Razvoj i projektiranje konstrukcije ekstremno visokih građevina

Kelam, Ivan

Master's thesis / Diplomski rad

2015

Degree Grantor / Ustanova koja je dodijelila akademski / stručni stupanj:
University of Split, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy / Sveučilište u Splitu, Fakultet građevinarstva, arhitekture i geodezije

Permanent link / Trajna poveznica: https://urn.nsk.hr/urn:nbn:hr:123:477191

Rights / Prava: In copyright / Zaštićeno autorskim pravom.

Download date / Datum preuzimanja: **2024-04-20**

Repository / Repozitorij:

FCEAG Repository - Repository of the Faculty of Civil Engineering, Architecture and Geodesy, University of Split

zir.nsk.hr

UNIVERSITY OF SPLIT

dabar
DIGITALNI AKADEMSKI ARHIVI I REPOZITORIJI

SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

DIPLOMSKI RAD

Ivan Kelam

Split, 2015.

SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

Razvoj i projektiranje konstrukcije ekstremno visokih građevina

Diplomski rad

Split, 2015.

Zahvaljujem se mentoru prof. dr. sc. Juri Radniću na uloženom trudu i vremenu, te mnogim korisnim savjetima tijekom izrade ovo rada.

Veliko hvala dr. sc. Nikoli Grgiću na uloženom trudu i pomoći u dijelu izrade ovog rada.

Hvala mojoj obitelji na iskazanom razumijevanju i podršci tijekom studiranja.

SVEUČILIŠTE U SPLITU

FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE

STUDIJ:	**DIPLOMSKI SVEUČILIŠNI STUDIJ GRAĐEVINARSTVA**
KANDIDAT:	**Kelam Ivan**
BROJ INDEKSA:	**431**
KATEDRA:	**Katedra za betonske konstrukcije i mostovi**
PREDMET:	**Betonske konstrukcije**

ZADATAK ZA DIPLOMSKI RAD

Tema: Razvoj i projektiranje konstrukcije ekstremno visokih građevina

Opis zadatka: Potrebno je izraditi idejni projekt nosive konstrukcije ekstremno visoke građevine, visine oko 1100 m. Naglasak staviti na izlaženje otptimalnog konstrukcijskog sustava. Građevina je locirana u potresnoj zoni s računskim ubrzanjem tla a_g = 0,23g i vjetrovnoj zoni s računskom brzinom vjetra $v_{b,0}$ = 30 m/s. Tlo je stijena visoke nosivosti i male deformabilnosti.

U Splitu, 10.03.2015.

Voditelj Diplomskog rada:

Prof. dr. sc. Jure Radnić

Predsjednik Povjerenstva za završne i diplomske ispite:

Prof. dr. sc. Ivica Boko

Razvoj i projektiranje konstrukcije ekstremno visokih građevina

Sažetak:

Razvoj visokih građevina uzima sve veći zamah u posljednje vrijeme. S Burj Khalifom (Dubai, 828 m), premašena je granica najviše građevine za 60%. Trenutno je u tijeku izgradnja Kingdom Towera (Jeddah, 1008 m) koji donosi novi napredak u visini za 20-ak %. U tom trendu, ovaj rad predstavlja daljni razvoj visokih građevina kroz još veće visine. Predložena konstrukcija je sustava "buttressed core", visine 1111m. Sastoji se od betonskog dijela do visine 1000 m, iznad kojeg je čelična rešetka s čeličnom antenom. Konstrukciju je analizirana kroz štapni i ravninski model, na gravitacijska djelovanja, potres i vjetar.

Ključne riječi:

Visoke građevine, razvoj konstrukcija, Burj Khalifa, "buttressed core", gravitacijsko djelovanje, potres, vjetar

Structural developments and designing of high-rise buildings

Sažetak:

The development of high-rise buildings is taking greater momentum in recent times. With Burj Khalifa (Dubai, 828 m) exceeded the limits of the tallest buildings by 60%. Currently, the construction of the Kingdom Tower (Jeddah, 1008 m), which brings new advances in the amoung of 20%. In this trend subject of this work is to present the further development of tall buildings through even greater heights.. Structural system of proposed construction is buttressed core, height of 1111 m. It consists of a concrete section to the height of 1000 m, above which is steel grid followed by steel spire and antenna. The structure was analyzed for gravity, wind and seismic loadings, through 1D and 2D models.

Ključne riječi:

High-rise buildings, development of structural systems, Burj Khalifa, buttressed core, gravity load, seismic load, wind load

SADRŽAJ:

1. UVOD 1

1.1 Uvod i definicija visoke građevine 1

1.2 Povijesni razvoj visokih građevina 2

1.2.1 Razvoj visokih građevina u svijetu 2

1.2.2 Razvoj visokih građevina u Hrvatskoj 6

1.3 Opis problema i cilj rada 7

1.3.1 Problemi pri projektiranju visoke građevine 7

1.3.2 Cilj rada 9

2. TEORIJSKA ISTRAŽIVANJA 10

2.1 Materijali u visokim građevinama 10

2.1.1 Beton korišten za vrlo visoke građevine 10

2.1.1.1 Tlačna čvrstoća betona 11

2.1.1.2 Pumpanje betona i pogodnost betona za pumpanje 11

2.1.1.3 Obradivost betona 13

2.1.1.4 Modul elastičnosti, skupljanje i puzanje 14

2.1.1.5 Masivni temelji i toplina hidratacije 15

2.1.1.6 Zaključak 15

2.2 Temeljenje i temeljno tlo 16

2.2.1 Slijeganja tla 17

2.2.2 Tipovi temeljenja 18

2.2.2.1 Plitki temelji 18

2.2.2.2 Duboki temelji 19

2.2.2.3 Kombinirani temelji 19

2.2.3 Piloti 20

2.2.4 Podzemne etaže 21

2.3 Konstruktivni sustavi 21

2.3.1 Uvod i podijela konstruktivnih sustava 21

2.3.2 Dijelovi konstruktivnih sustava visokih građevina 26

2.3.2.1 Jezgre 26

2.3.2.2 Masivni stupovi ... 27
2.3.2.3 Posmični zidovi ... 28
2.3.2.4 Obodne cijevi ... 31
2.3.3 Konstruktivni sustavi vrlo visokih građevina ... 33
2.3.3.1 Sustav cijev u cijev ... 34
2.3.3.2 Povezane okvirne cijevi ... 35
2.3.3.3 Sustav jezgre povezane s vanjskim stupovima ("Outrigger" sustavi) ... 37
2.3.3.4 Sustav više povezanih konstruktivnih sustava ... 40
2.4 Međukatne konstrukcije ... 42
2.4.1 Betonski sustavi međukatnih konstrukcija ... 43
2.4.2 Čelični sustavi međukatnih konstrukcija ... 45
2.5 Priroda i utjecaj vjetra na konstrukciju ... 46
2.5.1 Priroda vjetra ... 46
2.5.2 Utjecaj vjetra na konstrukciju ... 47
2.5.2.1 Aerodinamički odgovor konstrukcije ... 48
2.5.2.2 Vrtloženje vjetra – Vortex Shedding Phenomenon ... 49
2.5.3 Testiranja različitih modela u vjetrovnom tunelu ... 52
2.5.3.1 Uvjeti strujanja u vjetrovnom tunelu ... 53
2.5.3.2 Mjerenja pritiska vjetra ... 54
2.5.3.3 Rezultati sila uzrokovanih vjetrom ... 55
2.6 Potresno djelovanje na visoke građevine ... 63
2.6.1 Metode proračuna ... 63
2.6.1.1 Metoda ekvivalentne bočne sile ... 63
2.6.1.2 Višemodalni spektralni proračun ... 64
2.6.1.3 Statička metoda postupnog naguravanja - pushover ... 65
2.6.1.4 Dinamička analiza vremenskog tijeka odgovora – time history ... 66
2.6.2 Preporuke za seizmički proračun i oblikovanje visokih zgrada ... 68
2.6.2.1 Proračun temeljen na deformacijama ... 69
2.7 Modeliranje dinamičkog ponašanja konstrukcije ... 70
2.7.1 Promjena mase i krutosti konstrukcije ... 71
2.7.2 Povećanje prigušenja konstrukcije ... 71

2.7.3 Promjena oblika građevine ... 74

3. KONCEPT KONSTRUKCIJE ... 75

3.1 Opis Burj Khalifa ... 75

3.1.1 Konstrukcijski sustav ... 77

3.1.2 Analiza konstrukcije ... 79

3.1.2.1 Djelovanje vjetra ... 82

3.2 Koncept predložene konstrukcije ... 85

3.2.1 Betonski dio konstrukcije ... 85

3.2.2 Čelični dio konstrukcije ... 87

4. MODELI KONSTRUKCIJE ... 88

4.1 Štapni model ... 88

4.2 Ravninski model ... 92

4.2.1 Opis numeričkog modela DAFIK2D ... 92

4.2.2 Opis 2D konačnih elemenata ... 92

4.2.3 Model materijala ... 93

4.2.3.1 Model betona ... 93

4.2.3.2 Model armature ... 94

4.2.4 Diskretizacija sustava konačnim elementima ... 95

5. ANALIZA OPTEREĆENJA ... 99

5.1 Gravitacijsko opterećenje ... 99

5.1.1 Stalno opterećenje ... 99

5.1.2 Uporabno opterećenje ... 99

5.2 Opterećenje vjetrom ... 101

5.2.1 Opterećenje vjetrom bez dinamičkog utjecaja konstrukcije ... 101

5.2.2 Opterećenje vjetrom s dinamičkim utjecajem konstrukcije ... 107

5.2.3 Izračun koeficijenta tlaka ... 112

5.2.4 Proračun konačne sile vjetra na konstrukciju ... 116

5.3 Izvanredno opterećenje ... 120

5.3.1 Štapni model – višemodalna spektralna analiza ... 120

5.3.1.1 Proračun spektra odgovora ... 120

5.3.2 Ravninski model - dinamička analiza vremenskog tijeka odgovara 124

6. PRORAČUN HORIZONTALNE KONSTRUKCIJE 125

6.1 AB Ploča na etažama 0-52 m 125

6.1.1 Proračunski model ploče 125

6.1.2 Opterećenje na ploči 125

6.1.3 Rezultati poračuna 126

6.1.4 Proračun potrebne površine armature 130

6.1.4.1 Potrebne površine armature 131

7. PRORAČUN VERTIKALNE KONST. - ŠTAPNI MODEL 134

7.1 Gravitacijsko opterećenje 134

7.1.1 Stalno opterećenje 134

7.1.2 Pokretno opterećenje 135

7.2 Opterećenje vjetrom 135

7.3 Potresno opterećenje 138

7.3.1.1 Vlastite vrijednosti i vlastiti vektor na štapnom modelu 138

7.3.2 Rezultati proračuna 140

7.4 Kombinacije opterećenja 142

7.4.1 Kombinacija GSN1 142

7.4.2 Kombinacija GSN2 143

7.4.3 Kombinacija GSN3 144

7.5 Dimenzioniranje karakterističnih presjeka 144

8. PRORAČUN VERTIKALNE KONST. - RAVNINSKI MODEL 149

8.1 Gravitacijsko djelovanje 149

8.1.1 Stalno opterećenje 149

8.1.2 Korisno opterećenje 151

8.1.3 Kombinacija opterećenja 1.0G+1.0Q 153

8.2 Opterećenje vjetrom 157

8.3 Potresno opterećenje 161

8.3.1 Vlastite vrijednosti i vlastiti vektori na ravninskom modelu 161

8.3.2 Potres – Izmit 162

8.3.2.1 Potres Izmit - pomaci konstrukcije ... 163
8.3.2.2 Potres Izmit – naprezanja u konstrukciji ... 165
8.3.2.3 Potres Izmit – horizontalna ubrzanja konstrukcije ... 170
8.3.3 Potres – Banja Luka ... 172
8.3.3.1 Potres Banja Luka - pomaci konstrukcije ... 173
8.3.3.2 Potres Banja Luka – naprezanja u konstrukciji ... 175
8.3.3.3 Potres Banja Luka – ubrzanja konstrukcije ... 180
8.3.4 Potres – Kobe ... 182
8.3.4.1 Potres Kobe - pomaci konstrukcije ... 183
8.3.4.2 Potres Kobe – naprezanja u konstrukciji ... 185
8.3.4.3 Potres Kobe – ubrzanja konstrukcije ... 190
8.3.5 Potres – Bingöl ... 192
8.3.5.1 Potres Bingöl - pomaci konstrukcije ... 193
8.3.5.2 Potres Bingöl – naprezanja u konstrukciji ... 195
8.3.5.3 Potres Bingöl – ubrzanja konstrukcije ... 200
8.3.6 Potres – S. Monica ... 202
8.3.7 Potres S. Monica - pomaci konstrukcije ... 203
8.3.7.1 Potres S. Monica – naprezanja u konstrukciji ... 205
8.3.7.2 Potres S. Monica – ubrzanja konstrukcije ... 210
8.3.8 Potres – Ston ... 212
8.3.9 Potres Ston - pomaci konstrukcije ... 213
8.3.9.1 Potres Ston – naprezanja u konstrukciji ... 215
8.3.9.2 Potres Ston – ubrzanja konstrukcije ... 220
9. ZAKLJUČAK ... 222
10. GRAFIČKI PRILOZI ... 226
11. LITERATURA ... 227

1. UVOD

1.1 Uvod i definicija visoke građevine

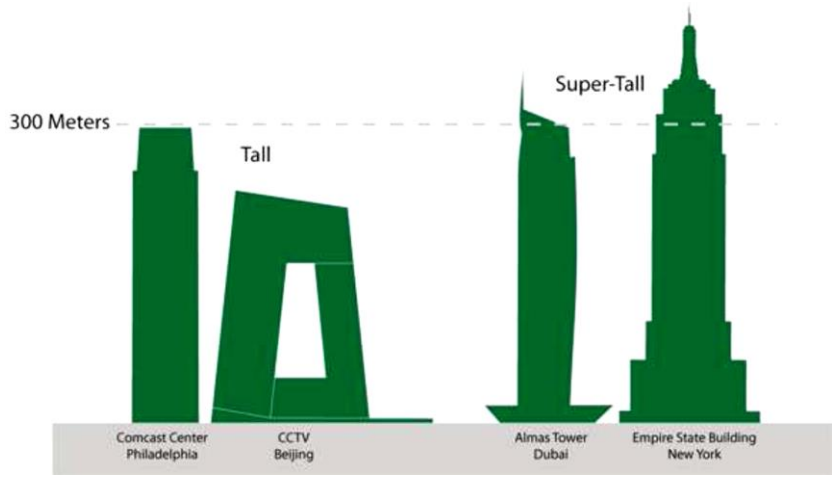
Kroz povijest visoke građevine nisu građene samo zbog funkcionalnosti, već i zbog estetskih i simobličkih razloga.

"Zanimljivo je pitanje zašto čovjek želi graditi prema nebu. Što je u toj želji za dominacijom, dostizanje Boga ili privatni ponos? Piramide su sigurno primjer tome, a visoke građevine svakako još jedan." *Philip Johnson*

Poboljšanja u konstrukcijskim materijalima, a primarno razvitak dizala kao sredstva vertikalne komunikacije, omogućuju ubrzani razvoj visokih građevina pri kraju 19-og stoljeća. Predvodnik razvitka bile su SAD, tako da se u početku ovaj tip građevina nazivao "American Building Type", sugerirajući da se najvažnije visoke građevine grade u SAD-u. Danas je taj sterotip povijest. Mnogo se visokih građevina danas gradi diljem svijeta, naročito u Azijskim zemljama (Kina, Japan, Koreja, Malezija).

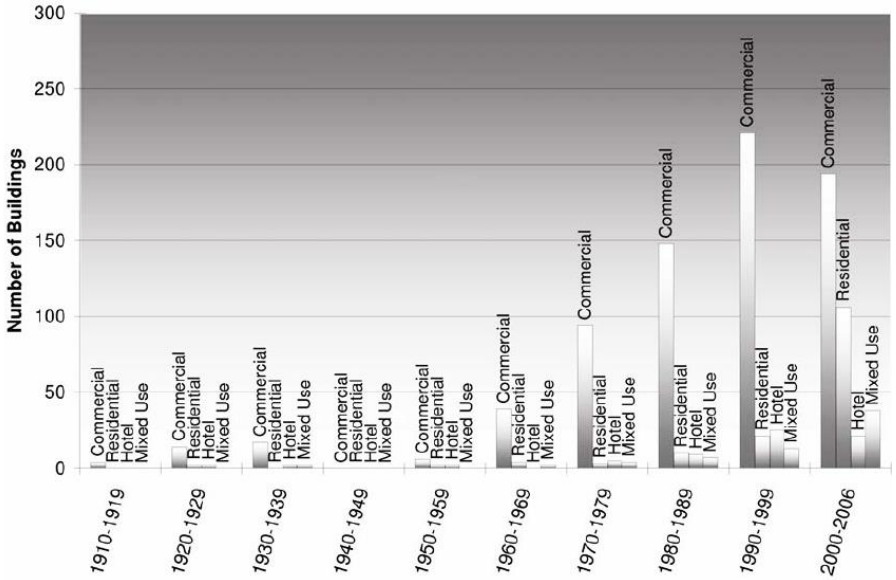
Definicija visoke građevine se mijenjala kroz vrijeme, porastom samih visina građevina. Trenutno vrijedi gruba podjela na visoke građevine ("Tall") do visine 300 m i na vrlo visoke ("Super-Tall") iznad 300m. Vijeće za visoke građevine i urbano stanovanje (CTBUH) definira visoke građevine kao:

"Građevina čija visina stvara razlike u projektiranju, visini i uporabi, u odnosu na postojeće, uobičajene, građevine određenog područja i razdoblja."



Slika 1.2.1.1 Odnos visokih i vrlo visokih građevina

Namjena visokih građevina, po tradiciji, je uredska i komercijalna. Druge namjene, kao što su stambena, hotelijerska i mješovita, se postepeno povećavaju, ali primat i dalje drže uredske i komercijalne visoke građevine.



Slika 1.2.1.2 Odnos namjena i broj visokih građevina kroz povijest

1.2 Povijesni razvoj visokih građevina

1.2.1 Razvoj visokih građevina u svijetu

Povijest razvoja visokih građevina može se generalno podijeliti u tri razdoblja. U prvo razdbolju grade se građevine poput Reliance Building (Chicago, 1894.,Slika 1.2.1.1), Guaranty Building (Buffalo, 1895., Slika 1.2.1.2) i Carson Piri Scott Department Store (Chicago, 1904.). Većina ovih građevine su zidane, debelih i nepravilno raspoređenih zidova, koji preuzimaju gravitacijska i bočna opterećenja. Primjer ovih konstrukcija kao lošeg riješenja je 17-katnica Manadnock Building (Chicago, 1891., Slika 1.2.1.3), koja u prizemlju sadrži zidane zidove debljine 2,13 m. Površina zidova naspram ukupne površine etaže je 15%. Osim što utječu na redukciju uporabne površine, debeli zidovi stvaraju i probleme osvjetljenja i ventilacije.

Slika 1.2.1.1 Reliance Building, Chicago, 1894.

Slika 1.2.1.2 Guaranty Building, Buffalo, 1895.

Slika 1.2.1.3 Manadnock Building, Chicago, 1891.

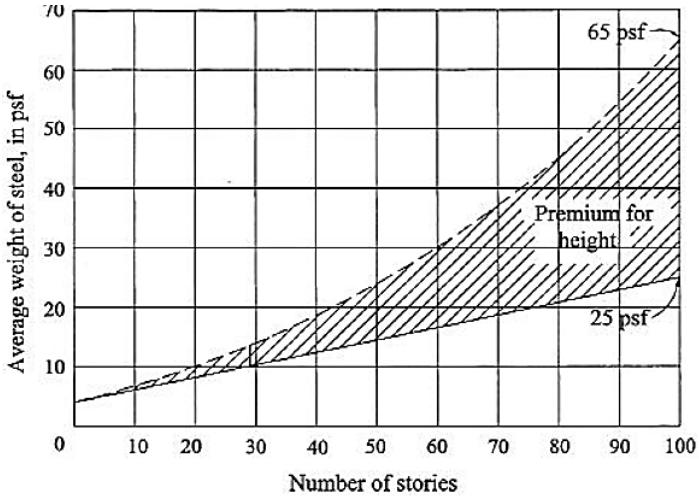
U drugom razdoblju, s razvojem čeličnih konstrukcija i daljnim sustava komunikacija i ventilacija, visinski limiti su povećani. Potražnja za visokim građevinama raste. Velike korporacije prepoznaju važnost povezivanja njihova imena s impozantnim građevinama, u svrhu reklame i reputacije. Razvija se međusobna utrka između Chicaga i New Yorka u obaranju rekordnih visina. Od poznatijih građevina iz tog razdoblja su Woolworth Building (New York, 1930.) i Chrysler Building (New York, 1930.). Utrka je završena s izgradnjom Empire State Building (New York, 1931.), koja je s visinom od 381m bila najviša građevina do 1970. Konstruktivni sustavi građevina tog razdbolja su najčešće bili kruti čelični okviri. Velike visine nisu postizane napretkom tehnologije i konstruktivnih sustava, već uz pretjeranu upotrebu materijala. Stoga je većina građevina ovog razdoblja predimenzionirana.

Slika 1.2.1.4 Woolworth Building, New York, 1930.

Slika 1.2.1.5 Chrysler Building, New York, 1930.

Slika 1.2.1.6 Empire State Building, New York, 1931.

Treće razdoblje označeno je utjecajem Chicaga i škole njegovih inženjera na čelu sa F. R. Khan-om. On shvaća da porastom visine građevine raste količina materijala potrebnog za preuzimanje bočnog opterećenja, tzv "premium for height". Zagovara činjenicu da je povećanjem visine iznad 10 katova pomak konstrukcije presudan za dizajniranje, te da više nije dominantan faktor čvrstoća već krutost.



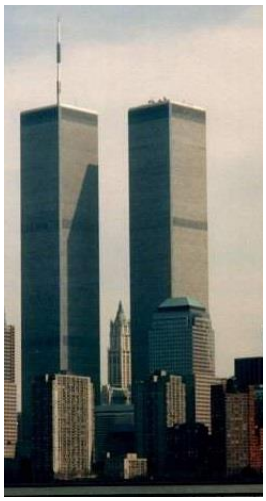
Slika 1.2.1.7 Odnos prosječne količine čelika i katnosti građevine.

Sukladno s ovim razmišljanjem, Khan zaključuje da bi se konstruktivni sustavi za građevine iznad 20, 30 katova trebali kategorizirati u odnosu na njihovu efektivnost u preuzimanju bočnog opterećenja. On razmatra nove sustave (cijevni, okvirni sustavi, povezane cijevi, posmični zidovi), što sažima u svom radu "Heights for Structural System" (Khan, 1969.).

Sustavi koje je definirao zadržali su se do danas, te su s njima dosegnute nove visine. Jedan od ranijih primjera Khan-ova rada i prekretnica prema novoj generaciji visokih građevina je John Hancock Center (Chicago, 344 m, 1969.). Slijede ga građevine poput World Trade Center (New York, 416 m, 1972.), Willis Tower (Chicago, 442 m, 1973.), te noviji primjeri u vidu Petronas Towers (Kuala Lumpu, 452 m, 1996.) i Taipei 101 (Taipei, 508 m, 2004.).

Značajan porast visine ostvaren je tek s Burj Khalif-om (Dubai, 828 m, 2010.). Novi sustav nazvan "buttresed core" osmišljen je od strane W. F. Baker-a, još jednog predstavnika škole Chicaga i projektnog biroa SOM, kao i F.R. Khan. Trenutno je u izgradnji Kingdom Tower (Jeddah, Saudijska Arabija), koji za konstrukciju također koristi "buttresed core", s visinom od 1008 m.

Slika 1.2.1.8 John Hancock Center, Chicago, 1969.

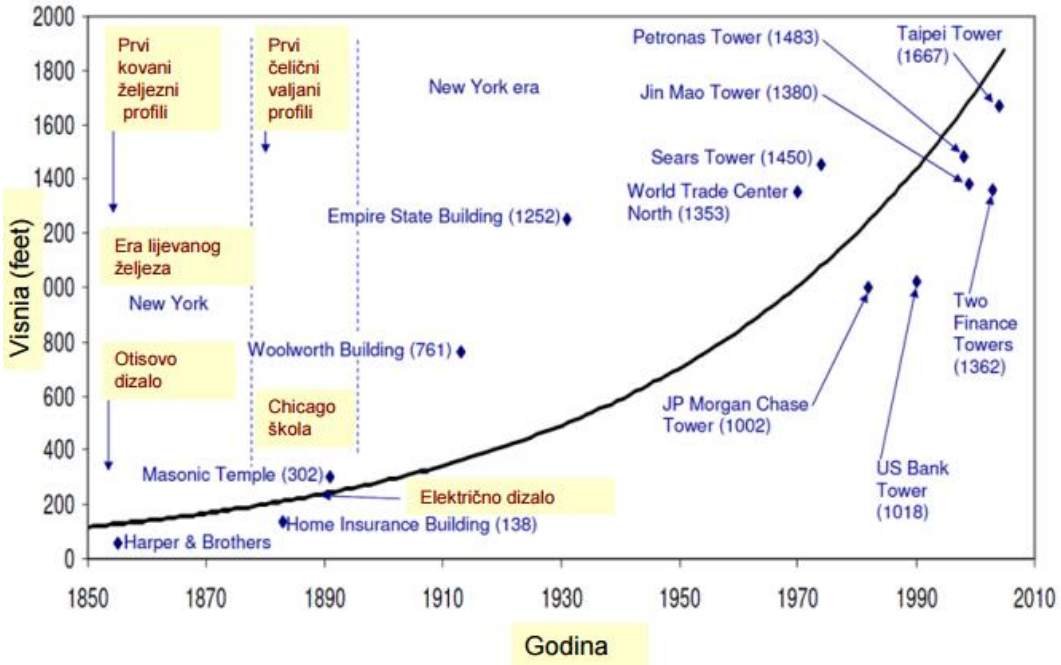


Slika 1.2.1.9 World Trade Center, New York, 1972.

Slika 1.2.1.10 Willis Tower, Chicago, 1972.

Slika 1.2.1.11 Burj Khalifa, Dubai, 2010..

Slika 1.2.1.12 Kingdom Tower, Jeddah, (2019.)



Slika 1.2.1.13 Rast visokih građevina od 1850. do 2005.

Tablica 1.2.1.1 Najviše građevine na svijetu

	Građevina	**Lokacija**	**Visina [m]**	**Katnost**	**Izgrađena**
1	Burj Khalifa	Dubai, UAE	828 m	163	2010.
2	Shanghai Tower	Shanghai, Kina	632 n	128	2015.
3	Abraj Al-Bait Clock Tower	Mecca, Saudijska Arabija	601 m	120	2012.
4	One Worl Trade Center	New York, SAD	541,3 m	104	2014.
5	CTF Finance Centre	Guangzhou, Kina	530 m	111	2016
6	Taipei 101	Taipei, Tajvan	509 m	101	2004.
7	Shanghai World Financial center	Shanghai, Kina	492 m	101	2008.
8	Iternational Commerce Centre	Hong Kong, Kina	484 m	118	2010.
9	Petronas Tower	Kuala Lumpur, Malezija	452 m	88	1998.
10	Zifeng Tower	Nanjing, Kina	450 m	89	2010.

1.2.2 Razvoj visokih građevina u Hrvatskoj

Razvoj visokih građevina u Hrvatskoj počinje u prvoj polovici 20. stoljeća. Pojačana gradnja uslijedila je pedestih i šezdestih godina. Valja naglasiti da je namjena većine tih građevina bila za stanovanje, što je bio svojevremeni trend na ovim područjima. Predstavnik ovog razdoblja su "Blizanci" izgrađeni u Rijeci 1977.(1976.), koji su sa 30 katova najviši stambenih neboderi u Hrvatskoj.

Sedamdesetih godina 20. stoljeća gradnja visokih stambenih građevina posustaje. Nove visoke građevine počinju se radit na prijelazu 20. stoljeća, ovog puta uredske i komercijalne namjene.

Što se tiče samih visina, u Hrvatskoj prvo mjesto zauzima Zagrebačka katedrala sa 108 m. Slijedi nekoliko poslovnih tornjeva, uglavnom lociranih u Zagrebu.

Tablica 1.2.2.1 Najviše građevine u Hrvatskoj

	Građevina	**Lokacija**	**Visina [m]**	**Katnost**	**Izgrađena**
1	Centar Strojarska	Zagreb	96 m	25	2015.
2	Eurotower	Zagreb	96 m	23	2008.
3	Zagrepčanka	Zagreb	94,6 m	27	1976.
4	Cibonin toranj	Zagreb	92 m	25	1987

Slika 1.2.2.1 "Blizanci", Rijeka

Slika 1.2.2.2 Cibonin toranj, Zagreb

Slika 1.2.2.3 Zagrebčanka, Zagreb

Slika 1.2.2.4 Eurotower, Zagreb

Slika 1.2.2.5 Centar Strojarska, Zagreb

1.3 Opis problema i cilj rada

1.3.1 Problemi pri projektiranju visoke građevine

Projektiranje vrlo visoke građevine donosi konstruktivne, geotehničke i arhitektonske izazove za inženjere i arhitekte. Projektiranje zahtjeva naročitu suradnju između arhitekata, inženjera i izvođača. Zbog same veličine i kompleksnosti projekta, suradnja

započinje u najranijim fazama projektiranja. Osim poteškoća pri dizajniranju dobrih temelja i konstruktivnog sustava, javlja se nekoliko novih problema kod visokih građevina:

- Vertikalni transport
- Stabilnost
- Uporabljivost
- Požarna otpornost
- Evakuacija
- Dinamičko djelovanje vjetra
- Utjecaj na okolinu i sl.

Vertikalni transport bio je jedna o prvih kočnica razvoju visokih građevina. Tek razvojem dizala započinje rast građevina. U određeno razdoblju vertikalni transport pao je u drugi plan, ali se sa sve većim porastom visine građevina ponovo se ističe. Naime, trenutno najviša građevina Burj Khalifa, s uporabnim prostorom na visini od 600 m, dok je najveća visina na kojoj današnja dizala mogu operirati 500 m. Zbog navedenog potrebno je planirati tzv. "sky lobby" za izmjenu dizala. Također, bitna karakteristika je brzina dizala i potrebno vrijeme za dostizanje viših dijelova konstrukcije. Vodeći stručnjaci u tom polju slažu se da je za postizanje većih visina potreban napredak u sustavu vertikalnih komunikacija.

Stabilnost visokih građevina je izrazito ugrožena zbog same prirode konstrukcije. Visoke građevine ostvaruju velike horizontalne pomake i u pravilu su vrlo duktilne konstrukcije. Uslijed velikih horizontalnih pomaka, stabilnost konstrukcije može biti ugrožena. Naglašeno je dinamičko djelovanje vjetra. Visoke konstrukcije imaju velike periode i često nisu podložne potresu (ovisno o tipu konstrukcije i utjecaju nižih modova). Dinamičko djelovanje vjetra naglašeno je pri niskim frekvencijama, gdje vjetar konstantne brzine i toka može dovesti građevinu u rezonanciju zbog efekta vrtloženja (tzv. "vortex sheding").

Kao što je rečeno, visoke građevine ostvaruju velike horizontalne pomake koji mogu ugroziti uporabljivost građevine. Posebni zahtjevi kod uporabljivosti su naglašeni kroz ubrzanje i torziju građevine. Ljudsko tijelo translacijske pomake teško zamjećuje, jedino uz neki referentni objekt u blizini, dok su torzijski pomaci su izrazito zamjećeni kroz zakretanje horizonta. Također, ljudsko tijelo izravno osjeća ubrzanja konstrukcija u

vidu inercijalne sile. Bitan utjecaj na uporabljivost visokih građevina ima i strujanje zraka unutar same građevine. Visoke građevine imaju svoju mikro klimu, gdje se temperatura i pritisak zraka razlikuje od okoline. Stoga pri otvaranju otvora dolazi do izjednačavanja pritisaka, što dovodi do strujanja zgrada i neugodnih zvukova u samoj građevini. Problem se riješava uvođenjem dekompresijske zone na ulazima, u kojoj se jedna vrata ne otvaraju, dok se druga ne zatvore. Navedeni problemi dovode u pitanje uporabljivost građevine, naročito njenih viših dijelova, te ih je potrebno riješavati pri samoj koncepciji konstrukcije.

Požarna otpornost i evakuacija su izražene kroz veliko vrijeme koje je potrebno korisnicima da se evakuiraju, naročito iz viših dijelova konstrukcije. Stoga se u modernim visokim građevinama unutar građevine osiguravaju posebni sektori, koji se automatski izoliraju od ostatka građevine u slučaju požara. Također se izvode i sigurnosne prostorije, gdje se mogu smjestiti korisnici. Sigurnosne prostorije imaju posebnu ventilaciju i dotok kisika. Dizajniranje su za podnošenje visokih temperatura.

Utjecaj visokih građevina na okolinu može biti pozitivan i negativan, naročito s estetskog ekonomskog stajališta. Zbog svoje veličine, visoke građevine stvaraju veliku sjenu. U kojoj mogu ostati niži susjedni objekti. S druge strane na primjeru Burj Khalife, investitor je izgradio posebna naselja s pogledom na građevinu, što je naravno stvaralo i cijenu istih naselja.

1.3.2 Cilj rada

Razvoj visokih građevina uzima sve veći zamah u posljednje vrijeme. Porast najviše građevine od 1972. (World Trade Center, 416m) do 2004. godine (Taipei 101, 506m) je samo 22%. Burj Khalifa (Dubai, UAE), 2008 godine ostvaruje porast od 60%, s visinom 828 m. U tijeku je izgradnja Kingdom Tower-a (Jeddah, Saudijska Arabija) za koji se planira visina od 1008 m, s porastom visine od daljnih 22%.

Cilj ovog rada, ponukanog navedenim činjenicama, predstaviti daljnje povećanje visine visokih građevina, s analizom bitnih konstrukcijskih zahtjeva pri projektiranju istih. Projekt Burj Khalife je poslužio kao referenca za koncipiranje predložene konstrukcije, uz određene modifikacije. Konstrukcija je analizirana kroz štapni i ravninski model, na karakteristična gravitacijska djelovanja, vjetar i potres (dominantna opterećenja).

2. TEORIJSKA ISTRAŽIVANJA

2.1 Materijali u visokim građevinama

Samozbijajući pumpani beton visokih čvrstoća je postao nezaobilazni izbor u projektiranju i izgradnji izuzetno visokih armiranobetonskih konstrukcija. U prijašnjim razdobljima beton nije bio konkurencija čeliku u području visokih građevina. Napretkom tehnologije betona, te porastom čvrstoća i krutosti, beton postaje konkurentan.

Porastom visina građevine prevladavajući utjecaj na građevinu preuzimaju sile vjetra. Moment prevrtanja uslijed vjetra raste s kvadratom visine zgrade (H^2). Moment prevrtanja uslijed potresa najčešće ne prelazi $H^{1,25}$. Betonske konstrukcije s tog stanovišta pokazuju dobre karakteristike. Svojom težinom dobro "odupiru" opterećenju vjetra, za razliku od čeličnih konstrukcija gdje su potrebni dodatni konstrukcijski zahvati. Porast mase konstrukcije ne utječe značajno na opterećenje potresom zbog velikih visina građevina.

Kod ovih građevoma međukatne konstrukcije i grede mogu biti od lakog betona, što smanjuje ukupnu težinu konstrukcije. Stupovi i zidovi su redovito od uobičajenih ili visokih čvrstoća.

U nastavku će se opisati beton koji se koristi u vrlo visokim građevina, kroz primjer projekta Burj-Khalife. Korišteni čelik nije posebno opisan zbog dominantne uloge betona u ukupnom nosivom sustavu, kao i zbog poteškoća u samom projektiranju betona za realizaciju potrebno čvrstoće i obradivosti.

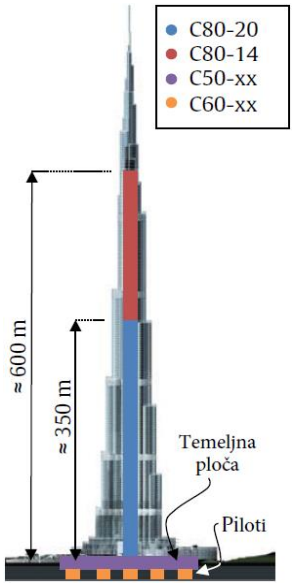
2.1.1 Beton korišten za vrlo visoke građevine

Burj Khalifa, Dubai, s 828 m najviša je do sada izgrađena građevina u svijetu. Građevina sadrži armiranobetonsku jezgru Y oblika koja se proteže do visine 568 m, iznad koje je čelična rešetkasta konstrukcija.

Korišteno je približno 250 000 m^3 samozbijajućeg betona visokih karakteristika, s čvrstoćama u rasponu od 50 MPa do 80 MPa (Slika 2.1.1.1). Mješavina čvrstoće 80 MPa se sastoji od 77/13/10 trokomponentne mješavine letećeg pepela i kompaktne silicijske prašine, s vodocementnim faktorom 0,34 (rasprostiranje slijeganjem ostvaruje promjer približno 600 mm [1]). Korišten je predgotovljeni beton, koji je pumpan u visinu. Ostvaren je rekord pri pumpanju betona na visinu od 601 m [2].

2.1.1.1 Tlačna čvrstoća betona

Velike visine do kojih su konstruirane moderne visoke građevine intuitivno rezultiraju viskim opterećenjem, koje se prenosi preko vertikalnih nosivih elemenata kao (stupovi, zidovi i piloti). Da bi se ostvarila potrebna nosivost, bez pretjerivanja u dimenzijama elemenata, potrebno je koristiti beton visoke čvrstoće i visoko armirane elemente.



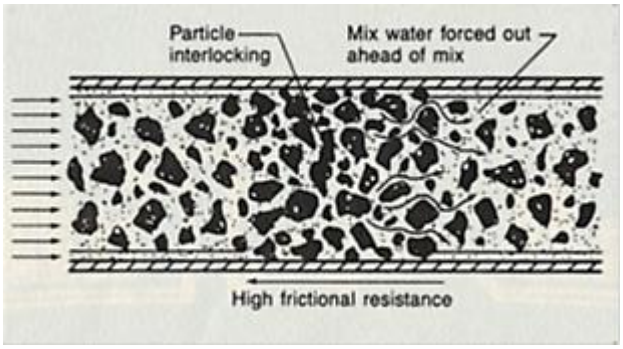
Slika 2.1.1.1 Čvrstoće betona i maksimalna veličina agregata koji su korišteni za različite dijelove konstrukcije

Za betone visokih čvrstoće su povećane gustoće, zbog manjeg v/c faktora i uporabe superplastifikatora s mineralnim dodacima (leteći pepeo i silicijska prašina), što rezultira smanjenom poroznošću cemente paste i zaštitnog sloja. Poboljšanje mikrostrukture pruža veće tlačne čvrstoće, ali ističe agregat kao slabost pri tlačnoj čvrstoći (ploha loma pri tlaku ide kroz agregat). Pošto agregat postaje kritična komponenta, potrebno je koristiti agregat visoke kvalitete i čvrstoće. Također, za postizanje malog v/c faktora, potrebno je koristiti agregat male volumne koncentracije šupljina. Pri odabiru agregata potrebno razmotriti njegovu pogodnost za pumpanje, da bi se ostvarilo ekonomično pumpanje. Uporaba lokalnog lomljenog dolomitnog vapnenca za Burj Khalifu je osigurala potrebnu čvrstoću i malu volumnu koncentraciju šupljina, te se pokazala ekonomičnom za pumpanje [2].

2.1.1.2 Pumpanje betona i pogodnost betona za pumpanje

Beton bez mogućnosti pumpanja ne bi bio konkurentan kao materijal zbog velikih količina materijala koje bi se trebale prenositi dizalicama i ugrađivati, što nije efikasno i produljuje vrijeme gradnje. Pumpanjem betona, naročito kod izrazito visokih objekata, može se uzrokovati blokada zbog visokih temperatura i začepljenja agregata. Blokade uzrokuju usporenje građenja i mješavinu upitne kvalitete, što stvara vremenske i novčane gubitke [2]. Zbog toga je prije početka građenja, potrebno pažljivo projektirati mješavinu betona, te provesti potrebna testiranja mješavine i test pumpanja u realnom mjerilu. Za vrijeme građenja potrebno je osigurati nadzor reologije betona i pritiska pumpe, da bi se smanjile potencijalne blokade. Postizanje potrebnih svojstava za pumpanje betona se pokazalo najtežim pri projektiranju betona za Burj Khalifu.

Pogodnost betona za pumpanje zahtjevaja dostatni sadržaj sitnog agregata, što povećava koehziju, reducira segregaciju mješavine i smanjuje mogućnost potencijalne blokade. Kada se ona događa, sadržaj krupnog agregata se grupira, unutarnje trenje se povećava i beton zastaje (Slika 2.1.1.2). Ako je udio sitnog agregata prevelik, mješavina ima preveliku koheziju, što zahtjeva veći pritisak pri pumpanju zbog povećanog trenja između betona i cijevi.

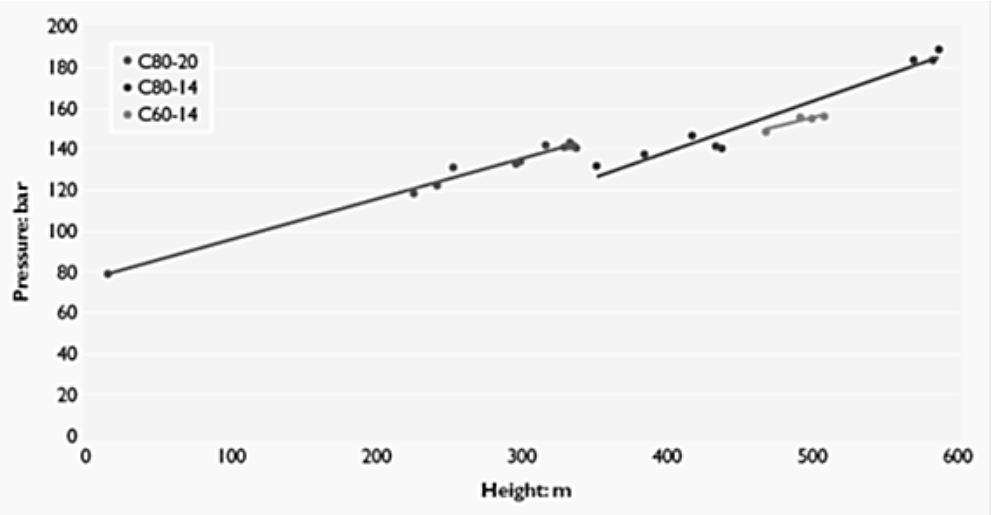


Slika 2.1.1.2 Shema formiranja blokade krupnog agregata, uzrokovanog potiskivanjem vode kroz mješavinu

Upotreba silicijske prašine (10%) i sitnog agregata (50%) za mješavinu pri izvedbi Burj Khalife pripomogla je prevenciji blokade agregata i ne pretjeranoj koehziji mješavine.

Blokada nastala zbog ranog vezanja betona unutar same cijevi također predstavlja problem zbog vremena potrebnog da beton dosegne velike visine [2]. Kod Burj Khalife, ovaj problem je pogoršan i visokim temperaturama. Projektirani su dodatni superplastifikatori, koji omogućavaju usporenje vezanja, za osiguranje potrebnog vremena za pumpanje vremena prije početka vezanja. Količina dodatka ovisila je o vanjskim uvjetima, tj. godišenjem dobu (zime u Dubai-u su relativno hladne).

Odabir krupnog agregata za betonsku mješavinu ima veliku utjecaj na cijenu pumpanja. Dvije su važne karakteristike krupnog agregata koje se moraju promotriti pri odabiru: abrazija i maksimalna veličina[2]. Abrazivni agregat uzrokuje pretjerano trošenje podstave cijevi, naročito pri velikim pritiscima pumpanja kod izrazito visokih građevina, u tolikoj mjeri da uporabljivost može biti smanjena na 10 000 m^3 [2]. Za Burj Khalifu postignuta je uporabljivost cijevi od približno 40 000 m^3 uz korištenje manje abrazivnog dolomitnog vapnenca [2]. Maksimalna veličina agregata utječe na veličinu cijevi. Generalno, promjer cijevi bi trebao biti najmanje četiri puta veći od maksimalne veličine agregata da bi se umanjila mogućnost potencijalne blokade [3]. Veliki promjer cijevi zahtjeva veći pritisak za pumpanje. Prilikom građenja Burj Khalife korištena je cijev promjera 150 mm, s agregatom veličine do 20 mm, za visine do 350 m. Za veće visine, smanjena je veličina agregata i cijevi da bi se smanjio pritisak za pumpanje.



Slika 2.1.1.3 Promjena pritiska pumpanja i veličine agregat s visinom

Povećanje visine i vremena pri pumpanju betona za vrlo visoke građevine može imati značajne utjecaje na reologiju betona. Za svakih 100 m vertikalnog pumpanja betona na Burj Khalifi, zabilježen jegubitak protoka od 25 do 30 mm (~10%), povećanje temperature 0,8-1,0 °C i povećanje rane čvrstoće približno 30% [2]. Pumpanje je približno prepolovilo plastičnu viskoznost mješavine i udvostručilo dinamičku granicu tečenja. Ovo je rezultat povišene temperature prilikom pumpanja, što je potrebno uzeti u razmatranje pri projektiranju mješavine.

2.1.1.3 Obradivost betona

Vertikalni nosivi elemetni (stupovi, zidovi i piloti) preuzimaju značajna opterećenja i često su jako armirani, što rezultira manjim razmakom između armature. Beton za takve elemente, mora imati visoku obradivost i maksimalnu veličinu agregata koja omogućuje jednostavnu ugradbu, bez formiranja gnijezda u betonu.

Beton korišten pri izrazito visokim građevinama je pumpan i mora zadovoljiti uvjete za pumpanje, koji su često kritičniji u odnosu na obradivost za ugradbu. Na Burj Khalifi je korišten samozbijajući beton koji ostvaruje rasprostiranje slijeganjem u promjeru 600 mm, da bi se moga pumpati na visinu 600 m. Maksimalna veličina krupnog agregata je uvjetovana zahtjevima za pumpanje.

Dostatna obradivost i vrijeme vezanja trebaju biti osigurani tako da se pumpani beton može ugradit na vrijeme, prije vezanja. Utjecaji pumpanja na reologiju betona su također značajni i potrebno ih je razmatrati pri pumpanju betona na velikim visinama, kao što je predhodno navedeno.

Uporaba betona visoke obradivosti, samozbijajućeg betona, razultira velikim pritiskom na oplatu zbog smanjene granice tečenja mješavine. Pristisak se mora preuzeti dovoljno čvrstom oplatom. Pretpostavlja se da samozbijajući beton djeluja s punim hidrostatičkim pritiskom na oplatu. Ispitivanja su pokazala da se pritisak kreće u rasponu od 20% do 100% punog hidrostatičkog pritiska. Ova konzervativna pretpostavka rezultira pretjerano čvstom oplatom, što povećava troškove gradnje.

2.1.1.4 Modul elastičnosti, skupljanje i puzanje

Upotreba vertikalnih nosivih elemenata manjeg presjeka u izrazito visokim građevinama omogućena je betonom visoke čvrstoće. Da bi se smanjilo elastično skupljanje ovih elemenata, potreban je veći modul elastičnosti. Na Burj Khalifi, za beton C80 ostvaren je specifični modul elastičnosti od približno 44 Gpa [1].

Beton koji se pumpa je često projektiran s manjim udijelom krupnog agregata, da bi se spriječile potencijalne blokade i trošenje cijevi, što ne pridonosi ostvarivanju visokog modula elastičnosti [1]. Druga opcija je korištenje tvrđih agregata. Ovi agregati su abrazivni, što rezultira ubrzanim trošenjem cijevi. Postizanje visokog modula elastičnosti stoga zahtijeva kompromis između dovoljno visokog modula elastičnosti i pogodnosti za pumpanje [1]. Dolomitni vapnenac, korišten kao krupni agregat za Burj Khalifu, koji često pokazuje visok modul elastičnosti s relativno niskom abrazijom, pokazao se kao optimalno riješenje.

Većina skupljanja betona visoke čvrstoće je autogeno skupljanje, koje se događa zbog hidratacije cementa. Zajedno s velikom temperaturom hidratacije betona visoke čvrstoće i visoke temperature u okolini (Dubai, do 50°C), u betonu se mogu stvoriti ozbiljne pukotine u početnoj fazi očvršćivanja. Da bi se osigurala uporabljivost i trajnost betona, potrebno je smanjiti rizik nastajanja pukotina vlažnom njegom betona. Za Burj Khalifu provedena su opsežna istraživanja da bi se ustvrdila optimalna njega betona.

Diferencijalno skraćivanje vertikalnih nosivih elemenata u izrazito visokim građevinama, kao rezultat skupljanja i puzanja, može uzrokovati povećanja naprezanja u elementima i treba se uzeti u razmatranje pri projektiranju. Diferencijalno skraćivanje je potrebno riješiti samom koncepcijom konstrukcije. Treba težiti ujednačenim naprezanjima u vertikalnim nosivim elementima. Diferencijalno skraćivanje treba

minimizirat i zbog funkcionalnosti dizala, cijevovoda i fasade. Stoga je potrebno predvidjeti utjecaj vertikalnih deformacija (elastičnih, te uslijed skupljanja i puzanja).

2.1.1.5 Masivni temelji i toplina hidratacije

Razvoj topline hidratacije je značajno veći kod betona visokih čvrstoća u odnosu na beton normalne čvrstoće. Ipak ukupna toplina hidratacije je manja. Ovo uzrokuje mogućnost nastajanja velikih temperaturnih gradijenata koji mogu rezultirati pukotinama u početnoj fazi očvršćivanja, naročito kod elemenata kao što su masivni temelji. Za Burj Khalifu, pri projektiranju betonske mješavine provedeno je testiranje u prirodnom mjerilu temperature betona za betonsku temeljnu ploču debljine 3,7 m.

Temeljna betonska ploča izrađena je od betona karakteristične tlačne čvrstoće kocke, 50 MPa. Betonska mješavina sadrži 40% letećeg pepela uz v/c faktor 0,34. Mineralni dodatak u vidu letećeg pepela pomogao je reducirati toplinu hidrataciju. Silikatna prašina nije korištena u mješavini, zbog svoje velike reaktivnosti uzrokovane velikom finoćom, što bi povećalo toplinu hidratacije.

Pri izvedbi Burj Khalife, da bi se spriječilo nastajanje pukotina uslijed hidratacije, betoniranje je vršeno noću, pri relativno nižim temperaturama. Osigurana je također i vlažna njega betona, kao i djelomična zamjena vode s komadićima leda, da bi se smanjila temperatura betona.

2.1.1.6 Zaključak

Sažetak najbitnijih karakteristika i zahtjeva, pri projektiranju betonske mješavine:

- Visoka tlačna čvrstoća, da bi se omogućili vertikalni elementi smanjenog poprečnog presjeka. Ovo ujedno i zahtjeva krupni agregat visoke čvrstoće i kvalitete, koji bi također trebao imati malu volumnu koncentraciju šupljina i ekonomičnost za pumpanje.
- Pogodnost za pumpanje betona je temeljna vrijednost koja čini armiranobetonsku konstrukciju ekonimičnom. Može biti teško ostvariva pri pumpanju na velikim visinama. Potrebno je osigurati dovoljnu količinu sitnog agregata da se poveća kohezija i smanji segregacija. Preveliki udio sitnog agregat može rezultirati povećanom kohezijom mješavine i otežati pumpanje. Za ekonomično pumpanje, krupni agregat ne smije biti abrazivan i prevelik. Pumpanje može značajano utjecati na reologiju betona, što se mora razmotriti pri projektiranju betonske mješavine.

- Obradivost betona za pravilnu ugradbu je većinom pokrivena zahtjevima za pumpanje betona. Ipak, potrebno je razmotriti promjenu reologije nakon pumpanja. Upotreba samozbijajućeg betona rezultira velikim pritiskom na oplatu, koja treba biti pravilno projektirana.
- Smanjeni poprečni presjeci verikalnih nosivih elemenata, s velikim opterećenjem, zahtjevaju veći modul elastičnosti. Postizanje većeg modula elastičnosti rezultira kompromisom između ekonomičnosti za pumpanje, tj. čvrstog agregata s velikim modulom elastičnosti i abrazijom, te s manje abrazivnim agregatom s manjim modulom elastičnosti. Visoka početna naprezanja prije očvršćivanja uslijed skupljanja mogu uzrokovati pukotine, ako beton nije pravilno njegovan. Diferencijalno skraćenje vertikalnih nosivih elemenata uslijed skupljanja i puzanja treba biti pravilno procijenjeno, po mogućnosti izbjegnuto, da bi se osigurala uporabljivost građevine (vertikalne komunikacije, cijevovodi, pročelja).
- Visoki razvoj topline uslijed hidratacije, povezan s betonima visokih čvrstoća, može uzrokovati visoke temperaturne gradijente, što vodi pukotinama, naročito u velikim elementima. Upotreba letećeg pepela kao mineralnog dodatka, može pomoći pri smanjivanju topline hidratacije. Upotreba silicijske prašine nije proporučena. U slučaju visokih temperatura okoline, izvođenje bi trebalo odvijati tijekom noći, pri manjim temperaturama. Vlažna njega i djelomična zamjena vode s komadićima leda dodatno pomaže pri smanjenju temperature betona.

2.2 Temeljenje i temeljno tlo

Dobar temelj je važan dio visoke građevine, jer je njegova funkcija siguran prijenos opterećenja iz zgrade na tlo. Uspješno izvedeno temeljenje ostaje skriveno pod zemljom, a važnost dobrog temelja samo postaje vidljivo kada nastanu pogreške (prekomjerna slijeganja, popuštanja oslonaca i na kraju oštećenja same konstrukcije). Loše planiranje, kriva procjena tla i podzemlja, te loše projektiranje može rezultirati ozbiljnim građevinskim kašnjenjima i dodatnim troškovima u izvođenju. Stoga temelji moraju biti ispravno projektirani i izrađeni, uzimajući u obzir karakteristike tla i karkateristike materijala koji se koristi za temelje.

2.2.1 Slijeganja tla

Visoke građevina uzrokuju veliko opterećenje na relativno maloj površini, što za direktnu posljedicu ima slijeganje. Problemi sa slijeganjem nastaju ako je ono nejednoliko. Za razliku od jednolikog, stvara dodatna naprezanja u konstrukcije i zahtjeva dodatne zahvate u konstrukciji ili dilatacije.

Diferencijalno slijeganje može nastati kao posljedica:

- razlike naprezanja u tlu
- razlike u geometriji temelja
- razlike u krutosti temeljnog tla
- razlike u krutosti temelja

Razlike naprazanja u tlu su rezultat oblikovanja konstrukcije. Raspored opterećenja je u pravilu nejednolik po konstrukciji, te su pojedini dijelovi konstrukcije više opterećeni od drugih. Primjer ovomu su visoke građevine s jezgrom, koja je dominantno opterećena gravitacijskim i uporabnim opterećenjem.

Ove razlike uzrokuju veće slijeganje ispod same jezgre, u odnosu na ostatak građevine, što ima za posljedicu deformaciju građevine. Različita slijeganja mogu nastati i za velikog opterećenja vjetrom, kao posljedica nejednolikih naprezanja koja se prenose na tlo pri horizontalnom opterećenju (savijanju).

Da bi se spriječilo diferencijalno slijeganje, a time i deformacije konstrukcije, moguće su sljedeće mjere:

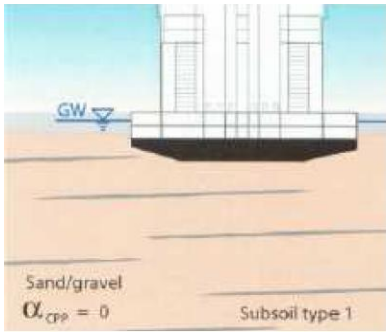
- Prilagodba pri projektiranju temelja, na razlike u opterećenju unutar same konstrukcije. Primjerice, više pilota na mjestima većeg opterećenja i prilagodba dužine pilota.
- Povećati krutost elemenata koji su više opterećeni, čime se smanjuju deformacije elementa i omogućuje raspodjela opterećenja na veću površinu
- Izvedba dilatacije koja odvaja dijelove konstrukcije koji su različito opterećeni ili leže na različitim podlogama

Visoke građevine također mogu imati posljedice na njihovu okolinu. Zbog velikog pritiska u tlu uzrokuju slijeganja, koja mogu utjecati na okolne građevine.

