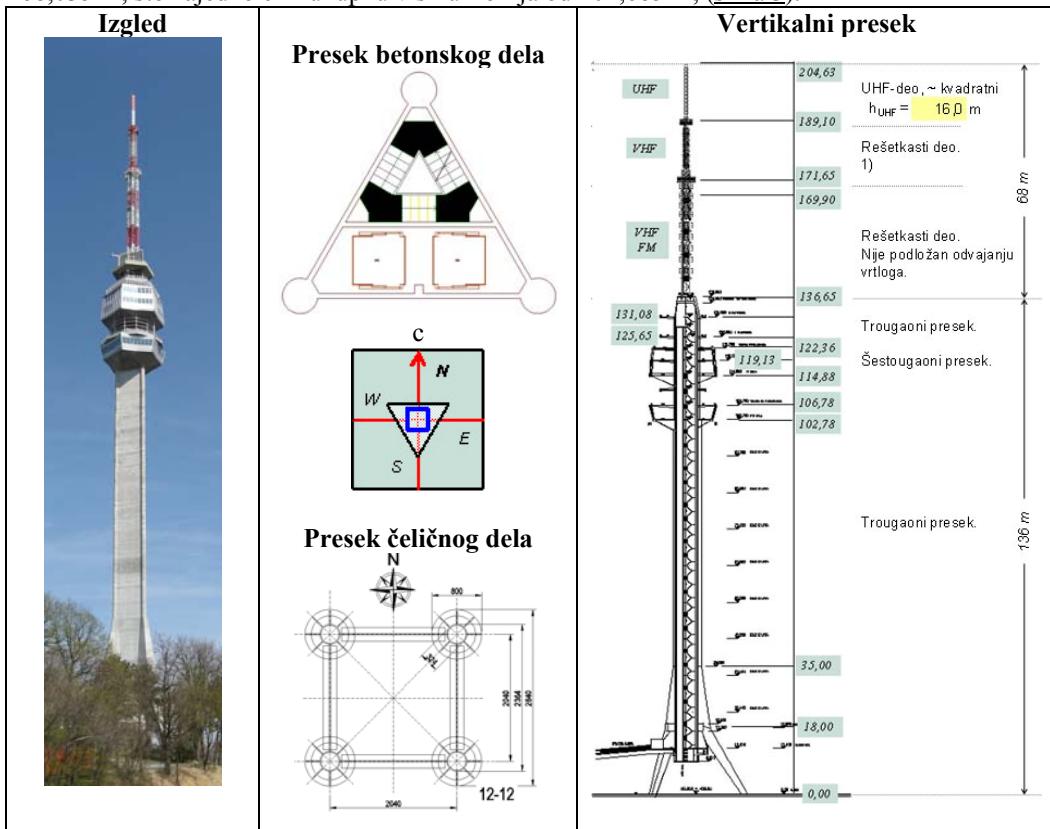
2 PROJEKTNI ZADATAK ZA NOVI TORANJ

Projektnim zadatkom [2] i Urbanističko-tehničkim uslovima određeno je da novi Toranj bude turistički objekt, koliko je moguće i telekomunikacioni i da bude istih dimenzija i izgleda kao stari. Telekomunikacionu namenu definisao je Projektni zadatak [3] RTS-a i njegove kasnije izmene 2009.

3 PROJEKAT KONSTRUKCIJE NOVOG TORNJA

3.1 UVOD

Projekt [4] i [5] novog Avalskog tornja poštovao je sve zahteve Projektnih zadataka [2] i [3] pa je konstrukcija podeljena na armiranobetonski deo visine 136,650 m i čelični deo visine 68,035 m, što zajedno čini ukupnu visinu Tornja od 204,685 m, (slika 3).



Slika 1: Novi Toranj na Avali.

Betonski deo konstrukcije je po svim dimenzijama identički jednak dimenzijama zadatim arhitekturom 1960. Čelični deo je potpuno različita konstrukcija u odnosu na prvobitnu, i po preseцима, i po visini.