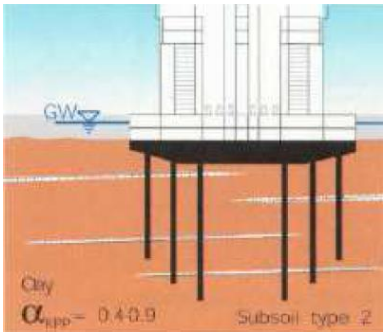
2.2.2 Tipovi temeljenja

Temelji imaju zadaću prenijeti velika opterećenja iz konstrukcije na temeljno tlo, uz što manje deformacije. Odabrani tip temelja ovisi o uvjetima tla. Načelno se razlikuju tri tipa temelja:

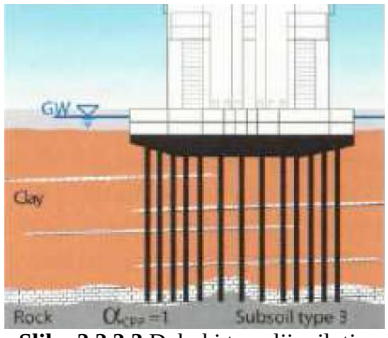
- Plitki temelji
- Duboki temelji ili piloti
- Kombinirani temelji



Slika 2.2.2.1 Plitki temelji



Slika 2.2.2.2 Kombinirani temelji



Slika 2.2.2.3 Duboki temelji, piloti

2.2.2.1 Plitki temelji

Plitki temelji su najekonomičnije riješenje kada se konstrukcija nalazi na dobro nosivom tlu. Ipak, nisu pogodni pri velikim koncentriranim opterećenjima i nesimetričnoj raspodjeli opterećenja, gdje mogu izazvati velika slijeganja. U ovim situacijama pogodnije riješenje su kombinirani temelji, čak i pri dobro nosivom tlu.

Načelna podjela plitkih temelja: temelji samci, temeljne trake, temeljna ploča.

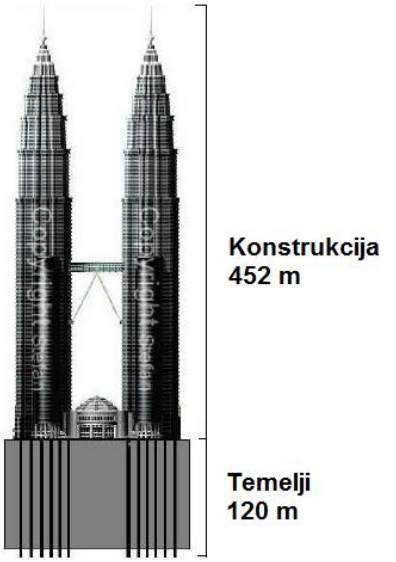
Temelji samci se koriste kod koncentriranih opterećenja, stupova. Mogu biti kružnog, kvadratnog ili pravokutnog oblika. Najčešće su jednolike debljine. Također mogu biti izvedeni stepenasto i trapezno, ako je potrebno silu raspodijeliti na veću površinu.

Temeljne trake se koriste kod kod linijskih opterećenja (zidovi ili usko raspoređeni stupovi) gdje je nepogodno izvesti više temelja samaca. Najčešće su kvadratnog poprečnog presjeka. Također mogu biti izvedeni stepenasto i t-presjeka, ako je potrebno silu raspodjeliti na veću površinu.

Temeljna ploča koristi se za raspodijelu opterećenja na veliku površinu. Prednost joj je u tome što nejednoliko opterećenje dobro prenosi na tlo, te ne uzrokuje veća diferencijalna slijeganja.

2.2.2.2 Duboki temelji

Duboki temelji izvode se redovito u vidu pilota. Koriste se kada temeljno tlo na površini nema dobre karakteristike, a dobro temeljno tlo je duboko. Duboki temelji se također koriste kada na tlo treba prenijeti velike horizontalne sile. Opterećenje se prenosi izravno na dobro nosivo tlo, ali i pomoću trenja na okolno tlo.



Slika 2.2.2.4 Temelji Petronas Tower

Slika 2.2.2.5 Temelji Burj Khalifa

2.2.2.3 Kombinirani temelji

Kombinirani temelji se koriste kada je temeljeno tlo ograničene nosivosti. Sustav se sastoji od pilota, ploče i tla. Glavna ideja je da kontrolirana slijeganja nisu problem sve dok su diferencijalna slijeganja minimalna.

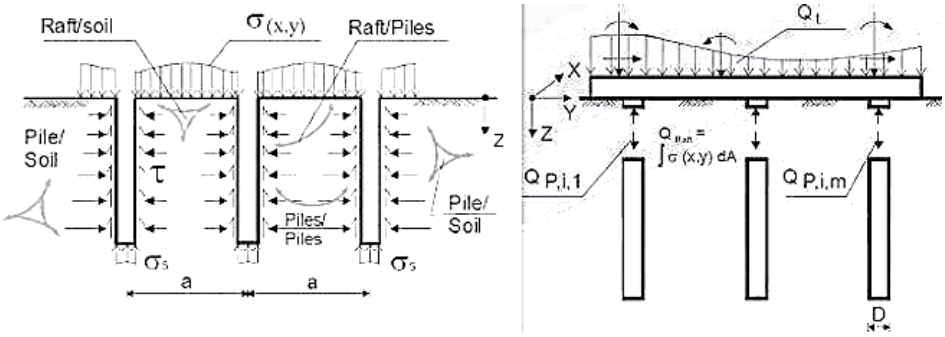
Za razliku od dubokih temelja, vertikalno opterećenje se prenosi dijelom preko pilota i dijelom preko ploče.

$$R_{uk} = R_{pl} + \sum_{j=1}^{n} R_{pi,j} \qquad (2.2.1)$$

Prijenos opterećenja odvija se pomoću:

- Ploča prenosi opterećenje konstrukcije na pilote i okolno tlo, čime povećava i horizontalna naprezanja u tlu. Igra veliku ulogu u povezivanju i zajedničkom djelovanju pilota.
- Piloti, interaktivno u grupi, prenose opterećenje izravno na dobro nosivo tlo, ali i na okolno tlo pomoću trenja.

- Povećana obodna naprezanja na obodu pilota, zbog povećanog naprezanja u tlu, omogućuju prijenos veće sile pomoću trenja na obodu pilota



Slika 2.2.2.6 Interakcija temeljne ploče, pilota i tla

Prednosti kombiniranih temelja:

- Kontrolirano slijeganje i naprezanja u temeljnoj ploči mogu reducirati veličinu i broj potrebnih pilota
- Kontroliranje diferncijalnog slijeganje je moguće optimiziranje položaja i broja pilota

Kombinirani temelji su primarno dizajnirani kao ojačanje plitkih temelja. Ipak, s povećanjem visine građevina, veća opterećenja vode povećanom broju pilota većih promjera. Povećana upotreba podzemnog prostora u urbanim sredima (za instalacije i komunikacije) vodi ograničenju dubokih temelja.

2.2.3 Piloti

Piloti su relativno vitki stupovi koji se izvode u tlu. Koriste se kada tlo ispod građevine nema dobru nosivost, a iskopi do dobrog tla nisu eknomični. Duljina pilota ovisi o dubini dobro nosivog tla i trenju na spoju pilota i tla. Opterećenje se prenosi direktno preko kontakta pilot-temeljno tlo (vrh pilota), te posredno preko trenja na obodu pilota (plašt pilota).

Piloti se osim za opisanu nosivost mogu koristiti kao sidra protiv odižući sila, te za povećanje otpora na horizontalna opterećenja i prevrtanje.

Podjela dubokih temelja prema stupnju razmicanja okolnog tla:

- Duboki temelji i piloti koji ne mijenjaju gustoću okolnog tla. Izvode se s iskopom tla sa ili bez zaštite iskopa i zatim ugradnjom drugog gradiva (najčešće betona u izvedeni iskop). U ovu grupu spadaju svi kopani i bušeni piloti, elementi dijafragme koji se koriste s obzirom na način prenošenja opterećenja

kao piloti i slični elementi. Tu se također mogu ubrojiti neki duboki temelji tipa bunara i kesona.

- Duboki temelji i piloti koji jako razmiču tlo, svi piloti koji se zabijaju ili nabijaju u tlo, a sami imaju značajnu zapreminu; drveni i armirano betonski predgotovljeni piloti promjera 250 do 450 mm, dužine do 20 m; prednapregnuti armiranobetonski piloti promjera 400 do 600 mm, čelične i betonske cijevi zatvorene na vrhu, nabijeni piloti, betonirani u nabijenoj zatvorenoj cijevi na licu mjesta, promjera do 600 mm;
- Duboki temelji i piloti koji malo razmiču tlo, valjani čelični profili kao na pr. H–profili, cijevi s otvorenim vrhom i slični profili male vlastite zapremine, koji u tlu zahtijevaju malo prostora

2.2.4 Podzemne etaže

Podzemne etaže se koriste kod visokih građevina kao parking i servisni prostor ili za podzemne trgovačke centre. Osim što povećavaju uporabni prostor, igraju veliku ulogu u temeljenju. Iskopom podzemnih etaža uklanja se površinski slabije nosivi sloj tla. Postoje ekonomski razlozi za iskop do sloja dobro nosivog tla. Podzemne etaže su često veće površine od konstrukcije iznad, te time omogućuju veću raspodjelu opterećenja i manja naprezanja u tlu.

Tijekom izvedbe podzemnih etaža potrebno je osigurat pridržanja iskopa, te riješiti moguće probleme podzemne vode.

2.3 Konstruktivni sustavi

2.3.1 Uvod i podijela konstruktivnih sustava

Glavna zadaća nosivih sustava je preuzimanje opterećenja i prenošenja istog na temelje. Opterećenja se dijele na vertikalna i horizontalna. Potonja imaju prevladavajući utjecaj kod visokih zgrada. Stoga su nosivi sustavi primarno podijeljeni ovisno o tome s kojom efekitnosti preuzimaju horizontalna opterećenja. Cilj ovog poglavlja je opisati podjelu nosivih sustava i njihovih kompoenti, te posebno opisati sustave koji se koriste pri vrlovisokim objektima.

Klasifikacija nosivih sustava visokih građevina

1969. Fazlur Khan u svom radu klasificira nosive sustave za visoke građevine relativno s njihovom visinom i efikasnosti u obliku "Heights for Structural Systems diagrams" (Khan,1969). Naknadno su dijagrami modificirani (Khan 1972, 1973), te razvijene sheme za čelične i betonske konstrukcije. Khan je tvrdio da kruti okviri, koji su dominirali u nosivim sustavima, nisu jedino prigodno riješenje.

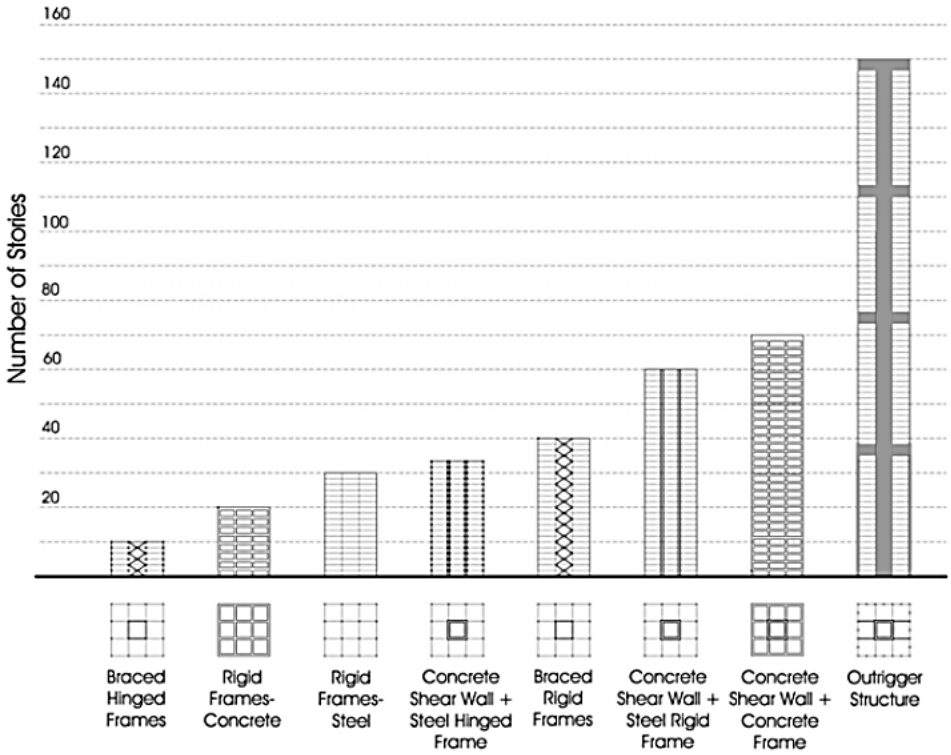
Zbog boljeg poznavanja samih materijala i ponašanja konstrukcije, zalaže se da se konstrukcije trebaju promatrati kao cijelina. Konstrukcije, uz pomoć računala, mogu biti promatrane u 3 dimenzije, za razliku od tadašnjeg ravninskog promatranja u glavnim smjerovima. Mogući konstruktivni sustavi, prema njemu, su kruti okviri, posmični zidovi, kombinacija okvira i posmičnih zidova, pojasne rešetke i različiti oblici cijevnih sustava.

Ovaj rad prestavlja novu klasifikaciju, koju sadrži većina nosivih sustava današnjih visokih građevina. Prepoznavajući važnost u otpornosti konstrukcije na horizontalna opterećenja, klasifikacija je izvedena u odnosu na iste.

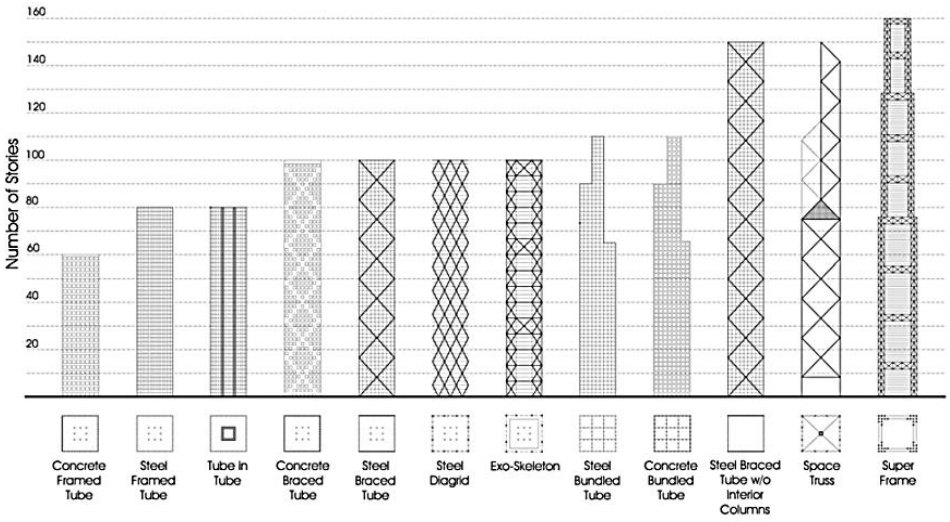
Nosivi sustavi visokih sustava mogu se podijeliti u dvije kategorije:

- unutrašnje sustave (interior structures)
- vanjske sustave (exterior structures)

Ova podijela se bazira na dispoziciji komponenti sustava koji primarno preuzima horizontalna opterećenja. Sistem je opisan kao unutrašnji kada se glavni dio horizontalno nosivog sustava nalazi bliže unutrašnjosti zgrade. Također, ako se glavni dio horizontalno nosivog sustava nalazi bliže periferiji zgrade, sustav je opisan kao vanjski sustav. Valja naglasiti da će svaki unutrašnji sustav imati neke komponente horizontalnog nosivog sustava i na periferiji zgrade, kao i vanjski sustav u unutrašnjosti zgrade.



Slika 2.3.1.1 Unutrašnji konstruktivni sustavi



Slika 2.3.1.2 Vanjski konstruktivni sustavi

Khan također naglašava sljedeće:

"Ova klasifikacija nosivih sustava predstavljena je kao smjernica i treba biti promatrana kao takva. Važno je naglasiti da svaki sustav ima široki spektar primjenjivih visina, ovisino o konstruktivnim i uporabnim zahtjevima vezanim uz oblik i omjere zgrade, arhitektonsku funkcionalnost, uvjete opterećenja, stabilnosti i uvjete lokacije. Visinski limiti su stoga pretpostavke, utemeljene na iskustvu i predviđanju autora"

Tablica 2.3.1.1 Vrste unutrašnjih sustava

Tip	Podtip	Materijal/ Oblikovanje	Učikoviti visinski limit	Prednosti	Nedostaci	Primjeri
Kruti okviri	-	Čelik	30	Fleksibilnost pri namjeni prostora. Brza izvedba	Skupi spojevi i protupožarna zaštita	860 & 880 Lake Shore Drive Apartments (Chicago, USA, 26 kat. , 82 m)
		Beton	20	Fleksibilnost pri namjeni prostora. Jedostavno oblikovanje konstrukcije	Skupa oplata. Spora izvedba	Ingalls Building (Cincinnati, USA, 16 kat., 65 m)
Poduprti zglobni okviri	-	Čelične posmične rešetke + čelični zglobni okviri	10	Efikasna otpornost bočnom opterećenju . Niže gred u odnosu na kruti okvir, bez dijagonala	Ograničenje u prostornom uređenju. Skupi spojevi dijagonala.	Niže građevine
Posmični zidovi / Zglobni okviri	-	Betonski posmični zid + čelični zglobni okvir	35	Efikasna otpornos bočnom opterećenju, zbog betonskih posmičnih zidova	Ograničenja u prostornom uređenju, zbog posmičnih zidova	77 West Wacker Drive (Chicago, USA, 50 kat., 203.6 m)
Posmični zidovi – okvir iterakcijski sistemi	Poduprti kruti okvir	Čelične posmične rešetke + čelični kruti okviri	40	Efikasna otpornost bočnom opterećenju, iterakcijom posmični zid + okvir	Ograničenja u prostornom uređenju, zbog posmičnih rešetki	Empire State Building (New York, USA, 102 kat., 381 m),
	Posmični zidovi / kruti okvir	Betonski posmični zidovi + čelični kruti okviri	60	Efikasna otpornost bočnom opterećenju, iterakcijom posmični zid + okvir	Ograničenja u prostornom uređenju, zbog posmičnih zidova	Seagram Building, up to the 17th floor (New York, USA, 38 kat., 157 m)
		Betonski posmični zidovi + betonski okvir	70	.	.	311 South Wacker Drive (Chicago, USA, 75 kat., 284 m)
Vezni sustavi	-	Posmične jezgre + veza (čelične rešetke, betonski zidovi) + čelični ili betonski stupovi	150	Efikasna otpornost na savijanje od strane vanjski stupova, povezanih veznim elementima za jezgru	Vezni elementi ne pridonose posmičnoj otpornosti	Taipei 101 (Taipei, Taiwan, 101 kat., 509 m)

Tablica 2.3.1.2 Vrste vanjskih sustava

Tip	Podtip	Materijal / Oblikovanje	Vis. limit	Prednosti	Nedostaci	Primjeri
Cijevni sustavi	Okvirne cijevi	Čelik	80	Efikasan otpor bočnom opterećenju smještanjem konstruktivnog sistema na obodu zgrade	Posmične deformacije uzrokuju veće opterećenje na kutnim, pojasnim stupovima ("shear lag")	Aon Center (Chicago, USA, 83 kat., 346 m)
		Beton	60	-	-	Water Tower Place (Chicago, USA, 74 kat., 262 m)
	Poduprta cijev	Čelik	100-150	Efikasna otpornost bočnom opterećenju, uzdnužnom silom u dijagonalama. Širi rasponi između stupova u odnosu na okvirne cijevi, manji "shear lag"	Ograničenje pogleda spregovima	John Hancock Center (Chicago, USA, 100 kat., 344 m)
		Beton	100	-	-	Onterie Center (Chicago, 58 kat., 174 m)
	Spojene cijevi	Čelik	110	Smanjeni "shear lag"	Ograničenja u prostornom uređenju, zbog oblikovanja spojenih cijevi	Sears Tower (Chicago, USA, 108 kat, 442 m)
		Beton	110	-	-	Carnegie Hall Tower (New York, USA, 62 kat, 230.7 m)
	Cijev u cijevi	Vanjska cijev (čelik/beton) + unutarnja cijev(jezgra, čelik/beton)	80	Efektivna otpornost bočnom opterećenju, interaktivnim sistemom jezgra-vanjska cijev	Ograničenja u prostornom uređenju, zbog posmične jezgre	181 West Madison Street (Chicago, USA, 50 kat., 207 m)
Cijevna mreža **Diagrid**		Čelik	100	Efikasna otpornost bočnom opterećenju, uzdnužnom silom u dijagonalama	Složeni spojevi	Hearst Building (New York, USA, 42 kat, 182 m),
		Beton	60		Skupa oplata, spora izvedba	O-14 Building (Dubai)
Prostorne rešt ke	-	Čelik	150	Efikasna otpornost bočnom opterećenju, uzdužnim silama unutar rešetke	Ograničen pogled	Bank of China (Hong Kong, China, 72 kat., 367 m)
Super okviri	-	Čelik	160	Moguće postizanje velikih visina	Tehnologija izvođenja uvelike ovisi o konstruktivnom sistemu	Chicago World Trade Center (Chicago, USA, 168 kat, Neizgrađeno)
		Beton	100	-	-	Parque Central Tower (Caracas, Venezuela, 56 kat, 221 m)
Hibridne konst.	-	Steel	100	Untarnje uređenje nije diktirano rasporedom stupova	Temperaturne deformacije	Hotel de las Artes (Barcelona, Esp., 43 kat, 137 m)

2.3.2 Dijelovi konstruktivnih sustava visokih građevina

Prije opisa samih nosivih sustava vrlo visokih sustava, opisati će se neke zajedničke dijelove svih sustava:

- jezgre
- masivni stupovi
- posmični zidovi
- obodne cijevi

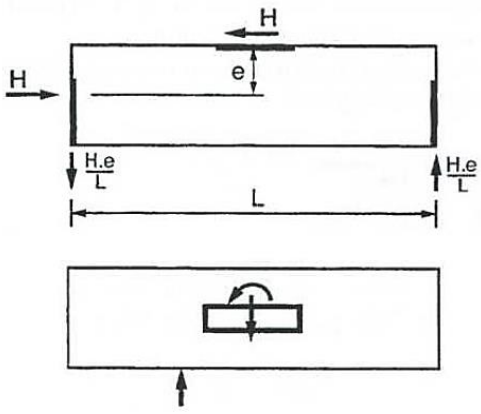
2.3.2.1 Jezgre

Centralni dio visoke građevine sastoji se od ravninskih vertikalnih elemenata, postavljenih u zatvorenu formu. Moguća je i izvedba u obliku prostorne rešetke, kod hibridnih sustava. Zbog velike koncetracije zidova, izrazito su povoljne za preuzimanje posmika.

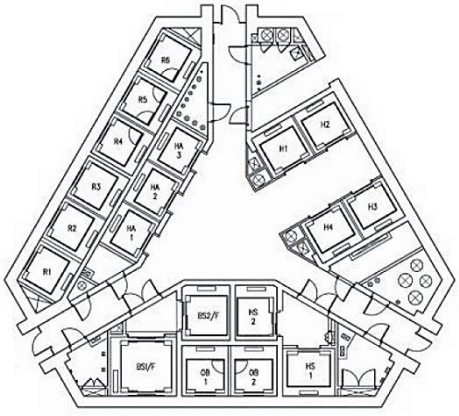
U novijim oblicima nosivih sustava (Burj Khalifa, butress core) izražen je utjecaj jezgre u preuzimanju torzije, dok nedostatak nosivosti jezgre na savijanje i posmik preuzimaju izbačena krila.

Za visoke građevine veliki zahtjev prestavlja vertikalna komunikacija (liftovi i stubišta), što je najčešće uporabna svrha jezgre. Zbog izražene komunikacije koja se kroz nju odvija, nužno je osigurati požarnu otpornost, dovoljnu zvučnu izolaciju i arhitektonske zahtjeve, za bolju iskoristivost jezgre.

Za stabilnu konstrukciju potrebna su barem tri ravninska elementa ili torzijski kruti poligon na svakoj etaži jezgre. Ravnine triju elemenata ne smiju se sijeći u jednom pravcu. Prvi uvjet prestavlja pridržanje na translaciju, a drugi na rotaciju same konstrukcije.



Slika 2.3.2.1 Shema stabilne jezgre

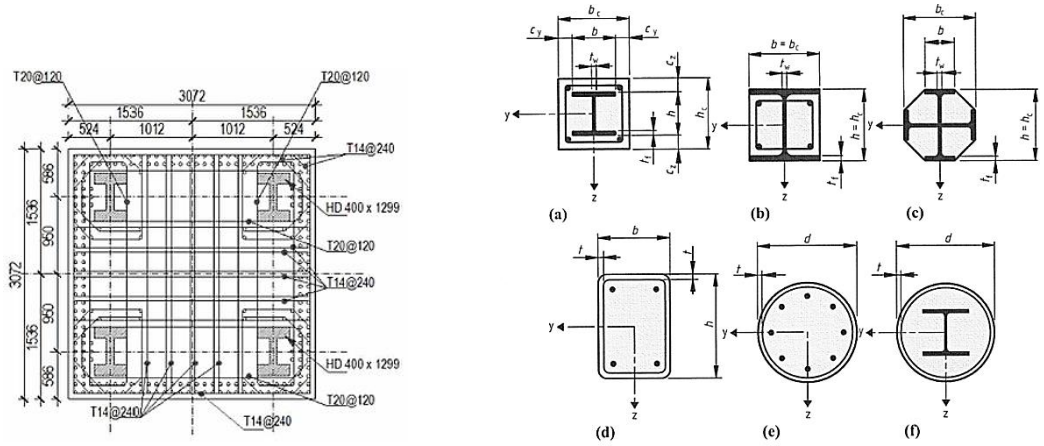


Slika 2.3.2.2 Jezgra – Burj Khalifa

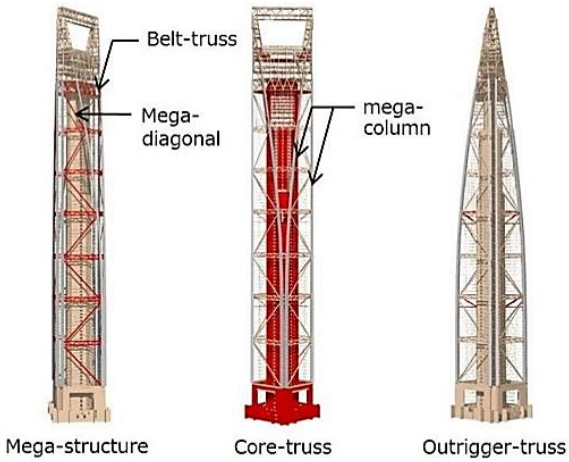
2.3.2.2 Masivni stupovi

Prema [5], jedan od najefikasnijih pristupa za povećanje otpornosti na horizontalna opterećenja u ultra-visokim zgradama je projektirati "super columns". Smjestiti ih na što većem razmaku, po mogućnosti na samom rubu zgrade, te međusobno povezat stupove sa posmično krutim sustavom (npr. "Vierendeel" rešteke). Ova ideja razvijena 1990-ima, otvorila je široki spektar riješenja za kompozitne sustave sa stupovima.

Masivni stupovi ("super columns") mogu se izvoditi na razne načine. Jedan od načina je koristiti čelične cijevi velikih promjera, koje se pune betonom visoke čvrstoće. Generalno, ne koristi se dodatna armatura unutar samih stupova, što pojednostavljuje izvedbu. Drugi način je izvedba čeličnih stupova (presjeka) obloženih betonom. Prednost sustava koji koriste masivne stupove su minimalne opstrukcije u arhitektonskom oblikovanju prostora i fasada.



Slika 2.3.2.3 Poprečni presjeci masivnih stupova



Slika 2.3.2.4 Masivni stupovi unutar hibridnih konstrukcija

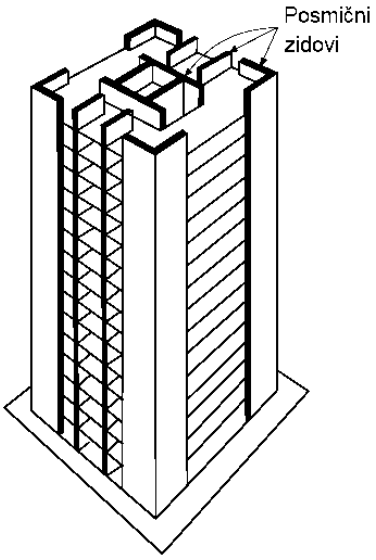
2.3.2.3 Posmični zidovi

Posmični zidovi su sustav armiranobetonskih zidova određene debljine i dužine, koji pružaju otpornost na horizontalna djelovanja. Posmični zidovi, samostalni ili povezani, jedan su od češće korištenih sustava u visokim građevinama za otpornost na bočne sile uzrokovane vjetrom i potresom.

Promatraju se kao vertikalne konzole uklještene u bazi. Kada su dva ili više posmičnih zidova u istoj ravnini međusobno povezani gredama ili pločama, npr. kada su prisutni otvori u zidovima, ukupna krutost sustava veća je od sume pojedinačnih krutosti zidova (stupaca). Uzrok ovom je djelovanje greda koje povezuju zidove, te se zidovi ponašaju kao jedna cijelina (poznato pod pojmom povezani zidovi). Stoga je potrebno obratiti pažnju na posmik u samim gredama, te projektirati potrebnu armaturu za postizanje dovoljne posmične otpornosti (često dijagonalna armatura).

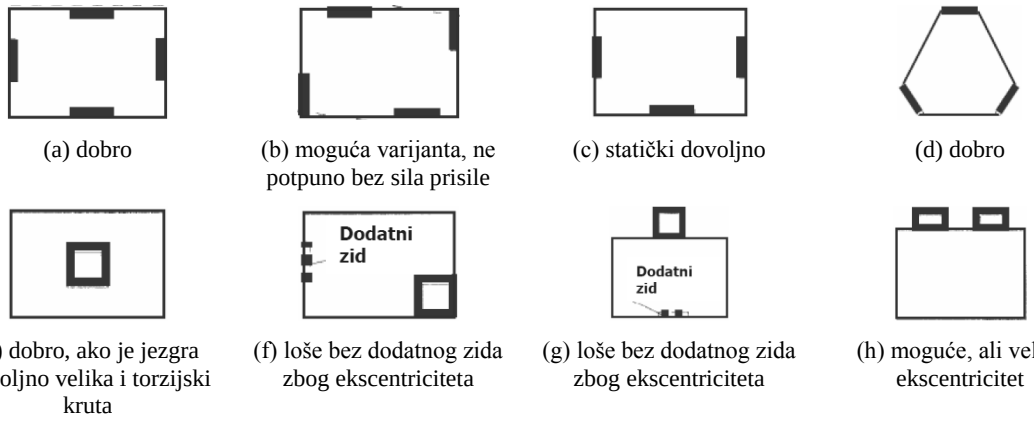
Raspored posmičnih zidova mora se planirati tako da su vlačna naprezanja od horizontalnih djelovanja manja od tlačnih naprezanja od gravitacijskog djelovanja. Posmični zidovi najčešće su korišteni u visokim uredskim zgradama i generalno su postavljeni oko komunikacijskih cijelina (jezgra, hodnici, liftovi). Kontinuirani vertikalni zidovi istovremeno služe za zvučnu izolaciju i zaštitu od požara pojedinih prostora.

Posmični zidovi mogu biti izvedeni na mjestu ili predgotovljeni. Predgotovljeni zidovi koriste se unutar betonskih i čeličnih okvira, za poboljšanje otpornosti na horizontalna djelovanja.



Slika 2.3.2.5 Sustav posmičnih zidova

Tloctni raspored treba biti takav da su težište i centar posmika što bliže, da bi se spriječilo nastajanje velikog torzijskog momenta uslijed horizonalnih opterećenja.

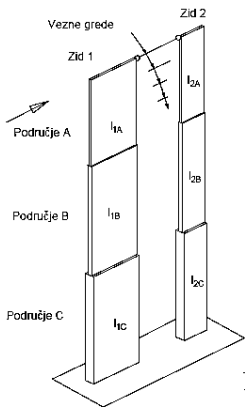


(a) dobro | (b) moguća varijanta, ne potpuno bez sila prisile | (c) statički dovoljno | (d) dobro

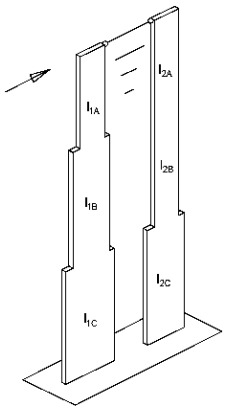
(e) dobro, ako je jezgra dovoljno velika i torzijski kruta | (f) loše bez dodatnog zida zbog ekscentriciteta | (g) loše bez dodatnog zida zbog ekscentriciteta | (h) moguće, ali veliki ekscentricitet

Slika 2.3.2.6 Tlocrtni rasporedi sa svojim karakteristikama

Zidovi se mogu projektirati kao proporcionalni ili neproporcionalni. Kod proporcionalnih zidnih sustava, odnosi fleksijskih krutosti su nepromjenjivi po cijeloj visini. Kod takvih zidova nema preraspodjele posmika i momenata na razinama promjene krutosti zidova. Ovaj sustav je statički određen i napadni momenti i poprečne sile raspodjeljuju se na pojedine zidove u odnosu njihove fleksijske krutosti. Kod neproporcionalnih zidnih sustava, odnosi fleksijskih krutosti nisu nepromjenjivi po cijeloj visini. Na katovima gdje se krutosti mijenjaju dolazi do preraspodjele posmika i momenata u zidovima. Ovaj je sustav statički neodređen i ručni proračun je vrlo složen. Stoga se proračun provodi ili metodom konačnih elemenata (FEM) ili zamjenskim okvirnim proračunom.

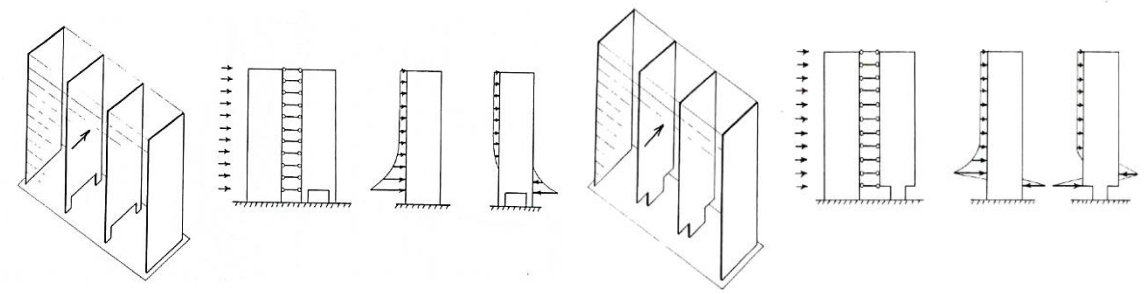


Slika 2.3.2.7 Proporcionalni zidovi



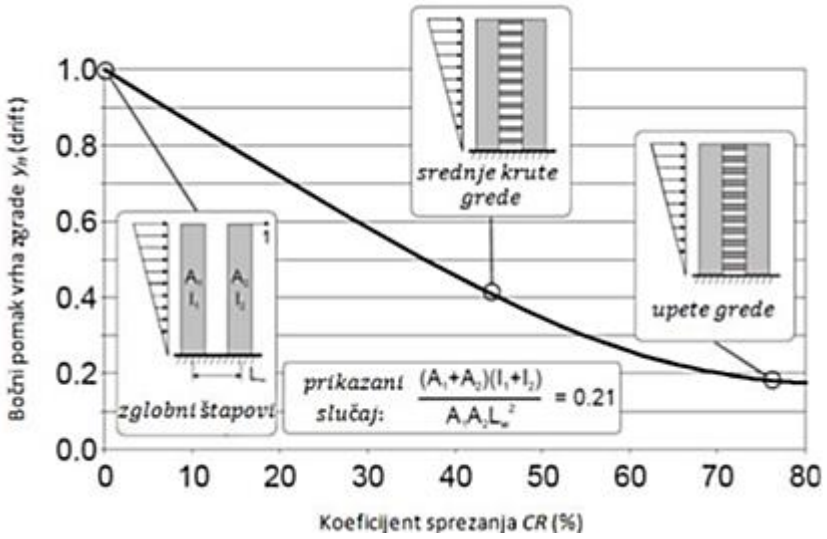
Slika 2.3.2.8 Neproporcionalni zidovi

U hotelima i zgradama za stanovanje u prizemlju su uobičajeni veliki lobiji i konferencijske sale. Stoga se neki zidovi u prizemlju prekidaju. Diskontinuiteti u podnožju konstrukcije su njihova slaba točka. Uzrokuju veliku preraspodjelu sila, te se opterećenje koncetrira na kontinuirane elemente.



Slika 2.3.2.9 Utjecaj diskontinuiteta u posmičnim zidovima

Kod klasičnog konstrukcijskog sustava (nepovezanih) posmičnih zidova, konstrukcija se bočnim opterećenjima odupire nezavisnim djelovanjem pojedinačnih zidova. Međutim, u mnogim praktičnim situacijama zidovi su povezani fleksijski krutim elementima (moment-resisting members). Ako su stropne ploče kruto povezane sa zidovima, one se ponašaju i kao spojne grede. Time se postiže dodatna posmična interakcija (međudjelovanje) između zidova van ravnine. Takve konstrukcije postižu veću bočnu krutost i djelotvornost sustava zidova i nazivaju se „povezani zidovi“.



Slika 2.3.2.10 Utjecaj međusobnog sprezanja zidova na pomak vrha građevine

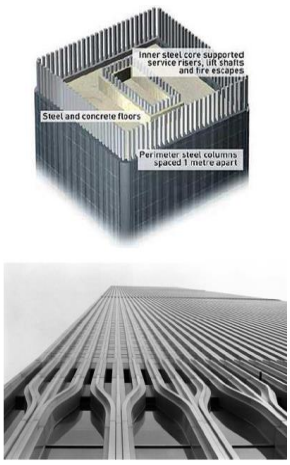
2.3.2.4 Obodne cijevi

Obodne cijevi osiguravaju krutost fasade preko cijele obodne površine građevine, čime fasada formira kruti cijevni sustav.

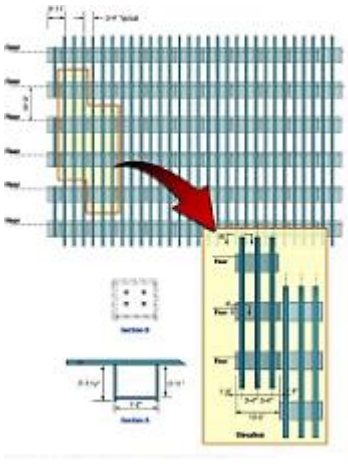
Zbog svoje vitkosti, visoke građevine su osjetljive na bočna opterećenja. Stoga je projektiranje oboda (perimetra) zgrade od većeg strukturnog značaja nego u bilo kojoj drugoj vrsti građevina. Visoku građevinu se može promatrati kao gredu. U kojoj je povoljno armaturu smjestiti što bliže rubu, da se ostvari što veći krak sile. Analogno, kod visokih građevine povoljno je konstruktivne elemente, koji preuzimaju bočna opterećenja (savijanje), smjestiti što bliže rubu građevine. Ovim konstrukcijama moguće je postići veće visine.

Krute fasade moguće je postići koristeći okvirne elemente (zidove spojene s dijagonalama - spregovima).

Kruti okvirni elementi formiraju se preko guste mreže greda i stupova na fasadi. Bočna otpornost građevine leži u savojnoj krutosti mreže. Mana ovih konstrukcija su opstrukcije u pogledu. Stoga se većinom koriste za uredske objekte. U SAD-u ove konstrukcije su dominantno čelične. Poznati primjer su zgrade "World Trade Centre" (Slika 2.3.2.11;Slika 2.3.2.12). U ovoj građevini obodne cijevi čine glavninu ukupne krutosti građevine. Građevina je napravljena s nept većom količinom čelika, od prosjeka za iste, što je jedan od razloga zbog čega nije došlo do brzog rušenja, 11.9.2001. Više od 50% fasadnih stupova uništeno je na strani udara, ipak zbog robusnosti zgrade nije došlo do njenog naglog rušenja i osigurano je dodatno vrijeme za spašavanje korisnika. Naknadna istraživanja pokazala su da za građevinu nije bio koban nedostatak nosivosti, već izazvani požar koji je utjecao na čeličnu konstrukciju.



Slika 2.3.2.11 World Trade Centre, New York, SAD, 1971.



Slika 2.3.2.12 Detalj okvirnog elementa na WTC

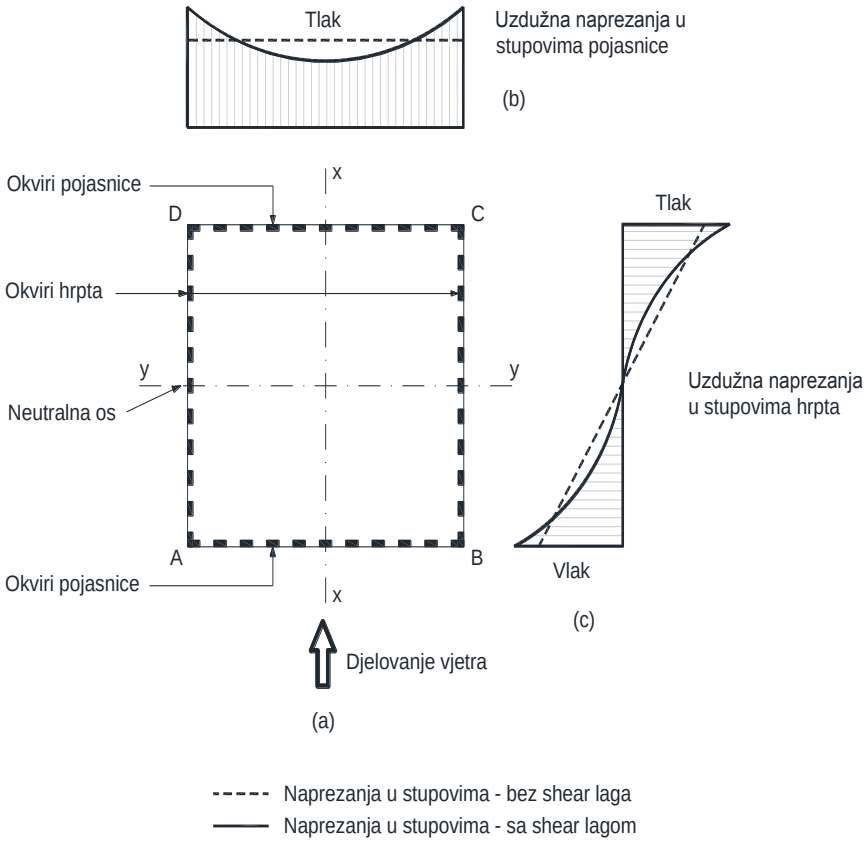
Kruta okvirna cijev može se pretvoriti u rešetkastu, dodavanjem dijagonalnih elemenata okviru. Ovaj tip cijevnog sustava rezultira velikom uštedom materijala. Naime, bočna opterećenja koja djeluju na građevinu prenose se preko uzdužnih sila u elementima, čime se postiže veća iskoristivost elemenata i materijala. Primjer za ovaj tip konstruktivnog sustava je građevina "John Hancock" (Slika 2.3.2.13). Mana ovog konstruktivnog sustava je također opstrukcija u pogledu. Stoga se većinom koriste za uredske objekte

Slika 2.3.2.13 John Hancock, Chicago, SAD, 1969.

Vanjske betonske cijevi mogu biti izvedene perforiranjem betonskih posmičnih zidova na fasadi s prozorima. Ovaj tip konstrukcije je manje krutosti u odnosu na sustave s jezgrom, što je nadoknađeno s velikim krakom sila. Formiranje velikih otvorenih prostora kao i kod sličnih čeličnih sustava ovisi uvelike o korištenim međukatnim konstrukcijama. Primjer za ovaj tip konstruktivnog sustava je građevina "Onterie Center".

Slika 2.3.2.14 Onterie Center, Chicago, SAD, 1986.

Zaostali posmik ("Shear lag") javlja se kod ovih sustava kao posljedica otvora na fasadi. Otvori omekšavaju središnji dio, zbog čega nastaje preraspodjela naprezanja. Naprezanja se koncentriraju na rubovima, gdje je veća krutost u odnosu na središnji dio fasade.



Slika 2.3.2.15 Djelovanje "shear lag".

2.3.3 Konstruktivni sustavi vrlo visokih građevina

Granica između visoke i vrlo visoke građevine postavljena je na 300 m. Pojedini dijelovi konstruktivnih sustava opisani su u predhodnom poglavlju, sada ćemo promotriti konstruktivne sustave koji se koriste za vrlo visoke građevine.

Konstruktivni sustavi pogodni za vrlo visoke građevine:

- Sustav cijev u cijev
- Sustav povezanih cijevi
- Sustav jezgre povezane s vanjskim stupovima ("Outrigger" sustavi)
- Sustav više povezanih konstruktivnih sustava
- Sustav poduprte jezgre ("Butressed Core")

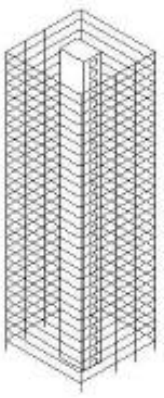
2.3.3.1 Sustav cijev u cijev

Kada vanjska i unutarnja cijev djeluju zajedno sustav, se naziva cijev u cijev. Cijevi se povezuju pomoću greda i međukatnih konstrukcija (spregnuti stropovi).

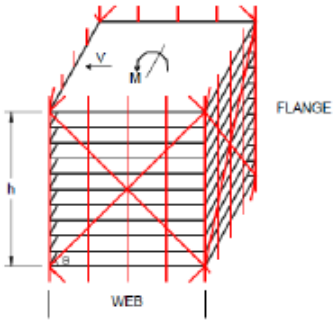
Prednost ovog sustava je bitno povećana bočna krutost. Mana su opstrukcije pri unutrašnjem planiranju i razmještaju prozora i vrata. Sustav je ekonomičan za građevine do 120 katova.

Kod čeličnih građevina unutrašnja cijev jezgre može se formirati od okvira sa spregovima. Kod armirano betonskih građevina jezgru čine posmični zidovi.

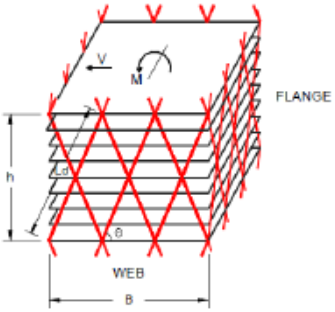
Kod čeličnih građevina vanjska cijev se formira rešetkom, sa spregovima ili mrežom ("diagrid"), te je jedan od najefikasnijih vanjskih cijevnih sustava za vrlo visoke građevine. Dijagonalni elementi ili posmični zidovi su dodani da bi se okvirni sustav pridržao horizontalno.



Slika 2.3.3.1 Sustav cijev u cijev'



Slika 2.3.3.2 Vanjska cijev sa spregovima



Slika 2.3.3.3 Vanjska cijev sa mrežom ('diagrid")

Strukturne karakteristike:

Pri analizi se često položaj dijagonalnih elemenata idealizira (osi se sijeku u jednoj točki). U stvarnosti to nije slučaj. Zbog složenih spojeva javljaju se ekscentriciteti. Posljedica je stvaranje dodatnog naprezanja, koje bi trebalo uzeti u razmatranje pri projektiranju.

Skupljanje stupova uslijed gravitacijskog djelovanja može uzrokovati popuštanje spregova. Posljedica je aktiviranje sprega samo pri velikim horizontalnim pomacima.

Kod betonskih građevina vanjska cijev se formira kao perforirani zid.

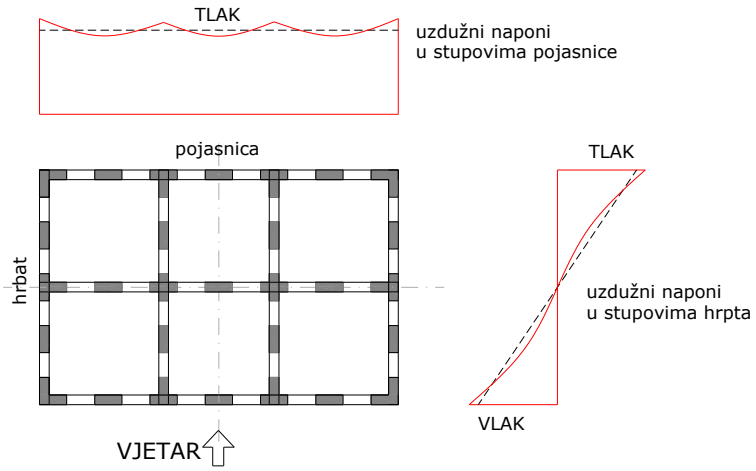
Slika 2.3.3.4 Guangzhou West Tower, Guangzhou, Kina, 2010.

Slika 2.3.3.5 One Shell Plaza, Houston, SAD, 1971

2.3.3.2 Povezane okvirne cijevi

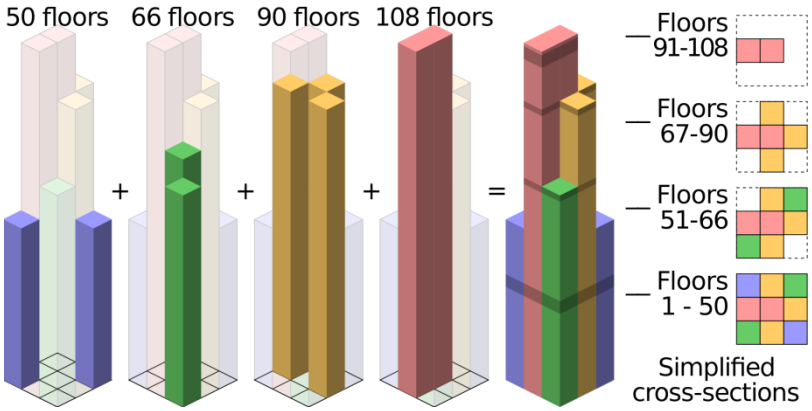
Konstruktivni sustav koji se sastoji od više okvirnih ili rešetkasti cijevi povezanih zajedno, povećava bočnu otpornost konstrukcije.

Odgovor konstrukcije je poboljšan podjelom glavne cijevi na manje cijevi, koje znatno pridonose posmičnoj otpornosti u odnosu na jednu glavnu cijevi. Glavna prednost u odnosu na pojedinačne okvirne cijevi je smanjivanje efekta "shear laga" (Slika 2.3.3.6). Velika krutost stropnih ploča u ravninama prisiljava unutarnje okvire hrptova na savijanje, jednako onom vanjskih hrptova (raspodjela opterećenja na hrptove). Posmično djelovanje koje prenosi svaki hrbat prorcionalno je njegovoj lateralnoj krutosti.



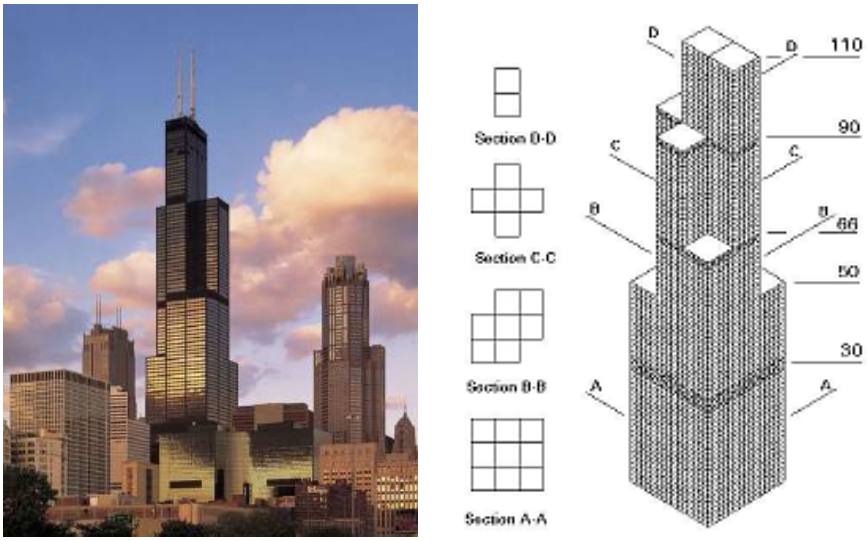
Slika 2.3.3.6 Smanjeni utjecaj "shear laga".

Kod sustava povezanih cijevi, promjene u tlocrtu mogu se izvoditi znatno jednostavnije. Visina pojedinačne cijevi može biti prekinuta na bilo kojoj razini, bez utjecaja na cjelovitost konstrukcijskog sustava. Učincima torzije, koji se javljaju zbog nesimetričnosti konstrukcije, odupiru se zatvoreni presjeci pojedinih modula



Slika 2.3.3.7 Shema konstruktivnog sustava povezanih cijevi

Sears (Willis) Tower, sa 108 katova i 442 m visine, bio je najviša zgrada svijeta 25 godina. Reprezentativni je primjer sustava povezanih cijevi. Sustav se sastoji od devet međusobno poveznih cijevi koje završavaju na različitim visinama, čime se postepeno sužava građevina s visinom. Ovaj konstruktivni sustav, koji je osmislio F. R. Khan (SOM), bio je revolucionaran. Sustav omogućava velike otvorene uredske prostore, raspona do 23 metra na nižim razinama, koji se smanjuju s visinom. Na svakoj servisnoj razini izvedene su pojasne rešetke za poboljšanje kompaktnosti i horizontalnog odgovora građevine. Ipak, za postizanje većih visina ovaj sustav nije pogodan. Veće visine zahtjevaju veću površinu cijevi, što dovodi do tog da se u unutrašnjosti stvara prostor do kojeg dnevno svjetlo teško dopire.



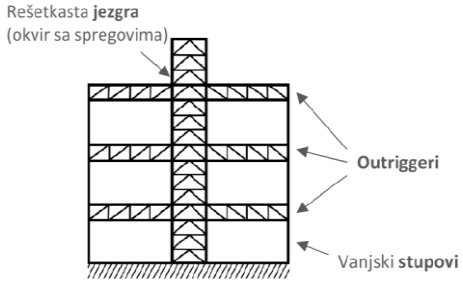
Slika 2.3.3.8 Wills Tower, Chicago, SAD, 1973.

2.3.3.3 Sustav jezgre povezane s vanjskim stupovima ("Outrigger" sustavi)

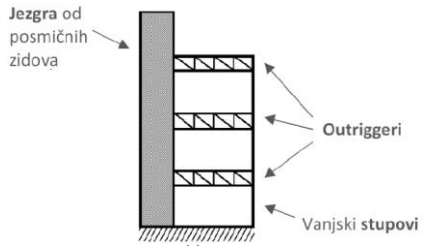
Klasični pristup odupiranja horizontalnim silama srednje visokih zgrada je posmična jezgra smještena oko dizala i stepenica. Dopunska horizontalna otpornost se postiže kruto spojenim okvirima smještenim oko jezgre. Međutim, kada je zgrada viša od 150m, spregnuta jezgra sama po sebi nema dovoljnu krutost da bi zadržala horizontalni pomak (drift) od vjetra u prihvatljivim granicama. Zato je razvijen vanjski ("outrigger") konstrukcijski sustav koji rješava ovaj problem.

Konstrukcijski sustav čine središnja jezgra sa spregovima, koji može sadržavati:

- okvir sa spregovima
- posmične zidove i horizontalne konzolne rešetke
- nosače, koji povezuju jezgru s vanjskim stupovima

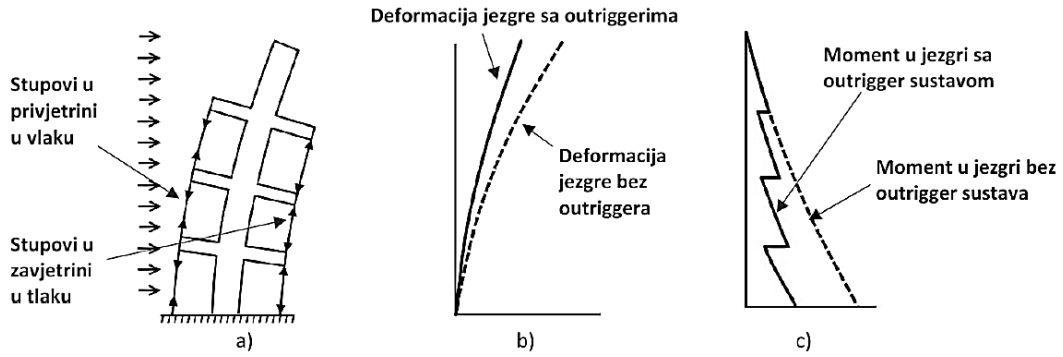


Slika 2.3.3.9 "Outrigger" sustav sa središnjom jezgrom



Slika 2.3.3.10 "Outrigger" sustav sa vanjskom jezgrom.

Utjecaj "outriggera" prikazan je na slici. Jezgra se više ne ponaša kao čista konzola. Moment otpora povećan je utjecajem "outriggera" i vanjskim stupovima. Prednost je u velikom kraku sila između stupova, čime se ostvaruje veliki moment otpora bez stupova velikih dimenzija. Bočno opterećenje uzrokuje vlačna naprezanja u stupovima s jedne strane, a tlačna s druge strane. Povećanjem momenta otpora građevine smanjen je odgovor konstrukcije na bočna opterećenja.



Slika 2.3.3.11 (a) Osnovno konstrukcijsko ponašanje "outrigger" sustava,

(b) Horizontalni pomaci "outrigger" konstrukcije

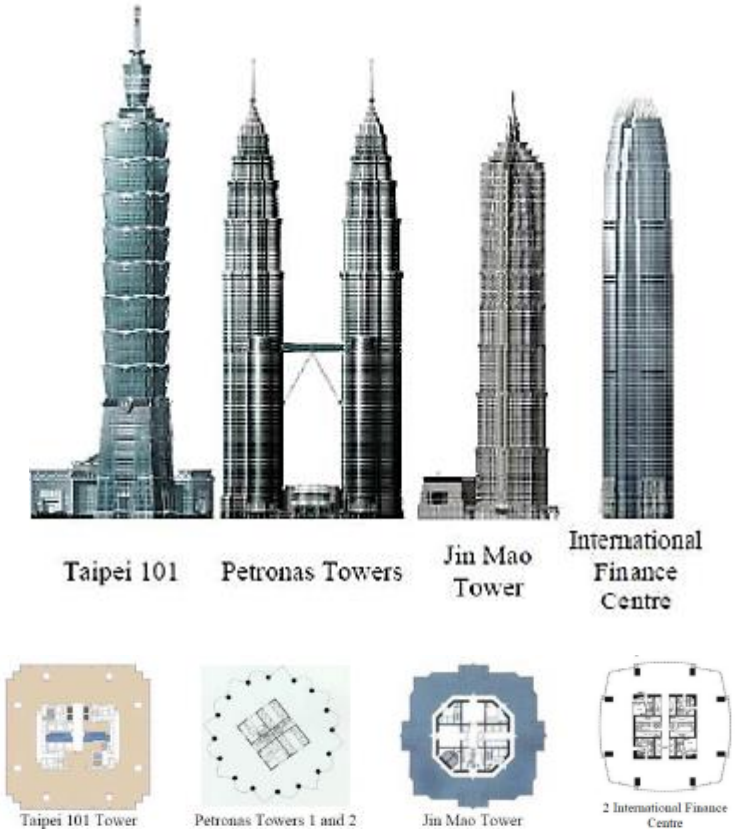
(c) Momentni "dijagram outrigger" konstrukcije

"Outrigger" sustav je jednostavniji u odnosu na cijevni sustav, koji zahtjeva dijagonale ili uski razmještaj stupova. Razmještaj stupova u "outrigger" sustavu lako se uklapa u estetske i funkcionalne zahtjeva raznih namjena građevine. Dodatno, "outrigger" sustavi imaju potencijal za visine veće od 150 katova.

Nedostatak sustava je u tome što veza između jezgre i vanjskih stupova ("outrigger") može ometati uporabni prostor. Također, izvedba veze često opetovana, što usporava sami tijek gradnje. Navedeni nedostaci mogu se izbjeći dobrim arhitektonskim i konstruktivnim planiranjem, koje mora uključivati razmještaj veza, servisnih katova i smjernice za što jednostavniju izgradnju.

"Outrigger" sustavi mogu se izvesti u čeliku, betonu ili kao kompoziti. Prvi primjeri "outrigger" sustava je Place Victoria Office Tower, Montreal, 1965., projektiran od strane Nervi-a i Moretti-a. Također ga koristi F.R. Khan pri dizajniranju First Winsconsin Center, Milwaukee, 1973.(42 kata).

Trenutno su "outrigger" sustavi veoma popularni pri vrlo visokim građevinama, što je vidljivo u nizu primjera diljem svijeta.



Slika 2.3.3.12 Tlocrt primjera "Outrigger" sustava

Prema [6], promatran je optimalan položaj i broj veza ("outrigger-a"). Ponašanje je opisano preko tri koeficijenta:

- α – predstavlja krutost jezgre u ondosu na krutost stupa
- β – predstavlja krutost jezgre u odnosu na krutost veze
- ω – faktor kombinacije predhodna dva faktora

$$\alpha = \frac{EI}{(EA)_c \left(\frac{d^2}{2}\right)}; \quad \beta = \frac{EI}{(EI)_0} \cdot \frac{d}{H}; \quad \omega = \frac{\beta}{12 \cdot (1+\alpha)} \tag{2.3.1}$$

gdje su:

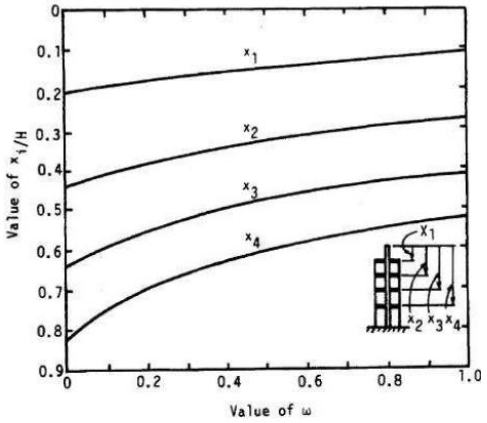
h – visina građevine

d – širina/dužina građevine

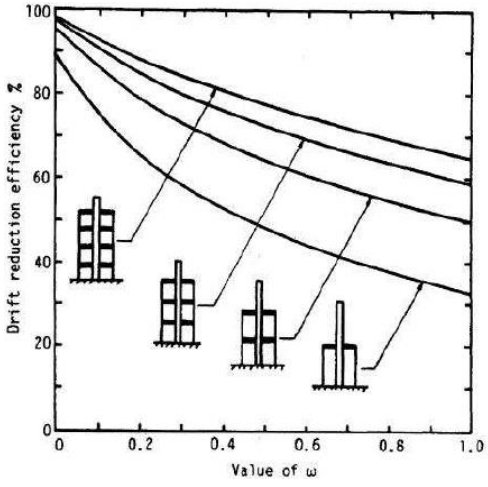
EI – krutost jezgre

EI_0 – krutost veze

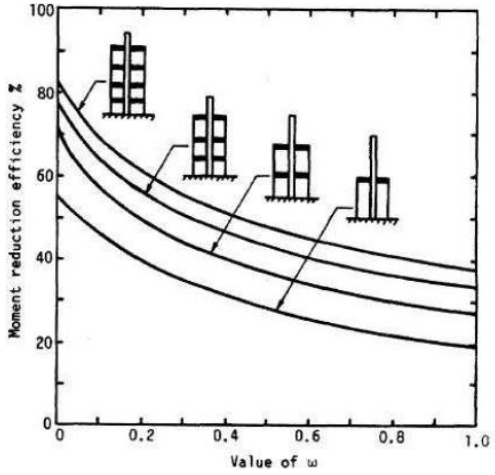
EA – krutost stupa



Slika 2.3.3.13 Vrijednosti faktora ω, za različite sustave



Slika 2.3.3.14 Redukcija pomaka, ovisno o faktoru ω



Slika 2.3.3.15 Redukcija momenta, ovisno o faktoru ω

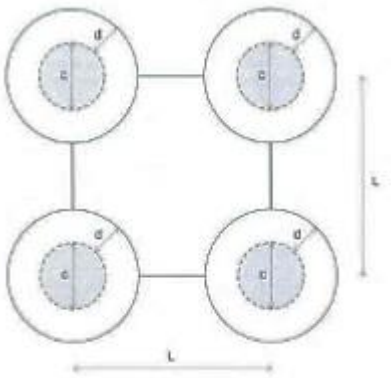
2.3.3.4 Sustav više povezanih konstruktivnih sustava

Kao što je opisano, korištenje veza ("outrigger") unutar jedne građevine za povezivanje jezgre i vanjskih stupova također mogu biti iskorištene za spajanje više konstruktivnih sustava. U tako sastavljenoj konstrukciji, pojedine konstrukcije imaju svoj nosivi sustav, a također su povezane zajedno s ostalim konstrukcijama u stvaranju jedne strukturne kompozicije. Veze se obično izvode kao mostovi ("skybridges") ili u razini servisnih etaža.

Poznati Petronas Towers, s mostom na visini, zapravo ne pripada u ove konstrukcije zato što most leži na kliznim ležajima i ne povezuje tornjeve.

Slika 2.3.3.16 Petronas Towers, most koji nije strukturna poveznica

Vezni sustav povećava krak sile unutar nove struktrne kompozicije. Time povećava lateralnu otpornost same konstrukcije, pod uvjetom da su veze izvedene s dovoljnom krutosti. Otvori koji su formirani u novoj strukturnoj kompoziciji smanjuju utjecaj vjetra na konstrukciju. Omogućuju slobodan prolaz zraka i reduciraju površinu na koju djeluje vjetar.



Slika 2.3.3.17 Shematski tlocrtni prikaz strukturne kompozicije

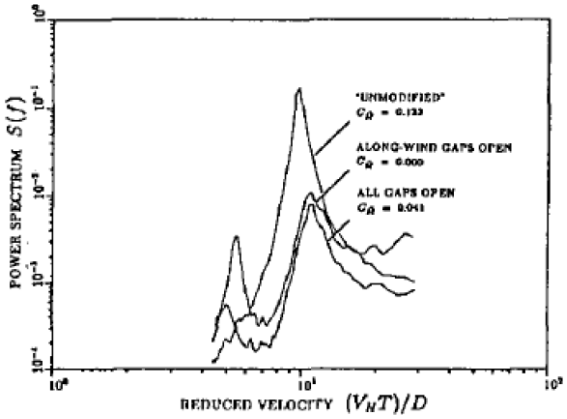
Provedena testiranja [7] pokazuju utjecaj otvora i praznina kroz građevinu (360m) na odgovor konstrukcije poprečno na smjer vjetra. Promatrana građevina ima kvadratni poprečni presjek (odnos visine i širine stranice baze 9:1), bez promjena po visini.

Promatrane su dvije modifikacije poprečnog presjeka:

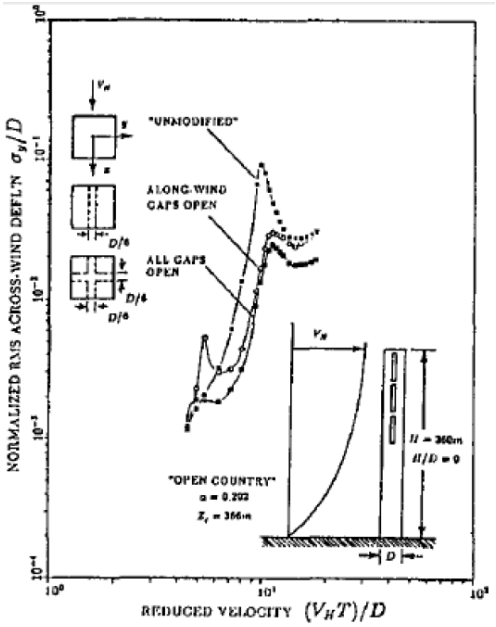
- Otvor u smjeru vjetra (širine D/6) u osi zgrade
- Otvor u smjeru poprečno na vjetar (širine D/6) u osi zgrade

Utjecaj modifikacija može se opisati kroz nekoliko značajki:

- Uvođenje otvora rezultira očekivanom redukcijom vrtloženja vjetra i sila uzrokovanih tim fenomenom, a time i dinamičkih deformacija građevine
- Značajna redukcija pobude i odgovora pri uvođenju otvora u smjeru vjetra, koji prigušuje podtlak na strani građevine u zavjetrini. Dodavanje istih u smjeru okomitom na vjetar dodatno smanjuje odgovor. Rezultati pokazuju da otvori okomito na smjer vjetra, ako se koriste samostalno, nisu efikasni kao slični otvori u smjeru vjetra
- Uvođenje otvora pomiče ekstreme spektra odgovora na veće brzine vjetra



Slika 2.3.3.18 Spektar momenata savijanja poprečno na smjer vjetra



Slika 2.3.3.19 Spektar pomaka vrha građevine

Problem dopiranja sunčeve svjetlosti u untrašnje dijelove zgrade opisan je kod sustava cijev u cijev. Ovaj problem djelomično je riješen kod sustava "outrigger", jer su fasade otvorenije. "Outrigger" sustavi predviđeni su za veće visnie. Kod dodatnog povećanja visine potrebno je dodatno povećanje tlocrta, te se ponovo javlja opisani problem. Kao riješenje ovog problema pokazuju se sustavi više povezanih konstruktivnih sustava, koji svojim otvorima omogućuju uporabne površine koje su bliže fasadi.

Trenutno nema izgrađenih sličnih sustava, ali postoje planovi za 600m visoki toranj u Koreji (Incheon tower,) i 1000m visoki toranj u Dubaiu (Nakheel Tower,)

Slika 2.3.3.20 Nakheel Tower, Dubai

Slika 2.3.3.21 Incheon Tower, Songdo, Južna Koreja, 2018.

2.4 Međukatne konstrukcije

Međukatne konstrukcije su sekundarni nosivi elemeti visokih građevine. Prenose opterećenja okomita na svoju ravninu. Mogu se ponašati kao ljuske kada u globalnom savijanju građevine preuzimaju ulogu poveznice između zidova, što izaziva membranska naprezanja u pločama.

Međukatne konstrukcije bitno određuju cijenu i brzinu gradnje, a visina međukatne konstrukcije povećava visinu zgrade uz jednaku krutost. Bitni utjecaji na njihovo konstruiranje:

- Arhitektonski razlozi (namjena građevine). Stambene zgrade imaju manje raspone, te dopuštaju konstrukciju manjih raspona i izmjera. Poslovne zgrade zahtjevaju veće raspone zbog potrebe prenamjene prostora.
- Uloga međukatnih ploča u glavnom konstruktivnom sustavu.
- Brzina gradnje. Ako je presudna, odabiru se sustavi koji se brže izvode.

Osnovna podjela je na betonske i čelične sustave.

Posebni zahtjeci na međukatne konstrukcije:

- Otpornost na požar

  Zahtjevi za otpornost ovise o namjeni i visini građevine (tipično od 60 do 120 min.)
- Akustika zgrade

  Spregnute međukatne konstrukcije intezivno su korištene u gradnji uredskih građevina, ali njihovo korištenje za stambene zgrade je problematično radi problema prijenosa zvuka. Za prijenos zvuka zrakom izolacije se lakše postiže kod masivnih međukatnih konstrukcija, povoljno je izbjeći krute spojeve, te pažljivo konstruirati detalje(spojeve)
- Energetska učikovitost

  Također se može postići izvedbom masivnih međukatnih konstrukcija. Masivna konstrukcija može apsorbirati mnogo topline , pa ju je teško zagrijati.
- Prigušenje vibracija

  Međukatna konstrukcija mora imati dostatnu krutost da se pri upotrebi ne razvijaju nepoželjne vibracije, koje utječu na uporabljivost konstrukcije

2.4.1 Betonski sustavi međukatnih konstrukcija

Najčešći tipovi betonskih međukatnih ploča:

Ploče stalne debljine, nosive u jednom smjeru (Slika 2.4.1.1,a), debljine oko 20 cm. Izvode se na rasponima od 3 do 7,5 m. Glavna prednost ovih sustava je jednostavna oplata i armiranje. Nedostatka je velika masa i neučikovito korištenje materijala. Koriste se u zgradama s više posmičnih zidova (stambena namjena) ili kod okvirnih

konstrukcija. Ukoliko se ploča prostire preko više raspona u kontinutetu, preferira se sustav s prednapinjanjem.

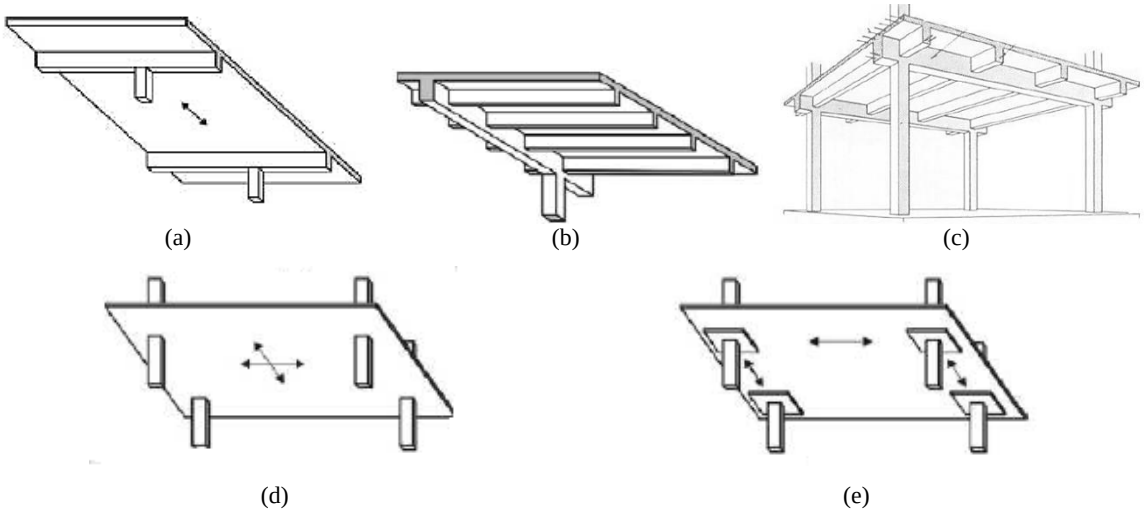
Sitnorebraste ploče nosive u jednom smjeru (Slika 2.4.1.1,b). Ploče su armirane mrežama na malom rasponu. Nose između rebara, koja su gusto postavljena i prenose opterećenje na grede okvira. Minimalna debljina ploča je oko 6 cm, visina rebara 15 do 50 cm, a razmak rebara 50 do 75 cm.

Ploče s rebrima i gredama nosive u jednom smjeru (Slika 2.4.1.1,c). Ploča je armirana u dva smjera, debljine od 8 do 15 cm. Najčešće se koristi kod okvirnih konstrukcija, raspona do 14 m. Mane ove konstrukcije su visina greda, složeno postavljanje instalacija u razini međukatne konstrukcije, te složena izvedba (oplata).

Ploče nosive u dva smjera (Slika 2.4.1.1,d), stalne debljine, oslonjene na zidove ili stupove. Rasponi ove konstrukcije su oko 8 m, s prednapinjanjem do 11 m. Prednosti ove konstrukcije su jednostavan oblik, povoljan za postavljanje oplate i armiranje, te sloboda oslanjanja.

Ploče nosive u dva smjera s kapitelima ili podebljanjem ploče iznad stupova (Slika 2.4.1.1,e). Pomoću kapitela ili podebljanja reducira se problem proboja ploče u slučaju male posmične nosivosti. Podebljenja, osim povećanja posmične nosivosti uz ležaj, povećavaju i moment otpora ploče iznada ležaja. Povoljna su za veća opterećenja ili raspone, u odnosu na ploču jednolike debljine. Moguće su uštede armature, ali je složenija izvedba.

Prednapete betonske ploče koriste se za postizanje raspona većih od 9 m. Debljina ploča je približno L/40 (L-raspon ploče).



Slika 2.4.1.1 Armiranobetonske međukatne konstrukcije

2.4.2 Čelični sustavi međukatnih konstrukcija

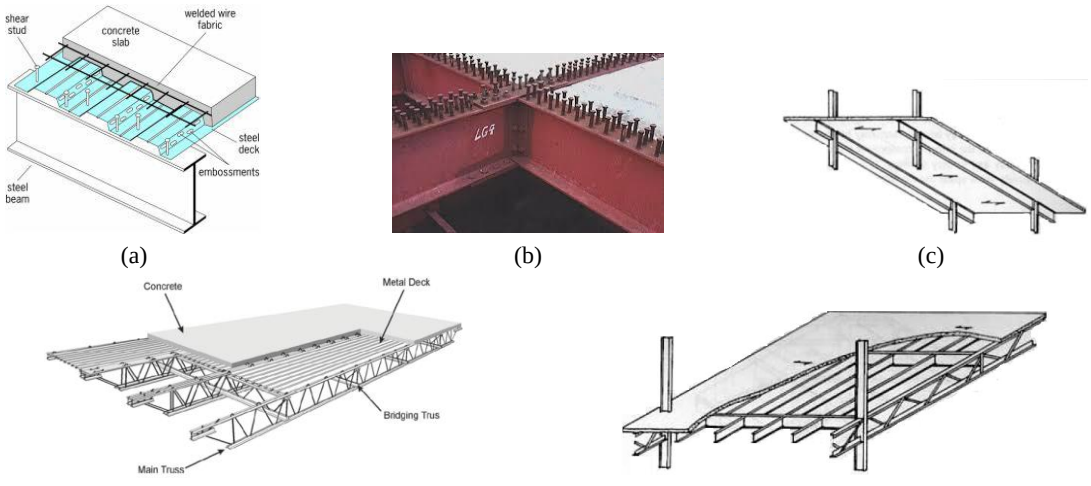
Sastoje se od čeličnih nosača koji podupiru betonsku ploču. Nosači se oslanjaju na vertikalnu konstrukciju zgrade. Visina čeličnih grede je u rasponu od L/30 do L/15. Debljina betonske ploče na limenoj podlozi iznosi minimalno 5 do 6 cm. Kada se izvodi bez podloge, debljina je od 10 do 18 cm. Betonska ploča se također može izvodit i od predgotovoljenih elemenata na čeličnim nosačima. Ovi nosači su kasnije monolitizirani tankim veznim slojem betona povrh.

Sprezanje čeličnog i betonskog elementa vrši se pomoću moždanika, koji prenose posmik, tako da betonska ploča djeluje kao gornja pojasnica čeličnog nosača. Čelični lim nad nosačima služi kao izgubljena oplata pri izvedbi. Lim je profiliran, što osigurava bolju posmičnu vezu s očvrslim betonom.

Sustav nosiv u jednom smjeru sastoji se od skupine paralelnih greda, na relativno malom razmaku. Betonska ploča nosi na rasponu jednakom razmaku greda.

Sustav nosiv u dva smjera izvodi se kod većih raspona. Formira se horizonalni okvirni sklop od grednih nosača s pločom povrh, koja nosi na razmacima nosača. Da bi se smanjila visina sustava, više opterećeni nosači postavljaju se na kraćem rasponu, a manje opterećeni na duljem rasponu.

Sustav s tri glavna smjera, koristi se u građevinama u kojima se zahtijevaju vrlo veliki rasponi. Formiraju se tri nosive linije: primarni nosači nose na glavnom rasponu, sekundarni nosači nose na rasponu između primarnih, a tercijalni nose na rasponu između sekundarnih nosača (paralelno s primarnim). Primarni nosači mogu biti rešetkasti, dok su sekundarni i tercijalni nosači I presjeka.



Slika 2.4.2.1 Čelične međukatne konstrukcije

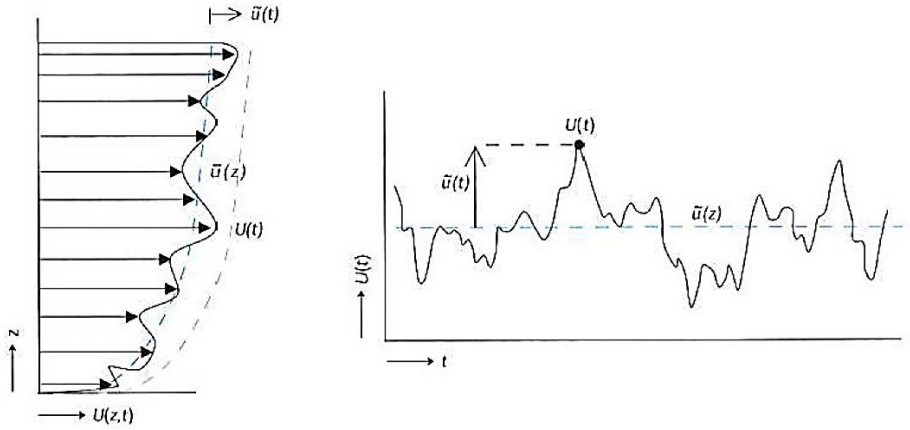
2.5 Priroda i utjecaj vjetra na konstrukciju

U ovom poglavlju opisano je djelovanje vjetra na visoke konstrukcije. Za visoke kontstrukcije utjecaj vjetra je često prevladavajući, a naročito je izražen dinamički utjecaj vjetra. U radu će se opisati priroda vjetra i njegov utjecaj na kontrukciju, pomoću propisa, znastvenih članaka i istraživanja. U stvarnosti, utjecaj vjetra na ovaj tip konstrukcija promatra se kroz niz testiranja u vjetrovnom tunelu.

2.5.1 Priroda vjetra

Vjetar je vrlo složena pojava, a rezultat je kretanja zraka uzrokovanog promjenom topline i pritiska u atmosferi. S inženjerskog stajališta, vjetar promatramo kroz brzinu i smjer djelovanja. Brzina vjetra promjenjiva je po visini i u vremenu, te lokalno uslijed utjecaja turbulencija. Brzinu vjetra možemo promatrati kao sumu:

- Statičke komponente (srednja vrijednost brzine)
- Dinamičke komponente (devijacija brzine)



Slika 2.5.1.1 Promjenjivost vjetra kao funkcija visine i vremena

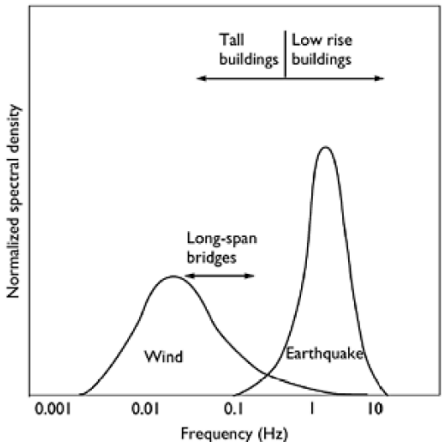
Srednja vrijednost brzine je uprosjećena brzina u nekom vremenskom periodu (10 min, 1h) i po visini. Brzina vjetra raste s promatranom visinom po logaritamskom zakonu. Na nižim visinama veći je utjecaj trenja između vjetra i terena, što uvjetuje veću promjenu srednje brizine vjetra. Utjecaj terena nestaje na većim visinama, gdje je srednja vrijednost brzine približno konstantna.

Dinamička komponenta iskazuje odstupanja vjetra od srednje vrijednosti po visini. Izražena je kod bržih vjetrova, uslijed turbulentog strujanja i naleta vjetra, a rezultat je strujanja vjetra preko prepreka, što generira vrtloge.

2.5.2 Utjecaj vjetra na konstrukciju

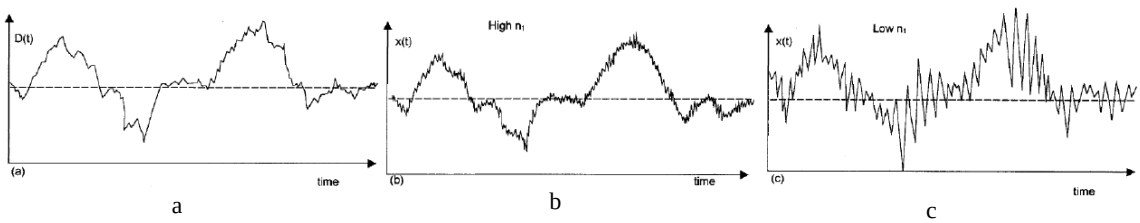
Predhodno je opisan vjetar kao promjenjivo opterećenje, što izrazito utječe na odgovor konstrukcije. Vjetar kao pobuda ima izrazito male frekvencije. Stoga se kod nižih objekata promatra kao ekvivalentno statičko opterećenje, jer dinamički utjecaj nije izražen.

Kod visokih objekata posebno je izražen dinamički utjecaj vjetra, te postoji mogućnost nastanka rezonancije. Uzrok rezonancije je mala prirodna frekvencija visokih objekata, koja se može podudarati s frekvencijom vjetra.



Slika 2.5.2.1 Odnos utjecaja potresa i vjetra, ovisno frekvenciji pobude i konstrukcije

Slika (2.5.2.2 - a) prikazuje vremenski odgovor konstrukcije uslijed vjetrovnog opterećenja. U slučaju visokih prirodnih frekvencija (Slika 2.5.2.2 - b), rezonantna komponenta je zanemariva i vidljivo je da odgovor konstrukcije generalno prati vremensku promjenu sila koje ga opterećuju. U slučaju niskih prirodnih frekvencija, rezonantna komponenta je izražena (Slika 2.5.2.2 - c). Prema [4], frekvencija od 1Hz je granica koja određuje najnižu vrijednost prirodne frekvencije za koju je rezonantna komponenta zanemariva.



a b c

Slika 2.5.2.2 Utjecaj rezonantne komponente vjetra, ovisno o prirodnim frekvencijama

2.5.2.1 Aerodinamički odgovor konstrukcije

Odgovor visoke konstrukcije primarno se očituje kroz tri komponente:

- Odgovor konstrukcije u smjeru vjetra
- Odgovor konstrukcije poprečno na smjer vjetra
- Torzija konstrukcije

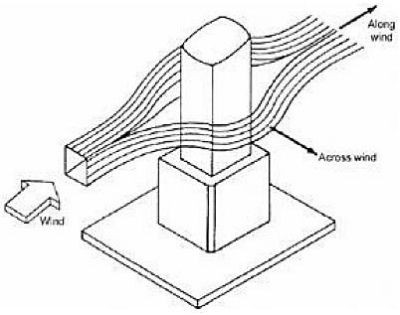
(i) Odgovor konstrukcije u smjeru vjetra

Vibracija konstrukcije u smjeru vjetra (Slika 2.5.2.3) rezultat je promjene pritiska na privjetrini i zavjetrini konstrukcije. Većina internacionalnih propisa i standarda koriste tzv. "gust factor approach". Temelji se na pretpostavkama iz područja klimatologije, meteorologije i aerodinamike, neovisno o mehaničkim karakteristikama konstrukcije (masa, krutost i prugušenje). Pri postupku potrebno je promotriti:

- izloženost konstrukcije lokalnom utjecaju vjetra
- geometrijske i dinamičke karakteristike konstrukcije
- utjecaj okoline na moguće turbulencije u vjetrovnom toku

Pri promatranju jednostavnijih konstrukcija, navedeni utjecaji mogu se izraziti kroz odgovarajuće norme. Kod složenijih konstrukcija jedini zadovoljavajući pristup je da se konstrukcija i okolina trebaju promatrati u vjetrovnom tunelu. Ovaj pristup je često popraćen intezivnim metorološkim istraživanjima. Pri korištenju vjetrovnog tunela, može se promatrati detaljno:

- odgovor konstrukcije, ovisno o smjeru vjetra
- topološki utjecaji sredine
- vjerojatnost ekstremnih vjetrova i deformacija
- zamor konstrukcije i dinamika konstrukcije u vremenu



Slika 2.5.2.3 Pojednostavljeni dvodimenzionalni tok vjetra (Taranath, 1998)

(ii) Odgovor konstrukcije poprečno na smjer vjetra

Odgovor konstrukcije poprečno na smjer vjetra (Slika 2.5.2.3) uzrokovan je vrtloženjem vjetra. Kod modernih visokih konstrukcija često je glavni uvjet oblikovanja. Prema [9], unatoč primarnom opterećenju u smjeru uzdužno s vjetrom i maksimalnim deformacijama u istom smjeru, maksimalna ubrzanja zgrade prilikom djelovanja vjetra mogu se javljati poprečno na vjetar. Primjer su testiranja u vjetrovnom tunelu zgrade "Jin Mao" [Shanghai, Kina;1999 g.;h=382m], gdje su maksimalna ubrzanja u poprečnom smjeru 1,2 puta veće od istih u smjeru vjetra. Ovaj uvjet je veoma bitan za uporabljivost same zgrade jer su ljudi osjetljiviji na ubrzanja same konstrukcije nasuprot samim pomacima konstrukcije. Okvirna ograničenje ubrzanja konstrukcije je 0,025g.

Dok se dinamički odgovor konstrukcije u smjeru vjetra može odredit pomoću normi, s zadovoljavajućom točnosti, određivanje istog u poprečnom smjeru je najčešće pomoću vjetrovnog tunela (zbog svoje kompleksnosti).

(iii) Torzija konstrukcije

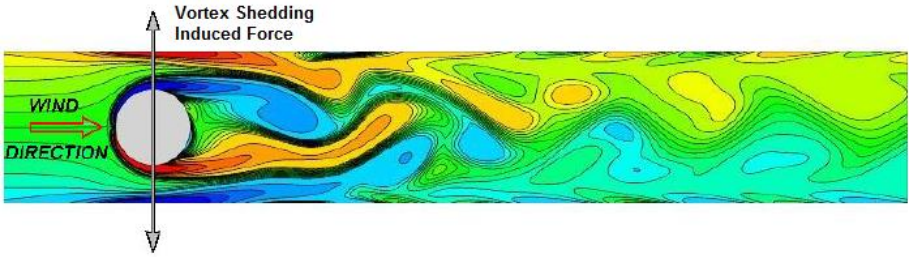
Primarni uzrok torzije konstrukcije je u samim karakteristikama konstrukcije. Točka u kojoj djeluje rezultanta sile vjetra na površinu je geometrijsko težište konstrukcije. S druge strane, točka u kojoj djeluje reakcija konstrukcije je centar krutosti konstrukcije. Ako gore navedne sile nisu na istom pravcu, rezultat je ekscentricitet koji uzrokuje moment torzije (torziju konstrukcije).

Pojava torzijskog odgovora konstrukcije od izrazitog je značaja, zbog dva razloga. Torzija konstrukcije uzrokuje oštećenja na staklenim fasadama i sidrima. Uz to, pri torzijskom odgovoru izražen je utjecaj na ljude unutar zgrade, koji ove deformacije značajnije primjećuju u odnosu na translaciju konstrukcije. Stoga se za savladavanje ovog problema koriste torzijski kruti sustavi.

2.5.2.2 Vrtloženje vjetra – Vortex Shedding Phenomenon

Kada vjetar nailazi na vitku konstrukciju (konstruktivni element), vrtlozi se stvaraju naizmjenično na suprotnim stranama konstrukcije. Ovaj amplificira već promjenjivu prirodu sile vjetra, koja djeluje okomito na smjer strujanja vjetra. Organizirani uzorak vrloga naziva se Karmanova vrtložna "ulica" ("Kármán vortex street").

Stvaranje vrtloga uzrokuje stvaranje neizmjeničnih zona niskog tlaka niz samu prepreku, što uzrokuje pomake konstrukcije u smjeru niskog tlaka.



Slika 2.5.2.4 Stvaranje vrtloga uzrokovano strujanjem vjetra na kružnom presjeku

Za konstrukcije koje imaju malo prigušenje, kada dođe do rezonance između vrtloženja i jedne od prirodnih frekvencija konstrukcije nastaju velike amplitude osciliranja u ravinini okomitoj na smjer vjetra. U pravilu, rezonanca nastaje za niže oblike osciliranja. Ako su konstrukcije izrazito fleksibline (metalni stupovi, antene), dolazi i do utjecaja viših oblika osciliranja.

Razvoj vrtloženja na kružnom presjeku ovisi o Reynolds-ovom broju,

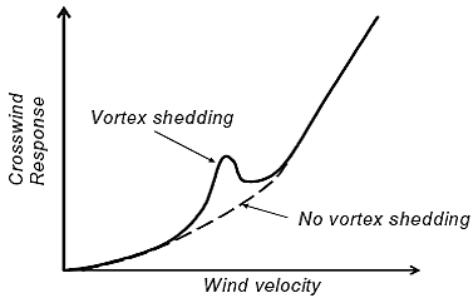
$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu} \tag{2.5.1}$$

gdje su:

V - brzina vjetra [m/s]

D - mjerodavna širina presjeka [m]

ν - kinematički koeficijent viskoznosti [m^2/s]



Slika 2.5.2.5 Utjecaj vrtloženja na odgovor konstrukcije okomito na smjer strujanja vjetra

Vrtloženje teži ka organiziranom stvaranju pri sub-kritičnim i trans-kritičnim vrijednostima Reynolds-ova broja [10]

$$\textit{Sub}-\textit{kritično područje:} \quad R_e < 3\cdot 10^5$$
$$\textit{Kritično područje:} \quad 3\cdot 10^5 \le R_e \le 3\cdot 10^6$$
$$\textit{Trans-kritično područje:} \quad R_e > 3\cdot 10^6$$

U kritičnom području stvaranje vrtloga je nepravilno. Postoji mogućnost fenomena, tzv "locking in", pri kojem u kritičnom području može nastati organizirano stvaranje vrtologa. Fenomen se događa kod konstrukcija s malim prigušenjem. Ako vrtloženje u kritičnom području organizira dovoljno velike pomake konstrukcije, nastaje tzv. zaključavanje ("locking in"). Vrtloženje pobudi konstrukciju i zadržava frekvenciju osciliranja konstrukcije jednaku frekvenciji vrtloženja, koja može biti i rezonatna. Fenomen nastaje zbog nedovoljnog prigušenja konstrukcije, koje je nije mogućnosti prigušiti ili promijeniti frekvenciju osciliranja konstrukcije.

Vrtloženje nastaje pri mirnim i dugotrajnim vjetrovima, pri kritičnim brzinama. Kod toga brzine vjetra ne trebaju biti velike. Ipak, ustanovljeno je da se značajni pomaci neće nastati ako je brzina vjetra manja od 5 m/s [11]. Iako vrtloženje može izazvati rezonanciju i zadržati je uz male promjene brzine vjetra, kada se brzina vjetra promijeni za više od 20% vrtloženje prestaje. Promjenjivi i mahovit vjetrovi, koji se mogu dogoditi u olujama, u pravilu ne uzrokuju vrtloženje. Zapravo, kada je brzina vjetra iznad 15 m/s, strujanje vjetra je previše turbulentno da bi nastupilo vrtloženje. Potencijalno opasni vjetrovi za vrtloženje su mirni vjetrovi, s brzinama u rasponu 5-15 m/s [11].

Nastajanje vrtloga približno je periodično u uvjetima laminarnog strujanja zraka. Vrtloženje u uvjetima turbulentnog graničnog sloja, što je karakteristika prirodnog vjetra, postaje manje periodično. Energija se distribuira preko cijelog spektra frekvencija, koje su bazirane oko frekvencije ω_e :

$$\omega_e = \frac{S \cdot V}{D} \tag{2.5.2}$$

gdje su:

V – brzina vjetra

S – Strouhal-ov broj

D – mjerodavna širina presjeka u području vrtložne pobude

Prisustvo turbulencija efektivno reducira područje konstrukcije na kojem nastali vrtlozi ostaju periodični. Redukcija vitkosti konstrukcije ima sličan utjecaj.

Kada se pomaci uzrokovani vrtloženjem pokažu opasni za konstrukciju, moguće je poduzeti sljedeće mjere:

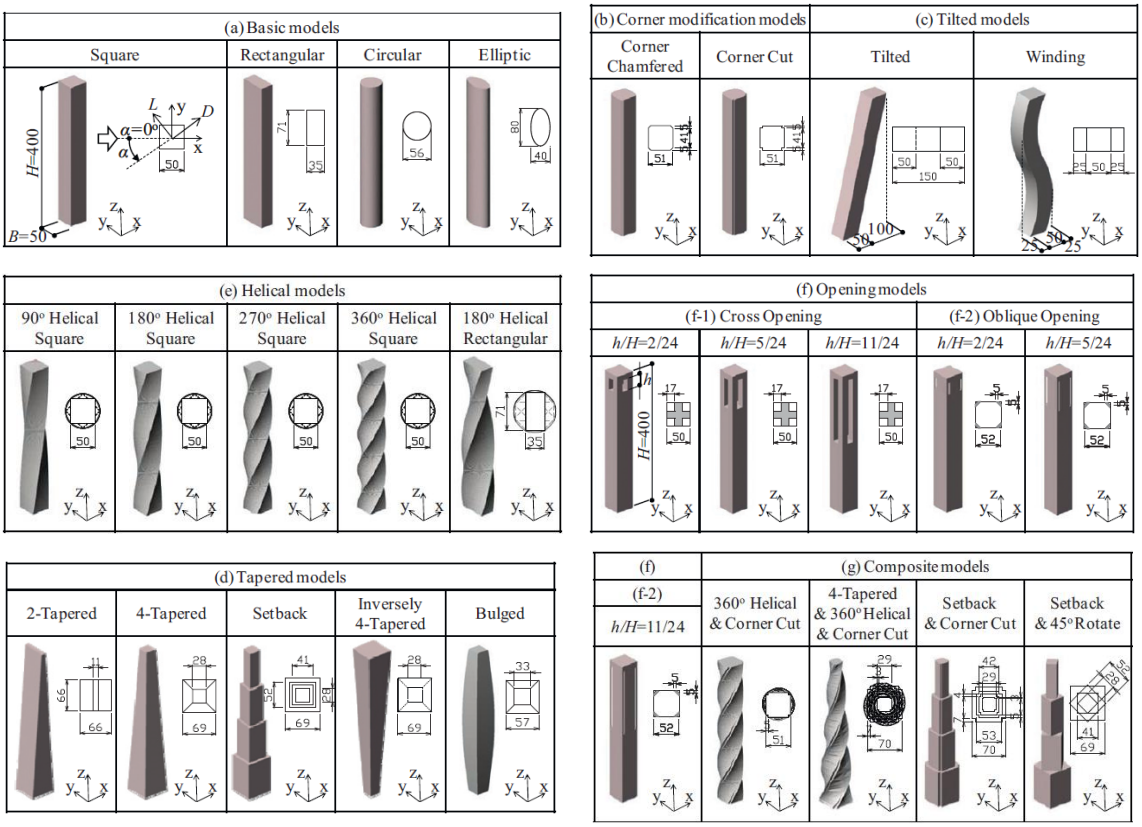
- poboljšanje materijala konstrukcije u vidu krutosti i čvrstoće
- povećavanje mase konstrukcije
- povećavanje prigušenja konstrukcije
- promjena aerodinamičkih svojstava konstrukcije

Kada je problem vrtloženja uočen na vrijeme, najefikasnije riješenje je u vidi poboljšanja aerdinamičkih svojstava te i krutosti i čvrstoće konstrukcije. Naknadna riješenja mogu se izvesti u vidu prigušenja.

2.5.3 Testiranja različitih modela u vjetrovnom tunelu

Da bi se pobliže opisalo ovisnost oblikovanja konstrukcije na rezultirajuće djelovanje vjetra, prikazat će se testiranje različitih modela u vjetrovnom tunelu. Istraživanje je preuzeto iz "Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics" [12]. Provedeno je u Japanu, od strane "Tokyo Polytechnic University" i "Takenaka Corporation".

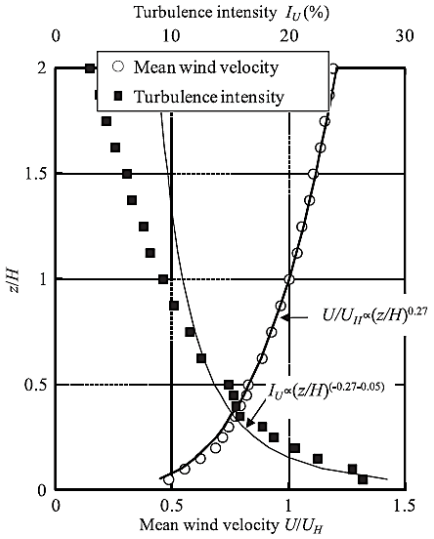
Istraživanje je provedeno na više modela, koji su podijeljeni u skupine ovisno o obliku i modifikacijama. Ukupna visina promatranih građevina je 400m (80kat), volumena približno 1 000 000 m^3. Približan odnos visine i širine baze je 8:1. Testirani modeli su skalirani u mjerilu 1:1000.



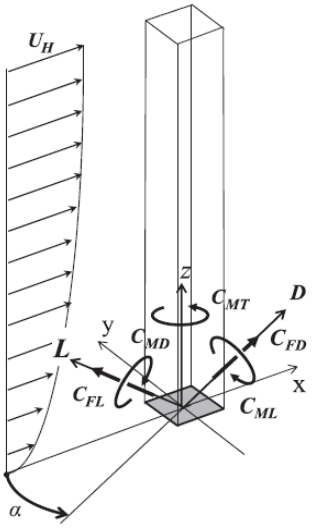
Slika 2.5.3.1 Prikaz testiranih modela

2.5.3.1 Uvjeti strujanja u vjetrovnom tunelu

Istraživanja su provedena u zatvorenom, kružnom vjetrovnom tunelu, s graničnim slojem, presjeka 1,8x2,0m. Brzina vjetra na vrhu modela je približno $U_H = 7,0\ m/s$, a intezitet turbulencija $I_{UH} = 9,2\%$ u odnosu na brzinu (Slika 2.5.3.2). Smjer vjetra α je mijenjan od 0°, što je normalno na površinu zida, do 45° ili 180°, s korakom od 5°, ovisno o obliku građevine. Izmjeren sile vjetra i dinamički momenti su normalizirani s $q_H BH^2$ da bi se dobili koeficijenti sile i momenta. Kod toga q_H predstavlja pritisak vjetra na visini H, za širinu B, na kvadratnom modelu. Stoga se sile i momenti mogu izravno uspređivati.



Slika 2.5.3.2 Uvjeti strujanja u vjetrovnom tunelu

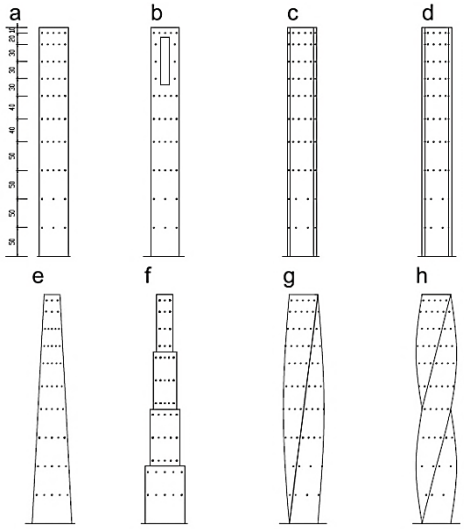


Slika 2.5.3.3 Koordinantni sustav

Slika 2.5.3.3 definira sile vjetra, momente i kordinantni sustav korišten pri istraživanju. Reynoldsov broj R_e,za srednju brzinu na vrhu U_H i širinu kvadratnog modela B, iznosi $R_e = 2,6 \cdot 10^4$

2.5.3.2 Mjerenja pritiska vjetra

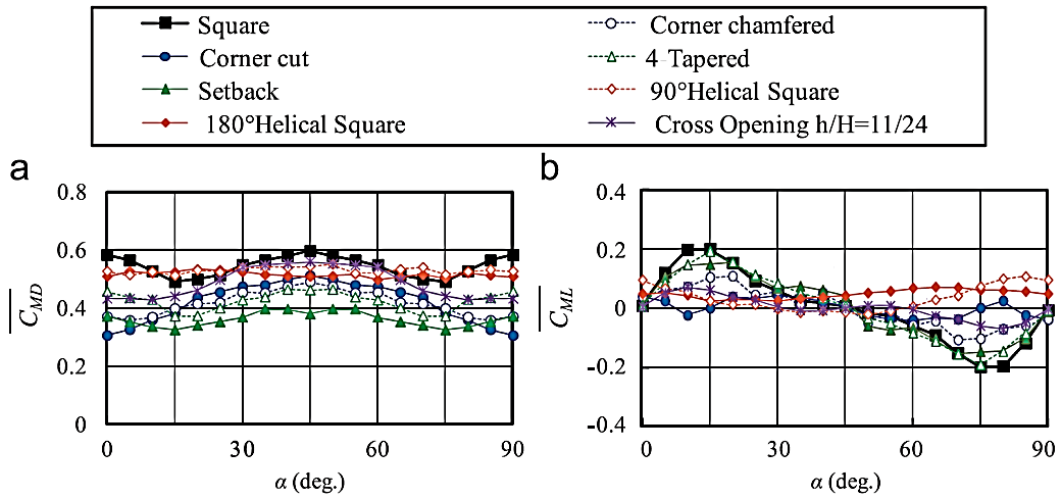
Postavljeno je 20 mjernih točaka na 10 razina, preko četiri plohe (Slika 2.5.3.4), s ukupno 200 mjernih točaka. Koeficijenti pritiska vjetra C_p su dobiveni normaliziranjem promjenjivog pritiska p, s pritiskom vjetra q_H na visini modela. Lokalni koeficijenti sile vjetra, C_{fD} u smjeru vjetra, C_{fL} poprečno na smjer vjetra i C_{mT} za torziju, izvedeni su integriranjem koeficijenta C_p na površini B, kvadratnog modela, neovisno o obliku građevine.



Slika 2.5.3.4 Mjerne točke na različitim modelima

2.5.3.3 Rezultati sila uzrokovanih vjetrom

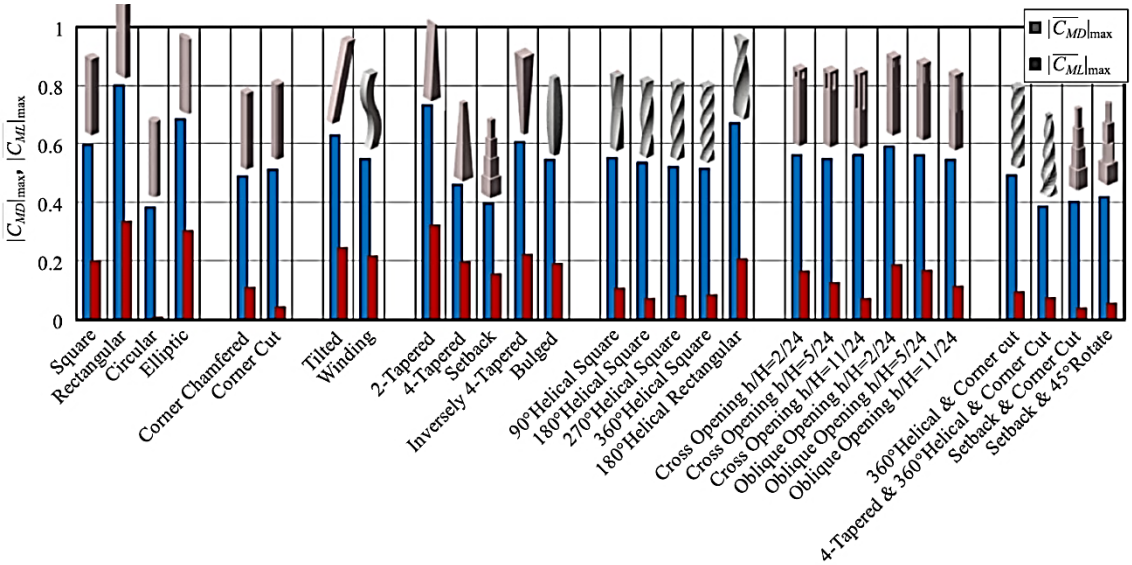
Koeficijenti srednje vrijednosti momenta prevrtanja:



Slika 2.5.3.5 Promjena koeficijenata srednje vrijednosti momenta prevrtanja, za karakteristične modele:

a) U smjeru vjetra

b) Poprečno na smjer vjetra



Slika 2.5.3.6 Usporedba koeficijenata srednje vrijednosti momenta prevrtanja

Slika 2.5.3.5 prikazuje promjenu srednju vrijednost koeficijenta momenta prevrtanja u smjeru vjetra $\overline{C_{MD}}$ i poprečno na smjer vjetra $\overline{C_{ML}}$, u odnosu na smjer vjetra α, za osam karakterističnih tipova građevina. Slika 2.5.3.6 prikazuje maksimalne vrijednosti srednje vrijednosti koeficijenta momenta prevrtanja uzdužno i poprečno na smjer vjetra, $|\overline{C_{MD}}|_{\max}$ i $|\overline{C_{ML}}|_{\max}$ za sve promatrane smjerove vjetra (α).

Srednje vrijednosti koeficijenata $\overline{C_{MD}}$ i $\overline{C_{ML}}$, u smjeru i poprečno na smjer vjetra, za kvadratni model imaju maksimalne vrijednosti 0,6 i 0,2, smjer vjetra α=45° (15°). Najmanje vrijednosti od svih ispitanih modela prikazuje kružni model, a vrijednoti pravokutnog i eliptičnog modela su veće od kvadratnog (zbog veće širine).

Maksimalni srednji koeficijenti u smjeru vjetra $\left|\overline{C_{MD}}\right|_{\max}$ modela s visinskom promjenom geometrije, kontinuiranom ("4-Tapered") i disktrenom ("Setback"), su relativno mali. Ipak, za tri modela s otvorima, čija se površina također smanjuje s visinom, maksimalni srednji koeficijent u smjeru vjetra $\left|\overline{C_{MD}}\right|_{\max}$ ne smanjuje se kao i kod predodno navedenih modela. Ova činjenica je uzrokovana smanjenom efikasnošću otvora kada se smjer vjetra približava kutu α=45°.

Maksimalni srednji koeficijenti poprečno na smjer vjetra $\left|\overline{C_{ML}}\right|_{\max}$ modela s modifkacijama uglova su mali, kao i tordiranog kvadratnog modela te modela s otvorom (h/H=11/24). Male vrijednosti povezane su s formiranjem vrtloga ("vortex shedding").

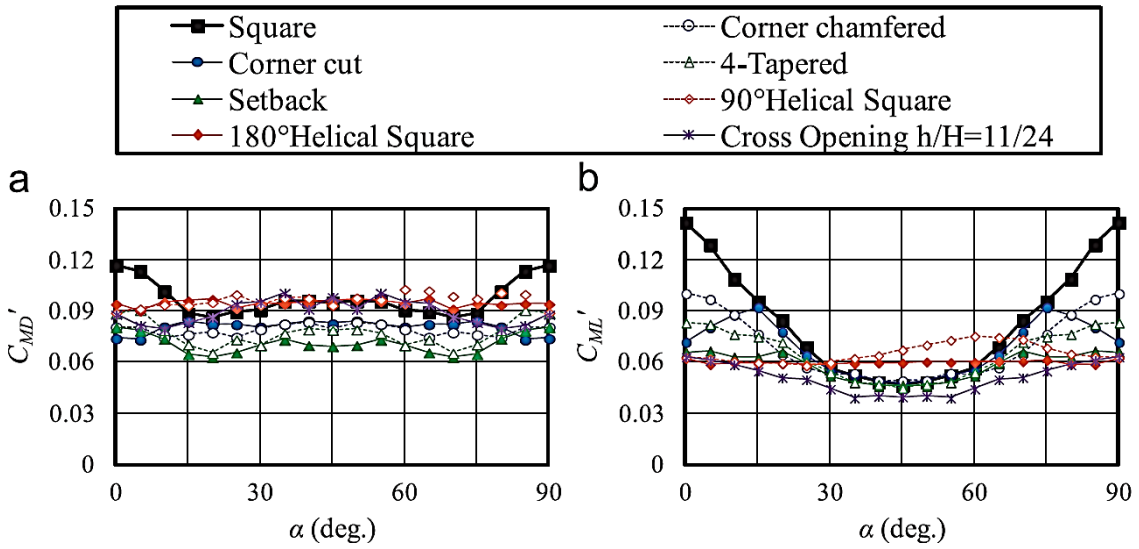
Modeli čiji su uzdužni i poprečni koeficijenti veći od onih kvadratnog modela su "2-Tapered" model, tordirani pravokutni model za 180° i model s otklonom od vertikale. Uzrok su velike površine okomite na određeni smjer vjetra. U ovu kategoriju spada i inverzni "4-Tapered" model, s velikim površinama na velikim visinama.