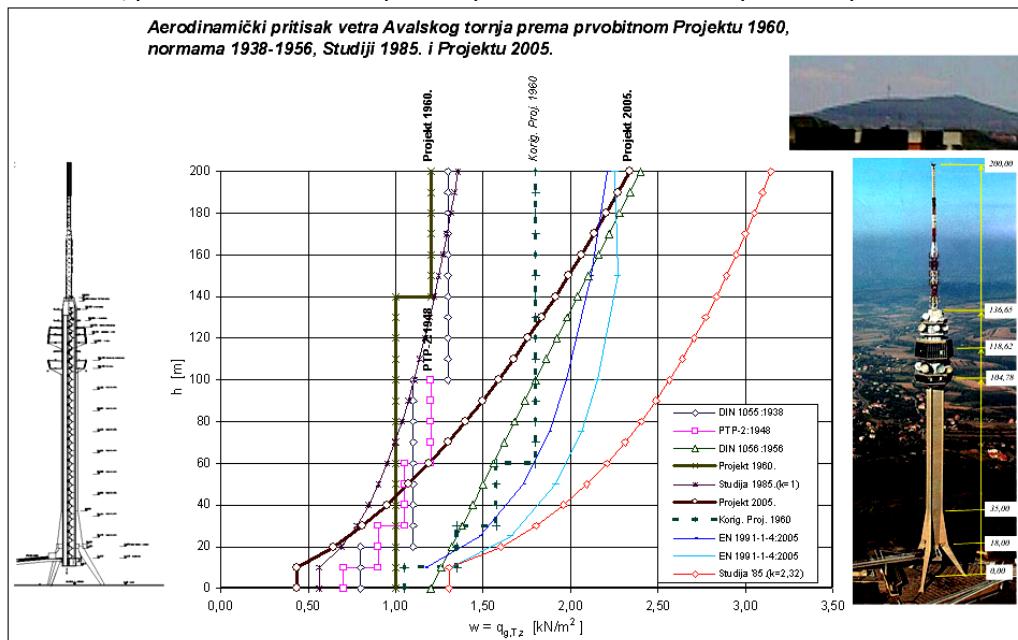
U projektu konstrukcije [4] i [5] dominantne su tri oblasti – prema prirodi konstrukcije: opterećenje vетром kao dominantno, betonski deo konstrukcije i čelični deo konstrukcije tornja.

3.2 OPTEREĆENJE VETROM

Opterećenje vетром je dominantno opterećenje tornja, oko dva puta veće od seizmičkog. Zbog svog značaja za ovakvu vrstu konstrukcija inače, a pogotovo obzirom na opisane

(neočekivane) okolnosti iz t. 1.3, analizovano je izuzetno detaljno. Kratak pregled razmatranja i proračuna:

- osnovne brzine vetra prema raznim izvorima; usvojeno $v_{m,50,10} = 19 \text{ m/s}$ uz $t = 1 \text{ h}$;
- orografska (topografija): toranj je na brežuljku čime se brzine i aerodinamički pritisci vetra povećavaju;
- hrapavost terena: šumski teren u podnožju i relativno ravan u široj okolini;
- povratni periodi projektne brzine vetra: $T=1 \text{ god}$ za upotrebljivost UHF-antena, $T=10 \text{ god}$ za kombinaciju delovanja veta i leda, $T=50 \text{ god}$ za nosivost konstrukcije;
- krutost konstrukcije: odlučujuća je krutost betonskog dela konstrukcije gde masa čelične konstrukcije ima zanemarljiv uticaj na veličinu frekvencija oscilacija; $n_1 = 0,21 \text{ Hz}$;
- koeficijenti sile delova konstrukcije: na betonski deo tornja prema britanskoj normi BSI-CP3-V-2:1972 kao $C_f = 1,65/1,15$ (na stranu/ugao trougla preseka, gde je u [1] bilo $C_{f,1960} = 1,20/0,80$); na čelični deo konstrukcije kao četvorozidnu rešetku sa kružnocijindričnim štapovima $C_f = 1,15 < C_{f,1960} = 2,80$ za trougaonu rešetku sa oštropivičnim štapovima);
- aerodinamički pritisak veta (slika 4) i opterećenje vетrom kao rezime prethodnih uticaja i veličina, proračun za svaki od 8 pravaca po azimutu i za svaki od povratnih perioda veta T .



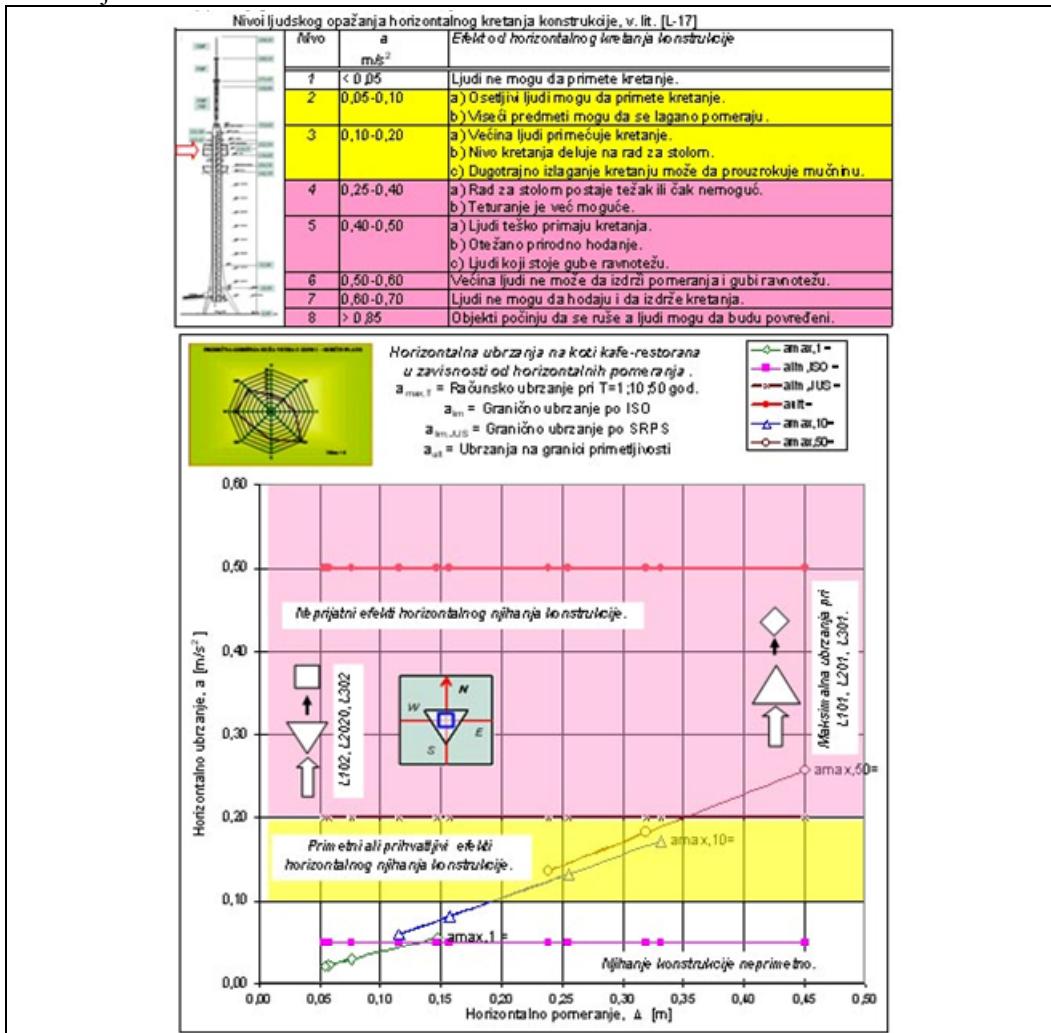
Slika 4: Uporedan prikaz aerodinamičkih pritisaka veta prema projektima 1960, 2005. i raznim normama.

Prikazane krive: Projekt 1960. [1], „Korigovani projekt 1960.“= kako je bilo neophodno po PTP-2:1948, Projekt 2005. [4] i [5], Studija 1985. [6] i [7], DIN 1056:1956, EN 1991-5:2005 (dve krive).

Iz dijagrama aerodinamičkih pritisaka veta q_w očigledna je ogromna diskrapancija Projekt [1]/PTP-2:1948, Projekt [1]/ DIN 1056:1956 i Projekt [1]/Projekt [4] i [5]. Tok q_w npr. prema DIN 1056:1956 kao linearan i jednostavan, je čak približno jednak istom prema 50 godina kasnijoj normi EN 1991-5:2005!