Maksimalni koeficijenti $\left|\overline{C_{MD}}\right|_{\max}$ i $\left|\overline{C_{ML}}\right|_{\max}$ za tordirani kvadratni model s većim kutem uvrtanja imaju tendenciju manjih vrijednosti. Slika 2.5.3.5 prikazuje da su koeficijenti $\overline{C_{MD}}$ i $\overline{C_{ML}}$ navedenih modela za kuteve 90° i 180° mali i praktično neovisni o smjeru vjetra.

Za modele s otvorima, s povećanjem veličine otvora h/H maksimalni koeficijent $\left|\overline{C_{ML}}\right|_{\max}$ opada, dok je opadanje maksimalnog koeficijenta $\left|\overline{C_{MD}}\right|_{\max}$ zanemarivo.

Aerodinamičke karakteristike kompozitnih modela s više modifkacija uglova su povoljnije od onih s onih s jednom modfikacijom. Ipak, pokazuje se da srednja vrijednost koeficijenata 360° tordiranog modela s modifikacijom uglova je praktično ista kao i vrijednost 360° tordiranog modela, što pokazuje da se aerodinamičke karakteristike nisu poboljšale modfikacijom uglova.

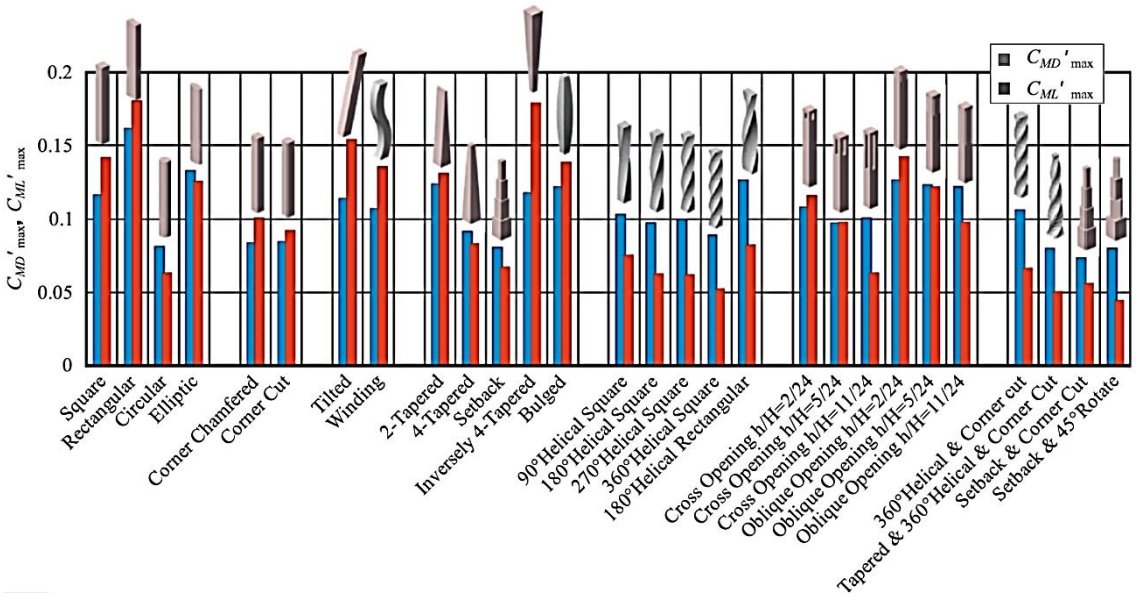
Koeficijenti varijacije vrijednosti momenta prevrtanja:



Slika 2.5.3.7 Promjena koeficijenata varijacije vrijednosti momenta prevrtanja, za karakteristične modele:

a) U smjeru vjetra

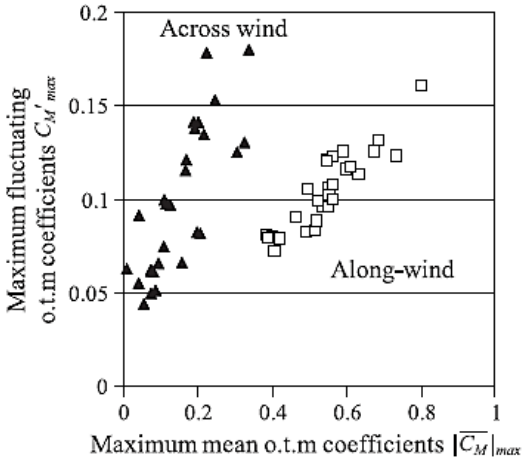
b) Poprečno na smjer vjetra



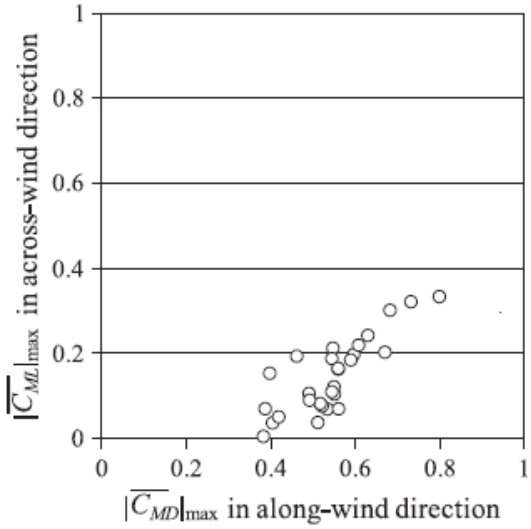
Slika 2.5.3.8 Usporedba koeficijenata varijacije vrijednosti momenta prevrtanja

Slika 2.5.3.7 prikazuje promjenu koeficijenata varijacije vrijednosti momenta prevrtanja, C'_{MD} i C'_{ML} u odnosu na smjer vjetra α, koji su definirani kao stadardna devijacija koeficijenata $\overline{C_{MD}}$ i $\overline{C_{ML}}$. Slika 2.5.3.8 prikazuje maksimalne vrijednosti koeficijanata varijacije momenta prevrtanja $C'_{MD\,max}$ i $C'_{ML\,max}$, uzdužno i poprečno na smjer vjetra, za sve promatrane smjerove vjetra (α).

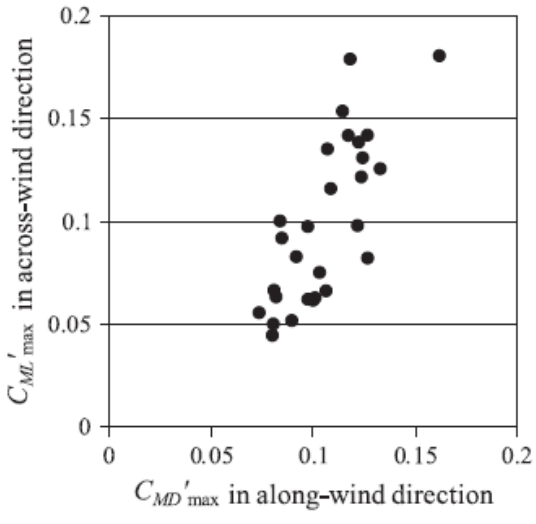
Maksimalni koeficijenti za kvadratni model su $C'_{MD\,max} = 0{,}12$ i $C'_{ML\,max} = 0{,}14$, za smjer vjetra α=0°. Maksimalni koeficijenti $C'_{MD\,max}$ i $C'_{ML\,max}$ modela s modifikacijama uglova i modela s promjenom presjeka po visini ("4-Tapered", "Setback") su manji. Kao i kod srednjih vrijednosti, ovo je uzrokovano manjom površinom na većim visinama, a kod modela s modfikacijama uglova stvaranje izduženog sloja odvajanja struje zraka (Tamura and Miyagi,1999). Maksimalni koeficijenti varijacije vrijednosti poprečno na vjetar $C'_{ML\,max}$, tordiranih modela, kao i modela s otvorima su relativno mali. Utjecaj kuta uvrtanja i veličine otvora, iimaju isti utjecaj kao i za srednju vrijednost, kao i utjecaji modifikacija kod kompozitnih modela.



Slika 2.5.3.9 Odnos maksimalnih koeficijenata srednje vrijednosti i varijacije momenta prevrtanja, za testirane modele



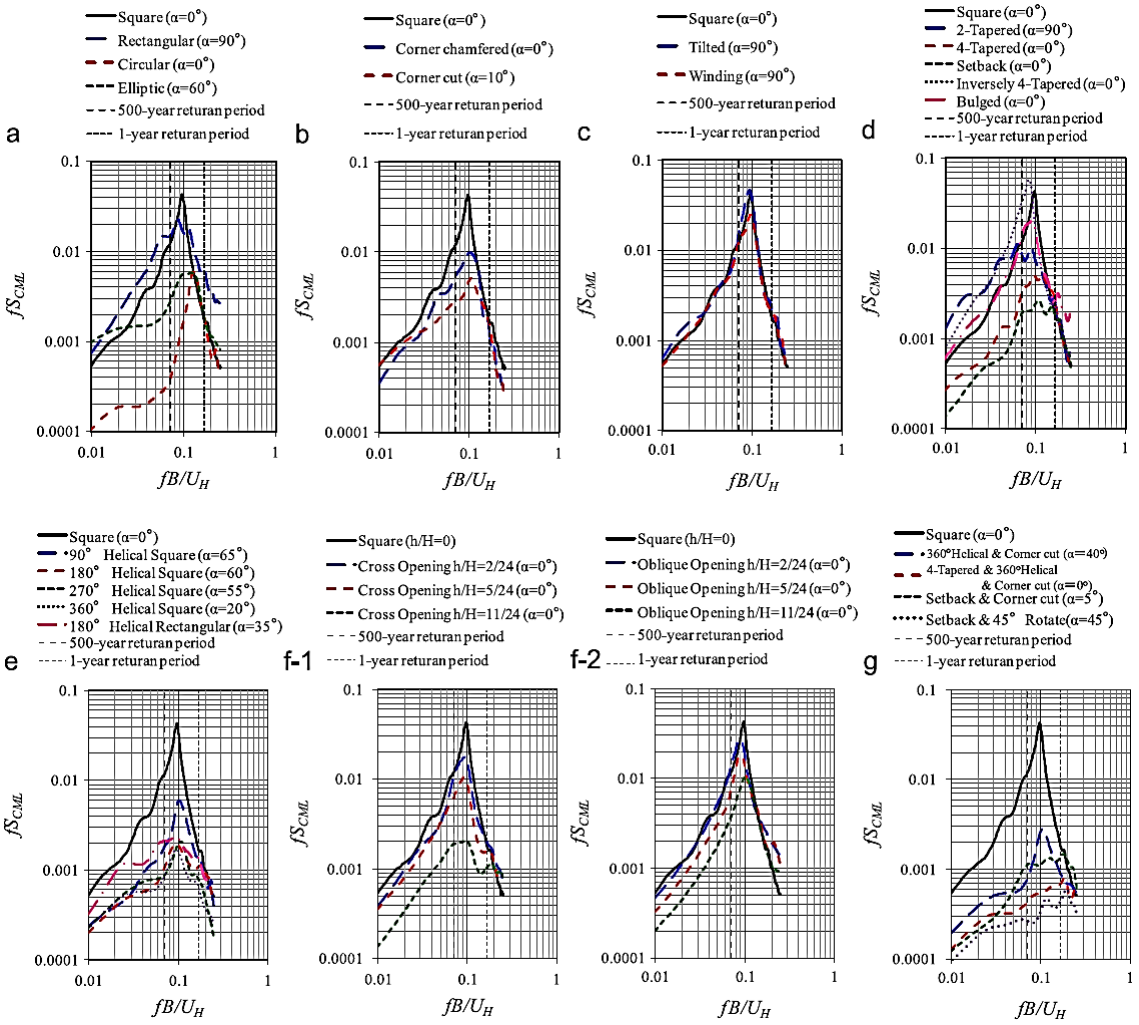
a) Odnos srednjih vrijednosti koeficijenata momenta prevrtanja



b) Odnos varijacije srednjih vrijednosti koeficijenata momenta prevrtanja

Slika 2.5.3.10 Odnos odgovora u smjeru i poprečno na smjer vjetra, za testirane modele

Maksimalni koeficijenti srednje vrijednosti i varijacije pokazuju slične tendencije. Zapaža se korelacija, koja je naročito izražena za odnost između maksimalne srednje vrijednosti i varijacije (Slika 2.5.3.9).



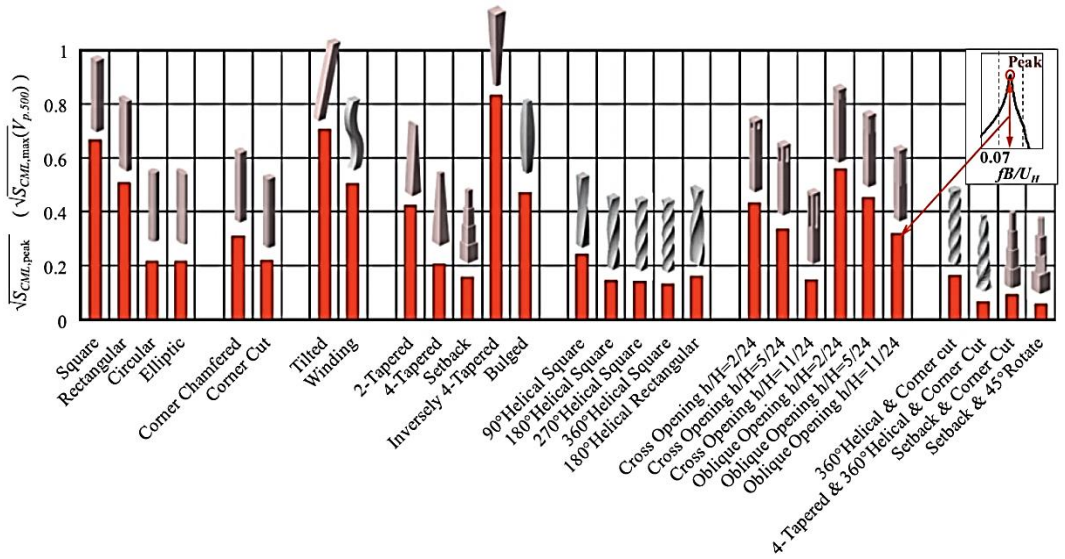
Slika 2.5.3.11 Spektralna gustoća snage momenta prevrtanja u smjeru poprečno na vjetar

Spektralna gustoća snage poprečno na smjer vjetra pretežno nadmašuje onu u smjeru vjetra. Slika 2.5.3.11 prikazuje spektralnu gustoću snage koeficijenata momenta prevrtanja poprečno na smje vjetra, za onaj smjer gdje su ostvarene najveće vrijednosti, pojedinačno za karakteristične modele. Spektar snage za kvadratni model (Slika 2.5.3.11(a-g)) postiže ekstrem za vrijednost Strouhal-ove komponente prilbiložno 0,1. Iako ekstrem pravokutnog modela (Slika 2.5.3.11(a)) nije oštar kao i kvadratni, vrijednosti frekvencija iznad 0,01 su relativno visoke. Ekstremi modela s modifikacijama uglova i modela s promjenom presjeka po visini ("4-Tapered", "Setback"), te tordirani modeli i modeli s otvorima koji prikazuju manje vrijednost koeficijenata momenta prevrtanja, znatno su manji u usporedbi s kvadratnim modelom.

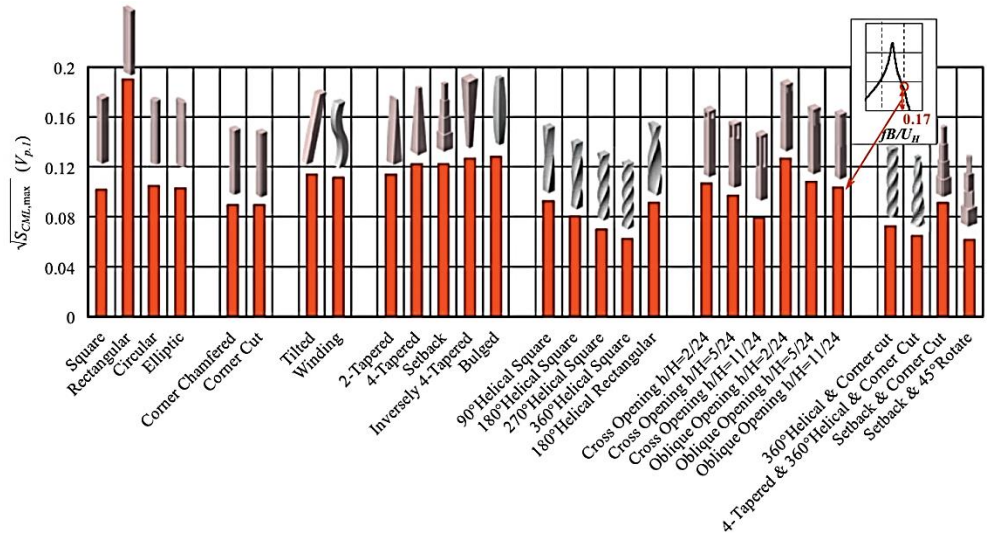
To pokazuje da je periodično formiranje vrtloga efikasno umanjeno. S druge strane, ekstremi modela s otklonom od vertikale i obrnutog "4-Tapered" modela su veći od kvadratnog modela.

Za spektar snage tordiranih modela (Slika 2.5.3.11 (e)) i pri velikim kutevima uvrtanja, ekstremi su relativno oštri, iako su njihove vrijednosti male.. Također značajne razlike nema u ekstremu i obliku spektra snage kada je kut uvrtanja veći od 180°. Ekstremi modela s otvorima ((Slika 2.5.3.11 (f-1,f-2)) se smanjuju s povećanjem otvora. Za model veličine otvora h/H=11/24 , ekstrem za Strouhal-ovu komponentu postaje ravan. Javlja se drugi ekstrem za smanjenu frekvenciju $f_B / U_H = 0,2$. Za kompozitne modele (Slika 2.5.3.11 (e)) ekstremi nisu značajni.

Za proračun odgovora konstrukcije uzrokovanog vjetrom, spektralne vrijednosti odgovorajućih brzina vjetrova su promatrane (PP 500god. i PP 1 god.) i prikazani su njihovi korijeni $\sqrt{S_{CML}}$ (Slika 2.5.3.12;Slika 2.5.3.13). Vrijednost korijena za $V_{p,1}$, $\sqrt{S_{CML,\max}}\left(V_{p,1}\right)$ je vrijednost na reduciranoj frekvenciji $f_B / U_H = 0,17$. Vrijednost korijena za $V_{p,500}$, $\sqrt{S_{CML,\max}}\left(V_{p,500}\right)$ odgovara vrijednosti ekstrema $\sqrt{S_{CML,peak}}$, zato što su maksimalne vrijednosti spektralne gustoće odabrane u intervalu gdje je reducirana frekvencija veća od 0,07 ($f_B / U_H \geq 0,07$). Prva prirodna frekvencija je predpostavljena s $f_1 = 0,1Hz$, a brzine vjetra za odgovrajući povratni period su predpostavljene s $V_{p,500} = 71\ m/s$ i $V_{p,1} = 30\ m/s$.



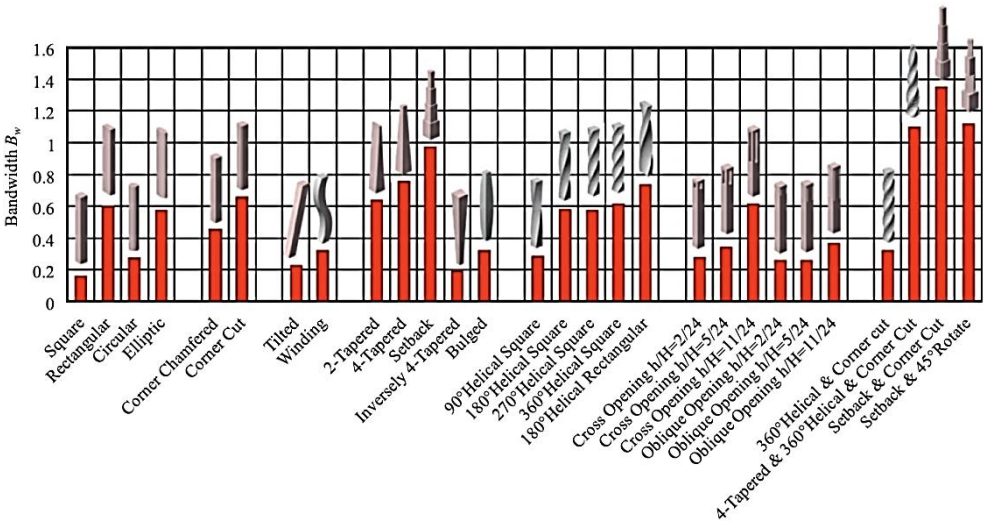
Slika 2.5.3.12 Ekstremi spektralne gustoće snage za brzinu vjetra (PP 500 god.)



Slika 2.5.3.13 Ekstremi spektralne gustoće snage za brzinu vjetra (PP 1 god.)

Slika 2.5.3.14 prikazuje efektivnu širinu pojasa B_w ("bandwith") spektra gustoće snage (Slika 2.5.3.13). Efektivna širina B_w dobijena je aproksimacijom spektra snage fS_{CML} metodom najmanjih kvadrata:

$$\frac{fS_{CML}}{\sigma^2} = k\frac{f}{\sqrt{\pi}\, f_{peak} B_w} e^{-\left[\left(\frac{1-f/f_{peak}}{B_w}\right)^2\right]} \qquad (2.5.3)$$



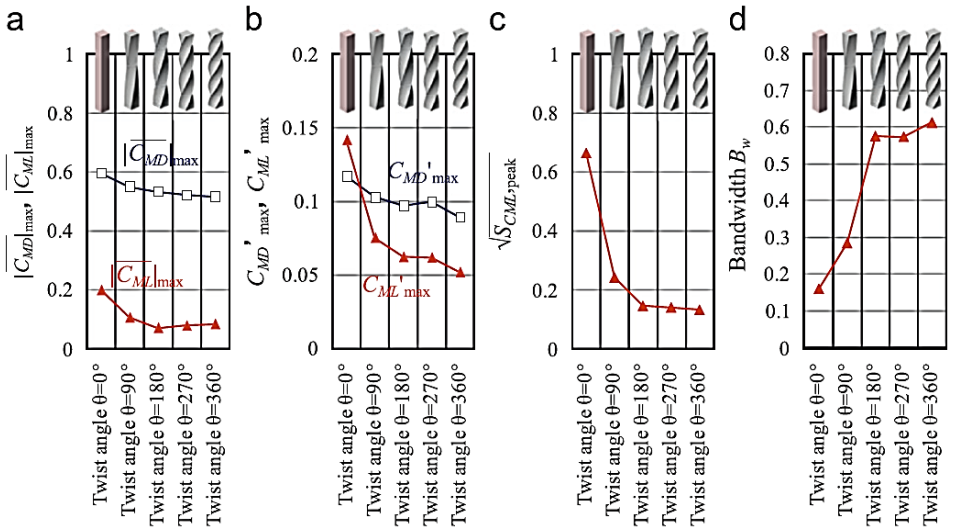
Slika 2.5.3.14 Efektivna širina pojasa ("bandwith") spektra gustoće snage

Vrijednosti $\sqrt{S_{CML,peak}}$ za modele s modifikacijama, s promjenama po visini ("Tapered, "Setback"), tordirane ($\theta = 180° - 360°$) i modele s otvorima($h/H = 11/24$), koji pokazuju male koeficijente srednje vrijednosti i varijacije momenta prevrtanja, su manje od kvadratnog modela, što znači da su ovi modeli sigurniji. Vrijednosti $\sqrt{S_{CML,peak}}$ za

kompozitne modele su mnogo manji od kvadratnog. Možemo zaključiti da su veoma efektivni modeli za problem vjetra.

Vrijednosti $\sqrt{S_{CML,\max}}\left(V_{p,1}\right)$ za model s otklonom od vertikale i model s promjenjivom geometrijom ("Tapered") i modele s otvorima ("Oblique") su relativno visoke, čak i veće od kvadratnog modela. Ipak, vrijednosti modela s modifikacijama uglova, tordirani modela, modela s otvorima ("Cross Opening", $h/H = 11/24$) su manje od kvadratnog modela, što pokazuje da su ovi oblici boji u smislu uporabljivosti.

Efektivna širina pojasa B_w ("bandwith") (Slika 2.5.3.14) prikazuje inverznu tendenciju u odnosu na ekstreme spektralne gustoće snage (Slika 2.5.3.12). Kada je efektivna širina pojasa mala, ekstrem spektralne snage postaje veoma oštar (što se vidi na kvadratnom modelu), te rezultira snažnim vrtlozima s periodičnim stvaranjem. Stoga, kada je efektivna širina velika, ekstrem spektralne snage postaje ravan i spektralni oblik postaje širok. Pretpostavlja se da stvaranje vrtloga postaje slučajno i nepravilno. Ova slučajnost uvelike pridonosi manjim silama od vjetra. Ovo je naročito izraženo kod kompozitnih modela, čija je efektivna širina veoma velika.



Slika 2.5.3.15 Utjecaj kuta uvrtanja θ za tordirane modele

a) Maksimalna srednja vrijednost koeficijenta momenta prevrtanja

b) Maksimalna varijacija srednje vrijednosti koeficijenta prevrtanja

c) Ekstremne vrijednosti spektralne gustoće snage

d) Efektivna širina pojasa spektra gustoće snage

Slika 2.5.3.15 (a-c) prikazuje tendenciju pada koeficijenata momenta prevrtanja i ekstrema spektralne gustoće snage s povećanjem kuta uvrtanja θ. Smanjenje varijacije srednje vrijednosti momenta prevrtanja poprečno na smjer vjetra i spektralne gustoće

snage je značajno (Slika 2.5.3.15 (b-c)). Zapaža se mala promjena za sve promatrane podatke kada je kut uvrtanja veći od 180°. Može se pretpostaviti da je efekt kuta uvrtanja θ na periodično stvaranje vrtloga najveći kada je kut uvrtanja manji od 90° Relativni efekti postaju manji s povećanjem kuta uvrtanja θ.

2.6 Potresno djelovanje na visoke građevine

Potres je jedna od općenito najopasnijih izvanrednih prirodnih pojava s velikim, ponekad i katostrofalnim materijalnim i ljudskim žrtvama.

Veličina i utjecaj djelvoanja potresa općenito ovisi o:

- udaljenosti epicentra potresa od građevine
- položaju građevine u odnosu na smjer širenja portesnih valova
- vrsti tla, te svojstvima temelja građevine
- težini građevine i razdobi masa
- svojstvima prigušivanja koje posjeduje građevina

2.6.1 Metode proračuna

Moderni propisi dopuštaju različite metode proračuna, kao:

a) Metoda ekvivalentne bočne sile
b) Višemodalni spektralni proračun
c) Statička metoda postupnog naguravanja - pushover
d) Dinamička analiza vremenskog tijeka odgovora – time history

Razina pouzdanosti je najveća za dinamičku analizu vremenskog tijeka odgovora. Najmanja je za metodu ekvivalentne bočne sile, koja se može koristiti ako su ostvarena posebna pravila u oblikovanju konstrukcije i utjecaja potresa. Prve tri metode su učestalije u svakodnevnoj upotrebi zbog njihove jednostavnosti i brzine provođenja.

2.6.1.1 Metoda ekvivalentne bočne sile

Ova vrsta proračuna primjenjuje se za zgradae čiji odziv nije znatnije pod utjecajem doprionsa viših vibracija.

To su zgrade koje:

- imaju osnovni period vibracija $T_1 \le 4T_c \ \left(2,0s\right)$
- zadovoljavaju kriterije pravilnosti po visini

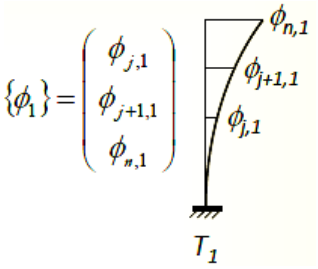
2.6.1.2 Višemodalni spektralni proračun

Obuhvaća ekstreme dinamičkih odgovora svih važnijih oblika vibriranja konstrukcije. Ukupan odgovor se dobiva statističkom metodom kombinacije maksimalnih doprinosa vibriranja. Proračunski spektar odgovora dobiva se prilagodbom elastičnog spektra faktorom ponašanja.

Elastični spektar odgovora opisuje maksimalni odgovor sustava s jednim stupnjem slobode, za određenu pobudu (zapis akcelelograma), ovisi o stupnju prigušenja(ε=1-10%).

U cilju da se izbjegne nelinearna analiza konstrukcije, sposobnos konstrukcije da disipira energiju uzima se posredno preko faktora ponašanja (q). Faktor ponašanja je aproksimacija odnosa seizmičke sile koju je odgovor sustava elastičan i stvarne seizmičke sile korištene za projektiranje.

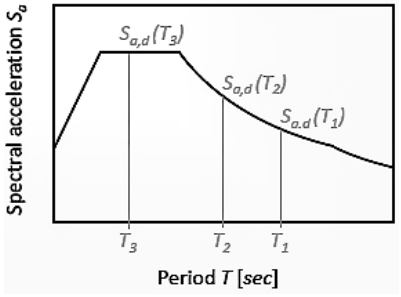
Postupak nalaže da se za svaki modalni oblik, određenog perioda, odredi sudjelujuća masa i ubrzanje na osnovu proračunskog spektra odgovora. Time se definiraju poprečne sile korištene za proračun.



Promatrani mod

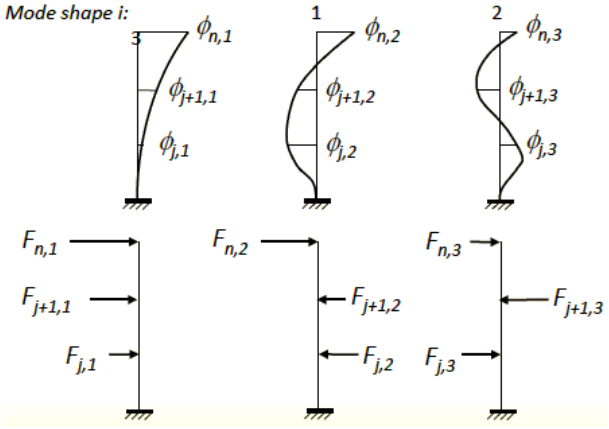
$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j \cdot \phi_{j,i}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \cdot \phi_{j,i}^2}$$

Sudjelujuća masa



Karakteristično ubrzanje

$$F_{j,i} = m_j \cdot \phi_{j,i} \cdot \gamma_i \cdot S_{a,d}(T_i)$$



Slika 2.6.1.1 Horizontalne sile korištene za analizu

Kombinacije maksimalnih doprinosa vibriranja vrše se jednim od tri moguća postupka:

1) Apsolutna suma $F_b = \sum \left| F_{b,m} \right|$ - veoma konzervativan pristup

2) SRSS, korijen iz sume kvadrata $F_b = \sqrt{\sum F_{b,m}^2}$

   Jednostavan i približno točan za konstrukcije koje imaju dobro raspoređene modove. Ako su modalne frekvencije (periodi) približno sličnih vrijednosti, treba se izbjegavati.

3) CQC, kompletna kvadratna kombinacija $F_b = \sqrt{\sum \sum f_{b,n} \rho_{n,m} f_{b,m}}$

   Složeniji postupak, ali najpouzdaniji postupak kada su modalne frekvencije (periodi) približno sličnih vrijednosti.

$$\rho_{n,m} = \frac{8\xi^2 \left(1+r\right) r^{\frac{3}{2}}}{\left(1-r^2\right)^2 + 4\xi^2 r \left(1+r^2\right)}; \quad r = \frac{w_n}{w_m}$$ - koeficijent interakcije modova

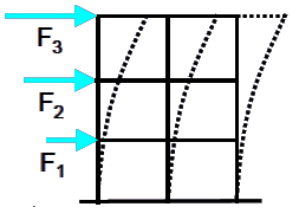
2.6.1.3 Statička metoda postupnog naguravanja - pushover

Statička metoda naguravanja je efikasan način za promatranje postupnog plastificiranja elemenata građevine s postupnim povećavanjem nanesene horizontalne sile, u cilju da se odredi mogući oblik loma ili stanje nakon djelovanja određene razine horizontalnog opterećenja. Horizontalne sile su određene na osnovu raspodjeljene mase i vlastitog oblika konstrukcije, kao što je prikazano u modalnom postupku. Pruža mjeru čvrstoće i kapaciteta nosivosti konstrukcije pri ne-elastičnim deformacijama, te indetifikaciju kritičnih područja koja su podložna velikim deformacijama. Konačno, pomaže u ocjeni ponašanja konstrukcije, te projektiranju i detaljiranju pojedinih elemenata.

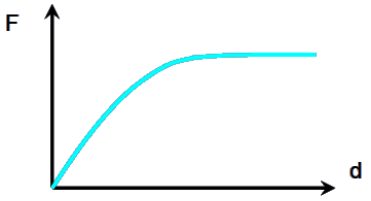
$$F_i = \alpha \cdot m_i \cdot \Phi_i \qquad (2.6.1)$$

gdje je:

- F_i - karakteristična poprečna sila
- α - skalarnih faktor, kojim se postupno povećava sila
- m_i - karakteristična masa
- Φ_i - određeni oblik horizontalni pomaka (jednoliki ili modalni oblik)



Slika 2.6.1.2 Shema rasporeda karakterističnog opterećenja po visini



Slika 2.6.1.3 Razvoj pomaka s porastom karakteristične sile

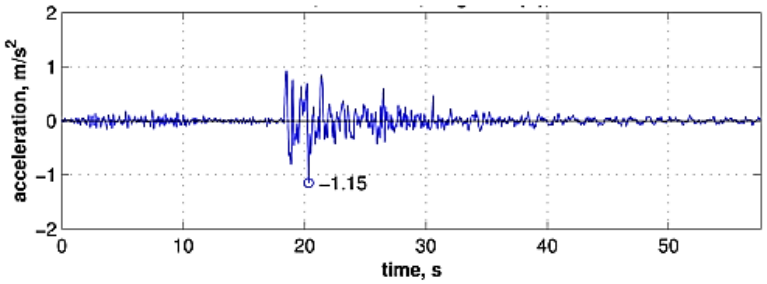
Nije pogodna za simuliranje ponašanja armiranobetonskih okvira pod jakim seizmičkim djelovanjem jer podcijenjuje deformacije nastale pri velikim relativnim pomacima [14]. Pri promatranju nepravilnih konstrukcija, statička metoda naguravanja, nije pouzdana zbog toga što ne uzima u obzir efekte viših modova uslijed interakcije bočne translacije i torzije.

Postupak pokazuje relativno dobru procjenu odgovora konstrukcije kada prvi oblici osciliranja dominantno utječu na odgovor konstrukcije [13]. Rezultati mogu biti nepouzdani kada se promatra visoka građevina kod koje je potrebno promatrati više modova u cilju skupljanja 90% modalne mase. Korištenje jednostavne metode statičkog naguravnja za građevine sa znantim doprinosom viših modova osciliranja može voditi krivom obliku deformiranja, a time i krivim graničnim opterećenjem. Nedavna poboljšanja u vidu korištenja metode statičkog naguravanja s uključenim efektima viših modova, koriste pravila elastične kombinacije modova [15].

2.6.1.4 Dinamička analiza vremenskog tijeka odgovora – time history

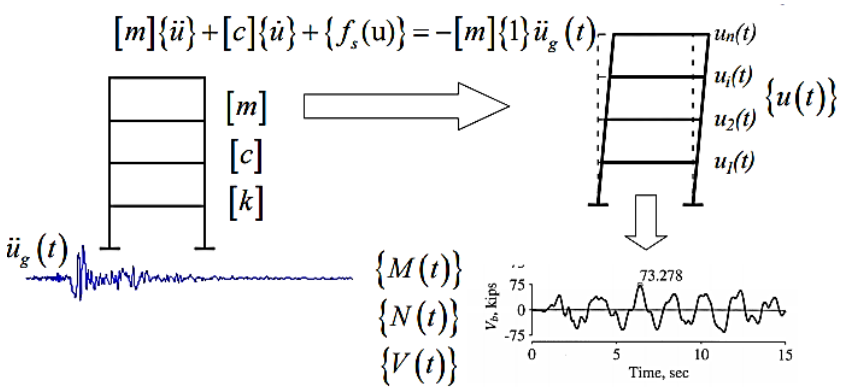
Dinamička analiza vremenskog tijeka odgovora vrši direktnu integraciju (numeričkim metodama) jednadžbe gibanja.

Opis seizmičkog opterećenja vrši se pomoću zapisa akcelelograma, određenog diskrentno u određenom vremenskom koraku (0,005-0,02sec)



Slika 2.6.1.4 Karakteristični zapis akcelelograma

Za sustav od N stupnjeva slobode, potrebno je riješiti numerički sustav od N diferencijalnih jednadžbi. Riješenja opisuju ponašanje konstrukcije u promatranom vremenu, a traže se u diskretnim točkama u određenom vremenskom koraku (koji se može biti i različiti od vremenskog zapisa akcelelograma).



Slika 2.6.1.5 Shematski prikaz proces dinamičke analize vremenskog tijeka odgovora

Za provjeru dinamičke analize vremenskog tijeka odgovora, potrebno je definirati konstruktivni model s materijalnim i geometrijskim nelinearnostima. Konstruktivni model bi trebao uključiti ciklični odgovor materijala, te evenutalnu degradaciju krutosti i čvrstoće materijala.

Dinamička analiza vremenskog tijeka odgovora nije korištena pri standardnom projektiranju tipičnih konstrukcija. U nekim je slučajevima nelinearna analiza preporučena, a nekad je neizbježna da bi se realnije procijenio odgovor konstrukcije i provjerili rezultati pojednostavljenih metoda.

Prednosti:

- Najrealnija simulacija seizmičkog opterećenja na konstrukciju
- Izravna procjena seizmičkog odgovora na razini konstrukcije i elementa
- Mogućnost modeliranja nelinearnog ponašanja materijala, geometrijske nelinearnosti (utjecaj velikih pomaka), otvaranje i zatvaranje pukotina, ne-standardnog prigušenja, te indetifikacija potencijalne vremenske i prostorne raspodjele ne-elastičnosti

Mane:

- Kompleksni analitički model
- Modeliranje konstrukcije zahtjeva posebna znanja
- Analiza je ovisna o resursima

- Velike količine podataka uzrokuju veliki utrošak vremena na procesiranje
- Osjetljivost rezultata na zadane konstruktivne paramtere

Glavni cilje dinamičke analize vremenskog tijeka odgovora je provjera ostvarenih neelastičnih deformacija. Na lokalnoj, razini u vidu međukatnih pomaka, duktilnosti disipirajućih elemenata i čvrstoći ne disipirajućih elemenata. Na globalnoj razini, u vidi podbacivanja konstrukcije u daljnjoj nosivosti na gravitacijsko opterećenje, gdje je rušenje prvog vertikalnog elementa esencijalno za stablinost konstrukcije.

Inherentno prigušenje je obično uključeno preko Rayleigh-vog prigušenja :

$$[c] = \alpha \cdot [m] + \beta \cdot [k] \tag{2.6.2}$$

Specijalni disipatori energije (viskozno trenje ili histerzni uređaji) se trebaju izravno modelirati u analizi, umjesto posrednog uključenja kroz inherentno prigušenje.

Ako se matrica prigušenja izvodi iz početne krutosti sustava, umjetno prigušenje može se izvesti iz popuštanja sustava. U nekim slučajevima, umjetno prigušenje može stvoriti greške u proračunatom odgovoru. Riješenje ovog problema je izvođenje matrice prigušenja iz matrice masa i trenutne tangentne krutosti.

2.6.2 Preporuke za seizmički proračun i oblikovanje visokih zgrada

Kako bi se prikladno prikazalo ponašanje visokih zgrada u područjima srednjeg do visokog seizmičkog rizika, gdje se značajan neelastični odgovor predviđa za potres sa vjerojatnošću većom od 2% u 50 godina, potreban je nelinearni proračun vremenskog tijeka odgovora (time history). U zonama niskog seizmičkog rizika može bitidovoljan i višemodalni spektralni proračun.

Očekivanja od zgrada projektiranih prema američkim, japanskim, kineskim, novozelandskim propisima te EC8:

a) oduprijeti se manjim potresima, koji se očekuje više puta tijekom životnog vijeka konstrukcije, bez oštećenja na svim elementima,
b) oduprijeti se rijetkim potresima, koji se mogu dogoditi jednom u životnom vijeku konstrukcije, s oštećenjima na nosivim i ostalim dijelovima konstrukcije, ali bez gubitka ljudskih života,
c) oduprijeti se najjačem potresu, koji se bilo kada može očekivati na lokaciji zgrade sa značajnom oštećenjima, s vrlo niskom vjerojatnošću rušenja.

2.6.2.1 Proračun temeljen na deformacijama

Deformacija je kritični parametar u proračunu na potres prema ponašanju jer se ponašanje opisuje razinom oštećenja, a oštećenje je vezano uz stupanj deformacija u elementima i cijelom sustavu.

Za nosive (primarne) elemente, oštećenje je vezano uz ostvareni stupanj ne-elastičnih deformacija. On je vezan uz njihovu čvrstoću, pa valja osigurati prikladnu čvrstoću kako bi se spriječile izvanredne ne-elastične deformacije. Elementi koji nemaju kapacitet deformiranja preko granice popuštanja, ne smiju doživjeti ne-elastično deformiranje pa za njih valja raditi provjere na razini sila.

Ista pravila primjenjuju se i za unutarnje učinke u nenosivim elementima, s time da oni doživljavaju i pomake uslijed pomaka osnovnih dijelova. Kod ovih je elemenata ponašanje vezano uz ukupne deformacije cijele konstrukcije na koju su vezani i kapacitet deformiranja spojnih elemenata.

Promatraju se tri tipa deformacija:

1) Ukupni pomaci zgrade

   Omogućuju samo kvalitativnu ocjenu ponašanja zgrade i mogućeg P-Δ učinka.

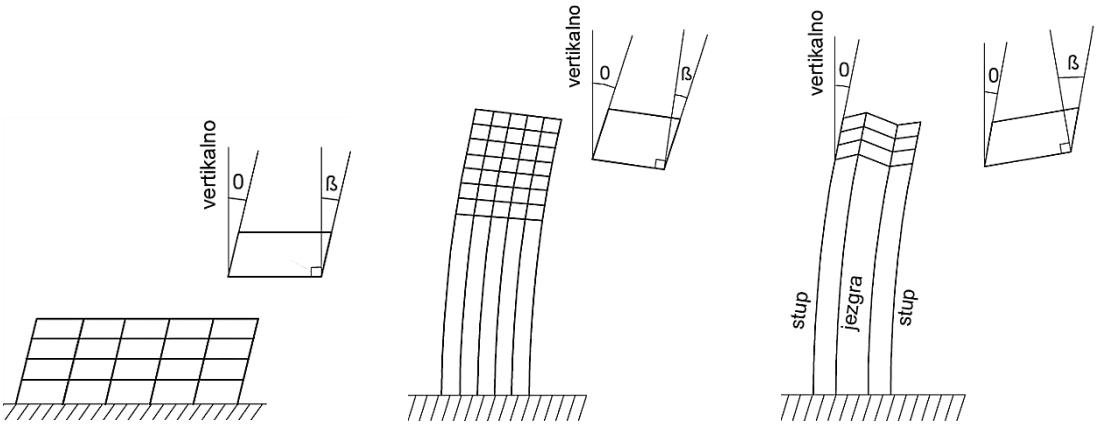
2) Međukatni pomaci (inter-story drift)

   Relativni horizontalni pomak dvaju susjednih stropova u određenom trenutku. Može predstavljati početnu točku za ocjenu oštećenja na ne nosvim dijelovima, kao što su fasade i unutarnje pregrade

   Mogu se prikazati kroz dvije komponente:

   1. Pomak krutog tijela – povezan s rotacijom cijelokupne zgrade na gornjim razinama

   2. Posmične deformacije β – mjera kutne deformacije zida ili fasadnog panela. Ove će deformacije biti drukčije na različitim mjestima stropa i na nekim mjestima može prekoračiti kut (odnos) međukatnih pomaka θ (paneli između jezgre i vanjskih stupova)



Niske zgrade: $\beta = \theta$ Cijevne visoke zgrade: $\beta < \theta$ Visoke zgrade s okvirnim zidovima: $\beta > \theta$

3) Ne-elastične deformacije dijelova konstrukcije

Ne-elastične deformacije predstavljaju temelj za ocjenu oštećenja konstrukcije i mogućnost za konstrukcijsko otkazivanje duktinih dijelova. Ocjenjivanje se općenito provodi pojedinačno, uspoređujući zahtijevana deformiranja s dozvoljenim vrijednostima koje se temelje na ostvarenim detaljima konstrukcije i postojećim unutrašnjim silama u elementima.

Za ne-duktilna djelovanja (posmik u AB jezgri) dozvoljene su male ne-elastične deformacije i prihvatljivost određenog elementa temelji se na provjerama na razini sila, kako bi se osiguralo da maksimalno potresno djelovanje ne prekorači nominalne nosivosti.

Kako bi se uspostavili kvantitativni kriteriji prihvatljivosti za proračun temeljen na odzivu ("performance based design"), provode se mnoga istraživanja i studije. Jedan od izazova projektantima je utvrditi ravnotežu između troškova izgradnje i rizika oštećenja, uzevši u obzir mnoge nesigurnosti neizbježene u projektiranju.

2.7 Modeliranje dinamičkog ponašanja konstrukcije

Bočno opterećenje, kao što je opisano, ima znatan utjecaj na visoke građevine u vidu naglašenog dinamičkog odgovora konstrukcije i deformacija, za vrijeme djelovanja vjetra ili potresa. Kontrola dinamičkog odgovora i deformacija je često najveći izazov prilikom projektiranja i prevladavajući kriteriji u odnosu na osiguranje potrebnih zahtjeva čvrstoće. Stoga se proporučuje razmatranje dinamičkog odgovora i njegovo modeliranje u ranoj fazi projektiranja.

Dinamički odgovor konstrukcije može se regulirati:

- promjenom mase
- promjenom krutosti
- povećanjem prigušenja
- promjenom oblika

2.7.1 Promjena mase i krutosti konstrukcije

Povećanjem krutosti moguće je poništiti problem vrtloženja. Naime, dovoljnim povećanjem krutosti povećava se i frekvencija titranja konstrukcije. Time se smanjuje mogućnost rezonance, tj. izjednačavanje frekvencija konstrukcije i formiranja vrtloga. Ipak, povećanje krutosti konstrukcije nije ekonomično i praktično riješenje za vrlo visoke građevine.

Drugi pristup je povećanje mase građevine. Amplituda titranja konstrukcije ima inverznu tendenciju u odnosu na Scruton-ov broj:

$$S_c = \frac{2m\delta}{\rho B^2} \tag{2.7.1}$$

gdje su:

m – masa konstrukcije

δ – logaritamski dekrement prigušenja

ρ – gustoća zraka

B – širina građevine

Povećanjem mase konstrukcije smanjuju se pomaci, a za zadržanu krutost konstrukcije smanjuje se frekvencija titranja. Ipak, ovo riješenje također nije ekonomično kada je potrebno izvršiti velike zahvate u konstrukciji.

2.7.2 Povećanje prigušenja konstrukcije

Razvoj konstrukcija visokih građevina uvijek je bio vođen racionalnošću. U današnje vrijeme materijali velikih čvrstoća se često koriste za vrlo visoke građevine. Čelik visoke čvrstoće ima približno isti modul elastičnosti neovisno o čvrstoći. Iako se modul elastičnosti betona visokih čvrstoća povećava, promjena je relativno mala u odnosu na porast čvrstoće. Stoga su visoke građevine sada manje mase u odnosu na prijašnja riješenja, što rezultira većim deformacijama pri djelovanju vjetra.

Iz jednadžbe (2.7.1) je vidljivo da se amplitu titranja može reducirati i povećanjem logaritamskog dekrementa prigušenja (δ). Ovim se postupkom ne utječe na frekvenciju titranja konstrukcije, što ostavlja mogućnost rezonance uslijed vrtloženja vjetra, ali se prigušuje amplituda titranja na prihvatljivu veličinu. Povećanje prigušenja uzrokuje povećanje disipacije energije prilikom titranja konstrukcije, što se suprostavlja energiji uzrokovanom vrtloženjem vjetra

Postoje dva načina za povećanje prigušenja vrlo visokih građevina:

- Distribuirano prigušenje
- Koncentrirano prigušenje

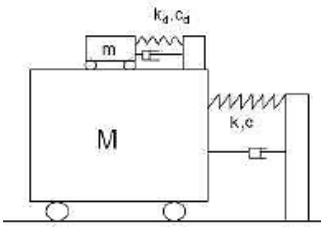
Distribuirano prigušenje koristi više uređaja za dispiranje energije, raspoređenih po čitavoj građevini, koji smanjuju dinamički odgovor.

Koncentrirani sustavi prigušenja su smješteni na nekoliko lokacija u građevini i korisnije ih je smjestiti u području najvećih amplituda titranja, što je najčešće pri vrhu građevine. Postoje dva tipa koncentriranih sustava prigušenja:

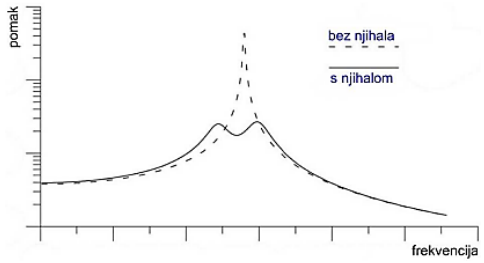
- prigušivač s usklađenom masom (TMD)
- prigušivač s usklađenim gibanjem tekućine (TLCD)

Prigušivač s usklađenom masom (TMD) je povezan s konstrukcijom sustavom zatega, što mu dopušta slobodno osciliranje. Sustav je također povezan s konstrukcijom kroz velike amortizere. Kada konstrukcija oscilira, sustav prigušenja oscilira u različitoj fazi. To dopušta da amortizeri pretvore dio kinetičke energije konstrukcije u toplinu, čime se smanjuje energija osciliranja. Da bi io sustav prigušenja bio efikasan treba istovremeno započeti oscilirati kao i konstrukcija. To znači da prirodna frekvencija prigušenja treba biti približno ista kao i prirodna frekvencija konstrukcije.

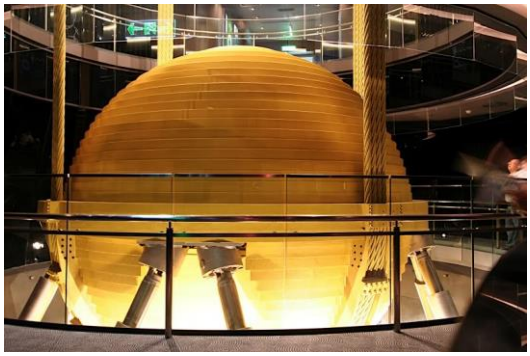
Prilikom projektiranja prigušivača s usklađenom masom (TMD) je potrebno ograničiti oscilacije prigušivača da ne bi uzrokovale oštećenja konstrukcije. Jedan od načina za ograničenje je projektiranje nelinearnih hidrauličkih prigušenja i amortizera oko bloka mase.



Slika 2.7.2.1 Shematski prikaz sustava prigušenja



Slika 2.7.2.2 Utjecaj prigušenja na pomak vrha

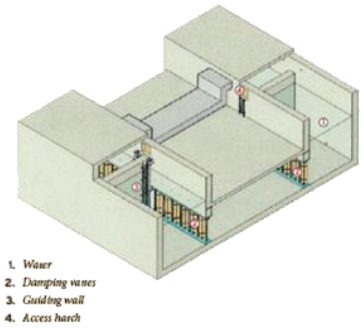


Slika 2.7.2.3 TMD sustav prigušenja – Taipei 101

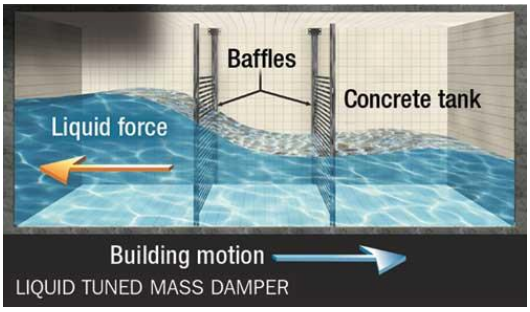
Taipei 101 (Tajvan) je pod snažnim utjecajem potresa, vjetra i tajfuna. Zbog tog je instaliran prigušivač s koncentriranom masom od 730 t, koji efektivno smanjuje odgovor konstrukcije za 30 do 40%.

Prigušivač s usklađenim gibanjem tekućine (TLCD) koristi vodu ili neku drugu tekućinu. Sustav se sastoji od dva stupa i horizonalnte veze (U cijev). Stupovi sadrže vodu i imaju svoju prirodnu frekvenciju osciliranja, ovisno o geometriji. Kada voda prolazi kroz horizontalnu vezu, koja sadrži niz zapornih vrata ("Baffels"), energija se disipira i smanjuje se oscilacija.

Prednost ovog sustava je što se može izvesti u kombinaciji s rezervoarom vode za protupožarnu zaštitu. U tom slučaju nema dodatnog povećanja mase konstrukcije, tj. gravitacijskog opterećenja. Najveći prigušivač s usklađenim gibanjem ugrađen je u "The Comcast Center" (Philadelphia) sadrži 1300 t tekućine.



Slika 2.7.2.4 Prigušivač s usklađenim gibanjem tekućine (TLCD)



Slika 2.7.2.5 Shema djelovanja TLCD prigušivača

2.7.3 Promjena oblika građevine

Oblik građevine obično definiraju arhitekti i ima veliki utjecaj na ponašanje konstrukcije. Stoga je nužno u ranoj fazi projektiranja definirati što bolji oblik.

Moguća poboljšanja i modfikacije:

- modifikacija uglova
- promjena geometrije po visini - kontinuirano ("tapered") i diskretno ("setbacks")
- promjena poprečnog presjeka po visini
- primjena spojlera
- projektiranje otvora
- rotiranje konstrukcije

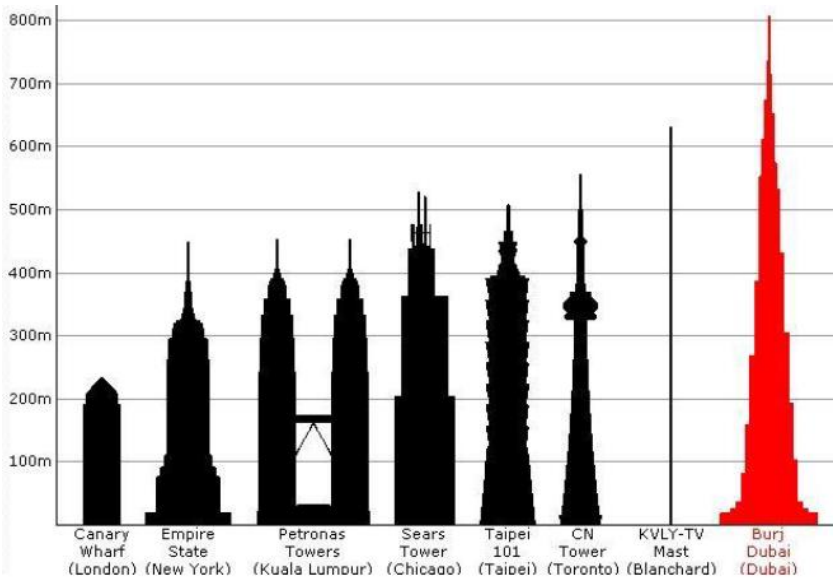
Utjecaj pojedinih oblika konstrukcije prikazan je predhodno u opisanom istraživanju odgovora konstrukcije pri djelovanju vjetra (2.5.3).