Uz opterećenje vетром, deformacije i sile u presecima, proračunato je i sledeće što direktno proistiće iz delovanja vетра:

- upotrebljivost sistema UHF-antena na vrhu tornja kao rotacija $\varphi \leq 1^\circ$ pri $v_{\max} = 70 \text{ km/h}$;
- stabilnost konstrukcije pri odvajanju vazdušnih vrtloga za razne vrednosti Strouhalovog broja $St = 0,12$ do $0,20$ (pošto tačni St nisu poznati jer modelska ispitivanja nisu rađena);
- horizontalna ubrzanja $a_H [\text{m/s}^2]$ konstrukcije na nivou kafe-restorana (kota 119,13 m), kao jedine prostorije u kojima povremeno borave ljudi, pri povratnim periodima veta $T = 1; 10; 50 \text{ god}$, prema SRPS U.C7.111:1991 i EN 1991-5:2005;
- zamor čeličnog dela konstrukcije tornja pri odvajanju vazdušnih vrtloga od konstrukcije tornja.



Slika 2: Dijagrami proračunskih horizontalnih ubrzanja za razne T [god] i pravce veta.

Rezultat proračuna horizontalnih ubrzanja (slika 5) prema izrazu iz SRPS U.C7.111:1991 dao je zadovoljavajući rezultat, ako se kao kriterijum uzme $a_H \leq a_{\lim} = 0,20 \text{ m/s}^2$, (videti i [10]).

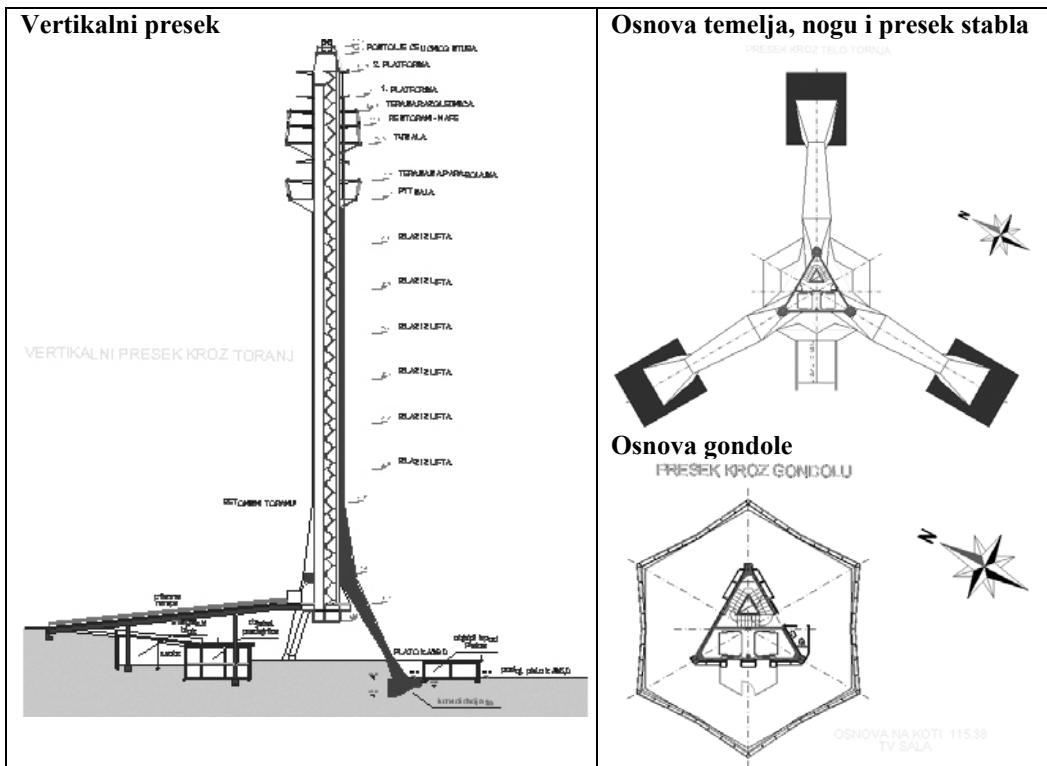
Ovde je potrebno naglasiti da je proračun horizontalnih ubrzanja mogao da bude samo približno tačan obzirom na veliki broj promenljivih i njihove složene međuzavisnosti:

$a_H = a(\delta_H)$, $\delta_H = \delta(w)$, $w = w(q_w, C_f)$, $q_w = q(\text{topografija i hrapavost terena})$, topografija i hrapavost terena = $f(\text{pravca delovanja veta po azimutu})$; (a_H = horizontalno ubrzanje, δ_H = horizontalno pomeranje, q_w = aerodinamički pritisak veta, C_f = koeficijenti sila delova konstrukcije, gde se uticaji topografije i hrapavosti terena, i oblika konstrukcije kroz C_f mogu odrediti samo empirijski – eksperimentalno, što nije rađeno).

Izborom materijala betonskog dela tornja – betona visoke čvrstoće, odatle i povećanog modula elastičnosti E_c i adekvatnim konstruisanjem čeličnog dela tornja sa minimalno mogućim q_w projektanti su učinili sve i jedino moguće da se uticaj početnog hendikepa betonskog preseka opisan u t. 1.3 smanji na realni minimum.

3.3 BETONSKI DEO KONSTRUKCIJE TORNJA

Osnovni problem projektovanja betonskog dela tornja (slika 6) bio je elementaran: može li se uopšte projektovati, a posle i izvesti, konstrukcija unapred datih preseka i dimenzija, ali za 2 do 2,5 puta veće sile u presecima od onih po kojima je pomenuti zadati presek određen?



Slika 6: Betonski deo konstrukcije tornja.

Svi predlozi projektanata da se bar neka od dimenzija promeni su odbijeni: veličina strane osnovnog trougla stabla (zadato je $a = 7,000 \text{ m}$), prečnik roglja (zadato $d = 1040 \text{ mm}$, predlog $d \geq 1200 \text{ mm}$), debljina zida stabla (zadato $t = 150 \text{ mm}$, predlog $t = 200 \text{ mm}$).

Obrazloženje je bilo da bi bilo koja od promena narušila originalnu arhitekturu i arhitektonsku unikatnost objekta. Obzirom na prethodno, projektanti betonskog dela konstrukcije tornja striktno su se držali zadate geometrije. Pregled najbitnijih pojedinosti betonske konstrukcije dat je u narednoj tabeli – tabela 1.

Tabela 1: Pregled pojedinosti betonske konstrukcije tornja iz 1965. i 2010.

Tema	Toranj 1965-1999.	Novi toranj prema [4].
Opšta geometrija	Prema arh. projektu 1960.	Prema arh. projektu 1960.
ukupna visina	136,650 m	136,650 m
strana trougla stabla	7,000 ,	7,000 ,
prečnik roglja	1,040 m	1,040 m
debljine zidova stabla	0,150 m	0,150 m
debljine ploča gondola	0,090 m	0,100 m
debljina ploče na 136,65 m	0,800 m	1,500 m
Fundiranje	Stope ?x?x?	Stope 6,00x7,30x2,00 m.
Veza nogu i temelja	Zglobna	Kruta
Ploča na dnu stabla		Dimenzionisana na udar lifta.
Prednaprezanje stabla	Ne	3 kabla/1 rogalj, 17 - 59 m: $N_k = 3F_p = 10389 \text{ kN}$
Čvrstoće betona		
temelj	Nepoznati podaci.	MB35
noge	(Izvođački projekt nije sačuvan)	MB60
stablo do 102 m		MB60
stablo 102-136 m		MB50
Armatura		
stablo 19-136 m	Glatka armatura	B500
noge	u svim delovima konstrukcije	B500
temelji		Č0551-2 (RA 400/500)
ostali delovi konstrukcije		Č0551-2 (RA 400/500)
Količina armature	?? t	438 t
Količina kablova	0	5 t

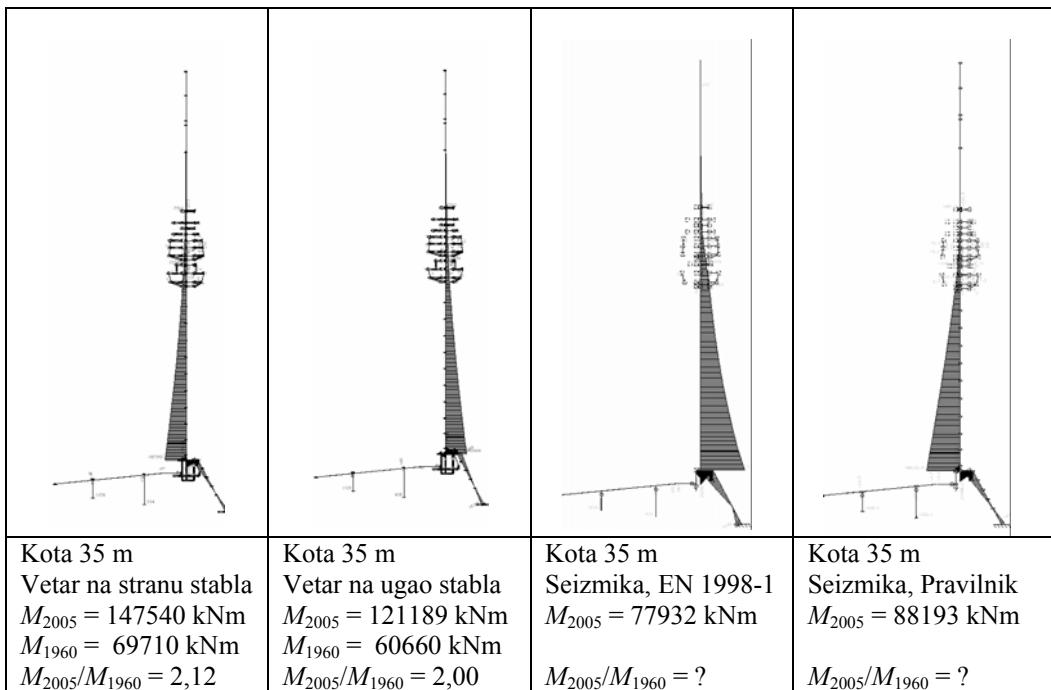
Proračun konstrukcije urađen je na tri proračunska modela primenom programa *TOWER*.

Opterećenja tornja: težina konstrukcije, stalni tereti, korisna opterećenja prostorija, sile prednaprezanja rogljeva, vетар по SRPS U.E7.113:1991 ($T = 50$ god iz dva pravca – на страну и угао stabla), seizmika prema Pravilniku za inženjerske objekte (akcelerogrami за земљотресе Z1 и Z2) и EN 1998-1:2004.

Veličine presečnih sila su pokazale uticaj bitno povećanog opterećenja vетром u odnosu na projekt 1960. [1] – slika 7.

Dimenzionisanje preseka delova betonske konstrukcije obavljen je ovako:

- ploče – kose i horizontalne, grede: prema PBAB:1987;
- noge i stablo: po teoriji II reda i prema EN 1992-1-1:2004; primedba: dimenzionisanje prema PBAB:1987, zahtevalo bi, čak i za slučaj usvajanja najveće moguće marke betona MB60, povećanje dimenzija poprečnog preseka stabla, što je suprotno zahtevima definisanim u okviru Projektnog zadatka [2].