3. KONCEPT KONSTRUKCIJE

3.1 Opis Burj Khalifa

U ovom poglavlju opisati će se koncepcija i karakteristike Burj Khalife. Kao trenutno najviša zgrada na svijetu, poslužit će kao referenca za kreiranje predloženog rješenja još znatno veće građevine.

Lokacija:	UAE, Dubai
Izgrađena:	02.01.2010.
Investitor:	Emaar nekretnine
Arhitekt :	Adrian Smith (SOM)
Projektant konstrukcije:	William F. Baker (SOM)
Izvođač:	Samsung, Besix, Turner, Arabtec
Visina:	828 m
Katnost:	162
Namjena:	mješovita
Materijali:	primarno beton, dio konstrukcije čelični



Slika 2.7.3.1 Razvoj najviših konstrukcija na svijetu

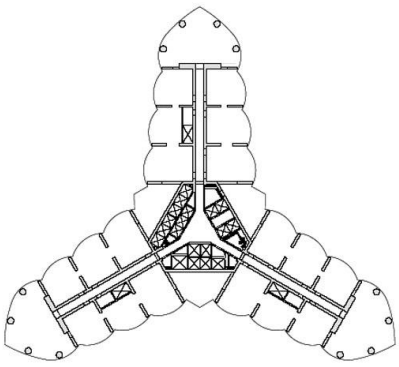
Tijekom više godina prava visina Burj Khalife bila je tajna za javnost kako bi konkurenti bili u neizvjesnosti. Konačna visina je na kraju definirana s 828 m.

Arhitekti Burj Khalife su pri kreiranju samog koncepta zgrade bili vođeni kulturološkim i povjesnim utjecajima sredine u kojoj je građevina izgrađena. Tlocrtni plan Burj Khalife je Y oblika, što sliči pustinjskom cvijetu, koji je karakterističan za okolicu

Dubai-a. Namjena konstrukcije je stanovanje i hotelski smještaj, za što se Y oblik pokazao idealan zbog maksimalne otvorenosti i ulaska dnevnog svijetla.

Zanimljive činjenice:

- Najveća struktura ikad izgrađena: 828 m (predhodno Warsaw radio toranj – 646,38m)
- Najveća slobdnostojeća konstrukcija: 828 m (predhodno CN Tower – 553,3m)
- Zgrada s najviše katova: 160 (predhodno World Trade Center (1,2) – 100)
- Najviša instalacija dizala na svijetu
- Najbrže dizalo na svijetu: 18 m/s (predhodno Taipei 101 – 16,83 m/s)
- Najveća visina pumpanja betona (za zgradu): 601m (predhodno Taipei 101 – 449,2m)
- Najveća visina pumpanja betona (za sve konstrukcije): 601m (predhodno Riva del Garda, hidroelektrana – 532m)
- Prva najveća struktura na svijetu namjenjena za stanovanje



Slika 2.7.3.2 Burj Khalifa - karkteristični tlocrt

Slika 2.7.3.3 Burj Khalifa - pogled

Tablica 2.7.3.1 Burj Khalifa – namjena površina

Kat	Funkcija	
16 -260	Servisna	
156-159	Prijelazna	
155	Servisna	
139-154	Uredi	
136-138	Servisna	
125-135	Uredi	
124	Vidikovac	
111-123	Uredi	
109-110	Servisna	
76-108	Stanovanje	
73-75	Servisna	
43-72	Stanovanje	
40-42	Servisna	
19-39	Hotel	
17-18	Servisna	
5-16	Hotel	
4	Hotel	Servisna
3	Hotel	Servisna
2	Hotel	Lobi
1	Hotel Lobi	Restoran
Prizemlje	Restoran	Lobi
B2-B1	Parking	Servisna

3.1.1 Konstrukcijski sustav

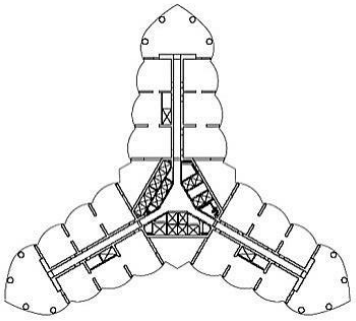
Burj Khalifa koristi sustav poduprte jezgre, tzv. "buttressed core". Sustav se sastoji od krute jezgre poduprte sa zidovima koji formiraju krila, u različitim smjerovima.

Prema [16]:

" Razvoj konstrukcijskog sustava poduprte jezgre doveo je do promjene u dizajniranju visokih zgrada i veliki porast u konačnim visinama zgrada. U 32 godine od završetka World Trade Center 1 (1972) i Taipei 101 (2004), porast visine najviših zgrada svijeta je samo 22%. 2010. godine Burj Khalifa preuzima vodeće mjesto s 828 m, nadmašujući Taipei 101 za više od 60%. Sa svojim inovativnim sustavom poduprte jezgre zgrada prestavlja veliki napredak u dizajniranju."

Sustav poduprte jezgre predstavlja koncepcijsku promjenu u dizajniranju konstrukcijskog sustava, čiji je razvitak započeo s Tower Place III, dizajniran od strane SOM-a na čelu s W.F. Baker-om. Toranj je završen 2004. godine u Seoul-u, Južna Koreja. Iako omogućava veliki porast visine zgrade, u principu se koriste uobičajeni materijali i tehnologija građenja.

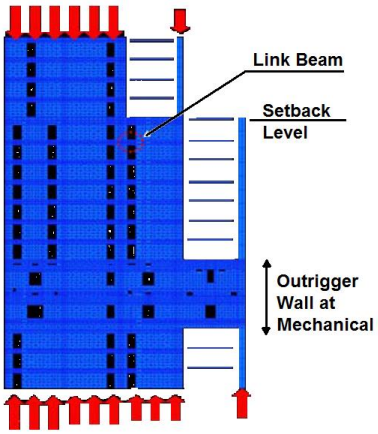
Centralna šesterokutna armirano betonska jezgra izrazito je torzijski kruta, i ponaša se kao cijev (osovina). Poduprta je pomoću zidova u krilima, koji djeluju kao hrbtovi i pojasnice grede, koji povećavaju otpornost građevine na posmik i moment savijanja. Vezni zidovi na servisnim etažama omogućuju stupovima da pridonose otpornosti konstrukcije na bočna opterećenja. Stoga su svi vertikalni elementi iskorišteni za otpornost na gravitacijska i bočna opterećenja. Betoni korišteni za izradu zidova su razreda C80 do C60. Sadrže portland cement i leteći pepeo. Korišen je lokalni agregat. Beton razred C80 korišten za niže dijelove konstrukcije ima modul elastičnosti nakon 90 dana: $E_{90} = 43{,}8\ MPa$. Armirani beton je dizajniran u skladu s propisima ACI 318-02.



Slika 3.1.1.1 Tlocrt karakterističnog kata – Burj Khalifa

Ključni parametar dizajniranja Burj Khalife bio je upravljanje gravitacijom ("managing gravity"), tj. razmještaj gravitacijskog opterećenja na mjesta gdje će imati povoljan utjecaj pri horizonalnom opterećenju. Prvi korak pri dizajniranju bilo je definiranje niza pravila kojim je pojednostavljena izvedba, kao i prijenos samog opterećenja unutar konstrukcije. Ova pravila uključuju i strogi modul od 9m, na osnovu kojeg je definiran razmještaj vertikalnih nosivih elemenata. Zgrada po visini ima niz promjena geometrije - sužavanja ("stepbacks"), koje su naknadno modificirane da bi se smanjio utjecaj vjetra. Ovaj postupak bio je olakšan pravilima zadanim pri samom početku dizajniranja. Omogućeno je da se nosivi elementi više razine nastavljaju na elemente predhodne razine.

Vezni zidovi na servisnim etažama (Slika 3.1.1.2) omogućuju stupovima na obodu da pridonesu otpornosti na horizontalna opterećenja. Svi vertikalni elementi sudjeluju u otpornosti na gravitacijska i horizontalna opterećenja. Uz to, s veznim zidovima u servisnim etažama kreirane su izrazito krute etaže. Kao takve služe za ujednačenu preraspodjelu sila na sve elemente, na više mjesta po visini zgrade. Ova preraspodjela pridonosi kontroli diferencijalnog skupljanja između jezgre i stupova. Preraspodjela sila utječe i na dimenzije stupova, u kojima se ne nakuplja velika sila po visini zgrade. Stoga su stupovi Burj Khalife relativno malih poprečnih presjeka, malo deblje baze u odnosu na vrh.



Slika 3.1.1.2 Sheme preraspodjele sila uz pomoć servisnih etaža

Debljina zidova unutar jezgre kreće se u rasponu od 1300 mm do 500 mm. Zidovi su pretežito povezani nizom armiranobetonskih ili spregnutih greda, visine od 800 mm - 1100 mm. Zbog ograničenja u visini grede, mjestimično su korištene spregnute grede. One su izvedene pomoću čeličnih I profila s moždanicima, obloženih betonom.

Na vrhu betonske jezgre nalazi se čelična rešetkasta konstrukcija, koja završava antenom. Rešetka je izvedena s dijagonalnim zategama, da bi se poboljšala otpornost na bočna opterećenja. Antena se sastoji od čelične cijevi promjenjivog presjeka, u bazi 2100x60 mm i 1200x30mm na vrhu.

Međukatne konstrukcije u nižim dijelovima građevine, izvedene su kao ploče nosive u dva smjera, promjenjive debljine od 200mm do 300mm. Rasponi ploča su do 9 m, što je određeno prehodno zadanim modulo. Debljina ploča u višim dijelovima konstrukcije postupno je smanjivana na 225mm do 250 mm.

Burj Khalifa je temeljena na 3700 mm debeloj armiranobetonskoj ploči. Za njenu izradu korišten je samozbijajući beton, razreda C50. Armiranobetonska ploča leži na 194 pilota izvedena na mjestu. Piloti su promjera 1500mm i dužine oko 43 m, s pojedinačnom nosivošću od 3000t. Podzemna voda na lokaciji izrazito je agresivna, s udjelom klorida do 4,5% i sulfata do 0,6%. Zbog agresivne okoline, proveden je strogi program anti-korozivnih mjera, da bi se osigurala trajnost temelja. Program uključuje specijalne vodonepropusne sustave, povećanu debljinu zaštitnog sloja, dodavanje inhibitora korozije u betonsku mješavinu, strogu kontrolu pukotina i katodnu zaštitu.

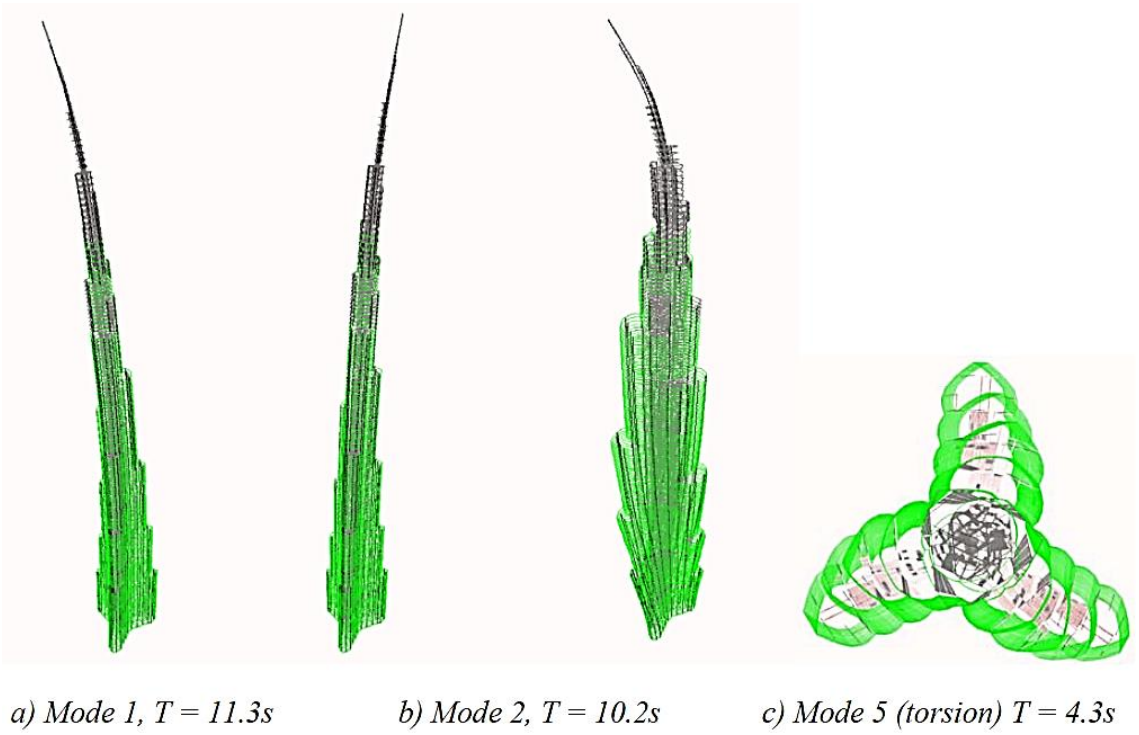
3.1.2 Analiza konstrukcije

Kontstrukcija je analizirana na gravitacijsko opterećenje (uključujući P-Δ utjecaj), vjetar i potres pomoću software-a ETABS 8.4. Trodimenizonalni proračunski model sadržavao je armiranobetonske zidove, vezne grede, ploče, temeljnu ploču, pilote i konstrukcijski sustav čeličnog šiljka ("spire"). Numerički model imao je preko 73 500 elemenata ljuske i 75 000 čvorova.

Za proračunsko opterećenje vjetrom, uzmajući za betonske elemente u obzir statičke značajke za raspucali beton, eleastični P-Δ horizontalni pomak iznosi oko H/500 na vrhu betonske jezgre.

Dinamičkom analizom je utvrđeno da je prvi mod bočni (konzola) s periodom T_1=11,3 s. Drugi mod je međusobno okomiti bočni (konzola u drogom okomitom smjeru) s periodom od T_2 = 10,2 s, a torzijski mod je peti, s periodom od T_5 = 4,3 s.

Potresni proračun je proveden za UBC97 zonu 2a, s potresnim ubrzanjem α=0,15 i kategoriju tla S_c . Seizmički proračun urađen je spektralnom analizom, temeljem spektra odgovora za stvarnu lokaciju tornja.



a) Mode 1, T = 11.3s *b) Mode 2, T = 10.2s* *c) Mode 5 (torsion) T = 4.3s*

Slika 3.1.2.1 Rezultati modalne analize na prostornom modelu

Osim spektra odgovora, izvještaj je sadržavao i potresnu „hazard“ analizu. Provjerena je i potencijalna opasnost od likvefakcije tla pomoću više priznatih postupaka. Utvrđeno je da likvefakcija nema konstrukcijske posljedice na duboke temelje tornja.

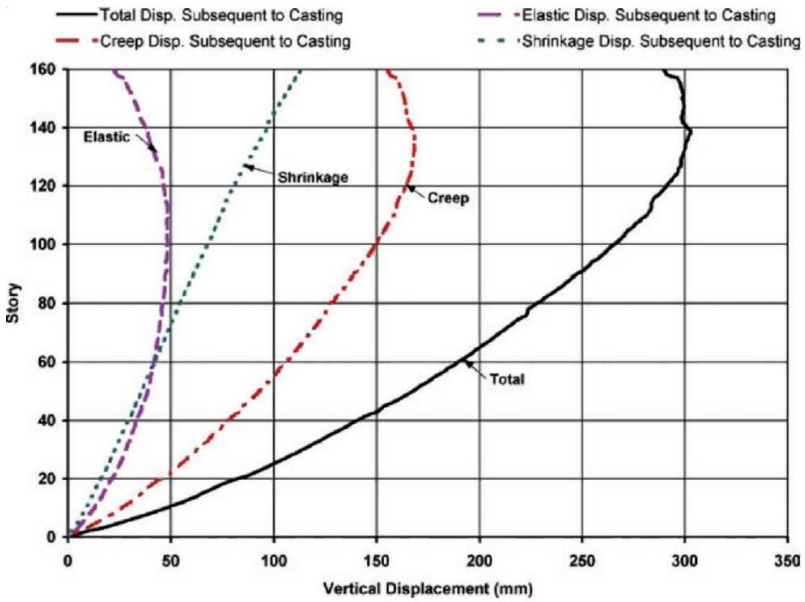
Potresno djelovanje nije bilo kritično za dimenzioniranje betonskog dijela tornja, već za konstrukciju čeličnog šiljka na vrhu zgrade.

Armiranobetonski elementi su dimenzionirani sukladno zahtjevima američkog propisa ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete.

Čelični šiljak s dijagonalnim spregovima dimenzioniran je na gravitacijska djelovanja, vjetar, potres i zamor prema zahtjevima AISC Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (1999).

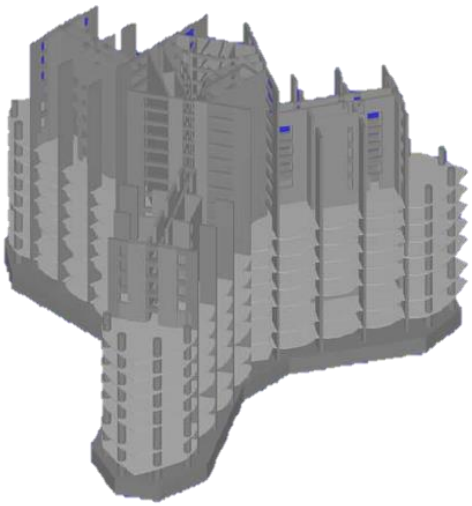
Vanjske plohe zaštićene su od korozije aluminijskim premazom pomoću plamenika.

Provedena je analiza pojedinih faza izgradnje, s uključenim utjecajima puzanja i skupljanja. Kako su vertikalni elementi pod ujednačenim naprezanjima, zgrada pokazuje dobre karakteristike pod utjecajem skupljanja i puzanja (Slika 3.1.2.2).

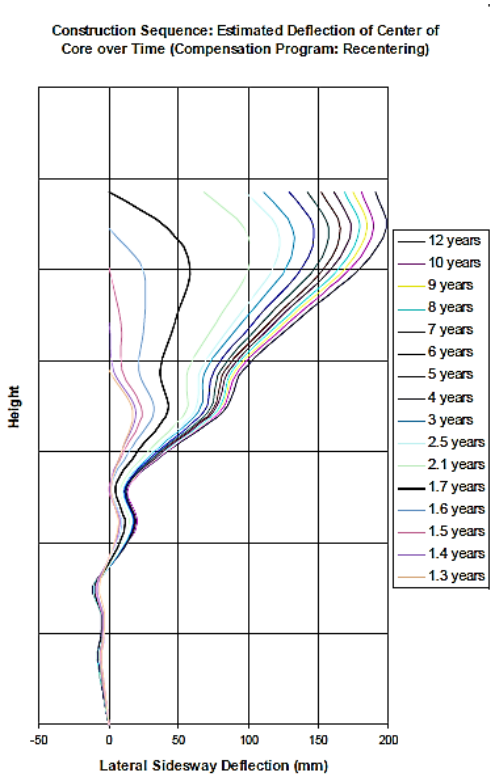


Slika 3.1.2.2 Predviđene vertikalne deformacije konstrukcije nakon 30 godina

Analiza pojedinih faza izgradnje temeljena je na vraćanju konstrukcije u početni položaj ("re-centering") na svakoj sljedećoj sekciji jezgre. Rezultatima analize dobivena je procjena vrijednosti bočnog pomaka vrha jezgre od 200mm, uslijed gravitacijskog opterećenja. Pomak se razvija polako kroz period od 10 godina nakon završetka izgradnje.



Slika 3.1.2.3 Prikaz prostornog modela pojedine faze izvedbe

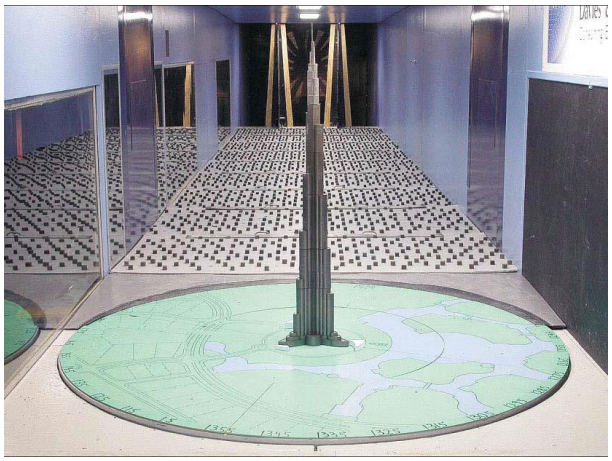


Slika 3.1.2.4 Razvoj horizontalni pomaka uslijed gravitacije, u vremenu

3.1.2.1 Djelovanje vjetra

Prvotno je izrađena studija vjetrovne klime. Sakupljeni su podatci s više vremenskih postaja u regiji, te najvažnije sa međunarodne zračne luke Dubai. Definirana je vrijednost 50-godišnjeg 3-sekundnog udara vjetra od 37,7 m/s za uobičajeni otvoreni teren na visini od 10 m iznad razine tla. Prosječna satna brzina dobivena je proračunom na temelju lokalnih podataka, u iznosu od 23,5 m/s za uobičajeni otvoreni teren na visini od 10 m iznad razine tla. Na temelju tog podatka procijenjena je vrijednost brzine udara vjetra u rasponu od 35,7 m/s do 37,6 m/s, što je potvrdilo prethodni rezultat. Stoga su rezultati mjerenja sa mjerne stanice zračna luka Dubai usvojeni kao prikladni statistički model za korištenje, uz rezultate ispistivanja u zračnom tunelu.

Za zgradu ove visine i vitkosti, sile od vjetra i rezultirajući pomaci viših dijelova imaju dominantan utjecaj pri dizajniranju. Opsežan program testiranja u vjetrovnom tunelu preoveden je u Guelph-u, Ontario. Program ispitivanja u vjetrovnom tunelu obuhvatio je pokuse ravnoteže sila na krutom modelu ("rigid-model force balance tests") (Slika 3.1.2.5), pokuse na potpuno aeroelastičnom modelu, mjerenja lokalnih pritisaka i studiju utjecaja na korisnike zgrad. Uglavnom su korišteni modeli u mjerilu 1:500, ali i u manjem mjerilu. Kako je uočen utjecaj Reynoldsova broja (efekt mjerila) na rezultate aeroelastičnog i krutog modela, testovi visokih Reynoldsovih brojeva su izvedeni na mnogo većem modelu, mjerila 1:50. Ovi testovi provedeni su u 9m x 9m vjetrovnom tunelu u "National Research Council facility in Ottawa (Slika 3.1.2.6), gdje je moguće postići brzine vjetra do 55 m/s. Da bi se simulirao režim vjetra na višim dijelovima zgrade, opsežno su iskorišteni lokalni zapisi vjetra i računalne simulacije.



Slika 3.1.2.5 Aeroelastični model – M 1:500

Slika 3.1.2.6 Kruti model gornjeg dijela

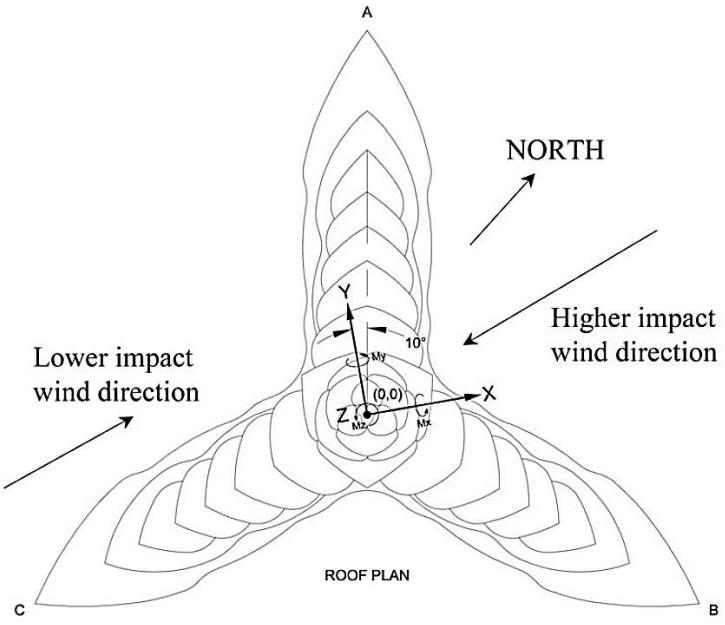
konstrukcije M 1:50

Djelovanje vjetra na konstrukciju

Za određivanje opterećenja vjetrom na glavnu konstrukciju u ranoj projektnoj fazi provedena su ispitivanja u vjetrovnom tunelu primjenom postupka "high-frequency-forcebalance". Podaci iz vjetrovnog tunela potom su kombinirani s dinamičkim značajkama tornja da bi se izračunali dinamički odgovor tornja i cjelokupna efektivna raspodjela sila vjetra u punom mjerilu.

Rezultati ispitivanja ravnoteže sila ("force balance") korišteni su kao rani ulazni podatci za projektiranje, čime je omogućena izrada parametarskih studija za različite krutosti i raspodjele masa tornja.

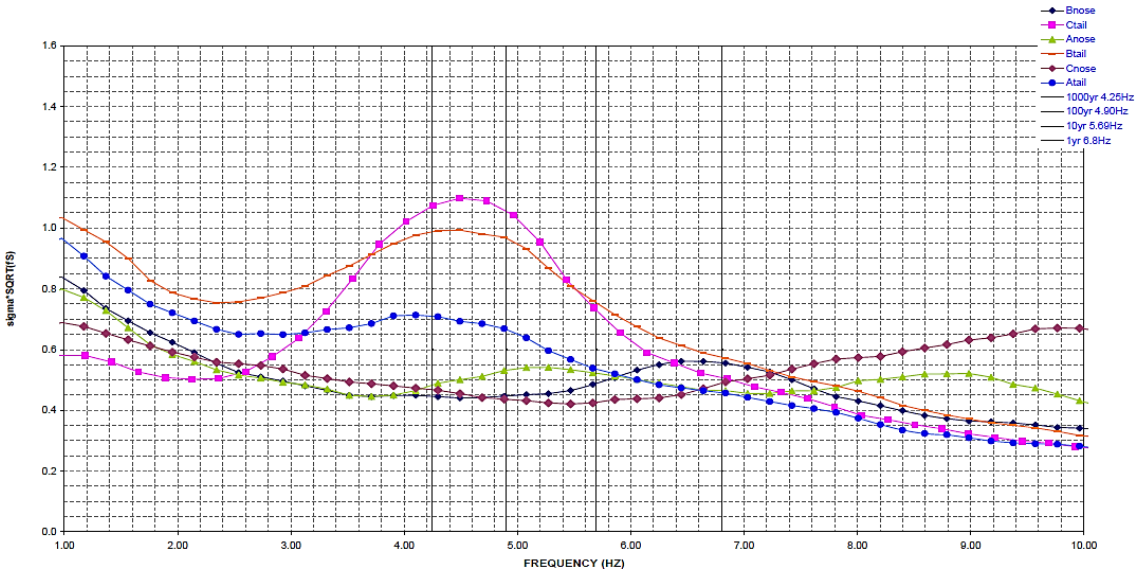
Za zgradu je razmatrano 6 relevantnih smjerova vjetra, tri kad vjetar puše direktno u smjeru jednog od krila ("Nose A,B,C") i druga tri kad puše u smjeru simetrale između krila ("Tail A,B,C").



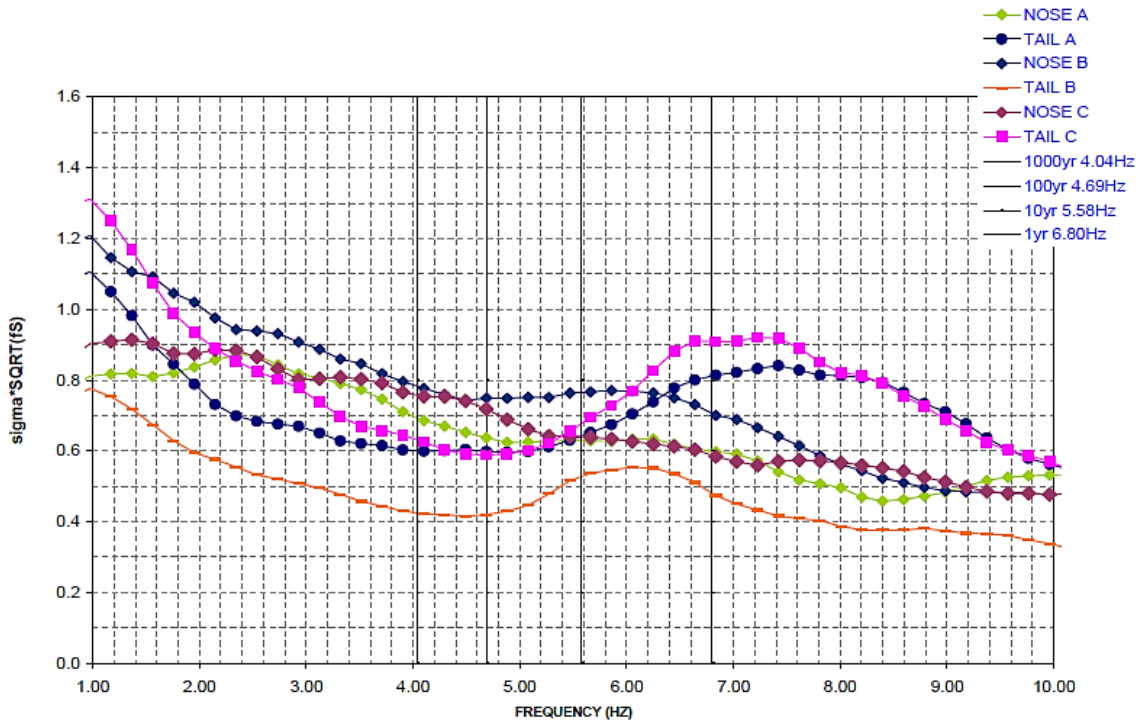
Slika 3.1.2.7 Orijentacija zgrade u odnosu na referentni smjer vjetra

Najveći utjecaj vjetra zabilježen je u smjeru "Tail C". Stoga je zgrada rotirana za 120° u odnosu na početno riješenje. Nakon svake faze ispitivanja u vjetrovnom tunelu, podaci su ponovo analizirani i zgrada je preoblikovana tako da se minimizira utjecaj vjetra. Prvotni plan razvijanja smanjenja izmjera ("setbacks") bio je u smjeru suprotnom kazaljci na satu, što je nakon rezultata ispitivanja u vjetrovnom tunelu promjenjeno. Općenito je mijenjan broj i razmak smanjenja izmjera, kao i oblika krila. Taj postupak rezultirao je bitnim smanjenjem sila vjetra na toranj uslijed "zbunjivanja" vjetra.

Na slikama je prikazan odgovor zgrade na djelovanje vjetra za prvobitnu konfiguraciju i nakon nekoliko dotjerivanja.



Slika 3.1.2.8 Spektar sila okomito na smjer vjetra, za početno stanje



Slika 3.1.2.9 Spektar sila okomito na smjer vjetra, za modificirano stanje

Horizontalna os prestavlja frekvenciju vjetra iz vjetrovnog tunela. Naglašene su četiri ordinale, koje predstavljaju karakteristične frekvencija vjetra za promatrani povratni period. Vertikalna os je proporcionalna rezonantnim dinamičkim silama podijeljenim s kvadratom brzine vjetra.

Ponašanje konstrukcije pri djelovanju vjetra

Temeljem rezultata ispitivanja „high-frequency-force-balance“ postupkom kombiniranih sa statističkim podatcima lokalnih vjetrova, procijenjeni su pomaci zgrade kao funkcija vršnih ubrzanja za različite povratne periode u rasponu od 1 do 10 godina. Prvobitne procjene bile su preko 0,037 g za povratni period od 5 godina, što je daleko više od vrijednosti preporučenih vrijednosti ISO standarda. No, kombinacijom preorijentacije tornja, prilagodbe oblika, modifikacije konstrukcijskih značajki i provedbe detaljnih studija statistike vjetra u regiji, te su vrijednosti bitno smanjene na oko 0,019 g za jednaki povratni period. Oko pola poboljšanja bilo je posljedica detaljnijeg poznavanja statistike vjetra , a ostatak rezultat preorijentacije, konstrukcijskih poboljšanja i prilagodbe oblika. Naknadno, kada su dobiveni rezultati aeroelastičnog modela, procjene su još poboljšane. Dobivena su ubrzanja reda veličine 0,012 g, daleko manja nego ranije, što ukazuje na važnost uzimanja u obzir aeroelastičnih utjecaja u slučajevima kada pomaci zgrade imaju značajne utjecaje.

3.2 Koncept predložene konstrukcije

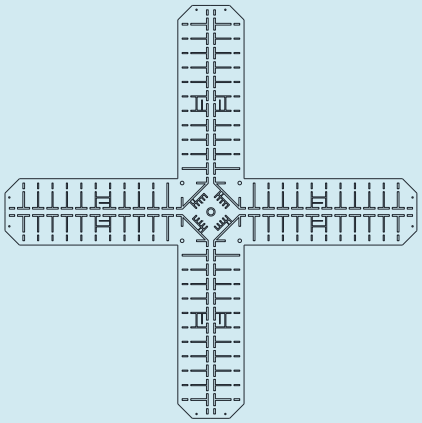
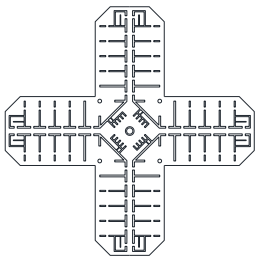
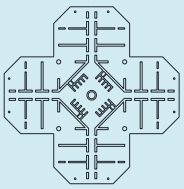
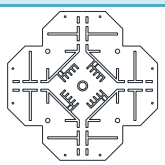
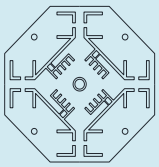
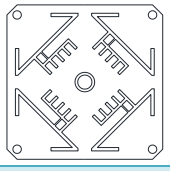
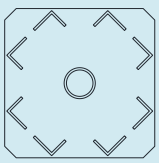
Predložena je konstrukcija ukupne visine 1111 m, koja se sastoji od betonskog i čeličnog dijela. Betonski dio se proteže do visine 1000 m, a čelični dio iznad te visine do vrha.

3.2.1 Betonski dio konstrukcije

Betonski dio je sustava poduprte jezgre ("buttressed core"). Betonska jezgra je poduprta s četiri krila, u dva okomita smjera, koja se postupno sužavaju do visine 700 m. Betonska jezgra ima izrazitu torzijsku otpornost, dok krila pridonose posmičnoj i savojnoj otpornosti. Na visini iznad 700 m sustav prelazi u kvadratni presjek. Na tim visinama savojna krutost jezgre je od izrazitog značaja, za razliku od nižih dijelova gdje tome pridonose krila. Širina krila iznosi 46 m. Dužina je 120 m u podnožju i postupno se smanjuje, s visinom (120-60-30-20). Visina etaža je 4 m. Međukatne konstrukcije su projektirane kao armiranobetonske ploče debljine 25 cm.

Predpostavljeno je da se konstrukcija nalazi na vrlo dobrom tlu, stijeni. Temeljenje je riješeno pomoću temeljne ploče, debljine 5m.

Tablica 3.2.1.1 Karakteristični presjeci betonskog dijela konstrukcije

Visina [m]	**Uporabna površina [m^2]**	**Pov. vertikalnih nosivih elemenata [m^2]**	**Tlocrtni prikaz**
0 - 52	21 267,48	2 528,52	
52 - 100	11 113,60	1 622,40	
100 - 300	6 311,0	925,0	
300 - 500	4 641,56	754,44	
500 - 700	3093,55	462,45	
700 – 800 **800 – 900**	1707,28 1750,42	408,72 365,58	
900 - 1000	628,66	47,34	

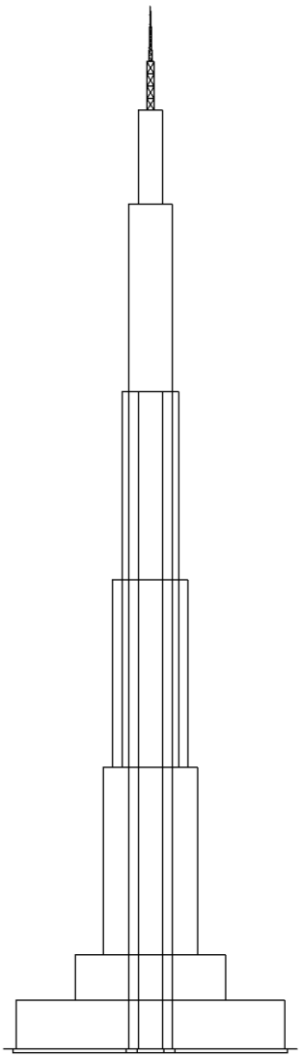
Napomena: Detaljni prikaz je dan u grafičkom prilogu.

3.2.2 Čelični dio konstrukcije

Čelični dio izveden je kao prostorna rešetka. Na razini od 1000 do 1052 m nalazi se uporabni (servisni) prostor. Konstrukcija se sastoji od četiri cijevna stupa, kružnog presjeka, promjenjivog po visini. Stupovi su međusobno povezani gredama u razini međukatne konstrukcije i spregovima, koji su postavljeni preko raspona od četiri etaže. Visina etaža je 2,6 m. Međukatne konstrukcije su projektirane kao ortotropne ploče.

Na razini od 1052 do 1002 m formirana je vitka prostorna rešetkasta konstrukcija, koja se kontinuirano sužava po visini.

Na razini od 1002 do 1111 nalazi se čelična antena, koja se nastavlja na prostornu rešetku. Antena je cijev kružnog poprečnog presjeka, promjenjivog po visni.



Slika 3.2.2.1 Pogled na konstrukciju

4. MODELI KONSTRUKCIJE

4.1 Štapni model

Štapni model izrađen je u software-u SCIA Engineer 15. Provedena je linearna analiza konstrukcije.

Betonski dio konstrukcije modeliran je sa 250 štapova. Poprečni presjek štapova jednak je presjeku nosivih vertikalnih elementa (zidova) pojedinih etaža.

Čelični dio konstrukcije modeliran je kao prostorna štapna konstrukcija. Prijelaz s betonskog na čelični dio konstrukcije izveden je pomoću četiri izrazito kruta elementa, koji povezuju četiri stupa čelične rešetke s najvišim štapom betonske konstrukcije.

Betonske ploče i ortotropna ploča ne utječu na krutost konstrukcije, jer su zidovi povezani unutar poprečnog presjeka kao jedan kruti presjek. Uključene su u model kao koncentrirana opterećenja u pojedinim čvorovima.

Materijali:

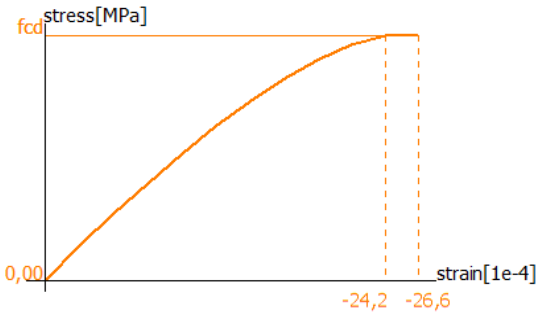
Beton : C 70/85

$E = 40700,0 MPa$

$G = 16958,0 MPa$

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{70}{1,5} = 46,67 MPa$

$\varepsilon_{pl} = 2,42‰, \varepsilon_{ul} = 2,66‰$



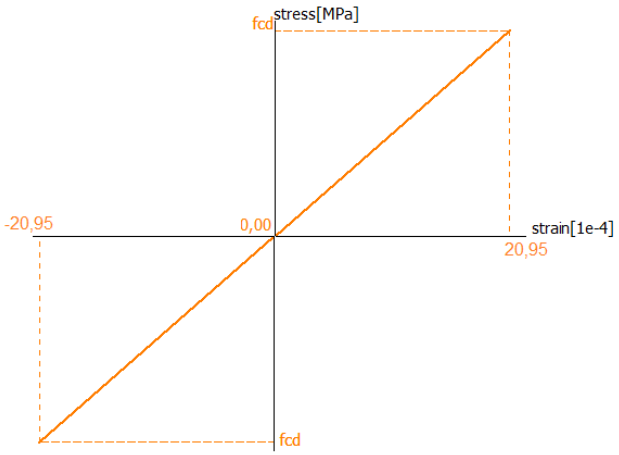
Čelik : S460

$E_{el} = 40700,0 MPa$

$G = 16958,0 MPa$

$f_y = 460 MPa$

$\varepsilon_y = 2,095‰,$



Geometrijske karakteristike:

$$A = 2739,2m^2$$

$$I_{y(z)} = 8,7459 \cdot 10^6 m^4$$

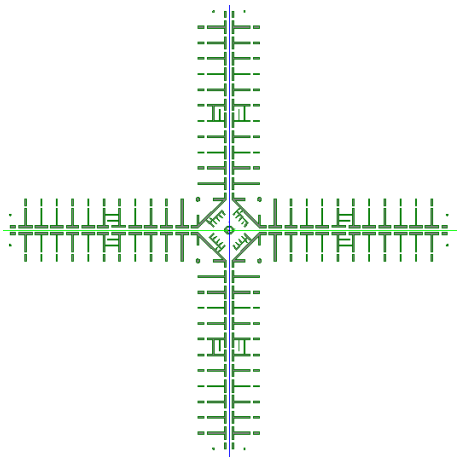
$$W_{el,y(z)} = 62234,0m^3$$

$$I_t = 1044,9m^4$$

$$I_w = 6,2347 \cdot 10^8 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.1 Poprečni presjek razina 0-52 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 1649,1m^2$$

$$I_{y(z)} = 2,0395 \cdot 10^6 m^4$$

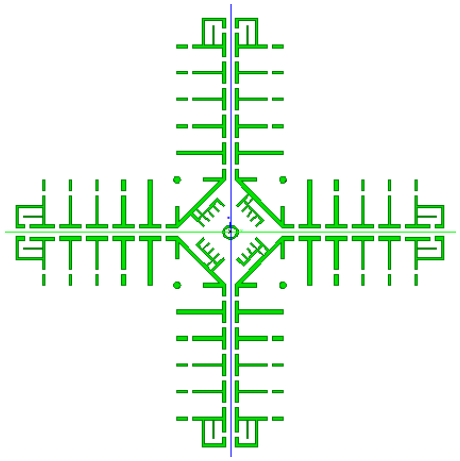
$$W_{el,y(z)} = 25248,0m^3$$

$$I_t = 771,01m^4$$

$$I_w = 1,189 \cdot 10^8 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.2 Poprečni presjek razina 52-100 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 954,92m^2$$

$$I_{y(z)} = 4,8271 \cdot 10^5 m^4$$

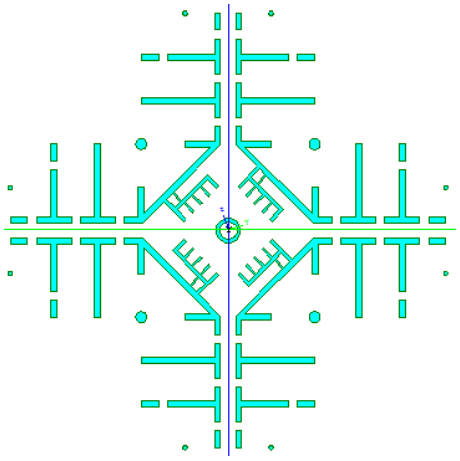
$$W_{el,y(z)} = 9431,1m^3$$

$$I_t = 646,54m^4$$

$$I_w = 2,3317 \cdot 10^7 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.3 Poprečni presjek razina 100-300 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 695,6 m^2$$

$$I_{y(z)} = 2,4136 \cdot 10^5 m^4$$

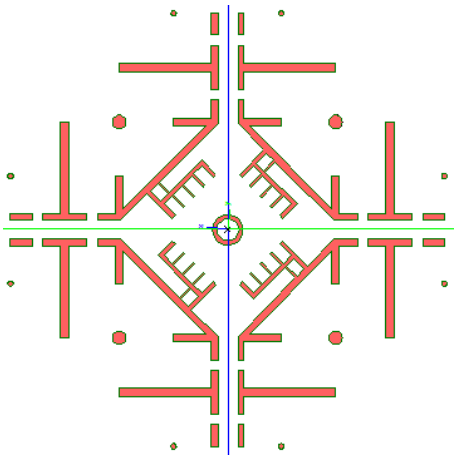
$$W_{el,y(z)} = 5880,3 m^3$$

$$I_t = 505,07 m^4$$

$$I_w = 1,3813 \cdot 10^7 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.4 Poprečni presjek razina 300-500 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 488,48 m^2$$

$$I_{y(z)} = 1,1741 \cdot 10^5 m^4$$

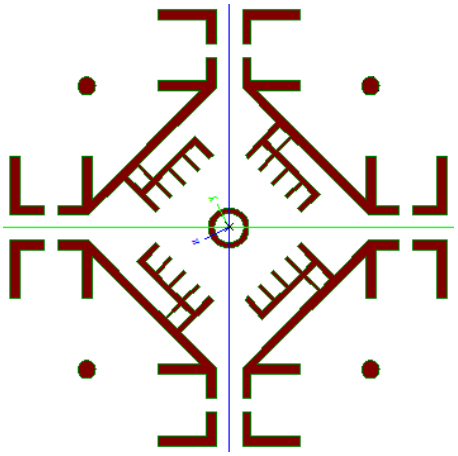
$$W_{el,y(z)} = 3661,5 m^3$$

$$I_t = 397,11 m^4$$

$$I_w = 5,6038 \cdot 10^6 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.5 Poprečni presjek razina 500-700 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 321,82 m^2$$

$$I_{y(z)} = 5,0823 \cdot 10^4 m^4$$

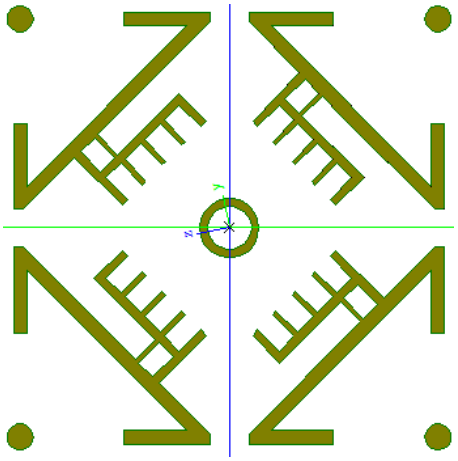
$$W_{el,y(z)} = 2053,0 m^3$$

$$I_t = 291,66 m^4$$

$$I_w = 3,1799 \cdot 10^6 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.6 Poprečni presjek razina 700-800 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 306,14 m^2$$

$$I_{y(z)} = 4,7977 \cdot 10^4 m^4$$

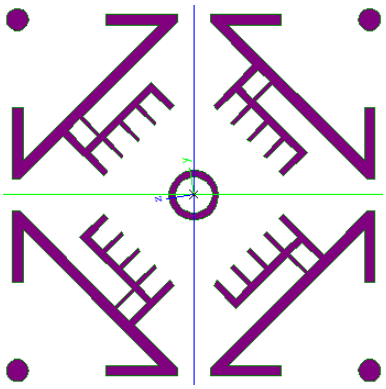
$$W_{el,y(z)} = 1997,3 m^3$$

$$I_t = 272,13 m^4$$

$$I_w = 2,9529 \cdot 10^6 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.7 Poprečni presjek razina 800-900 m

Geometrijske karakteristike:

$$A = 614,52 m^2$$

$$I_{y(z)} = 3737,9 m^4$$

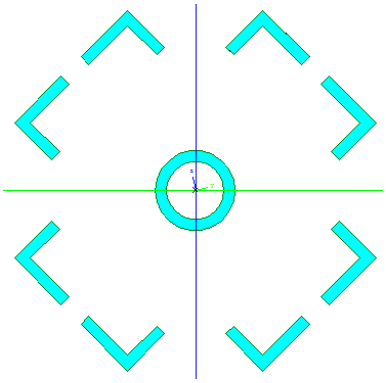
$$W_{el,y(z)} = 274,31 m^3$$

$$I_t = 89,076 m^4$$

$$I_w = 3,531 \cdot 10^4 m^6$$

Materijal:

C70/85



Slika 3.2.2.8 Poprečni presjek razina 900-1000 m

Tablica 3.2.2.1 Poprečni presjeci čelične konstrukcije

Čelični profil	Materijal	Površina [mm^2]	Moment tromosti [m^4]	Plastični moment otpora [m^3]
Stup RO 1000x30	S460	92900	$1,13 \cdot 10^{-2}$	$2,916 \cdot 10^{-2}$
Stup RO 800x25	S460	61900	$4,809 \cdot 10^{-3}$	$1,5524 \cdot 10^{-2}$
Stup RO 700x25	S460	53900	$3,174 \cdot 10^{-3}$	$1,1765 \cdot 10^{-2}$
Pojasnica RO 500x25	S460	37900	$1,109 \cdot 10^{-3}$	$5,8322 \cdot 10^{-3}$
Stup-rešetka RO 560x20	S460	33900	$1,232 \cdot 10^{-3}$	$5,8104 \cdot 10^{-3}$
Pojas-rešetka RO 400x15	S460	19600	$3,745 \cdot 10^{-4}$	$2,4386 \cdot 10^{-3}$
Antena 1 RO 900x30	S460	77921	$7,652 \cdot 10^{-3}$	$2,1981 \cdot 10^{-2}$
Antena 2 RO 600x25	S460	45936	$1,9683 \cdot 10^{-3}$	$8,5582 \cdot 10^{-3}$
Antena 3 RO 300x20	S460	12507	$6,2587 \cdot 10^{-5}$	$7,9524 \cdot 10^{-4}$

4.2 Ravninski model

Koristi se nelinearni numerički model za statičku i dinamičku analizu ravinskih konstrukcija, implementiran u računalni program DAFIK2D.

4.2.1 Opis numeričkog modela DAFIK2D

Numerički model DAKIF2D razvijen je za nelinearnu statičku i dinamičku analizu ravninskih betonskih konstrukcija.

Nelinearne jednadžbe gibanja rješavaju se metodama Newton-Rapsona. Za kriterij konvergencije postupka koristi se prirast pomaka.

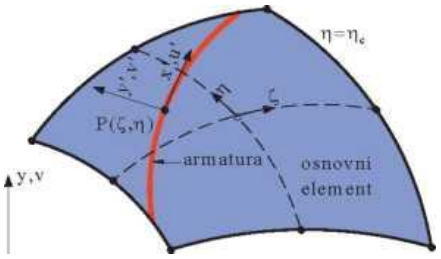
Za vremensku diskretizaciju problema koristi se metoda konačnih diferencija. Za rješenje jednadžbi gibanja koristi se implicitni, eksplicitni ili implicitno-eksplicitni Newmarkov algoritam, kojeg je u iterativnom obliku razvio Hughes . Moguća je simulacija viskoznog prigušenja na umjetno formiranim granicama prostornog modela, kao i viskoznog prigušenja u sustavu. Koristi se dijagonalna matrica masa.

4.2.2 Opis 2D konačnih elemenata

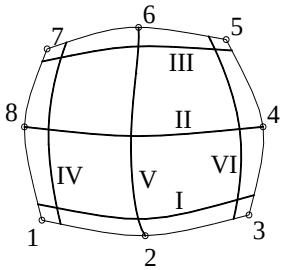
Prostorna diskretizacija konstrukcije simulira se 2D konačnim elementima. Koriste se 8-čvorni (eng. "serendipity") konačni elementi za opisivanje betonske konstrukcije.

Armatura unutar 2D elementa simulirana je s pomoću 1D šipkastog elementa, koji doprinosi ukupnoj krutosti 2D elementa. Pretpostavlja se da nema proklizavanja armaturnih šipki.

Armaturu je moguće zadati na ukupno 6 pozicija u konačnom element, kako je prikazano na slici.



Slika 4.2.2.1 Prikaz 2D konačnog elementa



Slika 4.2.2.2 Prikaz mogućih pozicija zadavanja armature

Korišteni red numeričke integracije je 2x2.

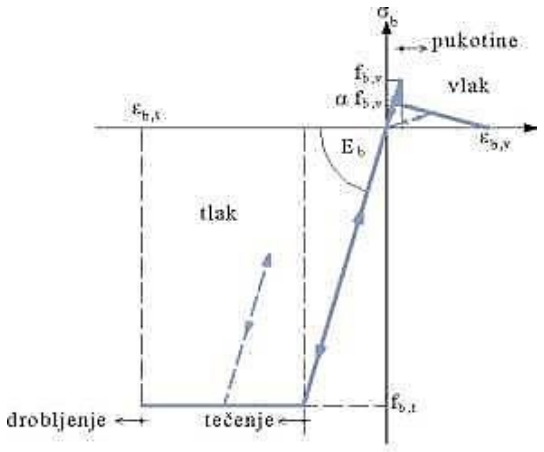
4.2.3 Model materijala

4.2.3.1 Model betona

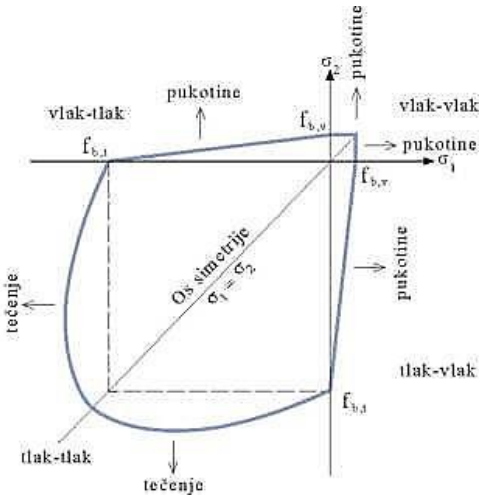
Usvojen je prilično jednostavan model ponašanja, koji se temelji na osnovnim parametrima betona, kojim se simuliraju najvažnije nelinearnosti betona:

- popuštanje betona u tlaku,
- otvaranje pukotina u betonu u vlaku,
- mehanizam otvaranja i zatvaranja pukotina u betonu kod dinamičkog opterećenja,
- vlačnu i posmičnu krutost ispucanog betona,

Grafički prikaz usvojenog modela ponašanja betona prikazan je na slijedećim slikama:



Slika 4.2.3.1 Jednodimenzionalni prikaz

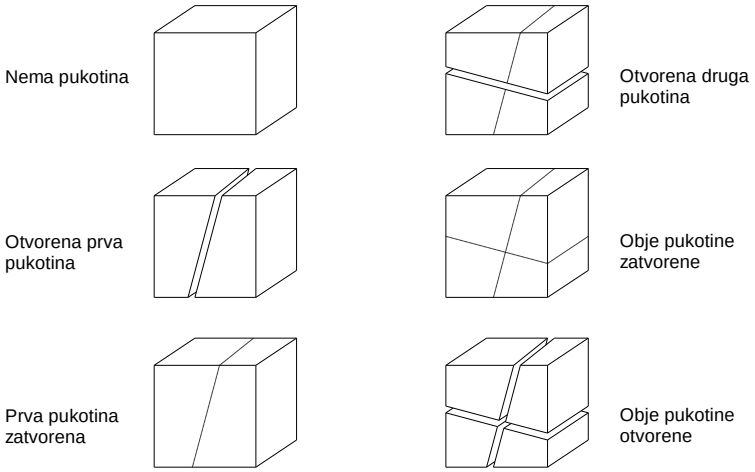


Slika 4.2.3.2 Dvodimenzionalni prikaz u polju glavnih naprezanja

Za opis ponašanja betona u tlaku koristi se teorija plastičnosti, s definiranim uvjetom popuštanja, pravilom tečenja i uvjetom drobljenja. Koristi se Von Mises-ov uvjet popuštanja, nakon čega se pretpostavlja potpuno plastično ponašanje. Kriterij sloma (drobljenja) betona definiran je u funkciji deformacija. Kada je zadovoljen uvjet drobljenja, pretpostavlja se da beton nema nikakvu krutost. U rasterećenju se pretpostavlja elastično ponašanje betona.