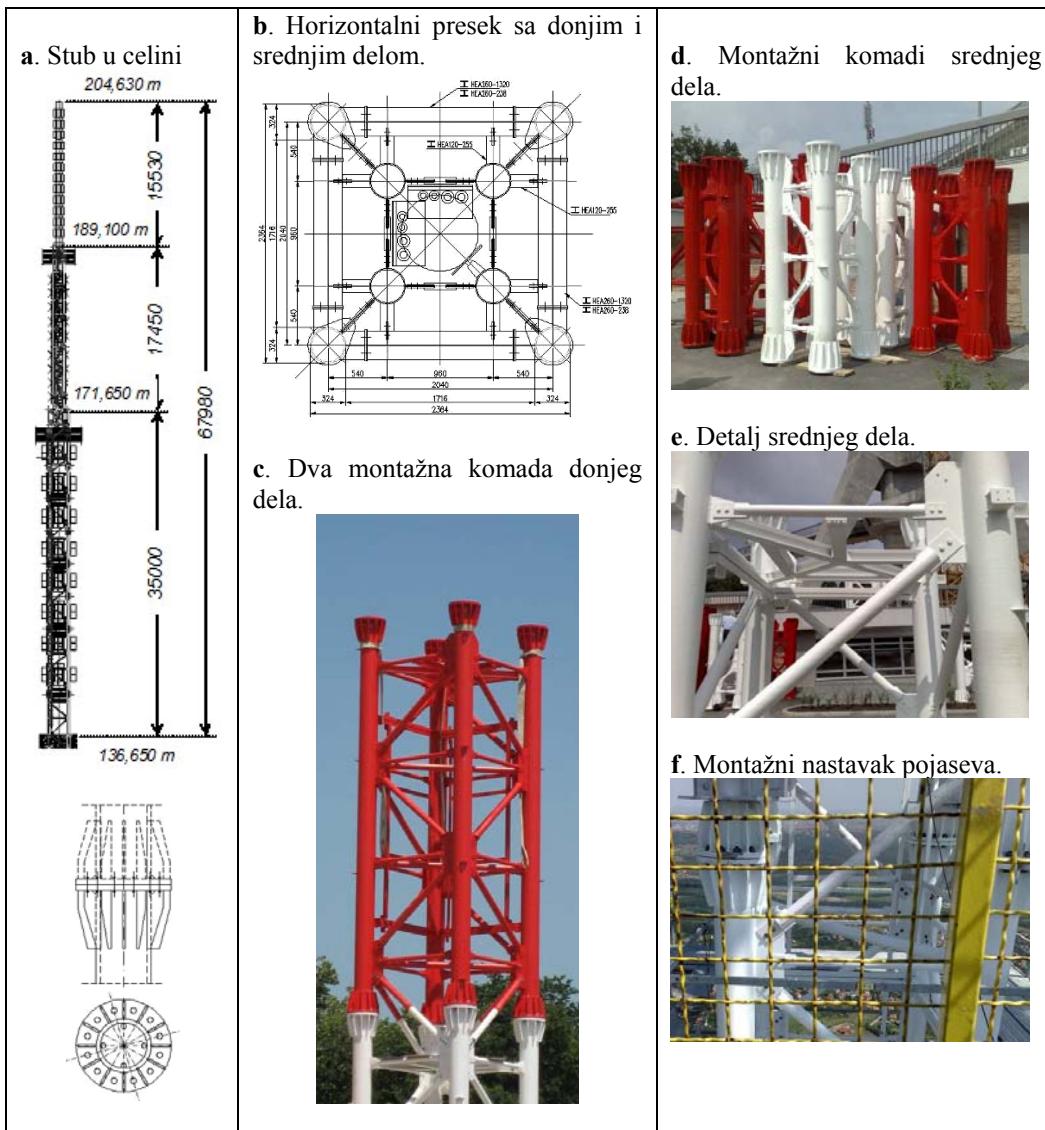


Slika 7: Pregled momenata savijanja tornja prema projektima 1960. i 2005.

3.4 ČELIČNI DEO KONSTRUKCIJE TORNJA

Osnovne karakteristike čeličnog dela konstrukcije tornja, (slika 8 i tabela 2):

- **Izbor oblika konstrukcije** kao četvorozidne rešetke proistekao je: 1) iz tehničkih uslova [3] i 2) imperativa koji sledi iz proračuna opterećenja vетrom, da se opterećenje vетrom čeličnog dela konstrukcije smanji na najmanju moguću meru. Uslov 2) je odredio vrstu šapova konstrukcije – kao kružnocilindričnih cevi.
- **Dimenzije konstrukcije:** Dimenzije konstrukcije – dužine donjeg, srednjeg i gornjeg (UHF) dela stuba proistekle su direktno iz tehničkih uslova [3]. Gabarit konstrukcije, uključujući tu sve elemente preseka, morao je da bude unutar datih mera. Iz prethodnog i veličina prečnika cevi pojasnih šapova proistekle su osne mere preseka: donji deo $a = 2040$ mm, srednji deo $a = 960$ mm.
- **Osnovne veze konstrukcije:** 1) veze šapova konstrukcije = veze zavrtnjima, čime se omogućava sloboda u izboru načina montaže, olakšava transport i toplo cinkovanje konstrukcije; 2) montažni nastavci pojaseva: čone veze sa 100% prednapregnutim HV-zavrtnjima.
- **Dimenzije šapova rešetke**, pojaseva (Ch), dijagonalna (D) i horizontalna (H): srednji deo: Ch = $\phi 323 \times 20$ i 12,5; D = $\phi 76,1 \times 5$; H = $\phi 60,3 \times 5$; donji deo: Ch = $\phi 323 \times 25$ i 12,5; D = $\phi 114,3 \times 5$; H = $\phi 88,9 \times 5$.
- **Ukupna masa čelične konstrukcije:** donji+srednji deo = 66,2 t. UHF-deo = je 3,5 t (isporka proizvođača antena, nije bio predmet projekta [4] i [5]).



Slika 3: Čelični deo tornja. Donji i srednji deo čeličnog stuba.

Tabela 2: Poređenje čeličnog dela konstrukcije tornja iz 1965. i 2010.

Tema	Toranj 1965-1999.	Novi toranj prema [5].
Visina čeličnog dela	1965: 58 m; 1972: 67 m	2009: 68 m
Presek	Trougaona rešetka od oštropivčnih šapova. $C_f = 2,80$.	Četvorozidna rešetka od ciliindričnih štapova, $C_f = 1,15$
Momenat savijanja na 136 m	$M_{1960} = 5250 \text{ kNm}$	$M_{2005} = 8650 \text{ kNm}$
Masa konstrukcije	1965: 28 t; 1972: 41 t	66 t

4 UČESNICI PROJEKTOVANJA I REVIZIJE PROJEKTA

Generalni projektant: Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd.
Podizvodač za projekt čelične konstrukcije i proračun veta: Delfin Inženjering d.o.o., Beograd.
Tehnička kontrola: Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu.
Odgovorni projektanti betonske konstrukcije: Prof. dr Šerif Dunica, dipl.ing.građ.
Branislav Životić, dipl.ing.građ.
Odgovorni projektant čelične konstrukcije i proračun veta: Aleksandar Bojović, dipl.ing.građ.
Tehnička kontrola Glavnog projekta: Prof. dr Milorad Ristić, dipl.ing.arh.
Mr. Dragoslav Tošić, dipl.ing.građ.

5 LITERATURA

- [1] UKT i RTV toranj na Avali. II sveska: Statički proračun tornja i restorana. Projektni zavod Srbija projekt, Beograd. Beograd, 13.10.1960.
- [2] Projektni zadatak za izradu Glavnog projekta obnove dela Kompleksa tornja na Avali. Republika Srbija. Ministarstvo za kapitalne investicije; broj 350-01-0211/2005-10. Beograd, 03.11.2005.
- [3] Projektni zadatak za tehnološki deo emisionog objekta Toranj na Avali. JP RTV Srbije, Tehnika RTS, Emisiona tehnika i veze. Beograd, 30.11.2004.
- [4] Glavni projekat obnove dela kompleksa Tornja na Avali. Glavni projekat konstrukcije Tornja. Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Beograd. Beograd, decembar 2005.
- [5] Glavni projekat obnove dela kompleksa Tornja na Avali. Glavni projekat konstrukcije Tornja – Izmene i dopune. Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Beograd. Beograd, mart 2009.
- [6] Hajdin,N., Ivković,M., Branković,D., Kolundžija,B., Dunica,Š.: Studija konstruktivnog sistema Radio-televizijskog tornja na Avali. Statički i dinamički proračun. Beograd, oktobar 1985.
- [7] Hajdin,N., Ivković,M., Branković,D.: Studija konstruktivnog sistema Radio-televizijskog tornja na Avali. Završni izveštaj. Beograd, 05.12.1985.
- [8] Dunica,Š., Bojović,A., Životić,B.: Projekt konstrukcije novog Avalskog Tornja. DGKS Simpozijum 2008. Zbornik radova, str. 231-236. Zlatibor – Čigota, 24-26. septembar 2008.
- [9] Životić,B., Dunica,Š., Bojović,A.: Projekat obnove Tornja na Avali. Konferencija Savremena građevinska praksa 2010. Zbornik radova, str. 7-17. Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka Novi Sad. Društvo građevinskih inženjera Novog Sada. Andrevlje, 13. i 14. maj 2010.
- [10] Mendis,P., Ngo,T., Haritos,N., Hira,A., Samali,B., Cheung,J. : Wind Loading on Tall Buildings. EJS Special Issue: Loading on Structures (2007).