Ponašanje betona u vlaku na početku se također opisuje elastičnim modelom. Kada glavna vlačna naprezanja prekorače jednoosnu vlačnu čvrstoću betona, uzima se da nastaje pukotina u betonu. Usvojen je model tzv. raspodijeljenih pukotina. Naime, zanemaruje se stvarni diskontinuitet pomaka. Ispucalo vlačno područje konstrukcije i dalje se tretira kao kontinuum. Kod toga se modificiraju svojstva materijala, ovisno o veličini vlačne deformacije okomito na ravninu pukotine. Simulira se otvaranje i zatvaranje pukotina u betonu. Prijenos tlaka preko zatvorene pukotine simulira se kao u

slučaju homogenog betona. Nakon ponovnog otvaranja pukotine, računa se da beton nema nikakvu vlačnu krutost. Koristi se model tzv. fiksnih ortogonalnih pukotina. Simulira se vlačna i posmična krutost betona između pukotina. Rasterećenje betona u vlaku također se simulira linearnim modelom.



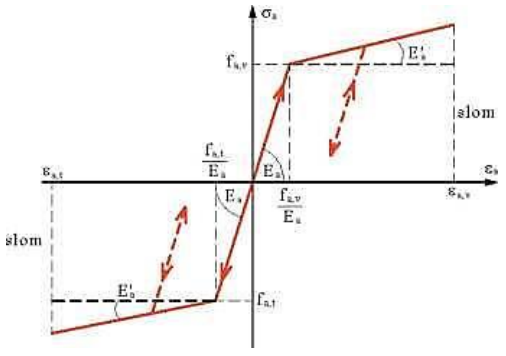
Slika 4.2.3.3 Shematski prikaz mogućih otvaranja i zatvaranja pukotina

4.2.3.2 Model armature

Ponašanje čelične armature opisuje se bi-linearnom vezom naprezanje-deformacija u tlaku i vlaku, s linearnim modelom ponašanja u rasterećenju.

Matrica krutosti cijelog elementa dobiva se zbrajanjem doprinosa krutosti svih šipki armature i krutosti osnovnog betonskog elementa.

Usvojena veza naprezanje- deformacija za betonski čelik prikazana je na slici:



Slika 4.2.3.4 Veza naprezanje – deformacija za armaturu

Na njoj $f_{a,t}$ i $f_{a,v}$ su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna čvrstoća čelika; ε_{at} i ε_{av} su jednoosna tlačna i jednoosna vlačna računska lomna deformacija čelika; Ea i Ea su računski moduli elastičnosti armature.

Programskim zadatkom zadana je armatura B500B.

4.2.4 Diskretizacija sustava konačnim elementima

Uloženo je dosta truda kako bi se realna 3D konstrukcija prihvatljivo modelirala s 2D modelom. S obzirom na stvarnu geometriju sustava i primjenjene simulacije, vjeruje se da usvojeni 2D model daje dobre globalne rezultate u odnosu na stvarno stanje.

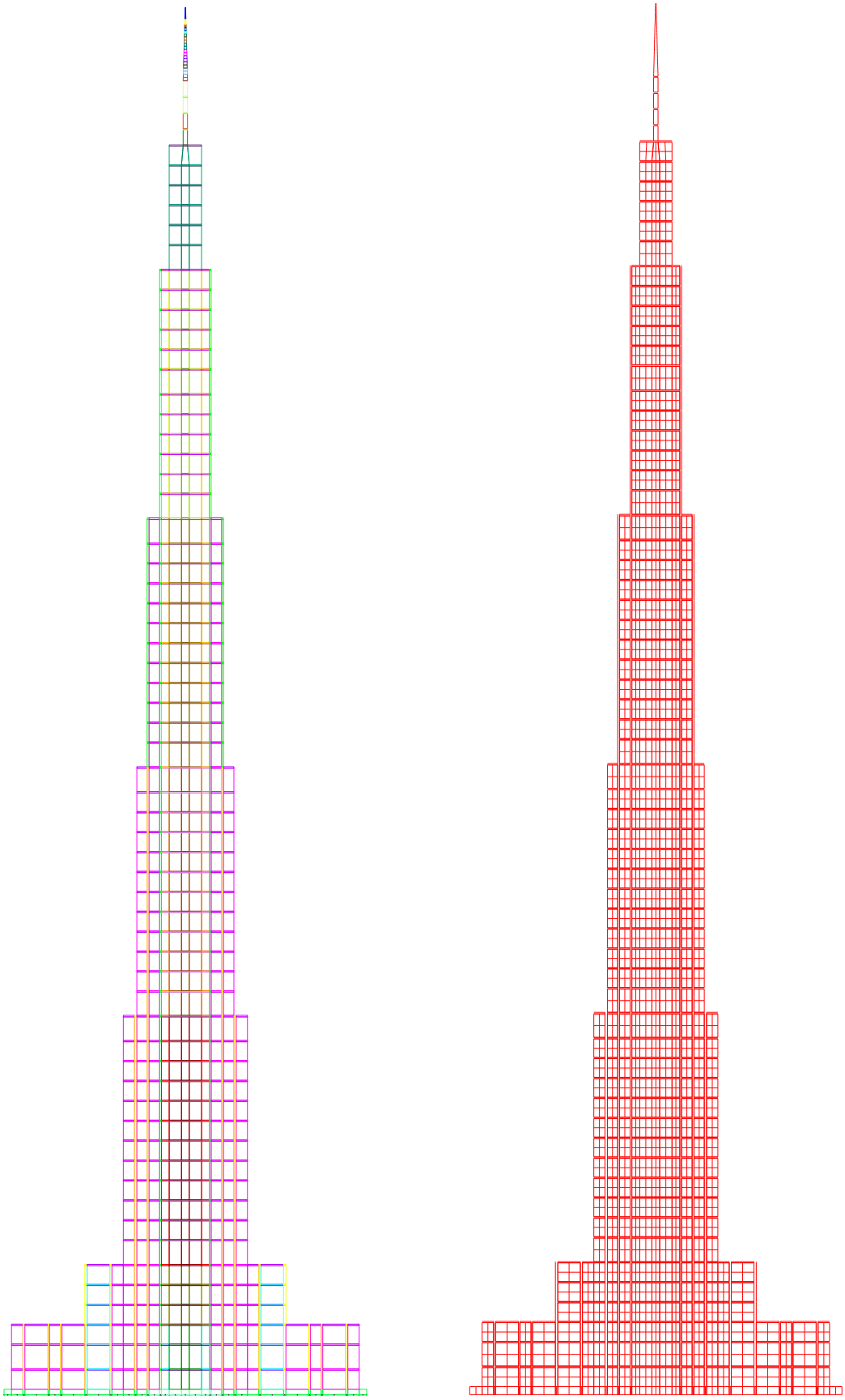
Betonski dio konstrukcije sastoji se od mreže ploča, zidova u ravnini i zidova okomito na ravninu. Zbog kompleksnosti sustava i mogućeg prevelikog broja elemenata, što bi značajno povećalo trajanje analize, stvarni sustav je pojednostavljen. Pojednostavljenja su napravljena u vidu da su četiri(pet) ploča grupirane u jednu ploču. Pojedini zidovi okomiti na ravninu su grupirani. Tako je reduciran broj elemenata, uz vjerojatno mali utjecaj na točnost rezultata. U području oko jezgre javlja se problem aktivacije drugog smjera konstrukcije. U tim je dijelovima konstrukcija modelirana tako da je uzdužnim zidovima povećana debljina, da bi površina (krutost) elemenata u modelu bila jednaka stvarnoj površini (krutosti) zidova u konstrukciji.

Betonskim elementima pridružena je glavna i po potrebi poprečna armatura. Glavna armatura uzeta je kao približno 1% ukupne površine presjeka, dok je poprečna armatura uzeta kao 20% glavne armature.

Čelični dio konstrukcije opisan je također pomoću osmeročvornih konačnih elemenata. U stvarnosti je to prostorni štapni sustav, koji je modelu opisan pomoću ravninskih elemenata. Javlja se problem realnog simuliranja savojne i posmične krutosti sustava. Ovaj problem riješen je tako da ravninski element ima jednaku površinu kao štapni elementi, a razlika u krutosti simulirana je pomoću armature, koja je postavljena na krajevima elementa. Da bi se uključila težina spregova i pojasnica prostornog štapnog sustava, modificirana je specifična težina pojedinih elemenata čelične konstrukcije.

Kontakt između konstrukcije i tla simuliran je tankim elementima koji nemaju vlačnu čvrstoću, a imaju tlačnu čvrstoću jednaku tlačnoj čvrstoći betona. Ovim se simulira moguće odizanje konstrukcije usred djelovanja bočnog opterećenja.

Konačni model sastoji se od 1684 elementa i 5439 čvorova. Ukupno sadrži 52 različita materijala, te 40 različitih armatura u 1643 elementa.



Diskretizacija Armatura

Slika 4.2.4.1 Prikaz diskretiziranog sustava i armature s 2D modelom

Tablica 4.2.4. Karakteristike konačnih elemenata betonske konstrukcije

Materijal	Opis	Širina	Debljina [m]	Glav. arm. [m^2]	Raz. arm. [m^2]
1	Kontakt	66	0,2		
2	Kontakt	306	0,2		
3	Temelj	66	5,5	1,584	0,51
				2,376	0,51
4	Temelj	306	5,5	7,344	0,51
				11,016	0,51
5	Pogled	2,022	9,20	0,06	0,012
			18,60	0,125	0,025
			8,80	0,06	0,012
			18,45	0,125	0,025
			9,15	0,06	0,012
			9,05	0,06	0,012
			8,30	0,06	0,012
			8,55	0,06	0,012
6	Zid	32,3	1,60	0,275	
			1,20	0,195	
			1,90	0,335	
			1,70	0,275	
			1,50	0,23	
			1,50	0,23	
7	Pogled	2,905	18,20	0,175	0,035
8	Zid	23,061	1,40	0,195	
9	Pogled	22,36628	6,30	0,51	0,102
10	Pogled	33,434	9,85	1,1	0,22
11	Pogled	82,221	6,30	1,7	0,34
12	Ploča	46	1,00	0,23	
13	Ploča	286	1,00	1,4	
14	Pogled	12,827	6,30	0,275	0,055
15	Pogled	24,105	9,85	0,8	0,16
16	Pogled	43,008	6,30	0,9	0,18
17	Ploča	166	1,00	0,8	
18	Pogled	9,001	6,30	0,195	0,039
19	Pogled	15,572	9,85	0,51	0,102
20	Pogled	22,906	6,30	0,51	0,102
21	Ploča	106	1,00	0,51	
22	Pogled	6,954	6,30	0,145	0,029
23	Pogled	12,572	9,85	0,415	0,083
24	Pogled	16,468	6,30	0,335	0,067
25	Ploča	86	1,00	0,415	
26	Pogled	3,954	6,30	0,08	0,016
27	Pogled	11,533	9,85	0,415	0,083
28	Pogled	10,443	6,30	0,23	0,046
29	Ploča	66	1,00	0,335	
30	Pogled	9,441	9,85	0,335	0,067
31	Pogled	3,757	6,30	0,08	0,016
32	Pogled	2,332	9,85	0,08	0,016
33	Pogled	2,462	6,30	0,06	0,012
34	Ploča	26	1,00	0,125	

Tablica 4.2.4. Karakteristike konačnih elemenata čelične konstrukcije

Čelični presjek	Širina elementa b = [m]	Debljina elmenta d = [m]	Površina armature As [m^2]	Specifična težina γ [t/m^3]
1000/30	3,5367	0,105	0,075	19,27
800/25	3,5367	0,070	0,0484	26,40
700/25	3,5367	0,061	0,042	28,92
700/25	3,5367	0,061	0,042	
560/20	3,4668	0,039	0,027	15,49
	3,3378	0,041	0,028	
	3,2052	0,042	0,029	15,06
	3,0726	0,044	0,030	
	2,9398	0,046	0,032	14,64
	2,8038	0,048	0,033	
	2,6746	0,051	0,035	14,24
	2,542	0,053	0,037	
	2,4094	0,056	0,039	13,86
	2,2732	0,060	0,041	
	2,1406	0,063	0,044	13,52
	2,0078	0,068	0,047	
	1,8752	0,072	0,051	13,21
	1,7424	0,078	0,056	
	1,6098	0,084	0,061	13,00
	1,567	0,087	0,063	12,88
	1,5532	0,087	0,063	12,76
	1,2112	0,112	0,086	7,85
	1,0247	0,132	0,107	8,36
s1	0,8583	0,091	0,018	7,85
s2	0,65	0,071	0,005	7,85
s3	0,4413	0,003	0,002	7,85

Površina armature izračunata je kao:

$$4\cdot\left[I_P + A_P\cdot\left(\frac{b}{2}\right)^2\right] = \frac{d\cdot b^3}{12} + 2\cdot A_s\cdot\left(\frac{b}{2}\right)^2$$

$$A_s = \frac{4\cdot\left[I_P + A_P\cdot\left(\frac{b}{2}\right)^2\right] - \frac{d\cdot b^3}{12}}{2\cdot\left(\frac{b}{2}\right)^2} \qquad (4.2.1)$$

I_P - moment tromosti čeličnog presjeka

A_P - površina čeličnog presjeka

5. ANALIZA OPTEREĆENJA

5.1 Gravitacijsko opterećenje

5.1.1 Stalno opterećenje

Vlastita težina zadana je preko software-a, sa slijedećim specifičnim težinama.

AB zidovi $\gamma = 25,0 \ kN/m^3$

AB ploče $\gamma = 20,0 \ kN/m^3$ (laki beton)

Čelični elementi $\gamma = 78,5 \ kN/m^3$

Dodatno stalno opterećenje uzeto je kao jednoliko opterećenje u vrijednosti od $\Delta g = 1,8 \ kN/m^2$,

5.1.2 Uporabno opterećenje

Tablica 5.1.2.1. Razredi površina i uporabna opterećenja za zgrade prema nHRN EN 1991-1-1

Stupac	1		2	3	4	5
Redak	Kategorija		Namjena	Primjer	q_k [kN/m^2]	Q_k[a] [kN]
1	A	A1	Nestambena potkrovlja	Neprikladna za stanovanje no pristupačna potkrovlja do 1,8m svijetle visine	1,5	1
2		A2	Prostori za stanovanje i kućanske djelatnosti	Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja[b] u stambenim zgradama i kućama, sobama s krevetima, bolnicama (spavaonicama), sobama u hotelima i prenoćištima i pripadajuće kuhinje i kupaonice	1,5	-
3		A3		A2 ali bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja	2,0[c]	1
4	B	B1	Uredski prostori, radni prostori, hodnici	Hodnici u uredskim zgradama, uredi, medicinske ordinacije bez teške opreme, bolnički odjeli, čekaonice i hodnici, staje sa sitnom stokom	2	2
5		B2		Hodnici i kuhinje u bolnicama, hotelima, staračkim domovima, hodnici u internatima i sl., prostori za medicinske tretmane u bolnicama, uključujući i operacijske dvorane bez teške opreme, podrumske prostorije u stambenim zgradama	3	3
6		B3		Svi prostori navedeni u B1 i B2, ali s teškom opremom[d]	5	4
7	C	C1	Prostorije za sastanke, prostori u kojima se mogu okupljati ljudi (osim prostora definiranih u kategorijama A, B, D i E)	Prostori sa stolovima, kao što su dječji vrtići, jaslice, škole, učionice, kavane, restorani, blagovaonice, čitaonice, recepcije, zbornice	3	4
8		C2		Prostori s nepomičnim sjedalima, primjerice u crkvama, kazalištima, kinima, konferencijskim dvoranama, predavaonicama, čekaonicama	4	4
9		C3		Javni prostori, npr. muzeji, izložbeni prostor, ulazi u javne zgrade i hotele, stropovi podruma koji su pod dvorišta i u koja nije omogućen pristup vozila, hodnici za kategorije prostora C1 do C3	5	4
10		C4		Prostori za sport i igru, kao što su plesne dvorane, sportski centri, gimnastičke dvorane i teretane, pozornice	5	7
11		C5		Prostori za velike skupove ljudi, npr. u zgradama kao što su koncertne dvorane, terase, prilazi i tribine bez nepomičnih sjedala	5	4
12		C6		Prostori za učestalo okupljanje mnogo ljudi, tribine bez nepomičnih sjedala	7,5	10,0

Stupac	1		2	3	4	5
Redak	Kategorija		Namjena	Primjer	q_k [kN/m^2]	Q_k[a] [kN]
13	D	D1	Prodajni prostori	Trgovački prostori do 50m^2 tlocrtne površine u stambenim, uredskim i sličnim građevinama	2	2
14		D2		Prostori u trgovinama i robnim kućama	5	4
15		D3		Prostori kao u D2, ali s većim opterećenjima zbog visokih polica za skladištenje	5	7
16	E	E1.1	Skladišta, tvornice i radionice, staje, skladišni prostori i pristupi	Prostori u tvornicama[e] i radionicama[e] s lakim proizvodnim pogonom, staje za krupnu stoku (skladištenje)	5[f]	4
17		E1.2		Skladišni prostori općenito, uključujući i knjižnice (skladištenje)	6[f]	7
18		E2.1		Prostori u tvornicama[e] i radionicama[e] s umjereno teškim proizvodnim programom (proizvodna namjena)	7,5	10
19	S[g]	S1	Stubišta i stubišni podesti	Stubišta i stubišni podesti u stambenim i uredskim zgradama i ambulantama, bez teške opreme	3	2
20		S2		Sva stubišta i stubišni podesti koji se ne mogu razvrstati u S1 ili S3	5	2
21		S3		Pristupi i stubišta koji vode do tribina bez nepomičnih sjedala, a služe kao izlazi za nuždu	7,5	3
22	P[g]		Pristupi, balkoni i sl.	Krovne terase, trjemovi, lođe, balkoni, izlazni podesti	4	2

[a] Ako je potrebna lokalna provjera nosivosti (npr. za dijelove sustava bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele opterećenja), provjera se provodi s karakterističnim vrijednostima za opterećenje koncentriranom silom Q_k bez kombiniranja s jednoliko raspodijeljenim opterećenjem q_k. Stranice kvadrata na kojem se rasprostire opterećenje Q_k jesu 50mm.
[b] Stropovi sa zadovoljavajućom poprečnom raspodjelom opterećenja jesu armiranobetonske i prenapete betonske pune, šuplje i rebraste ploče.
[c] Za prijenos sila sa stropova bez zadovoljavajuće poprečne raspodjele na potporne elemente navedena se vrijednost može umanjiti za 0,5 kN/m^2.
[d] Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. Ako se u skladu s točkom 6.1(4) norme HRN EN 1991-1-1:2012 utvrde veće vrijednosti, tada su tako utvrđene vrijednosti opterećenja mjerodavne.
[e] Uporabna opterećenja u tvornicama i radionicama smatraju se pretežito statičkim. U pojedinim slučajevima treba razmotriti učinak učestalog ponavljajućeg opterećenja (vidi točki 2.2(3) norme HRN EN 1991-1-1:2012).
[f] Ove su vrijednosti minimalne vrijednosti. U slučajevima u kojima se očekuje veće opterećenje, treba ga odrediti prema pojedinom slučaju.
[g] Ove kategorije vrijede za sve vrste građevina ili dijelova građevina. Koeficijent kombinacije za promjenjiva djelovanja prema normi HRN EN 1990, tablica A1.1, za te se kategorije određuju sukladno kategoriji (A-E) u koju je svrstana građevina ili dio građevine.

Odabrana kategorija za uporabno opterećenje B2 i S1 (stubišta i podesti):

$$q_k = 3,0\ kN/m^2$$

Na odabrano promjenjivo opterećenje pridodana je vrijednost $\Delta q = 0,5\ kN/m^2$, koja predstavlja mogućnost različitog položaja pregradnih zidova, te su stoga promatrani kao promjenjivo opterećenje.

$$q_{k,u} = q_k + \Delta q_k = 3,0 + 0,5 = 3,5\ kN/m^2$$

5.2 Opterećenje vjetrom

5.2.1 Opterećenje vjetrom bez dinamičkog utjecaja konstrukcije

Prema HRN ENV 1991-2-4 promatramo utjecaj vjetra na površine koje su dostatno krute da se mogu zanemariti njihove rezonantne vibracije prouzročene vjetrom.

Tlak vjetra koji djeluje na vanjske površine, w_e, određuje se izrazom:

$$w_e = q_b \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \tag{5.2.1}$$

q_b - poredbeni tlak pri srednjoj brzini vjetra

$c_e(z)$ - koeficijent izloženosti uzima u obzir učinke hrapavosti terena, topografije i visine iznad tla kod srednje brzine vjetra i inteziteta turbulencije

c_{pe} - koeficijent tlaka

$$q_b = \frac{\rho \cdot v_b^2}{2} \tag{5.2.2}$$

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z)] \tag{5.2.3}$$

$v_b(z)$ - srednja brzina vjetra na visini z

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{5.2.4}$$

$c_{dir} = 1,0$, $c_{season} = 1,0$

$v_{b,0}$ - vrijednost zadana preko karte vjetrovnih zona

ρ - gustoća zraka

$c_r(z)$ - koeficijent hrapavosti na visni z

$$\begin{aligned} c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && za && z < z_{\min} \\ c_r(z) &= k_t \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && za && z_{\min} < z \le 200m \end{aligned} \tag{5.2.5}$$

gdje je: k_t - koeficijent zemljišta, tablica 5.2.1.2

z_0 - duljina hrapave plohe, tablica 5.2.1.2

$z_{\min}$ - minimalna visina, tablica 5.2.1.2

$c_t(z)$ - topografski koeficijent, vodi računa o povećanju srednje brzine vjetrana osamljenim brežuljicima i strmim kosinama. Promatrani koeficijent nema utjecaja na promatranu građevini te je uzeta vrijednost $c_t(z)=1,0$

g - koeficijent vrška ($g=3,5$)

$I_v(z)$ - intezitet turbulencije koji se razlikuje za pojedine regije

$$I_v(z)=\frac{k_l}{c_t(z)\cdot\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \qquad za \qquad z_{\min}\le z\le z_{\max}$$
$$I_v(z)=I_v(z_{\min}) \qquad za \qquad z\le z_{\min} \qquad (5.2.6)$$

gdje je: k_l - koeficijent turbulencije, preporučena vrijednost $k_l=1,0$

Određivanje podataka za zadanu lokaciju:

Predmetna građevina se nalazi u Splitu, regija P9 – južnojadransko priobalje, IV kategorija zemljišta na poziciji gdje je uglavnom nezaštićena od djelovanja vjetra (viša od ostalih građevina oko nje).

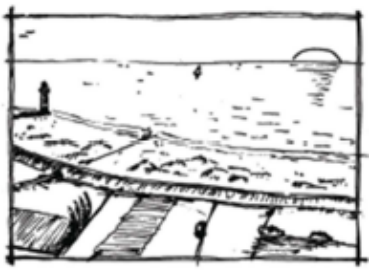
Tablica 5.2.1.1 Podjela regija Republike Hrvatske

Oznaka regije	Opis regije	Područje opterećenja vjetrom
P1	zapadna unutrašnjost (od Požeške kotline do zapadne granice Hrvatske)	I
P2	istočna unutrašnjost (od Požeške kotline do istočne granice Hrvatske)	I
P3	Gorski Kotar i unutrašnjost Istre	I, II
P4	Lika	I, II
P5	Velebit i planinsko zaleđe južnojadranskog priobalja	II, III, IV, V
P6	obala Istre	II
P7	sjevernojadransko priobalje (od Opatije do Zadra)	II, III, IV
P8	sjevernojadranski otoci (od Krka do Paga)	II, III
	mostovi Krk i Pag	IV
P9	južnojadransko priobalje (južno od Zadra)	II, III
	područje Makarske	V
P10	južnojadranski otoci (južno od Paga)	II, III

Kategorije terena:

Kategorija terena 0

More, obalno područje izloženo otvorenom moru

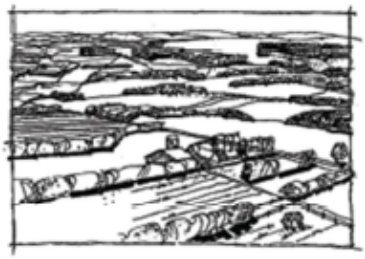


Kategorija terena I

Jezero ili površina bez prepreka sa zanemarivom vegetacijom.

Kategorija terena II

Površina sa niskom vegetacijom kao što je trava i izoliranim preprekama (drveće, zgrade) s minimalnim razmakom od 20 visina prepreke.

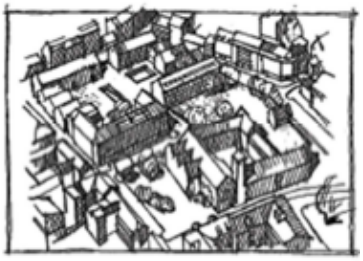


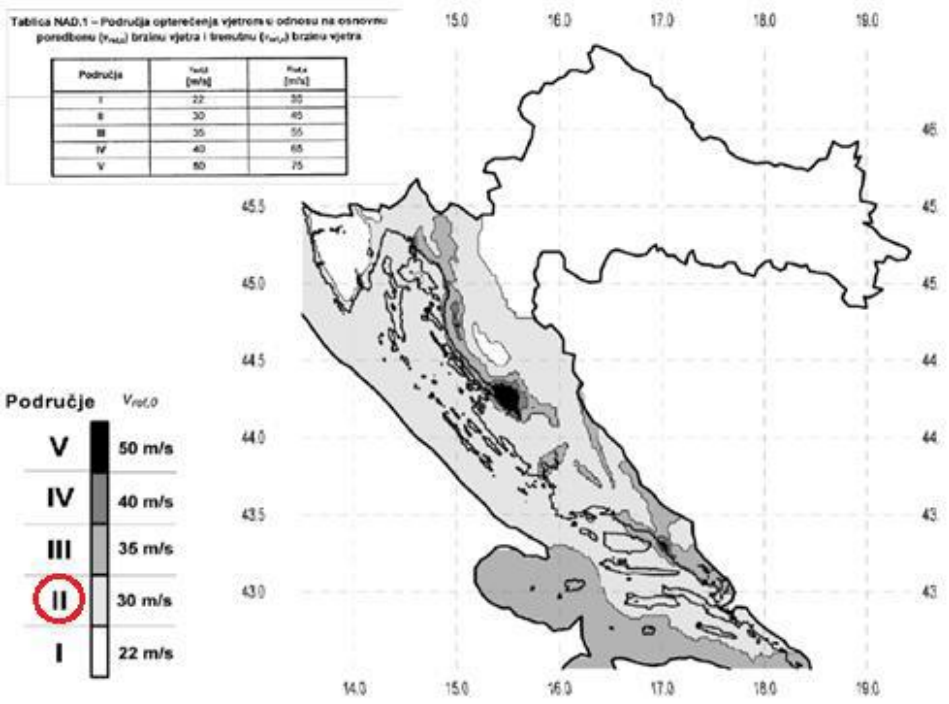
Kategorija terena III

Površina redovito pokrivena vegetacijom, zgradama ili izoliranim preprekama sa maksimalnim razmakom od 20 visina prepreke (kao što su sela, predgrađa, stalne šume).

Kategorija terena IV

Površine u kojima je najmanje 15% površine pokriveno zgradama čija je srednja visina veća od 15 m.



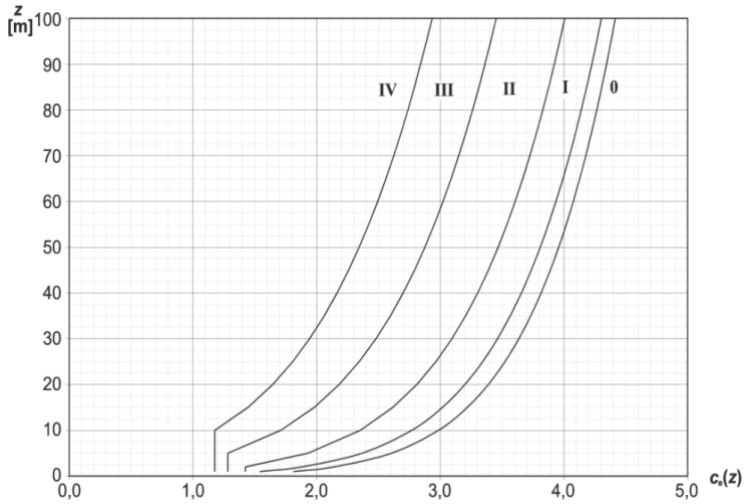


Slika 5.2.1.1 Vjetrovne zone Republike Hrvatske

Predmetna lokacija je smještena u II području djelovanja vjetra, te je osnovno djelovanje vjetra $v_{b,0} = 30\ m/s$.

$$q_b = \frac{\rho \cdot v_b^2}{2} = \frac{1,225 \cdot 30^2}{2} = 0,55 \frac{kN}{m^2}$$

Koeficijent izloženosti $c_e(z)$ moguće je odrediti grafički, na osnovu visine i kategorije zemljišta. U predmetnom slučaju određen je na temelju formule (5.2.3) , koja je definirana na visini do 200 m. Predmetni objekt je izrazito veći od 200 m, pa su vrijednosti formule ekstrapolirane na potrebne visine.



Slika 5.2.1.2 Koeficijent izloženosti $c_e(z)$ kao funkcija visine iznad tla i kategorije terena

Ulazni podaci za formulu (5.2.3):

Tablica 5.2.1.2 Kategorije zemljišta Republika Hrvatska

	Kategorija zemljišta	k_T	z_0[m]	z_{min}[m]
I.	Otvoreno more ili jezero, s najmanje 5 km otvorene površine u smjeru vjetra i ravnica bez prepreka	0,17	0,01	2
II.	Ograđeno poljoprivredno zemljište gospodarske zgrade, kuće i drveće	0,19	0.05	4
III.	Predgrađa gradova ili industrijska područja i šume	0,22	0,3	8
IV.	Gradska područja u kojima je najmanje 15% površine izgrađeno i čija prosječna visina prelazi 15 m	0,24	1	16

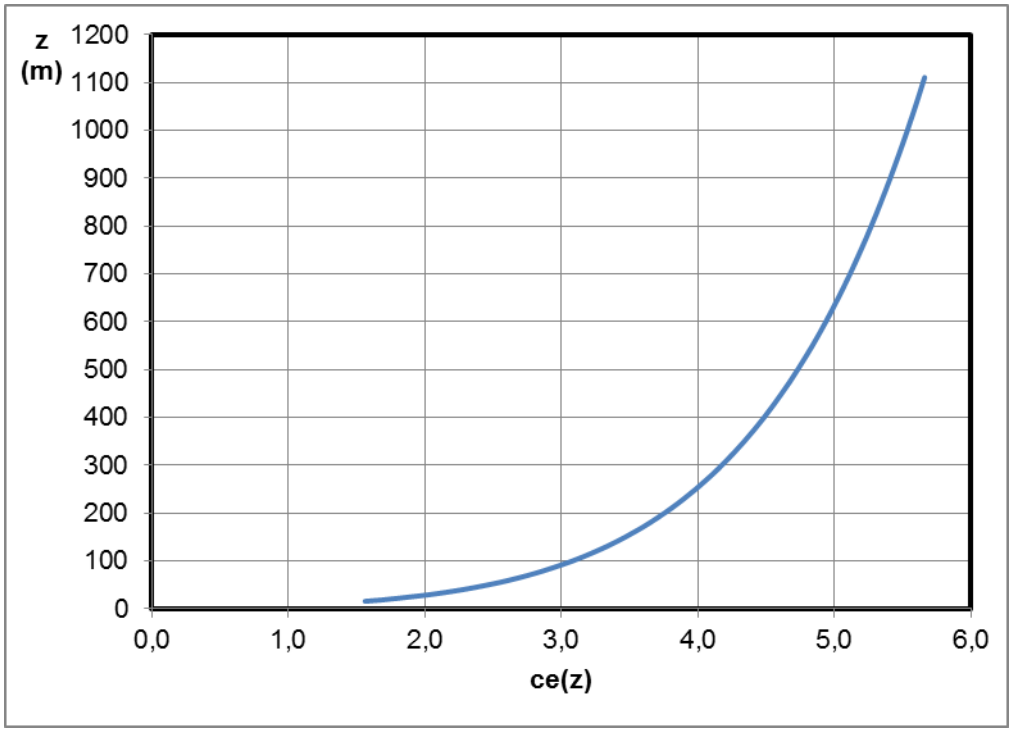
Predmetna lokacija je smještena u IV kategoriju zemljišta:

$k_t = 0,24$ - koeficijent zemljišta

$z_0 = 1,0\ m$ - duljina hrapave plohe

$z_{\min} = 16\ m$ - minimalna visina

Proračunati koeficijent izloženosti, ekstrapoliran iznad 200 m, ima raspodjelu prikazanu na donjoj slici.



Slika 5.2.1.3 Proračunati koeficijent izloženosti $c_e(z)$

Tablica 5.2.1.3 Proračunate vrijednosti tlaka na karakterističnim visinama

h [m]	c_r (z)	c_t (z)	I_v (z)	c_e (z)	q_b [kN/ m^2]	w_m(z) [kN/ m^2]
16	0,67	1	0,36	1,56	0,55	**0,86**
20	0,72	1	0,33	1,72	0,55	**0,95**
30	0,82	1	0,29	2,04	0,55	**1,12**
40	0,89	1	0,27	2, 7	0,55	**1,25**
50	0,94	1	,26	2,46	0,55	**1,36**
60	0,98	1	0,24	2,62	0,55	**1,44**
70	1,02	1	0,24	2,75	0,55	**1,52**
80	1,05	1	0,23	2,87	0,55	**1,58**
90	1,08	1	0,22	2,98	0,55	**1,64**
100	1,11	1	0,22	3,08	0,55	**1,70**
110	1,13	1	0,21	3,17	0,55	**1,75**
120	1,15	1	0,21	3,25	0,55	**1,79**
130	1,17	1	0,21	3,33	0,55	**1,83**
140	1,19	1	0,20	3,40	0,55	**1,87**
150	1,20	1	0,20	3,47	0,55	**1,91**
160	1,22	1	0,20	3,53	0,55	**1,95**
170	1,23	1	0,19	3,59	0,55	**1,98**
180	1,25	1	0,19	3,65	0,55	**2,01**
190	1,26	1	0,19	3,70	0,55	**2,04**
200	1,27	1	0,19	3,75	0,55	**2,07**
210	1,28	1	0,19	3,80	0,55	**2,10**
220	1,29	1	0,19	3,85	0,55	**2,12**
230	1,31	1	0,18	3,90	0,55	**2,15**
240	1,32	1	0,18	3,94	0,55	**2,17**
250	1,33	1	0,18	3,98	0,55	**2,20**
260	1,33	1	0,18	4,02	0,55	**2,22**
270	1,34	1	0,18	4,06	0,55	**2,24**
280	1,35	1	0,18	4,10	0,55	**2,26**
290	1,36	1	0,18	4,14	0,55	**2,28**
300	1,37	1	0,18	4,17	0,55	**2,30**
325	1,39	1	0,17	4,26	0,55	**2,35**
350	1,41	1	0,17	4,34	0,55	**2,39**
375	1,42	1	0,17	4,41	0,55	**2,43**
400	1,44	1	0,17	4,48	0,55	**2,47**
425	1,45	1	0,17	4,55	0,55	**2,51**
450	1,47	1	0,16	4,61	0,55	**2,54**
475	1,48	1	0,16	4,67	0,55	**2,58**
500	1,49	1	0,16	4,73	0,55	**2,61**

h [m]	c_r (z)	c_t (z)	I_v (z)	c_e (z)	q_b [kN/ m^2]	w_m(z) [kN/ m^2]
525	1,50	1	0,16	4,79	0,55	**2,64**
550	1,51	1	0,16	4,84	0,55	**2,67**
575	1,53	1	0,16	4,89	0,55	**2,69**
600	1,54	1	0,16	4,94	0,55	**2,72**
625	1,55	1	0,16	4,98	0,55	**2,75**
650	1,55	1	0,15	5,03	0,55	**2,77**
675	1,56	1	0,15	5,07	0,55	**2,80**
700	1,57	1	0,15	5,11	0,55	**2,82**
725	1,58	1	0,15	5,15	0,55	**2,84**
750	1,59	1	0,15	5,19	0,55	**2,86**
775	1,60	1	0,15	5,23	0,55	**2,88**
800	1,60	1	0,15	5,27	0,55	**2,90**
825	1,61	1	0,15	5,31	0,55	**2,92**
850	1,62	1	0,15	5,34	0,55	**2,94**
875	1,63	1	0,15	5,37	0,55	**2,96**
900	1,63	1	0,15	5,41	0,55	**2,98**
925	1,64	1	0,15	5,44	0,55	**3,00**
950	1,65	1	0,15	5,47	0,55	**3,02**
975	1,65	1	0,15	5,50	0,55	**3,03**
1000	1,66	1	0,14	5,53	0,55	**3,05**
1025	1,66	1	0,14	5,56	0,55	**3,07**
1050	1,67	1	0,14	5,59	0,55	**3,08**
1075	1,68	1	0,14	5,62	0,55	**3,10**
1100	1,68	1	0,14	5,65	0,55	**3,11**
1111	1,68	1	0,14	5,66	0,55	**3,12**

5.2.2 Opterećenje vjetrom s dinamičkim utjecajem konstrukcije

Moderni neboderi su relativno visoki i fleksibilni objekti, što ih čini osjetljivima na dinamička opterećenja. Stoga je pri proračunu ovih objekata potrebno uključiti dinamički faktor. Vjetrovno opterećenje promatra se kao statičko opterećenje povećano dinamičkim faktorom.

Prema EN 1991-1-4, moguća su dva načina izračuna proračuna dinamičkog koeficijenta. U našim propisima [HRN ENV 1991-2-4] uveden je modificirani postupak na temelju postupka 1 EN 1991-1-4, opisanog u Annex-u B. Prema [2], Postupak 1se može se pokazati nesiguran, pa se preferira Postupak 2. U radu će se prikazati Postupak 2 [EN 1991-1-4]. Postupak 1 i modificirani postupak iz HRN ENV 1991-2-4 neće biti posebno objašnjeni, al će se prikazati u konačnici za usporedbu dobivenih vrijednosti.

Faktor konstrukcije [$c_s c_d$] uzima se 1,0 za:

- Zgrade visine h < 15m
- Za fasadne i krovne elemente s prirodnom frekvencijom većom od 5Hz
- Za zgrade s okvirima i konstrukvinim zidovima, h < 100 m, uz uvjet da je h < 4 d (d=širina zgrade u smjeru puhanja vjetra)
- Za dimnjake kružnog poprečnog presjeka, h < 60 m

Za ostale slučajeve koristi se detaljni proračun ili dijagrami.

$$c_s c_d = \frac{1+2\cdot k_p \cdot I_v(z_e)\cdot\sqrt{B^2+R^2}}{1+7\cdot I_v(z_e)} \qquad (5.2.7)$$

z_e - poredbena visina $z_e = 0,6\cdot h = 667\ m \geq z_{\min} = 16\ m$

k_p - vršni faktor (udarni koeficijent)

$I_v(z_e)$ - intezitet turbulencije

B - udio zaleđa

R - rezonantni udio

k_p - vršni faktor:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}}; \qquad k_p \geq 3,0 \tag{5.2.8}$$

- očekivana frekvencija ν

$$\nu = n_{1,x} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; \quad \nu \geq 0,08\ Hz \tag{5.2.9}$$

- odsječak vremena za srednju brzinu T = 600 s

- $n_{1,x}$ - prva vlastita frekvencija titranja konstrukcije, za zgrade visine preko 50 m može se uzeti približno sa 46/h [Hz]

$I_v(z)$ - intezitet turbulencije

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \qquad za \qquad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \qquad za \qquad z \leq z_{\min} \tag{5.2.10}$$

gdje je: k_l - koeficijent turbulencije, preporučena vrijednost $k_l = 1,0$

B - udio zaleđa

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2}\sqrt{\left(\frac{b}{L(z_e)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_e)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_e)} \cdot \frac{h}{L(z_e)}\right)^2}} \tag{5.2.11}$$

b,h – širina i visina konstrukcije

$L(z_e)$ - duljina turbulencije; duljina udara prirodnog vjetra

$$L(z_e) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^{\alpha} \qquad za \qquad z \geq z_{\min}$$
$$L(z_e) = L(z_{\min}) \qquad za \qquad z < z_{\min} \tag{5.2.12}$$
$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$$

R - rezonantni udio, koji podrazumijeva turbulenciju u rezonanciji s oblikom vibriranja konstrukcije

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L\left(z_e, n_{1,x}\right) \cdot K_S\left(n_{1,x}\right) \tag{5.2.13}$$

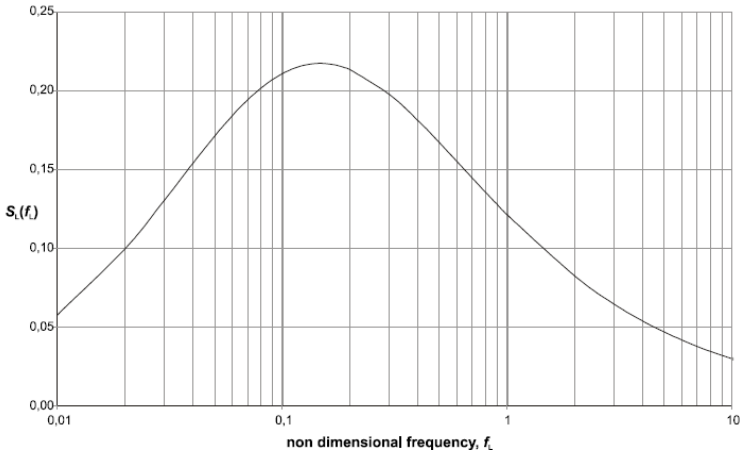
δ - logaritamski dekrement prigušenja, Annex F

S_L - bezdimenzionalna funkcija spektralne gustoće (raspodjela vjetra prema frekvencijama)

$$S_L(z,n) = \frac{n \cdot S_V(z,n)}{\sigma_v^2} = \frac{6{,}8 \cdot f_L(z,n)}{\left(1+10{,}2 \cdot f_L(z,n)\right)^{\frac{5}{3}}} \tag{5.2.14}$$

$f_L(z,n)$ - bezdimenzionalna frekvencija

$$f_L(z,n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} \tag{5.2.15}$$



Slika 5.2.2.1 Funkcija spektrane gustoće

$K_s(n)$ - funkcija redukcije veličine

$$K_s(n) = \frac{1}{1+\sqrt{\left(G_y \cdot \phi_y\right)^2 + \left(G_z \cdot \phi_z\right)^2 + \left(\frac{2}{\pi} \cdot G_y \cdot \phi_y \cdot G_z \cdot \phi_z\right)^2}} \tag{5.2.16}$$

$$\phi_y = \frac{c_y \cdot b \cdot n}{v_m(z_e)} \qquad \phi_z = \frac{c_z \cdot h \cdot n}{v_m(z_e)}$$

- konstante G_y, G_z ovise o obliku 1. moda osciliranja ovisno o promatranom smjeru.
- konstante c_y, c_z jednake su vrijednosti = 11,5

Tablica 5.2.2.1 G i K kao funkcije oblika moda

Mode shape	Uniform	Linear	Parabolic	Sinusoidal
G:	1/2	3/8	5/18	$4/\pi^2$
K:	1	3/2	5/3	$4/\pi$
NOTE 1 For buildings with a uniform horizontal mode shape variation and a linear vertical mode shape variation $\Phi(y,z) = z/h$, $G_y = 1/2$, $G_z = 3/8$, $K_y = 1$ and $K_z = 3/2$.				
NOTE 2 For chimneys with a uniform horizontal mode shape variation and a parabolic vertical mode shape variation $\Phi(y,z) = z^2/h^2$, $G_y = 1/2$, $G_z = 5/18$, $K_y = 1$ and $K_z = 5/3$.				
NOTE 3 For bridges with a sinusoidal horizontal mode shape variation $\Phi(y,z) = \sin(\pi \cdot y/b)$, $G_y = 4/\pi^2$, $G_z = 1/2$, $K_y = 4/\pi$ and $K_z = 1$.				

Proračun vrijednosti dinamičkog faktora biti će prikazan tablično. Predhodno su navedene konstantne vrijednosti:

$n_{1,x} = 0,067$ - vrijednost dobivena iz modalne analize objekta

$G_y = 0,5$ - iz tablice 5.2.2.1 za parabolični oblik moda

$G_z = 0,278$ - iz tablice 5.2.2.1 za parabolični oblik moda

$c_y = 11,5$, $c_z = 11,5$

$$\phi_z = \frac{c_z \cdot h \cdot n_{1,x}}{v_m(667)} = \frac{11,5 \cdot 1111 \cdot 0,067}{67,27} = 12,69$$

$\delta = 0,08$ - tablica F.2 [EN1991-1-4], za mješovite konstrukcije beton i čelik

Tablica 5.2.2.2 Dinamički faktor na određenim visinama

h [m]	b [m]	$v_m(z)$ [m/s]	L_i [m]	f_L (z,n)	φ (y,z)	K_s (n)	Rx^2	B^2	S_L (z,n)	v	k_p	$c_s c_d$
16	286	37,48	42,1	0,08	3,27	0,18	2,25	0,33	0,21	0,8	5,09	**1,70**
20	286	39,40	48,9	0,08	3,27	0,18	2,25	0,33	0,21	0,8	5,09	**1,70**
30	286	42,82	64,1	0,10	3,27	0,18	2,25	0,33	0,21	0,8	5,09	**1,70**
40	286	45,21	77,8	0,11	3,27	0,18	2,25	0,33	0,21	0,8	5,09	**1,70**
50	286	47,04	90,3	0,13	3,27	0,18	2,25	0,33	0,21	0,8	5,09	**1,70**
60	166	48,53	102,0	0,14	1,90	0,23	2,81	0,51	0,22	0,8	5,09	**1,86**
70	166	49,77	113,2	0,15	1,90	0,23	2,81	0,51	0,22	0,8	5,09	**1,86**
80	166	50,85	123,7	0,16	1,90	0,23	2,81	0,51	0,22	0,8	5,09	**1,86**
90	166	51,79	133,9	0,17	1,90	0,23	2,81	0,51	0,22	0,8	5,09	**1,86**
100	166	52,64	143,7	0,18	1,90	0,23	2,81	0,51	0,22	0,8	5,09	**1,86**
110	106	53,40	153,2	0,19	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
120	106	54,09	162,4	0,20	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
130	106	54,72	171,3	0,21	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
140	106	55,31	180,0	0,22	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
150	106	55,85	188,6	0,23	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
160	106	56,36	196,9	0,23	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
170	106	56,84	205,0	0,24	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
180	106	57,29	213,1	0,25	1,21	0,25	3,09	0,54	0,21	0,8	5,09	**1,92**
190	106	57,72	220,9	0,26	1,21	0,25	3,09	0,54	0,20	0,8	5,09	**1,92**
200	106	58,12	228,6	0,26	1,21	0,25	3,09	0,54	0,20	0,8	5,09	**1,92**
210	106	58,50	236,2	0,27	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
220	106	58,87	243,7	0,28	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
230	106	59,22	251,1	0,28	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
240	106	59,55	258,3	0,29	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
250	106	59,87	265,5	0,30	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
260	106	60,17	272,6	0,30	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**
270	106	60,47	279,6	0,31	1,21	0,25	3,09	0,39	0,20	0,8	5,09	**1,89**

h [m]	b [m]	$v_m(z)$ [m/s]	L_i [m]	f_L (z,n)	φ (y,z)	K_s (n)	Rx^2	B^2	S_L (z,n)	v	k_p	$c_s c_d$
280	106	60,75	286,4	0,31	1,21	0,25	3,09	0,39	0,19	0,8	5,09	**1,89**
290	106	61,02	293,3	0,32	1,21	0,25	3,09	0,39	0,19	0,8	5,09	**1,89**
300	106	61,29	300,0	0,33	1,21	0,25	3,09	0,39	0,19	0,8	5,09	**1,89**
325	86	61,91	300,0	0,32	0,98	0,26	3,16	0,41	0,19	0,8	5,09	**1,91**
350	86	62,49	300,0	0,32	0,98	0,26	3,16	0,41	0,19	0,8	5,09	**1,91**
375	86	63,02	300,0	0,32	0,98	0,26	3,16	0,41	0,19	0,8	5,09	**1,91**
400	86	63,52	300,0	0,32	0,98	0,26	3,16	0,41	0,19	0,8	5,09	**1,91**
425	86	63,99	300,0	0,31	0,98	0,26	3,16	0,41	0,20	0,8	5,09	**1,91**
450	86	64,43	300,0	0,31	0,98	0,26	3,16	0,41	0,20	0,8	5,09	**1,91**
475	86	64,85	300,0	0,31	0,98	0,26	3,16	0,41	0,20	0,8	5,09	**1,91**
500	86	65,25	300,0	0,31	0,98	0,26	3,16	0,41	0,20	0,8	5,09	**1,91**
525	66	65,62	300,0	0,31	0,75	0,26	3,23	0,43	0,20	0,8	5,09	**1,93**
550	66	65,98	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,43	0,20	0,8	5,09	**1,93**
575	66	66,33	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,43	0,20	0,8	5,09	**1,93**
600	66	66,65	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,43	0,20	0,8	5,09	**1,93**
625	66	66,97	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,31	0,20	0,8	5,09	**1,90**
650	66	67,27	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,31	0,20	0,8	5,09	**1,90**
675	66	67,56	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,31	0,20	0,8	5,09	**1,90**
700	66	67,84	300,0	0,30	0,75	0,26	3,23	0,31	0,20	0,8	5,09	**1,90**
725	46	68,11	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
750	46	68,37	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
775	46	68,62	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
800	46	68,86	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
825	46	69,10	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
850	46	69,33	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
875	46	69,55	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
900	46	69,77	300,0	0,29	0,53	0,27	3,28	0,32	0,20	0,8	5,09	**1,92**
925	26	69,98	300,0	0,29	0,30	0,27	3,31	0,70	0,20	0,8	5,09	**2,00**
950	26	70,18	300,0	0,29	0,30	0,27	3,31	0,70	0,20	0,8	5,09	**2,00**
975	26	70,38	300,0	0,28	0,30	0,27	3,31	0,70	0,20	0,8	5,09	**2,00**
1000	26	70,57	300,0	0,28	0,30	0,27	3,31	0,70	0,20	0,8	5,09	**2,00**
1025	8	70,76	300,0	0,28	0,09	0,27	3,33	0,87	0,20	0,8	5,09	**2,03**
1050	8	70,94	300,0	0,28	0,09	0,27	3,33	0,87	0,20	0,8	5,09	**2,03**
1075	1,5	71,12	300,0	0,28	0,02	0,27	3,33	0,90	0,20	0,8	5,09	**2,04**
1100	1,5	71,30	300,0	0,28	0,02	0,27	3,33	0,90	0,20	0,8	5,09	**2,04**
1111	0,6	71,38	300,0	0,28	0,01	0,27	3,33	0,92	0,20	0,8	5,09	**2,04**

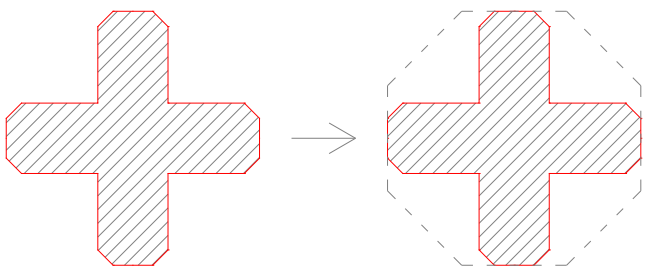
Usporedba dinamičkih faktora za različite pristupe: EN 1991-1-4 i HRN ENV 1991-2-4:

	EN 1991-1-4		**HRN ENV 1991-2-4**
	Pristup 1	Pristup 2	
h [m]	$c_s c_d$	$c_s c_d$	$c_e c_d$
50	1,36	1,70	3,51
100	1,46	1,86	4,65
200	1,53	1,92	5,78
250	1,53	1,89	6,19
300	1,53	1,89	6,45
350	1,55	1,91	6,68
400	1,55	1,91	6,87
450	1,55	1,91	7,15
500	1,55	1,91	7,31
550	1,58	1,93	7,46
600	1,58	1,93	7,59
650	1,58	1,90	7,83
700	1,58	1,90	7,95
750	1,60	1,92	8,06
800	1,60	1,92	8,16
850	1,60	1,92	8,38
900	1,60	1,92	8,48
950	1,63	2,00	8,56
1000	1,63	2,00	8,65
1050	1,66	2,03	8,85
1075	1,67	2,04	8,92
1100	1,67	2,04	8,96

Vidljivo je da je pristup 2 na strani većesigurnosti u odnosu na pristup 1. Uporaba koeficijenta iz HRN ENV 1991-2-4 je upitna.

5.2.3 Izračun koeficijenta tlaka

Niži dijelovi konstrukcije aproksimirani su osmerokutom, na osnovu kojeg je izračunat koeficijent tlaka.



Slika 5.2.3.1 Prikaz aproksimacije nižih dijelova konstrukcije

Viši dijelovi konstrukcije su kvadratnog oblika. Promatrani su kao takvi, uzimajući u obzir modifikacije na uglovima.

Koeficijent tlaka:

Poligonalni oblici $$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (5.2.17)$$

Pravokutni oblici $$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r \quad (5.2.18)$$

Poligonalni oblik: $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$

$c_{f,0}$ - koeficijent sile za poligonalni presjek

Tablica 5.2.3.1 Vrijednosti koeficijenta $c_{f,o}$ za poligonalne oblike pop. presjeka

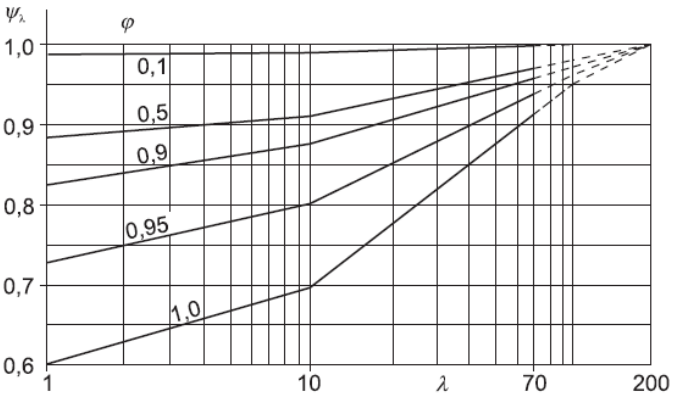
Number of sides	Sections	Finish of surface and of corners	Reynolds number *Re*(1)	$c_{f,0}$
5	Pentagon	all	All	1,80
6	Hexagon	all	All	1,60
8	Octagon	surface smooth *r*/*b* < 0,075 (2)	$Re \le 2{,}4 \cdot 10^5$	1,45
			$Re \ge 3 \cdot 10^5$	1,30
		surface smooth *r*/*b* ≥ 0,075 (2)	$Re \le 2 \cdot 10^5$	1,30
			$Re \ge 7 \cdot 10^5$	1,10
10	Decagon	all	All	1,30
12	Dodecagon	surface smooth (3) corners rounded	$2 \cdot 10^5 < Re < 1{,}2 \cdot 10^6$	0,90
		all others	$Re < 4 \cdot 10^5$	1,30
			$Re > 4 \cdot 10^5$	1,10
16-18	Hexdecagon	surface smooth (3) corners rounded	$Re < 2 \cdot 10^5$	treat as a circular cylinder, see (7.9)
			$2 \cdot 10^5 \le Re < 1{,}2 \cdot 10^6$	0,70

Reynolds number with $v = v_m$ and v_m given in 4.3, *Re*, is defined in 7.9

r = corner radius, *b* = diameter of circumscribed circumference, see Figure 7.26

From wind tunnel tests on sectional models with galvanised steel surface and a section with *b* = 0,3 m and corner radius of 0,06· *b*

ψ_λ - faktor učinka ruba, za elemente sa slobodnim rubnim tijekom vjetra (koeficijent redukcije uslijed vitkosti i koeficijenta punoće)



Slika 5.2.3.2 Prikaz faktora učinka ruba ψ_λ u odnosu na vitkost λ

Vitkost za pravokutne presjeke:

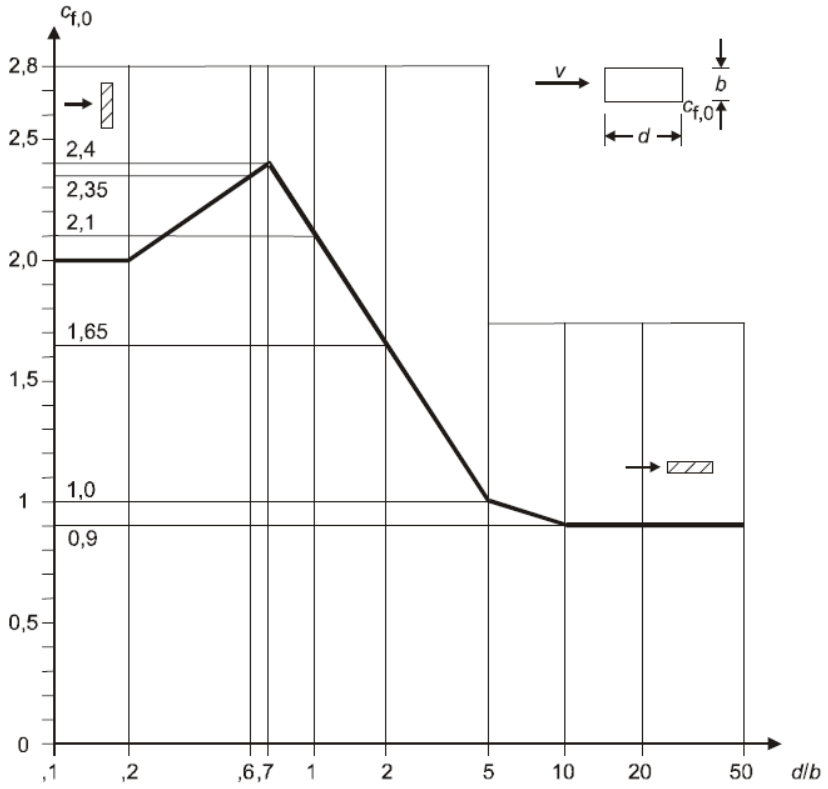
$$h \geq 50m \rightarrow \lambda = 1,4 \cdot \frac{h}{b} \leq 70$$

$$h < 15m \rightarrow \lambda = 2,0 \cdot \frac{h}{b} \leq 70$$

Koeficijent punoće: $\varphi = \frac{A}{A_c} = 1,0$

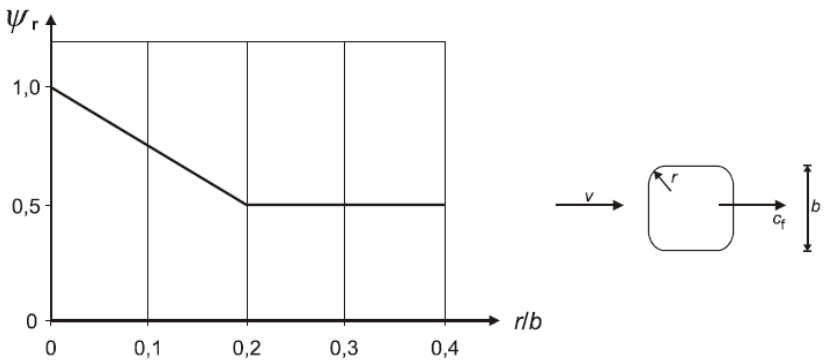
Pravokutni oblik: $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r$

$c_{f,0}$ - koeficijent sile za pravokutni presjek s oštrim rubovima



Slika 5.2.3.3 Prikaz koeficijenta sile $c_{f,0}$ za pravokutni presjek

ψ_r - faktor redukcije za zaobljene rubove



Slika 5.2.3.4 Prikaz faktora redukcije ψ_r za zaobljene rubove

Proračun vrijednosti koeficijenta tlaka biti će prikazan tablično:

Tablica 5.2.3.2 Vrijednosti koeficijenta tlaka c_f

h [m]	b [m]	Re	c_{f0}	ψ_λ	ψ_r	c_f
16	286	7,1E+08	1,3	0,69	1	**0,90**
20	286	7,5E+08	1,3	0,69	1	**0,90**
30	286	8,2E+08	1,3	0,69	1	**0,90**
40	286	8,6E+08	1,3	0,69	1	**0,90**
50	286	9,0E+08	1,3	0,69	1	**0,90**
60	166	5,4E+08	1,3	0,67	1	**0,87**
70	166	5,5E+08	1,3	0,67	1	**0,87**
80	166	5,6E+08	1,3	0,67	1	**0,87**
90	166	5,7E+08	1,3	0,67	1	**0,87**
100	166	5,8E+08	1,3	0,67	1	**0,87**
110	106	3,8E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
120	106	3,8E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
130	106	3,9E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
140	106	3,9E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
150	106	3,9E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
160	106	4,0E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
170	106	4,0E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
180	106	4,0E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
190	106	4,1E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
200	106	4,1E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
210	106	4,1E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
220	106	4,2E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
230	106	4,2E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
240	106	4,2E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
250	106	4,2E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
260	106	4,3E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
270	106	4,3E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
280	106	4,3E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
290	106	4,3E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
300	106	4,3E+08	1,3	0,63	1	**0,82**
325	86	3,5E+08	1,3	0,65	1	**0,85**
350	86	3,6E+08	1,3	0,65	1	**0,85**
375	86	3,6E+08	1,3	0,65	1	**0,85**
400	86	3,6E+08	1,3	0,65	1	**0,85**
425	86	3,7E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
450	86	3,7E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
475	86	3,7E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
500	86	3,7E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
525	66	2,9E+08	1,3	0,66	1	**0,86**

h [m]	b [m]	Re	c_{f0}	ψ_λ	ψ_r	c_f
550	66	2,9E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
575	66	2,9E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
600	66	2,9E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
625	66	2,9E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
650	66	3,0E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
675	66	3,0E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
700	66	3,0E+08	1,3	0,66	1	**0,86**
725	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
750	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
775	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
800	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
825	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
850	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
875	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
900	46	2,1E+08	2,1	0,67	0,75	**1,06**
925	26	1,2E+08	2,1	0,66	0,75	**1,04**
950	26	1,2E+08	2,1	0,66	0,75	**1,04**
975	26	1,2E+08	2,1	0,66	0,75	**1,04**
1000	26	1,2E+08	2,1	0,66	0,75	**1,04**
1025	8	3,8E+07	2,1	0,69	0,75	**1,09**
1050	8	3,8E+07	2,1	0,69	0,75	**1,09**
1075	1,5	7,1E+06	2,1	0,69	0,75	**1,09**
1100	1,5	7,1E+06	2,1	0,69	0,75	**1,09**
1111	0,6	2,9E+06	2,1	0,69	0,75	**1,09**

5.2.4 Proračun konačne sile vjetra na konstrukciju

Vanjska sila vjetra koja djeluje na konstrukciju iskazana je kao kontinuirano opterećenje po m', s odgovarajućom visinskom raspodjelom u ovisnosti visine i širine zgrade h/b.

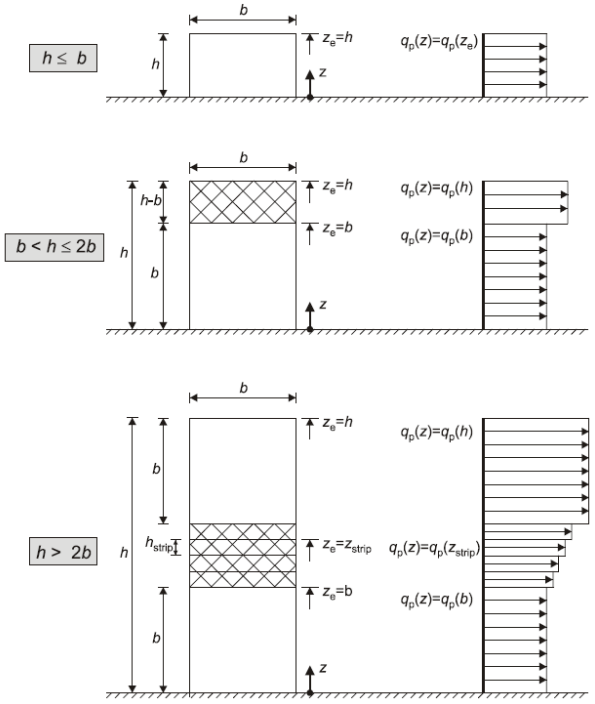
Vanjska sila vjetra izražena je kao

$$w_d(z) = c_s c_d \cdot c_f \cdot w_m(z) \qquad (5.2.19)$$

Prema HRN EN 1991-1-4, raspodjela tlaka po visini konstrukcije ovisi o odnosu visine (h) i širine (b):

- konstrukcije čija je visina h manja od širine b, koje valja ispitati kao jednodijelne
- konstrukcije čija je visina veća od širine b, al manja od dvostruke širine, koje valja promatrati ka da su dvodijelne i obuhvaćaju niži dio, koji se proteže u vis od tla za visinu jednaku širini b i gornji dio

- konstrukcije čija je visina veća od dvostruke širine, koje valja promatrati kao da su višedijelne i obuhvaćaju najniži dio, koji se proteže u vis od tla do visine jednake širini b, najvišio dio koji se proteže od vrha na dolje za visinu jednaku b, i srednji dio između najvišeg i najnižeg dijela razdijeljen u toliko dijelova za koje je najveći vertikalni razmak jednak širini b



Slika 5.2.4.1 Raspodjela opterećenja vjetrom po visini, za različitni odnos h i b

Tablica 5.2.4.1 Vrijednosti koeficijenta tlaka c_f

Visina	Širina	Statički utjecaj vjetra	Dinam. faktor	Koef. pritiska	Tlak [h=z]	Poredbeni tlak [h=z_e]	Sila vjetra
h [m]	**b [m]**	**$w_m(z)$ [kN/m^2]**	**$c_s c_d$**	**c_f**	**$w_d(z)$ [kN/m^2]**	**$w_d(z_e)$ [kN/m^2]**	**q_w [kN/m]**
16	286	0,86	1,70	0,90	1,31	3,50	**1001,27**
20	286	0,95	1,70	0,90	1,45		
30	286	1,12	1,70	0,90	1,71		
40	286	1,25	1,70	0,90	1,90		
50	286	1,36	1,70	0,90	2,06		
60	166	1,44	1,86	0,87	2,34		**581,16**
70	166	1,52	1,86	0,87	2,46		
80	166	1,58	1,86	0,87	2,57		
90	166	1,64	1,86	0,87	2,66		
100	166	1,70	1,86	0,87	2,75		
110	106	1,75	1,92	0,82	2,75		**371,10**
120	106	1,79	1,92	0,82	2,82		
130	106	1,83	1,92	0,82	2,89		
140	106	1,87	1,92	0,82	2,95		
150	106	1,91	1,92	0,82	3,01		
160	106	1,95	1,92	0,82	3,06		
170	106	1,98	1,92	0,82	3,11		
180	106	2,01	1,92	0,82	3,16		
190	106	2,04	1,92	0,82	3,21		
200	106	2,07	1,92	0,82	3,25		
210	106	2,10	1,89	0,82	3,25		
220	106	2,12	1,89	0,82	3,29		
230	106	2,15	1,89	0,82	3,33		
240	106	2,17	1,89	0,82	3,36		
250	106	2,20	1,89	0,82	3,40		
260	106	2,22	1,89	0,82	3,43		
270	106	2,24	1,89	0,82	3,47		
280	106	2,26	1,89	0,82	3,50		
290	106	2,28	1,89	0,82	3,53	3,55	**376,07**
300	106	2,30	1,89	0,82	3,56		
325	86	2,35	1,91	0,85	3,79	3,83	**329,07**
350	86	2,39	1,91	0,85	3,86		
375	86	2,43	1,91	0,85	3,93	3,96	**340,52**
400	86	2,47	1,91	0,85	3,99		
425	86	2,51	1,91	0,86	4,11	4,14	**356,11**
450	86	2,54	1,91	0,86	4,17		
475	86	2,58	1,91	0,86	4,22	4,25	**365,46**
500	86	2,61	1,91	0,86	4,28		

h [m]	b [m]	$w_m(z)$ [kN/m^2]	$c_s c_d$	c_f	$w_d(z)$ [kN/m^2]	$w_d(z_e)$ [kN/m^2]	q_w [kN/m]
525	66	2,64	1,93	0,86	4,36	4,39	**289,66**
550	66	2,67	1,93	0,86	4,41		
575	66	2,69	1,93	0,86	4,46	4,48	**295,73**
600	66	2,72	1,93	0,86	4,50		
625	66	2,75	1,90	0,86	4,49	4,51	**297,39**
650	66	2,77	1,90	0,86	4,53		
675	66	2,80	1,90	0,86	4,57	4,58	**302,56**
700	66	2,82	1,90	0,86	4,60		
725	46	2,84	1,92	1,06	5,75	5,77	**265,33**
750	46	2,86	1,92	1,06	5,79		
775	46	2,88	1,92	1,06	5,83	5,85	**269,26**
800	46	2,90	1,92	1,06	5,87		
825	46	2,92	1,92	1,06	5,91	5,93	**272,97**
850	46	2,94	1,92	1,06	5,95		
875	46	2,96	1,92	1,06	5,99	6,01	**276,49**
900	46	2,98	1,92	1,06	6,03		
925	26	3,00	2,00	1,04	6,22	6,24	**162,30**
950	26	3,02	2,00	1,04	6,26		
975	26	3,03	2,00	1,04	6,30	6,31	**164,15**
1000	26	3,05	2,00	1,04	6,33		
1025	8	3,07	2,03	1,09	6,77	6,79	**54,31**
1050	8	3,08	2,03	1,09	6,81		
1075	1,5	3,10	2,04	1,09	6,86	6,88	**10,32**
1100	1,5	3,11	2,04	1,09	6,90		
1111	0,6	3,12	2,04	1,09	6,92	6,92	**4,15**

5.3 Izvanredno opterećenje

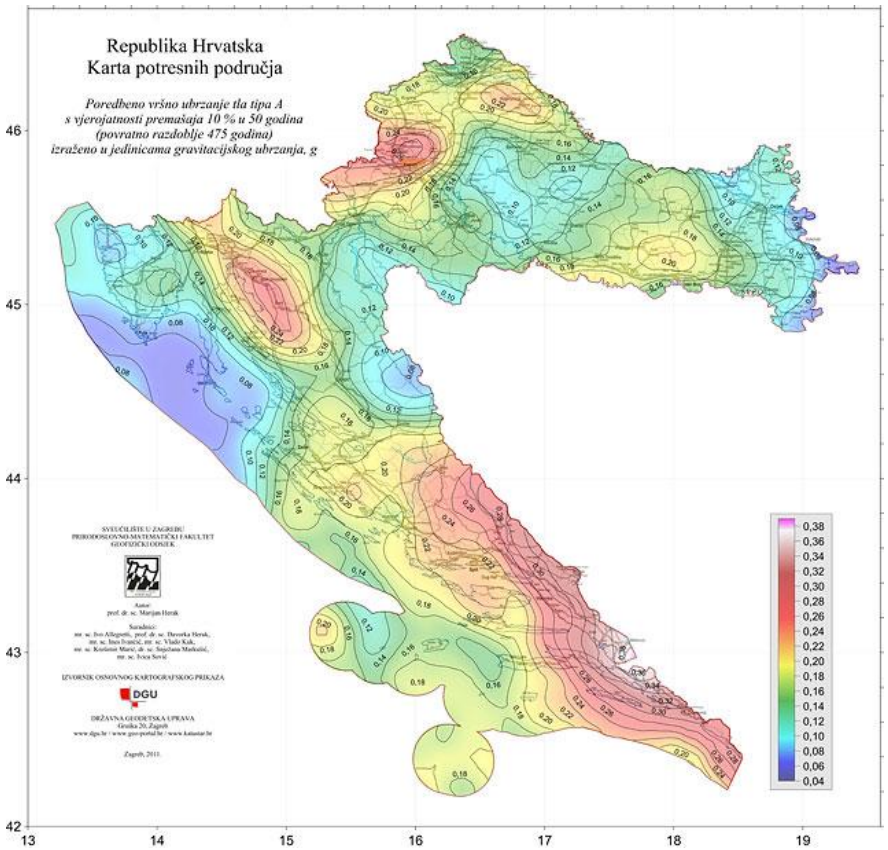
Seizmičko opterećenje promatrano je različitno za pojedini proračunski model. U štapnom modelu, za proračun seizmičkog opterećenja korištena je višemodalna spektralna analiza prema HRN-EN 1998-1. U ravninskom modelu, korištena je nelinarna analiza, dinamička analiza vremenskog tijeka odgovara ("time history").

5.3.1 Štapni model – višemodalna spektralna analiza

5.3.1.1 Proračun spektra odgovora

Za proračun seizmičkog opterećenja korištena je višemodalna spektralna analiza. Konstrukcija je promatrana u jednom smjeru, zbog simetričnosti. Odgovor konstrukcije dobiven je metodom spektra odgovora. Za dobivanje maksimalnog odgovora konstrukcije, tj. kombinacije maksimalnih pojedinačnih doprinosa svakog oblika korištena je kombinacija SRSS.

Predmetna lokacija nalazi se u VIII. potresnoj zoni, na temelju čega je definirano računsko ubrzanje tla od a_g=0,23g. Klasificiranjem vrste temeljnog tla utvrđeno je da se građevina nalazi na tlu klase A, koja se odnosi na stijenu ili drugu geološku formaciju s najviše 5 m slabijeg tla pri površini i krute naslage pijeska, šljunka ili prekonsolidirane gline.



Slika 5.3.1.1 Karta potresnih područja Republike Hrvatske

Tablica 5.3.1.1 Vrste tla prema HRN EN 1998-1

Tip tla	Opis stratigrafskog profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udara/ 30 cm)	c_u (kPa)
A	Stijena ili druga geološka formacija poput stijene uključujući najviše 5 m slabijeg materijala na površini	>800	-	-
B	Nanosi vrlo gustog pijeska, šljunka ili vrlo krute gline, debljine najmanje nekoliko desetaka metara, s postupnim povećanjem mehaničkih svojstava s dubinom	360 - 800	>50	> 250
C	Duboki nanosi gustog ili srednje gustog pijeska, šljunka ili krute gline debljine od nekoliko desetaka metara do više stotina metara	180 - 360	15 - 50	70-250
D	Nanosi rahlog do srednje zbijenog nekoherentnog tla (s nešto mekih koherentnih slojeva ili bez njih), ili pretežno meko do dobro koherentno tlo	< 180	< 15	< 70
E	Profil tla koja se sastoji od površinskog aluvijskog sloja s vrijednostima v_s za tipove C ili D i debljinom između 5 i 20 m ispod kojeg je krući materijal s v_s > 800 m/s			
S_1	Nanosi koji se sastoje od, ili sadrže, sloj debljine najmanje 10 m mekih glina/praha s velikim indeksom plastičnosti (PI > 40) i velikim sadržajem vode	< 100 (približno)	-	10 - 20
S_2	Nanosi tla podložnih likvefakciji, osjetljivih glina ili svaki drugi profil tla koji nije obuhvaćen tipovima A do E ili S_1			

$S_d(T)$ – projektni spektar

$$0 \le T \le T_B \;;\; \rightarrow \mathrm{S_d}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{5.3.1}$$

$$T_B \le T \le T_C \;;\; \rightarrow \mathrm{S}_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \tag{5.3.2}$$

$$T_C \le T \le T_D \;;\; \rightarrow \mathrm{S}_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \dfrac{T_C}{T} \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{5.3.3}$$

$$T_D \le T \;;\; \rightarrow \mathrm{S}_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{5.3.4}$$

S_e - ordinate elastičnog spektra odgovora ubrzanja podloge

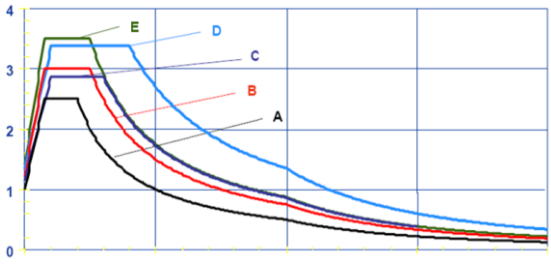
T - period osciliranja sustava s jednim stupnjem slobode

a_g - računsko ubrzanje tla za određeni povratni period potresa

S - parametar tla

q – faktor ponašanja

$\beta = 0,2$



Slika 5.3.1.2 Elastični spektar odgovora za zone visoke seizmičnosti M>5.5

Tablica 5.3.1.2 Prikaz karakterističnih perioda u ovisnosti o tlu

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Faktor ponašanja:

Betonske zgrade:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \qquad (5.3.5)$$

q_0 - osnovna vrijednost faktora ponašanja, ovisna o tipu konstrukcije i pravilnosti po visni, za zgrade koje nisu pravilne po visini reducira se za 20%

Tablica 5.3.1.3 Prikaz osnovne vrijednosti faktora ponašanja (q_0) za sustave pravilne po visini

Tip konstrukcije	DCM razred srednje duktilnosti	DCH razred visoke duktilnosti
Okvirni sustav, dvojni sustav sa povezanim zidovima	$3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Zidni sustav s nepovezanim zidovima	3,0	$4,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Torzijski fleksibilan sustav	2,0	3,0
Sustav obrnutog njihala	1,0	2,0

α_1 – vrijednost kojom se horizontalno seizmičko djelovanje množi kako bi se dosegla otpornost na savijanje u bilo kojem elementu konstrukcije, pri čemu sva ostala proračunska djelovanja ostaju konstantna

α_u – vrijednost kojom se horizontalno seizmičko djelovanje množi za otvaranje plastičnih zglobova u dovoljnom broju presjeka za razvoj nestabilnosti konstrukcije, pri čemu sva ostala proračunska djelovanja ostaju konstantna

k_w – faktor koji odražava prevladavajući oblik sloma konstrukcijskog sustava sa zidovima

Tablica 5.3.1.4 Prikaz faktora prevladavajućeg sloma k_w

Tip konstrukcije	k_w
Okvirni sustav i dvojni sustav istovrijedan okvirnom	1,0
Za zidni sustav, sustav istovrijedan zidnom i torzijski fleksibilan sustav	$0,5 \leq \frac{1,0+\alpha_0}{3} \leq 1,0$

α_0 – prevladavajući koeficijent oblika zidova u konstrukciji

Zbog specifičnosti objekta , promatran je i dio EC 8 koji se odnosi na tornjeve i dimnjake. Prema EN 1998-6 [3.3 (2)], faktor ponašanja bi trebao biti manji od $q = 1{,}5$. Također, prema HRN EN 1998-1 [5.3.3 (1)], faktor ponašanja q do 1,5 smije se upotrijebiti pri određivanju potresnih djelovanja neovisno o sustavu konstrukcije i pravilnosti po visni.

Na temelju brojnih nepoznanica vezanih uz konstrukciju, te predhodno iznešenih uputa iz normi, kao proračunska vrijednost faktora ponašanja usvojena je vrijednost $q = 1{,}5$

Ulazni projektni spektar odgovora:

Spektar tipa 1 (područje visoke seizmičnosti)

$a_g = 0{,}23g = 2{,}256$ m/s^2

Klasa tla A

Parametar tla: S = 1,0

Granilni periodi osciliranja: $T_B = 0{,}15$ s; $T_C = 0{,}4$ s; $T_D = 2{,}0$ s

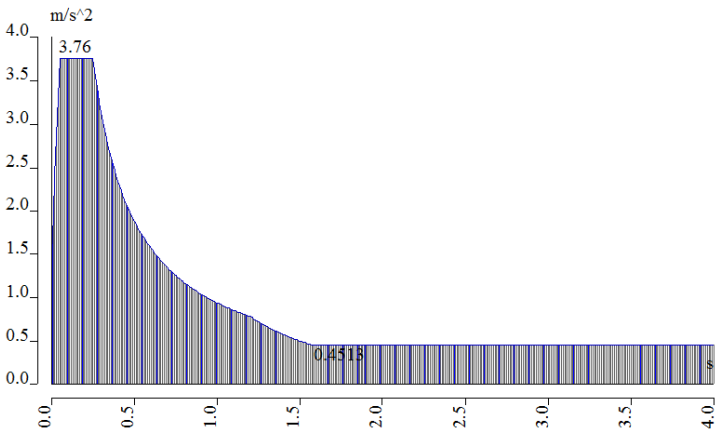
Faktor ponašanja: q = 1,5

$$S_d(0) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] = 2{,}256 \cdot 1{,}0 \cdot \left[\frac{2}{3}\right] = 1{,}504 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T_B) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] = 2{,}256 \cdot 1{,}0 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{0{,}15}{0{,}15} \cdot \left(\frac{2{,}5}{1{,}5} - \frac{2}{3}\right)\right] = 3{,}75 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T_C) = S_d(T_B) = 3{,}75 \frac{m}{s^2}$$

$$S_d(T_D) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2{,}5}{q} \cdot \dfrac{T_C}{T_D} = 2{,}256 \cdot 1{,}0 \cdot \dfrac{2{,}5}{1{,}5} \cdot \dfrac{0{,}4}{2{,}0} = 0{,}752 \dfrac{m}{s^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \geq 0{,}2 \cdot 2{,}256 = 0{,}451 \dfrac{m}{s^2} \end{cases} = 0{,}451 \frac{m}{s^2}$$

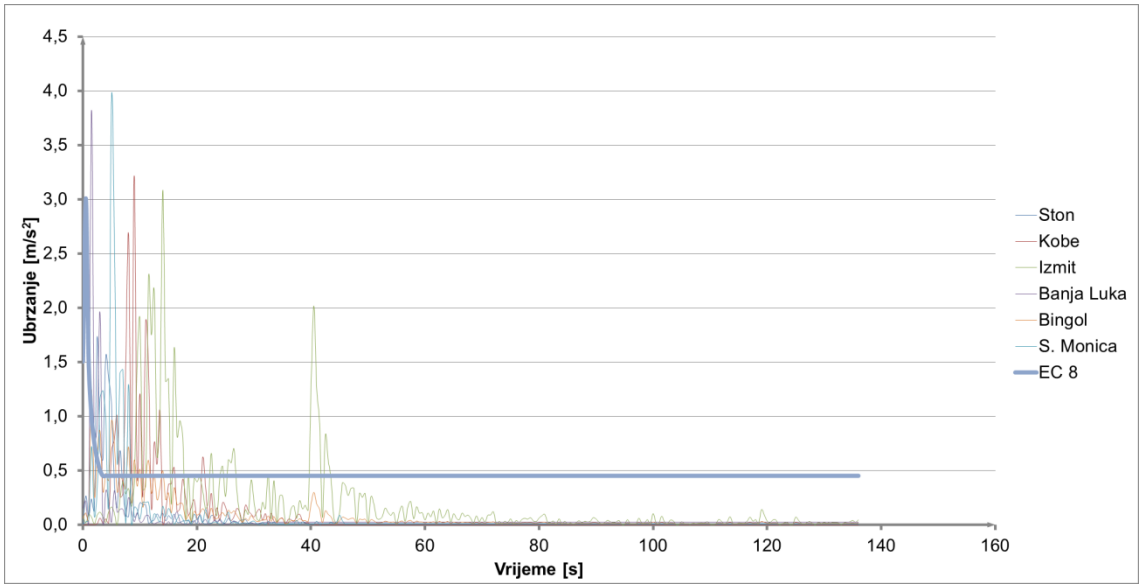


Slika 5.3.1.3 Proračunski spektar odgovora

5.3.2 Ravninski model - dinamička analiza vremenskog tijeka odgovara

Nelinarna dinamička analiza modela sprovedena je izračunom vremenskog odgovora na zapise registriranih potresa. Realni zapis potresa preuzet je iz [19], a intezitet potresa modificiran je skaliranjem maksimalna ubrzanja na vrijednost 4,93 m/s^2 [0,5g] .

Promatrani potresi:	- Izmit, 1999.	T = 135,78 s
	- Banja Luka, 1969.	T = 32,3 s
	- Kobe, 1995.	T = 40,95 s
	- Bingol, 2003.	T = 45,7 s
	- S. Monica, 1996.	T = 30,0 s
	- Ston, 1996	T = 30,0 s



Slika 5.3.2.1 Usporedba realnih zapisa potresa i spektra odgovora prema EC8

Konstrukcija je promatrana na kombinaciju opterećenja $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \Delta G + 0,3 \cdot Q$. Za navedenu kombinaciju predhodno je proračunato početno stanje konstrukcije, koje je pridruženo vremenskoj analizi.

6. PRORAČUN HORIZONTALNE KONSTRUKCIJE

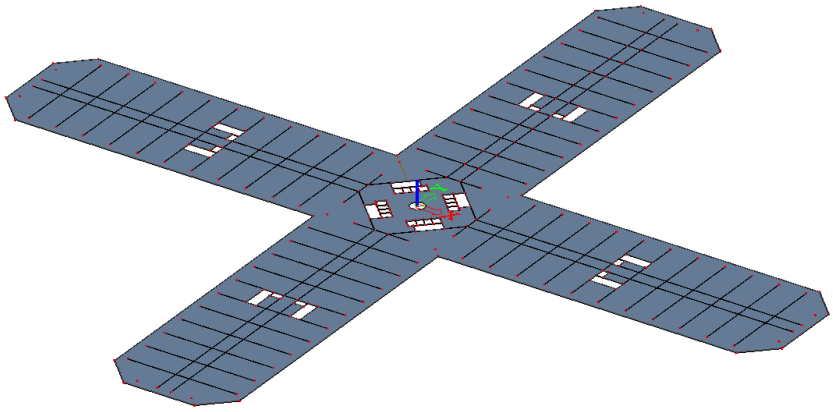
6.1 AB Ploča na etažama 0-52 m

Provest će se proračun karakteristične ploče na razinama 0-52 m. Ploča na tim razinama je najveće, površine 23 796 m2. Ploče na višim razinama nastaju redukcijom iste. Ostale ploče neće se posebno proračunavati, jer je naglasak stavljen na vertikalnu konstrukciju.

6.1.1 Proračunski model ploče

Ploča je modelirana plošnim elementima debljine 25 cm. Slobodno je oslonjena na zidove i horizontalne serklaže, osim na području centralne jezgre gdje je uklještena u zid.

Beton je razreda C 40/50, armatura B500B.

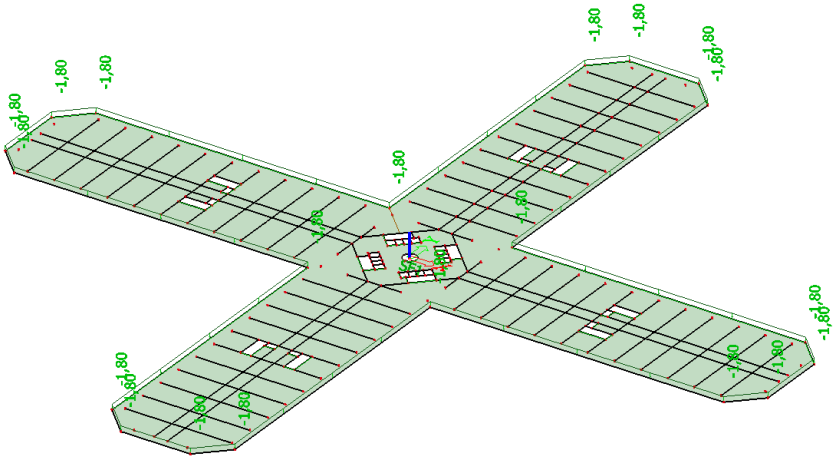


Slika 6.1.1.1 Proračunski model ploče

6.1.2 Opterećenje na ploči

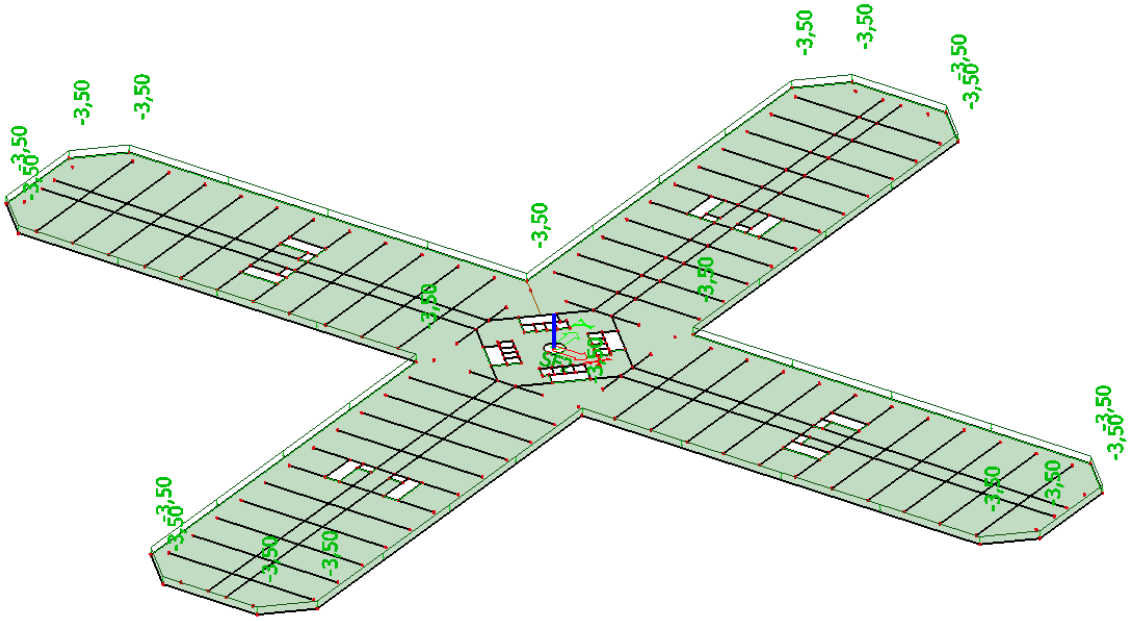
Vlastita težina ploče uključena je u proračunskom paketu SCIA Engineer.

Dodatno stalno opterećenje $\left(\Delta g = 1{,}8\ kN/m^2\right)$



Slika 6.1.2.1 Dodatno stalno opterećenje

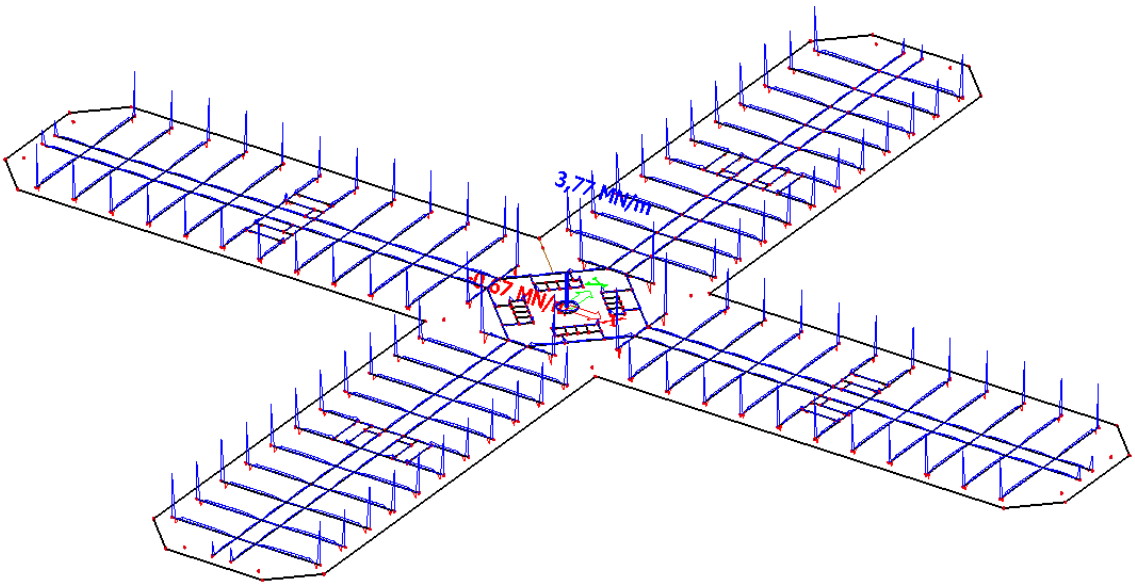
Korisno opterećenje opterećenje $\left(q = 3,5\ kN/m^2\right)$



Slika 6.1.2.2 Korisno opterećenje

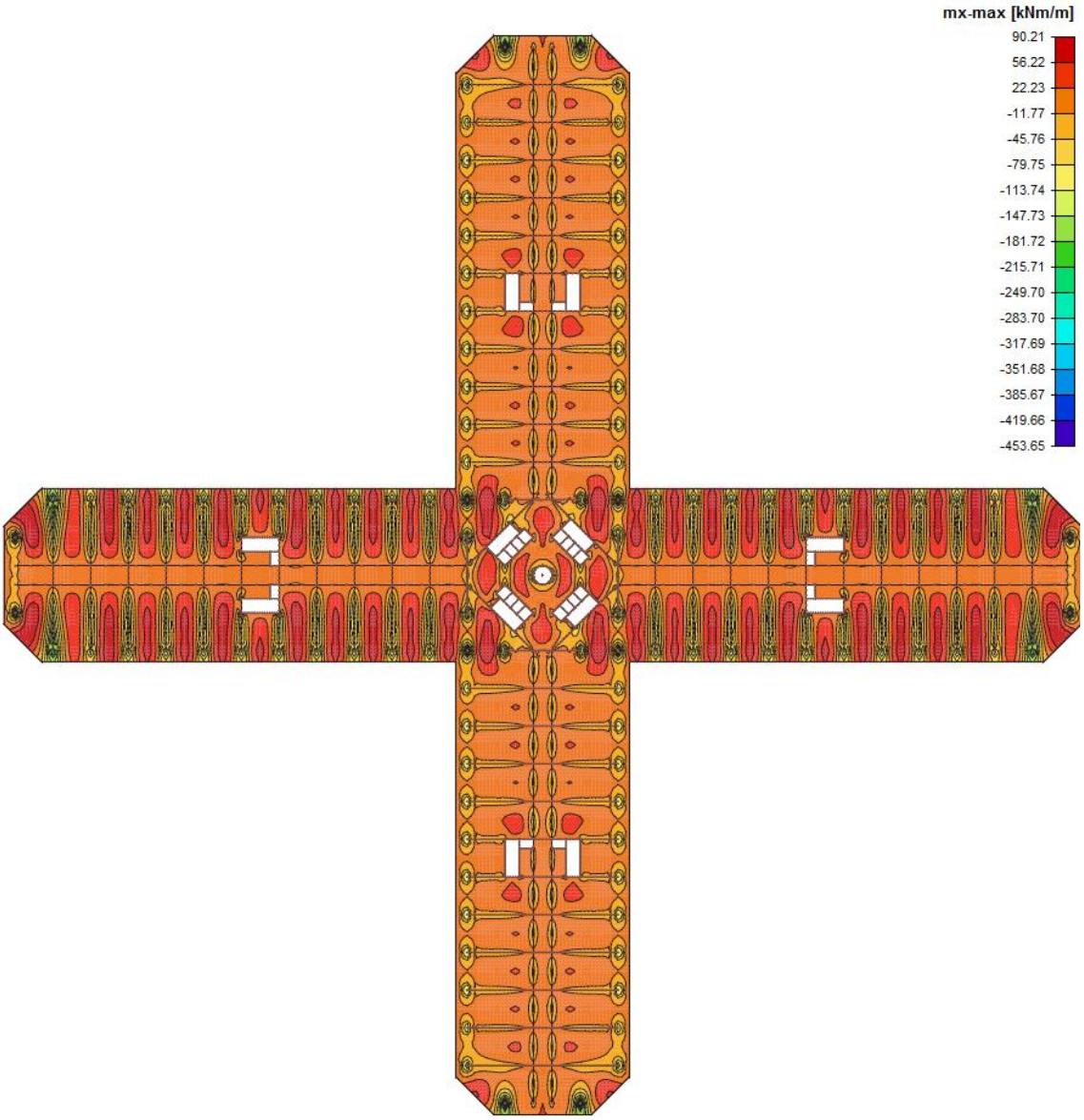
6.1.3 Rezultati poračuna

$GSN\left[1,35\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+1,5\cdot q\right] \ \rightarrow\ R_z\left[MN/m\right]$



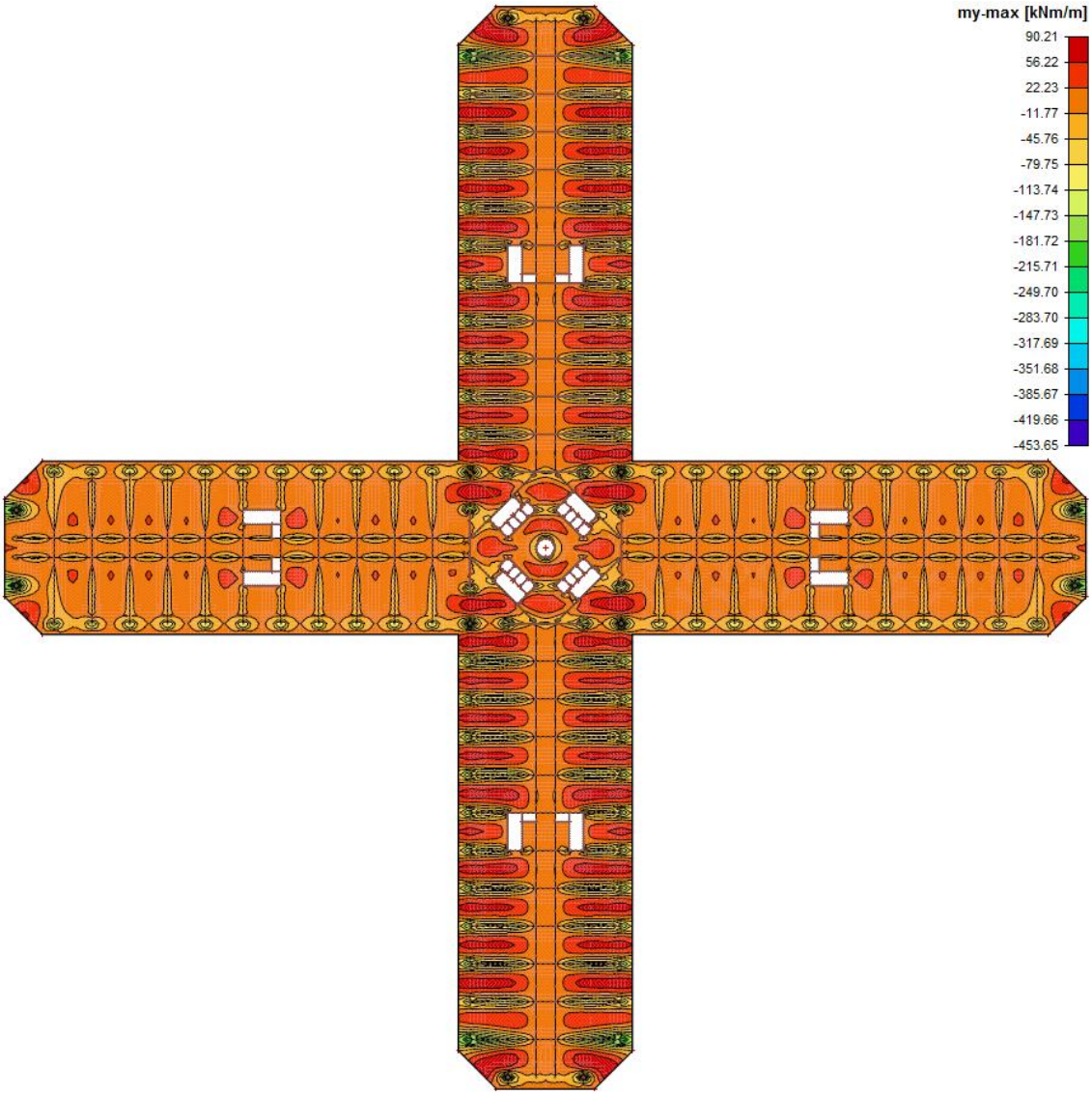
Slika 6.1.3.1 Reakcije na ležajevima [Rz]

$$GSN\left[1,35\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+1,5\cdot q\right] \rightarrow M_x\left[kNm/m\right]$$



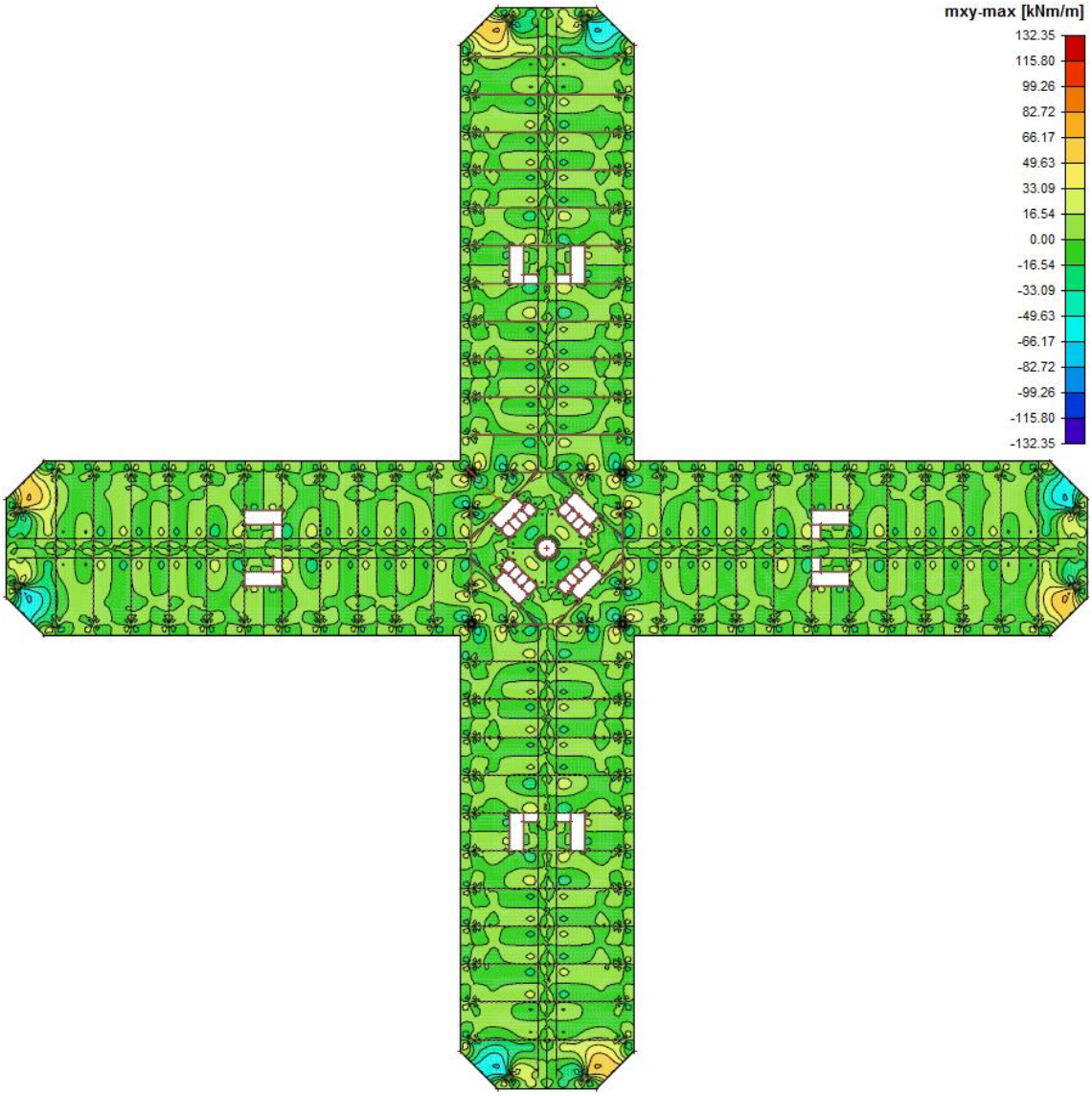
Slika 6.1.3.2 Momenti savijanja [Mx]

$$GSN\left[1,35\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+1,5\cdot q\right] \rightarrow M_y\left[kNm/m\right]$$



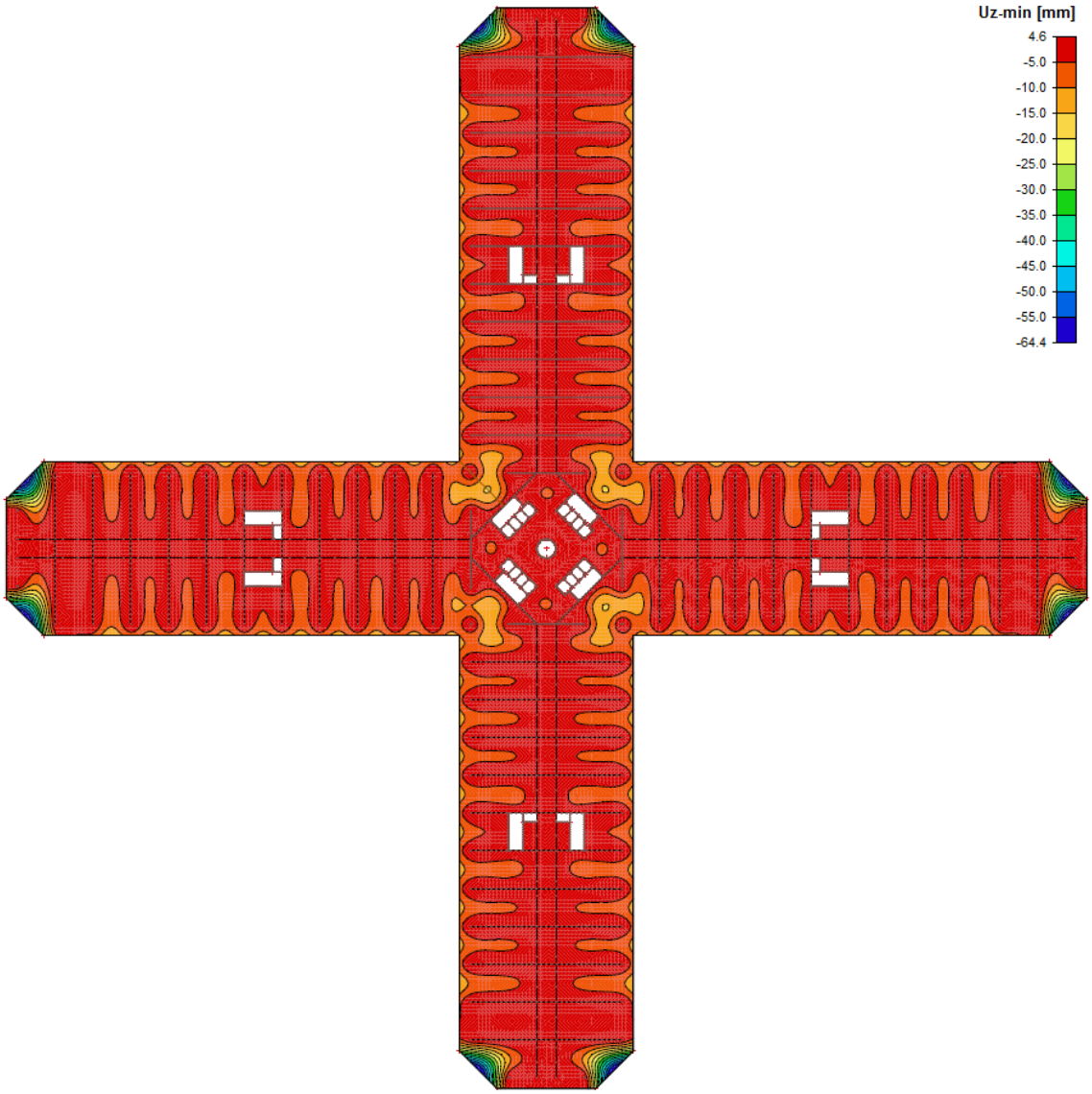
Slika 6.1.3.3 Momenti savijanja [My]

$$GSN\left[1,35\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+1,5\cdot q\right] \rightarrow M_{xy}\left[kNm/m\right]$$



Slika 6.1.3.4 Momenti savijanja [Mxy]

$$GSU\left[1,0\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+1,0\cdot q\right]\ \rightarrow\ U_z\left[mm\right]$$



Slika 6.1.3.5 Progib ploče [Uz]

6.1.4 Proračun potrebne površine armature

Proračun armature ploče proveden je po pojednostavljenom postupku, prema sljedećem:

$$A_s=\frac{M_{sd}\cdot 100}{\zeta\cdot d\cdot f_{yd}}$$

Usvaja se:

$\zeta\approx 0,9$

$d=22,5\ cm$

$f_{yd}=\frac{50}{1,15}=43,5\ kN/cm^2$

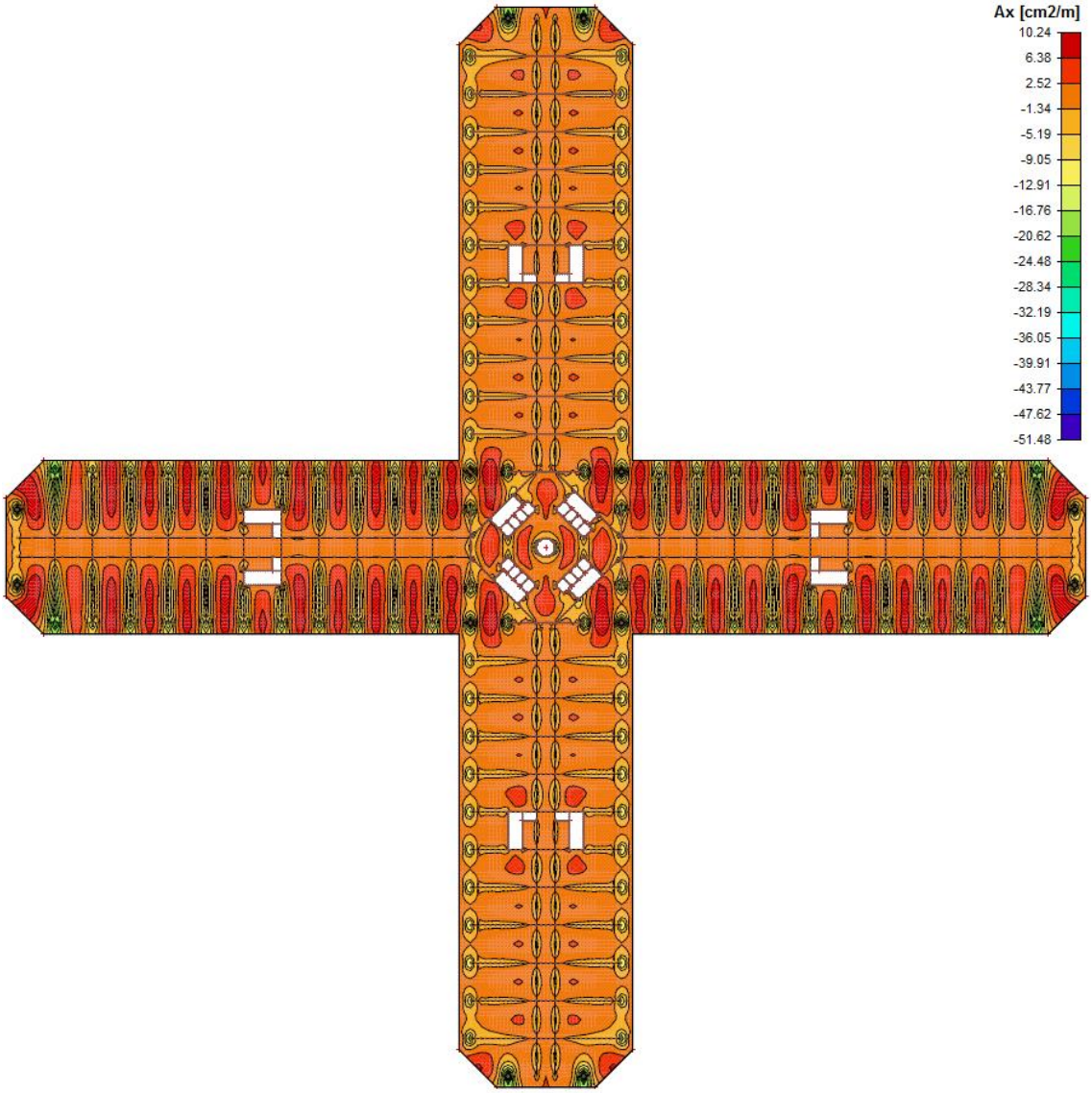
Tada je:

$$A_s=\frac{M_{sd}\cdot 100}{0,9\cdot 22,5\cdot 43,5}=0,1135\cdot M_{sd}$$

6.1.4.1 Potrebne površine armature

Armatura u smjeru lokalne osi x

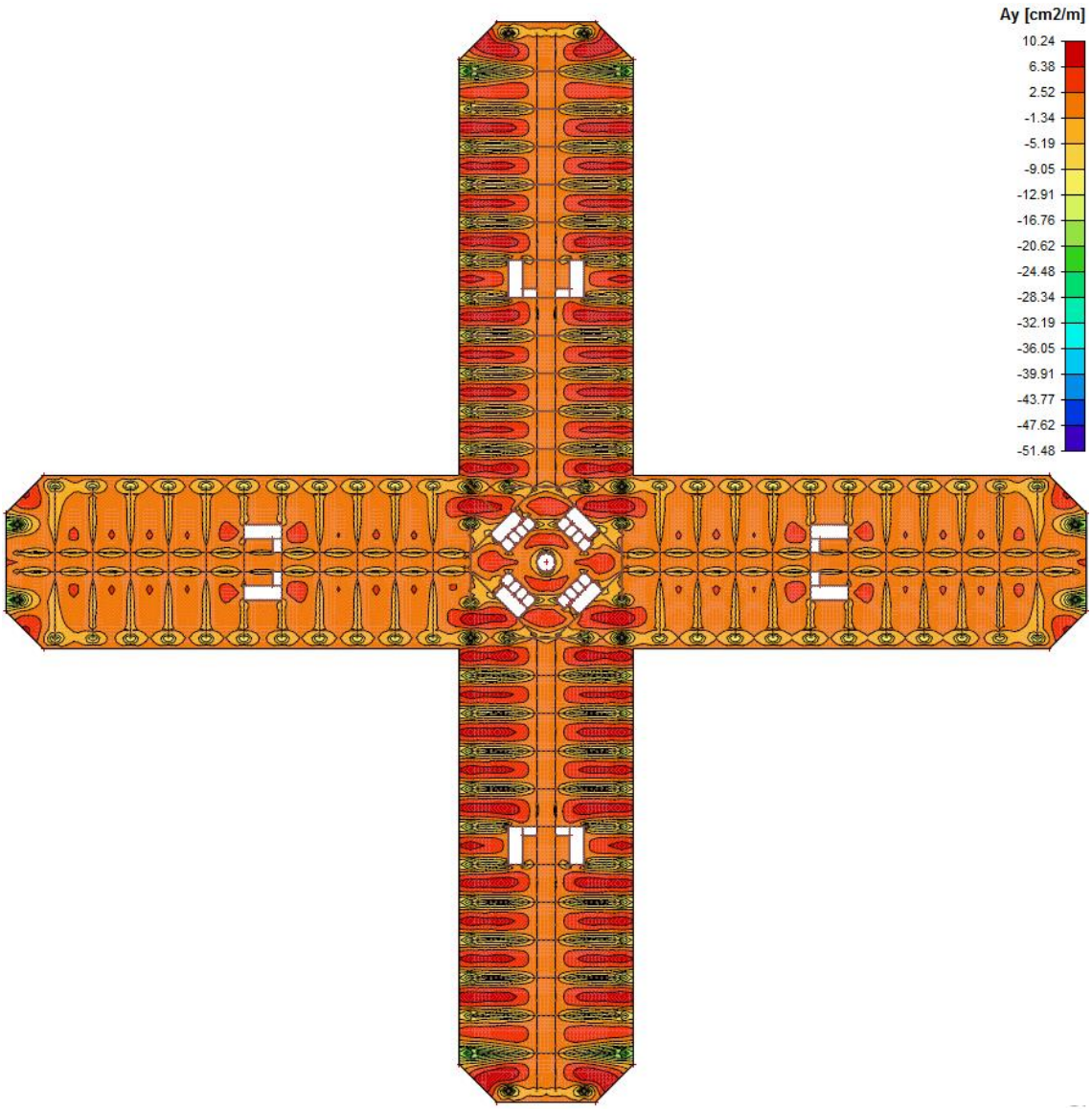
$$GSN\left[0{,}1532\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+0{,}1703\cdot q\right]\ \rightarrow\ A_x\left[cm^2/m\right]$$



Slika 6.1.4.1 Potrebna površina armature [Ax] – cm^2/m

Armatura u smjeru lokalne osi y

$$GSN\left[0{,}1532\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+0{,}1703\cdot q\right]\ \rightarrow\ A_y\left[cm^2/m\right]$$



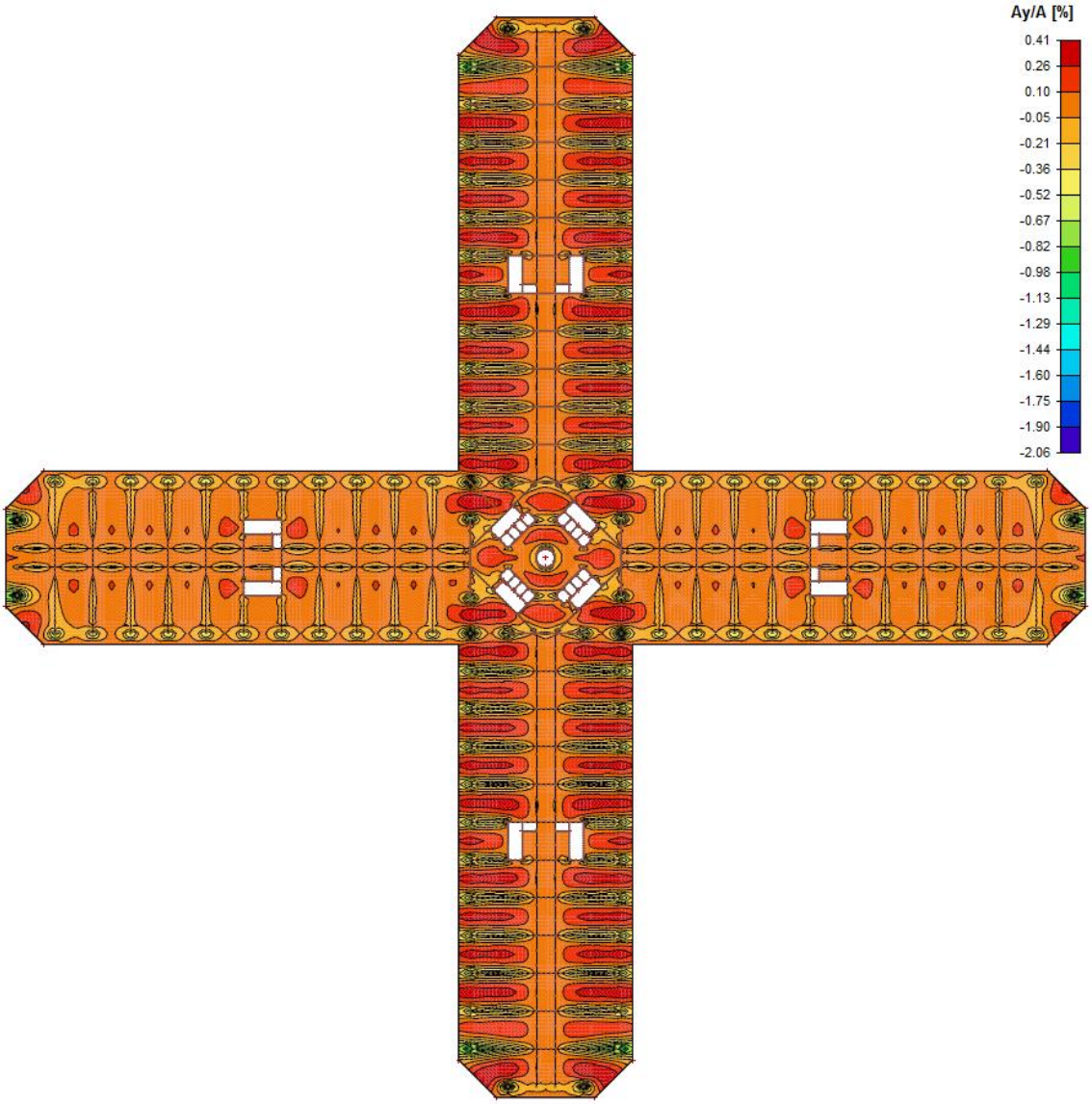
Slika 6.1.4.2 Potrebna površina armature [Ay] – cm^2/m

Postotak armiranosti presjeka:

Prikazan je samo u x smjeru, jer su rezultati simetrični.

$$\rho[\%] = \frac{A_x \cdot dx}{A}\left[\frac{\frac{cm^2}{m}\cdot m}{cm^2}\right] = \frac{A_x \cdot dx}{h_{pl}\cdot dx} = \frac{A_x}{h_{pl}} = \frac{A_x}{25} = 0,04 \cdot A_x = 0,00454 \cdot M_{sd}$$

$$GSN\left[0,00613\cdot\left(g_0+\Delta g\right)+0,00429\cdot q\right]$$



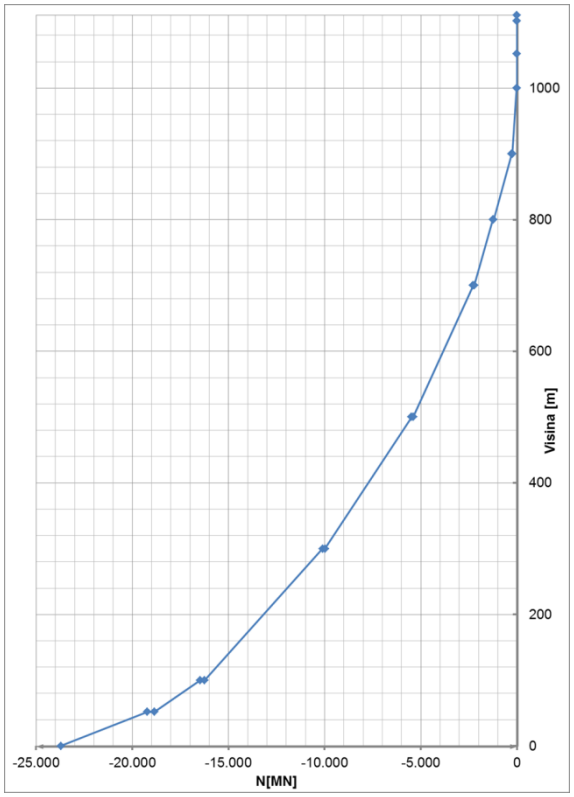
Slika 6.1.4.3 Postotak armiranja [Ay(Ax)/A]

7. PRORAČUN VERTIKALNE KONST. - ŠTAPNI MODEL

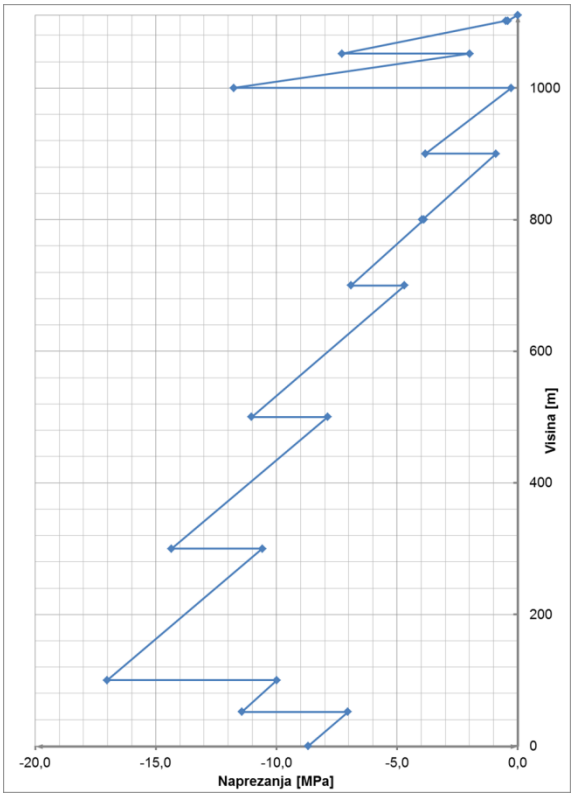
7.1 Gravitacijsko opterećenje

7.1.1 Stalno opterećenje

Prikazani su rezultati za ukupno stalno opterećenje (vlastita težina i dodatni stalni teret). Prikazane su referentne rezne sile i naprezanja u pojedinim presjecima.



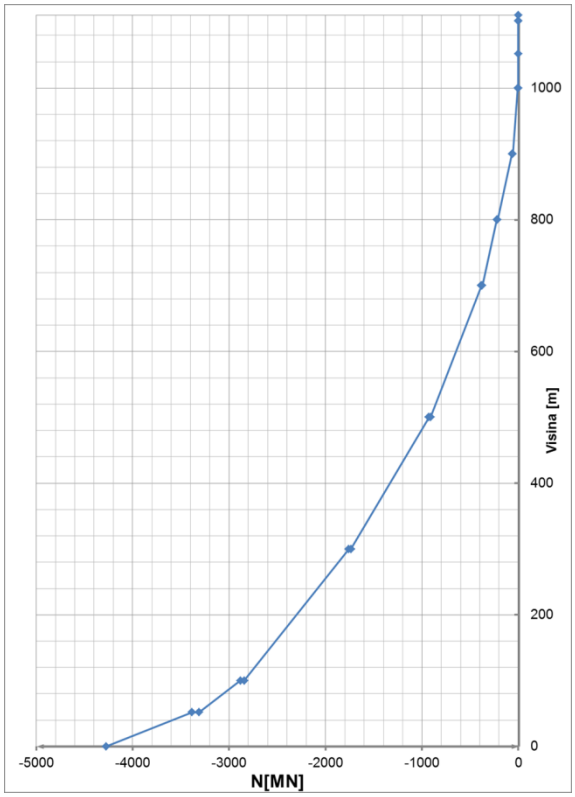
Slika 7.1.1.1 Prikaz uzdužne sile po visini konstrukcije, stalno opterećenje



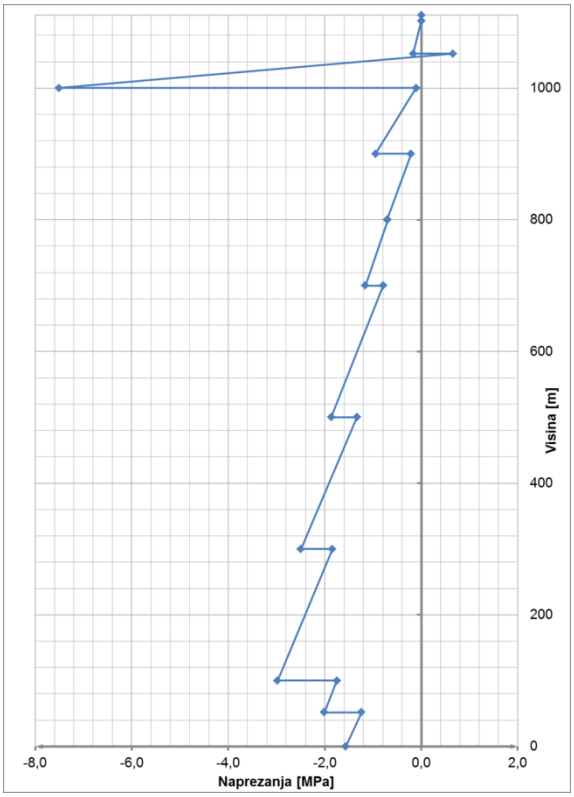
Slika 7.1.1.2 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, stalno opterećenje

7.1.2 Pokretno opterećenje

Prikazane su referentne rezne sile, kao i naprezanja u pojedinim presjecima.

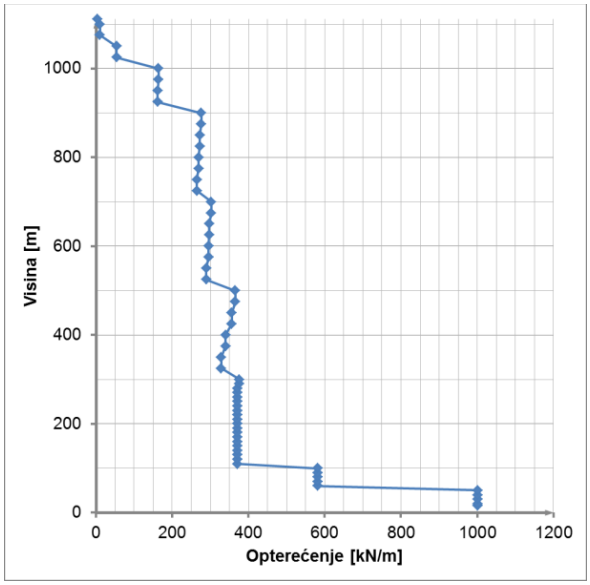


Slika 7.1.2.1 Prikaz uzdužne sile po visini konstrukcije, pokretno opterećenje

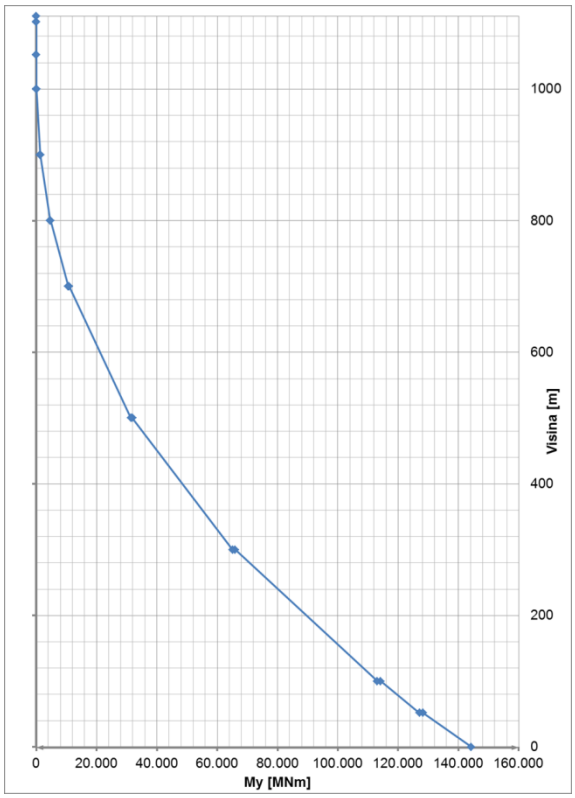


Slika 7.1.2.2 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, pokretno opterećenje

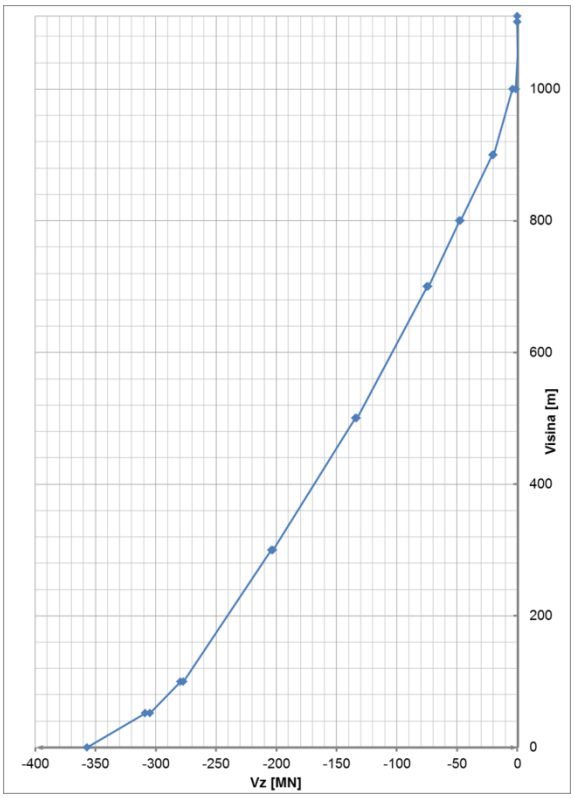
7.2 Opterećenje vjetrom



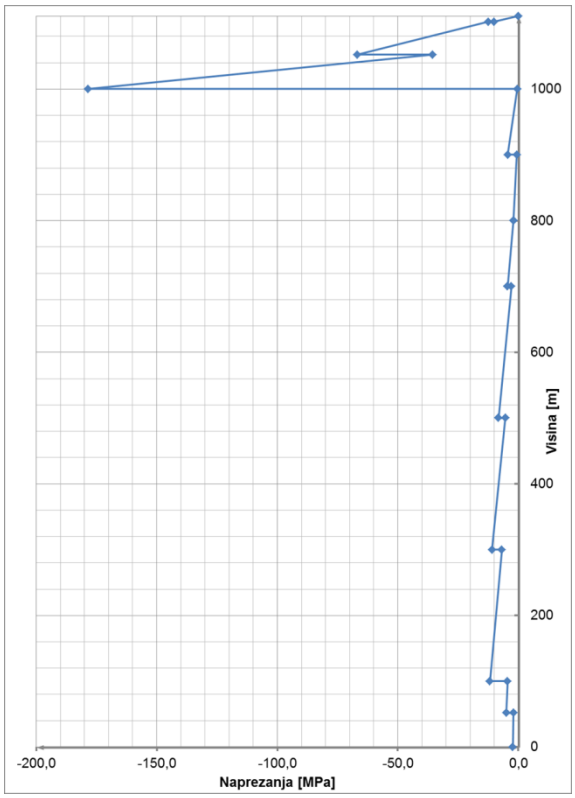
Slika 7.1.2.1 Prikaz opterećenja vjetrom po visini konstrukcije



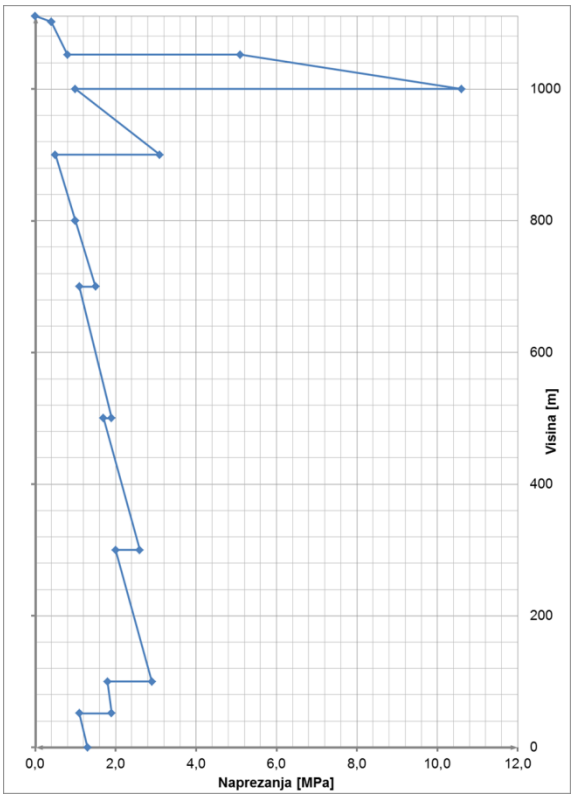
Slika 7.1.2.2 Prikaz momenta savijanja po visini konstrukcije, opterećenje vjetrom



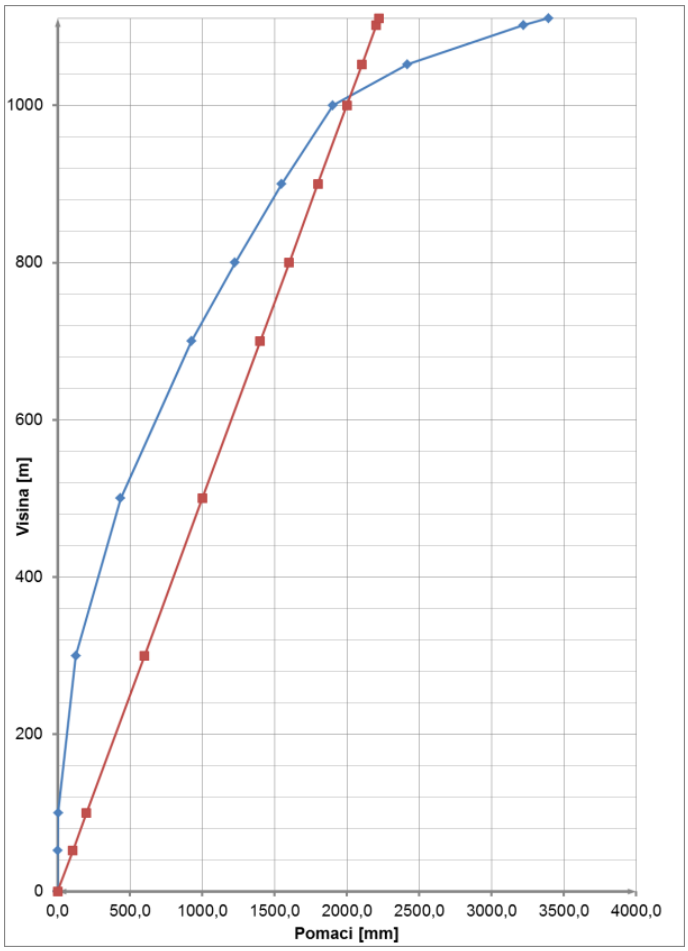
Slika 7.1.2.3 Prikaz poprečne sile po visini konstrukcije, opterećenje vjetrom



Slika 7.1.2.4 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, opterećenje vjetrom



Slika 7.1.2.5 Prikaz posmičnih naprezanja po visini konstrukcije, opterećenje vjetrom



Slika 7.1.2.6 Pomaci konstrukcije u horizonatlnom smjeru, opterećenje vjetrom

7.3 Potresno opterećenje

7.3.1.1 Vlastite vrijednosti i vlastiti vektor na štapnom modelu

Tablica 7.1.2.1 Vlastite vrijednosti konstrukcije

Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Spectral
1	0.4975	12.6283	0.0792	0.3088	0.0001	0.0000	0.0001	0.6049	0.0000
2	0.4976	12.6270	0.0792	0.0001	0.3087	0.0000	0.6049	0.0001	0.0000
3	1.8260	3.4409	0.2906	0.1660	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	1.8265	3.4399	0.2907	0.0000	0.1660	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	3.0727	2.0449	0.4890	0.0017	0.0058	0.0000	0.0004	0.0001	0.0000
6	3.0727	2.0448	0.4890	0.0058	0.0017	0.0000	0.0001	0.0004	0.0000
7	4.1439	1.5162	0.6595	0.0858	0.0007	0.0000	0.0001	0.0139	0.0000
8	4.1450	1.5158	0.6597	0.0007	0.0857	0.0000	0.0139	0.0001	0.0000
9	6.6925	0.9388	1.0651	0.0529	0.0000	0.0000	0.0000	0.0184	0.0000
10	6.6962	0.9383	1.0657	0.0000	0.0527	0.0000	0.0183	0.0000	0.0000
11	7.7523	0.8105	1.2338	0.0000	0.0000	0.5445	0.0000	0.0000	0.0000
12	8.2874	0.7582	1.3190	0.0062	0.0097	0.0000	0.0043	0.0027	0.0000
13	8.2887	0.7580	1.3192	0.0097	0.0062	0.0000	0.0027	0.0043	0.0000
14	9.7910	0.6417	1.5583	0.0410	0.0000	0.0000	0.0000	0.0215	0.0000
15	9.7979	0.6413	1.5594	0.0000	0.0410	0.0000	0.0215	0.0000	0.0000
16	11.3416	0.5540	1.8051	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8328
17	13.3327	0.4713	2.1220	0.0657	0.0000	0.0000	0.0000	0.0451	0.0000
18	13.3518	0.4706	2.1250	0.0000	0.0657	0.0000	0.0451	0.0000	0.0000
19	17.4513	0.3600	2.7775	0.0551	0.0000	0.0000	0.0000	0.0463	0.0000
20	17.4770	0.3595	2.7816	0.0000	0.0547	0.0000	0.0459	0.0000	0.0000
21	17.9224	0.3506	2.8524	0.0000	0.0000	0.1281	0.0000	0.0000	0.0000
22	19.0991	0.3290	3.0397	0.0006	0.0051	0.0000	0.0045	0.0005	0.0000
23	19.1149	0.3287	3.0422	0.0049	0.0006	0.0000	0.0005	0.0044	0.0000
24	22.1482	0.2837	3.5250	0.0479	0.0000	0.0000	0.0000	0.0472	0.0000
25	22.2028	0.2830	3.5337	0.0000	0.0480	0.0000	0.0473	0.0000	0.0000
26	22.9269	0.2741	3.6489	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
27	26.9136	0.2335	4.2834	0.0337	0.0000	0.0000	0.0000	0.0373	0.0000
28	26.9675	0.2330	4.2920	0.0000	0.0338	0.0000	0.0374	0.0000	0.0000
29	28.3635	0.2215	4.5142	0.0000	0.0000	0.0598	0.0000	0.0000	0.0000
30	28.8756	0.2176	4.5957	0.0001	0.0013	0.0000	0.0015	0.0002	0.0000
31	28.9433	0.2171	4.6065	0.0012	0.0001	0.0000	0.0002	0.0014	0.0000
32	31.7363	0.1980	5.0510	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0970
33	32.0692	0.1959	5.1038	0.0225	0.0000	0.0000	0.0000	0.0273	0.0000
34	32.1517	0.1954	5.1171	0.0000	0.0224	0.0000	0.0271	0.0000	0.0000
35	36.6988	0.1712	5.8408	0.0107	0.0000	0.0000	0.0000	0.0137	0.0000
36	36.7792	0.1708	5.8536	0.0000	0.0107	0.0000	0.0137	0.0000	0.0000
37	38.0462	0.1651	6.0552	0.0000	0.0000	0.0364	0.0000	0.0000	0.0000
38	39.6066	0.1586	6.3036	0.0010	0.0005	0.0000	0.0007	0.0014	0.0000
39	39.6185	0.1586	6.3055	0.0005	0.0010	0.0000	0.0013	0.0007	0.0000
40	41.8310	0.1502	6.6576	0.0088	0.0000	0.0000	0.0000	0.0118	0.0000
41	41.9309	0.1498	6.6735	0.0000	0.0089	0.0000	0.0120	0.0000	0.0000
42	46.2910	0.1357	7.3674	0.0087	0.0000	0.0000	0.0000	0.0120	0.0000
43	46.4002	0.1354	7.3848	0.0000	0.0088	0.0000	0.0120	0.0000	0.0000

Mode	Omega [rad/s]	Period [s]	Freq. [Hz]	Wxi / Wxtot	Wyi / Wytot	Wzi / Wztot	Wxi_R / Wxtot_R	Wyi_R / Wytot_R	Wzi_R / Spectral
43	46.4002	0.1354	7.3848	0.0000	0.0088	0.0000	0.0120	0.0000	0.0000
44	46.5448	0.1350	7.4078	0.0000	0.0000	0.0189	0.0000	0.0000	0.0000
45	48.4931	0.1296	7.7179	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0276
46	50.9441	0.1233	8.1080	0.0009	0.0001	0.0000	0.0001	0.0012	0.0000
47	50.9667	0.1233	8.1116	0.0008	0.0001	0.0000	0.0002	0.0011	0.0000
48	51.0459	0.1231	8.1242	0.0065	0.0000	0.0000	0.0000	0.0091	0.0000
49	51.2019	0.1227	8.1490	0.0000	0.0079	0.0000	0.0111	0.0000	0.0000
50	53.9012	0.1166	8.5786	0.0000	0.0000	0.0616	0.0000	0.0000	0.0000
51	54.7082	0.1148	8.7071	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005
52	56.2106	0.1118	8.9462	0.0066	0.0000	0.0000	0.0000	0.0093	0.0000
53	56.3917	0.1114	8.9750	0.0000	0.0067	0.0000	0.0094	0.0000	0.0000
54	60.9017	0.1032	9.6928	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0024	0.0000
55	60.9526	0.1031	9.7009	0.0000	0.0014	0.0000	0.0019	0.0000	0.0000
56	62.1800	0.1010	9.8963	0.0046	0.0000	0.0000	0.0000	0.0065	0.0000
57	62.3434	0.1008	9.9223	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0040
58	62.3593	0.1008	9.9248	0.0000	0.0049	0.0000	0.0069	0.0000	0.0000
59	63.8271	0.0984	10.1584	0.0000	0.0000	0.0229	0.0000	0.0000	0.0000
60	66.3093	0.0948	10.5535	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0234
				0.9612	0.9612	0.8721	0.9454	0.9454	0.9854

Prikaz vlastitih vektora (oblika), pojavljuju se u parovima za dva različita smjera (X;Y):

Slika 7.1.2.1 Prvi (drugi) vlastiti vektor ($T_{1,2}$=12,63s)

Slika 7.1.2.2 Treći (četvrti) vlastiti vektor ($T_{3,4}$=3,44s)

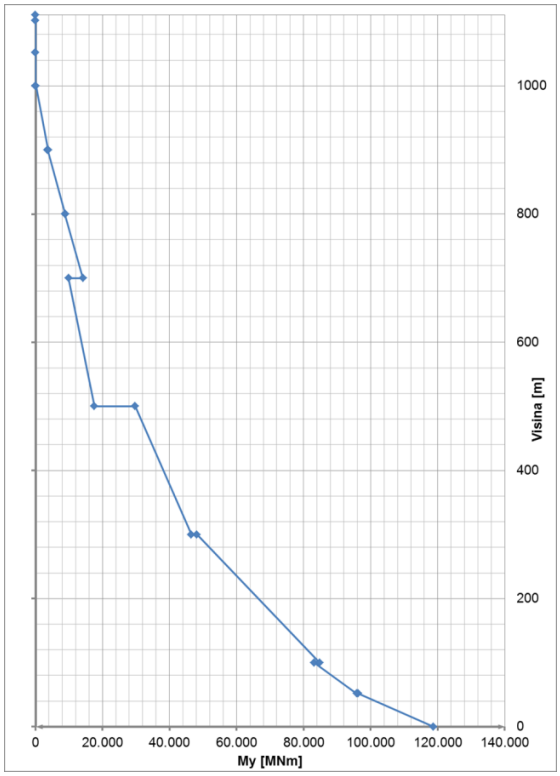
Slika 7.1.2.3 Peti (šesti) vlastiti vektor ($T_{5,6}$=2,045s)

Slika 7.1.2.4 Sedmi (osmii) vlastiti vektor ($T_{1,2}$=1,52s)

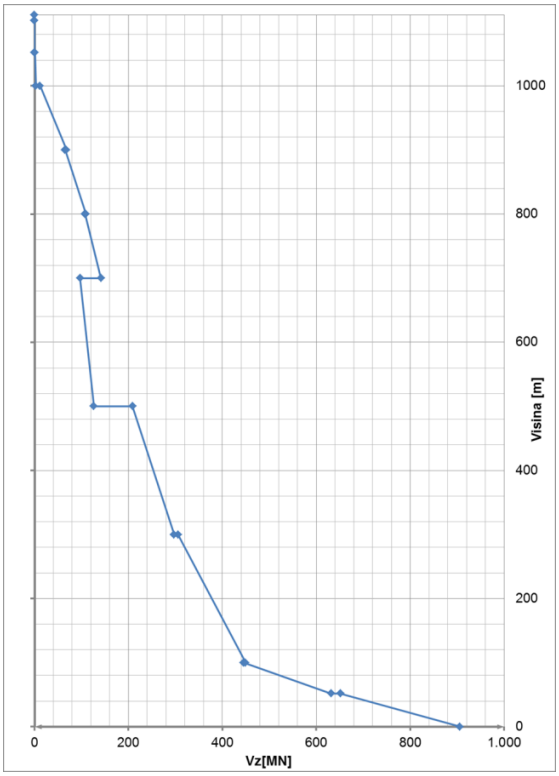
Slika 7.1.2.5 Deveti (deseti) vlastiti vektor ($T_{3,4}$=0,94s

Slika 7.1.2.6 Jedanasti vlastiti vektor ($T_{5,6}$=0,81s)

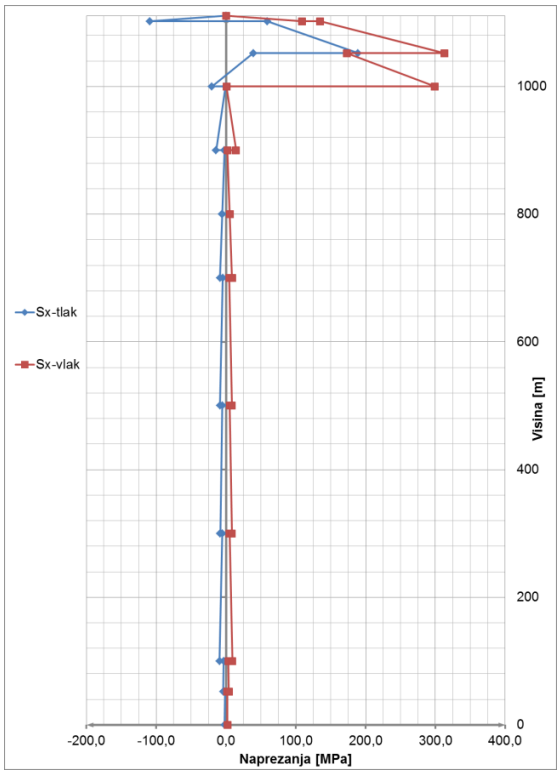
7.3.2 Rezultati proračuna



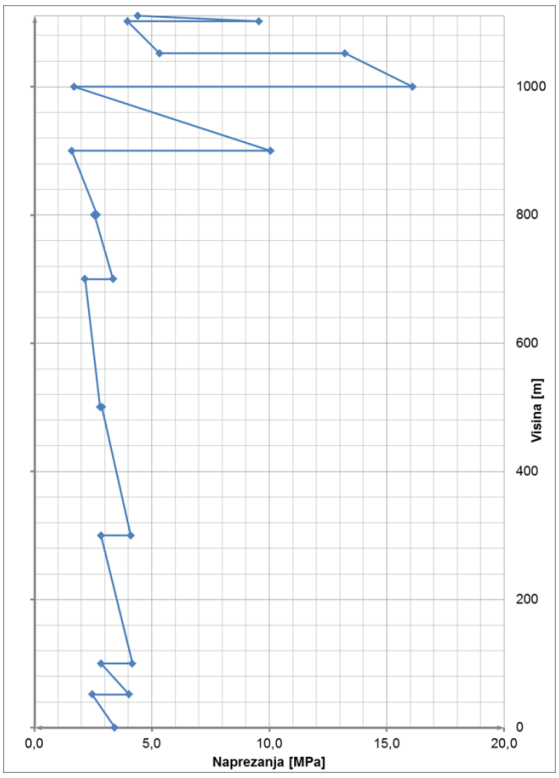
Slika 7.3.2.1 Prikaz momenta savijanja po visini konstrukcije, opterećenje potresom



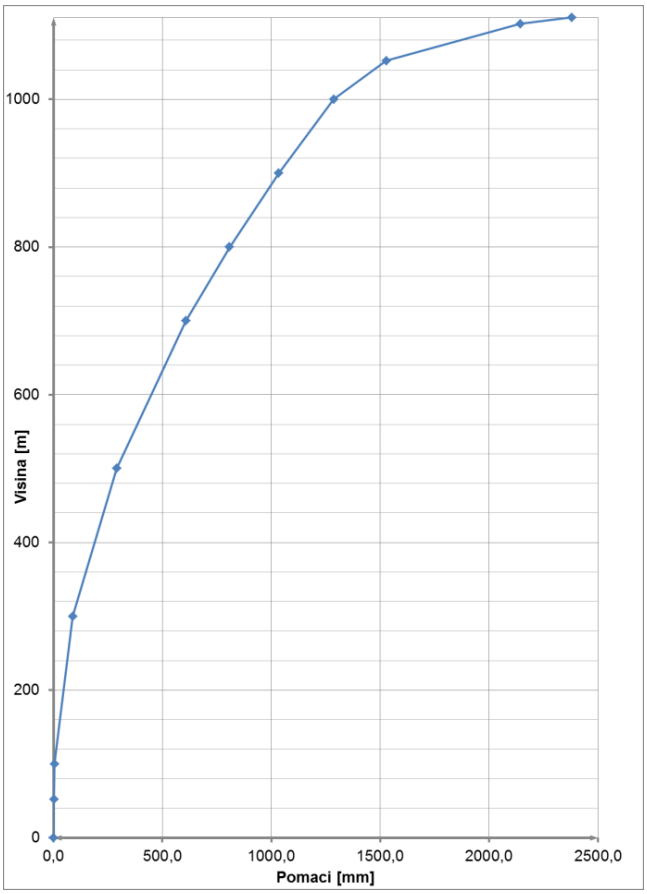
Slika 7.3.2.2 Prikaz poprečne sile po visini konstrukcije, opterećenje potresom



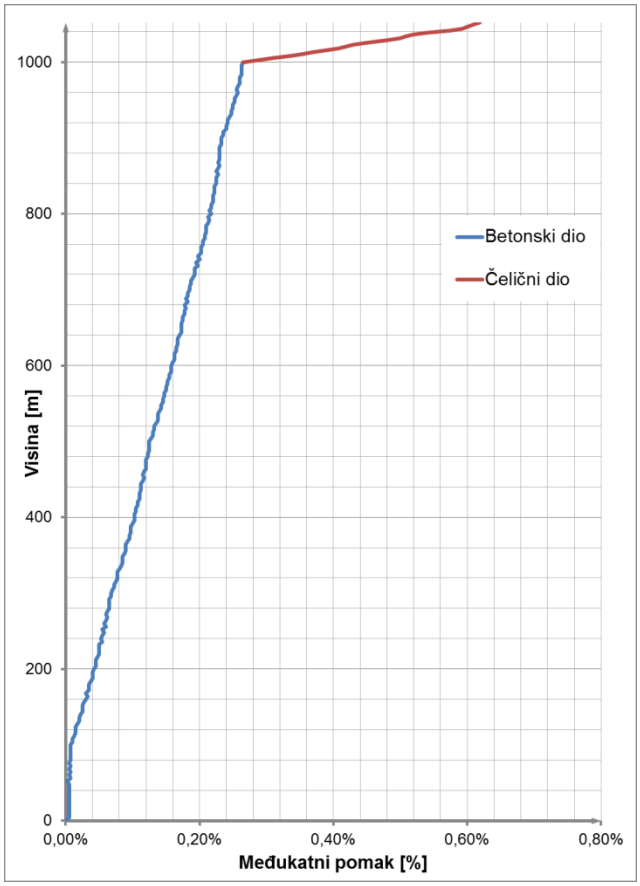
Slika 7.3.2.3 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, opterećenje potresom



Slika 7.3.2.4 Prikaz posmičnih naprezanja po visini konstrukcije, opterećenje potresom



Slika 7.3.2.5 Pomaci konstrukcije u horizontalnom smjeru, opterećenje potresom



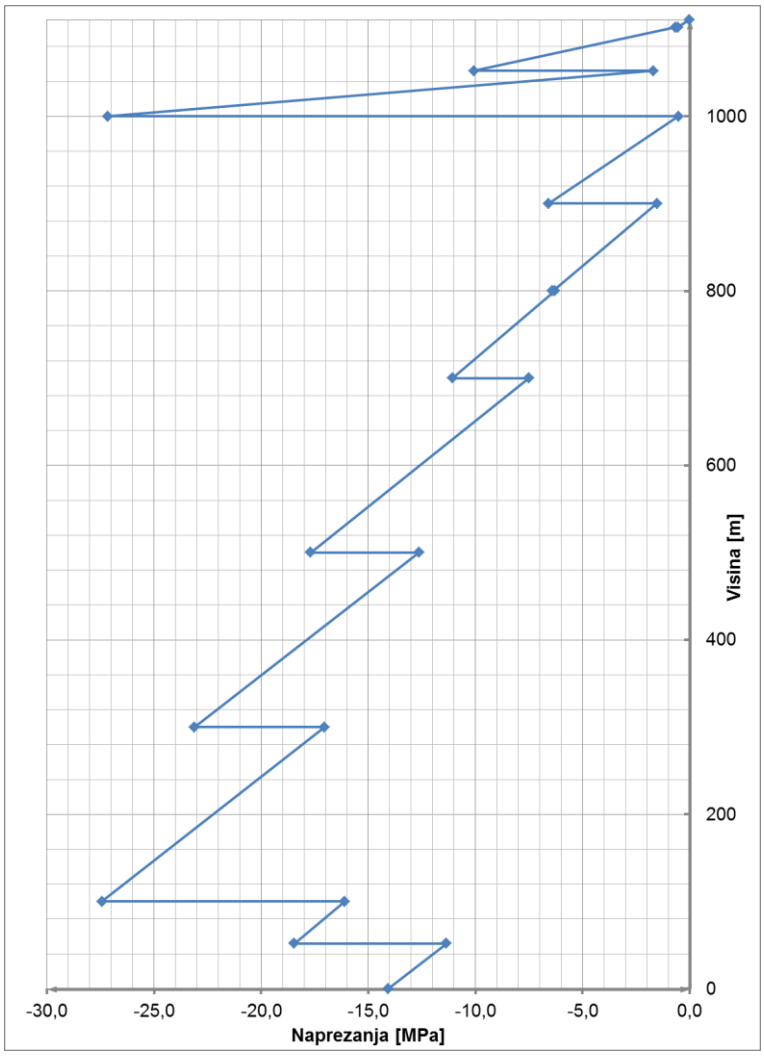
Slika 7.3.2.6 Međukatni pomak konstrukcije u horizontalno smjeru, opterećenje potresom

7.4 Kombinacije opterećenja

Prikazana su samo naprezanja u karakterističnim presjecima. Zbog razlike između betonskog i čeličnog dijela konstrukcije. Betonski dio konstrukcije je homogenog presjeka i sadrži jednolika naprezanja i rezne sile. Čelični dio konstrukcije je prostorni štapni model u kojem različiti štapovi imaju različite rezne sile.

7.4.1 Kombinacija GSN1

GSN1– 1,35G+1,5Q

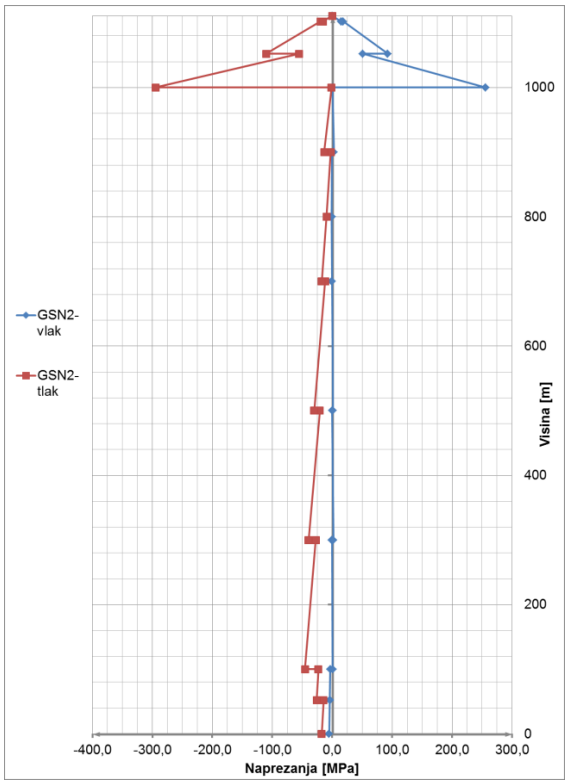


Slika 7.4.1.1 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, kombinacija GSN1

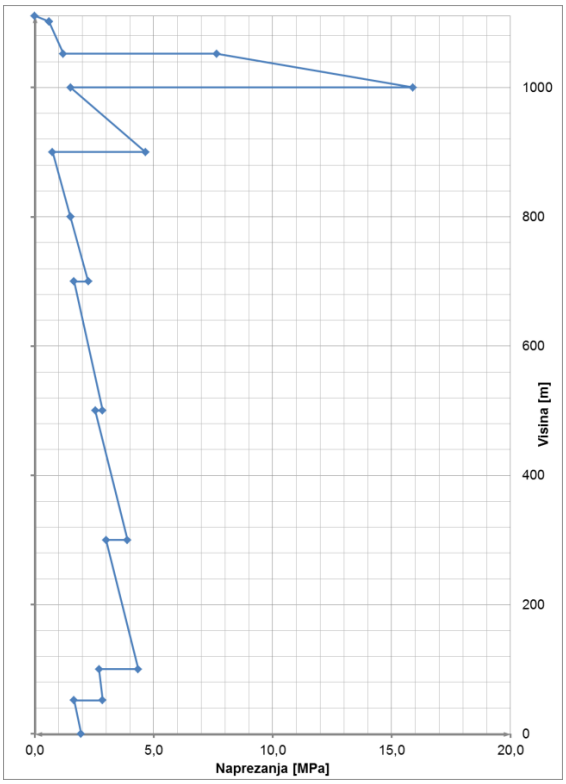
7.4.2 Kombinacija GSN2

GSN2 – vlak – 1,0G+1,5W

GSN2 – tlak – 1,35G+1,5Q+1,5W



Slika 7.4.2.1 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, kombinacija GSN2

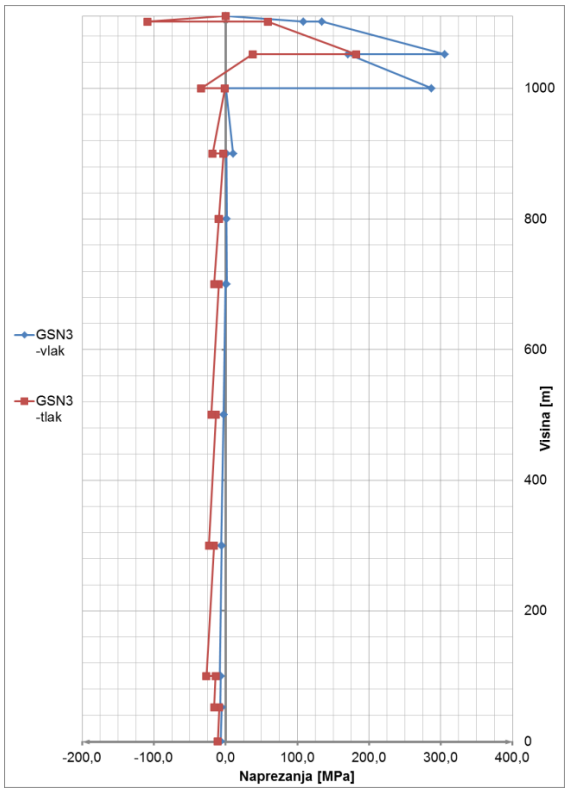


Slika 7.4.2.2 Prikaz posmičnih naprezanja po visini konstrukcije, kombinacija GSN2

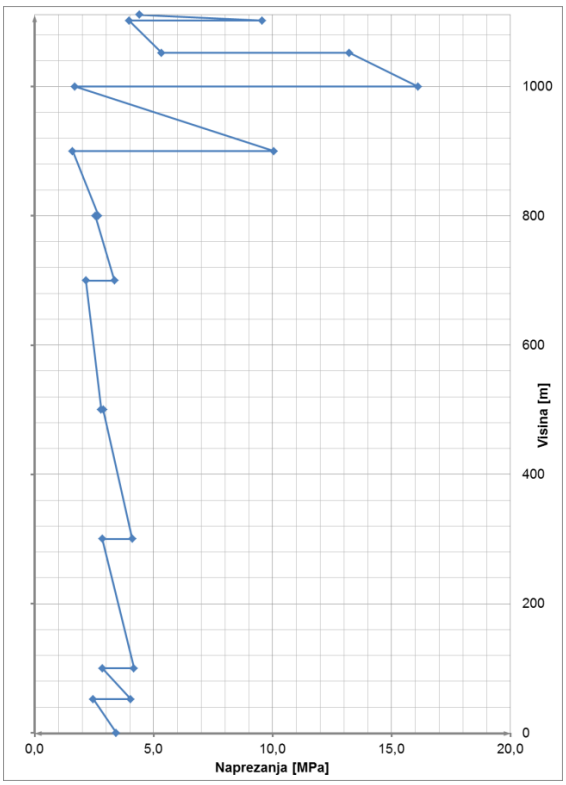
7.4.3 Kombinacija GSN3

GSN2 – vlak – 1,0G+1,0$S_{x,y}$

GSN2 – tlak – 1,0G+0,3Q+1,0$S_{x,y}$



Slika 7.4.3.1 Prikaz normalnih naprezanja po visini konstrukcije, kombinacija GSN3



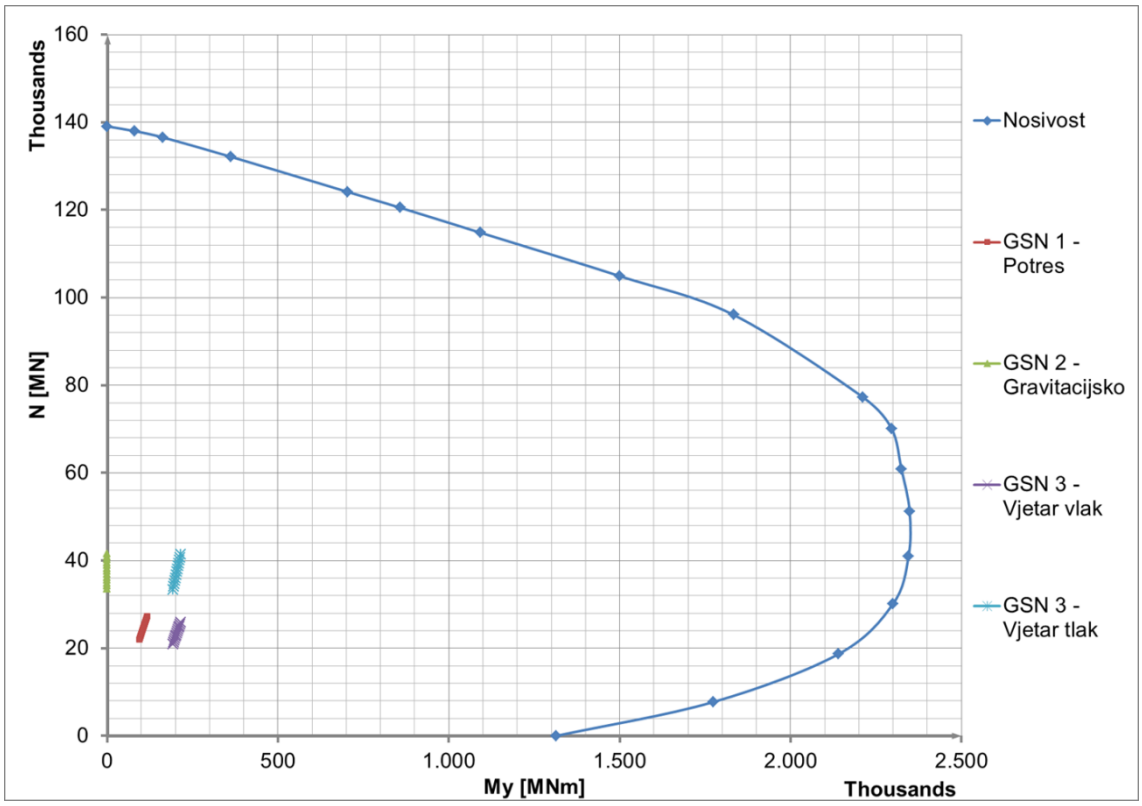
Slika 7.4.3.2 Prikaz posmičnih naprezanja po visini konstrukcije, kombinacija GSN3

7.5 Dimenzioniranje karakterističnih presjeka

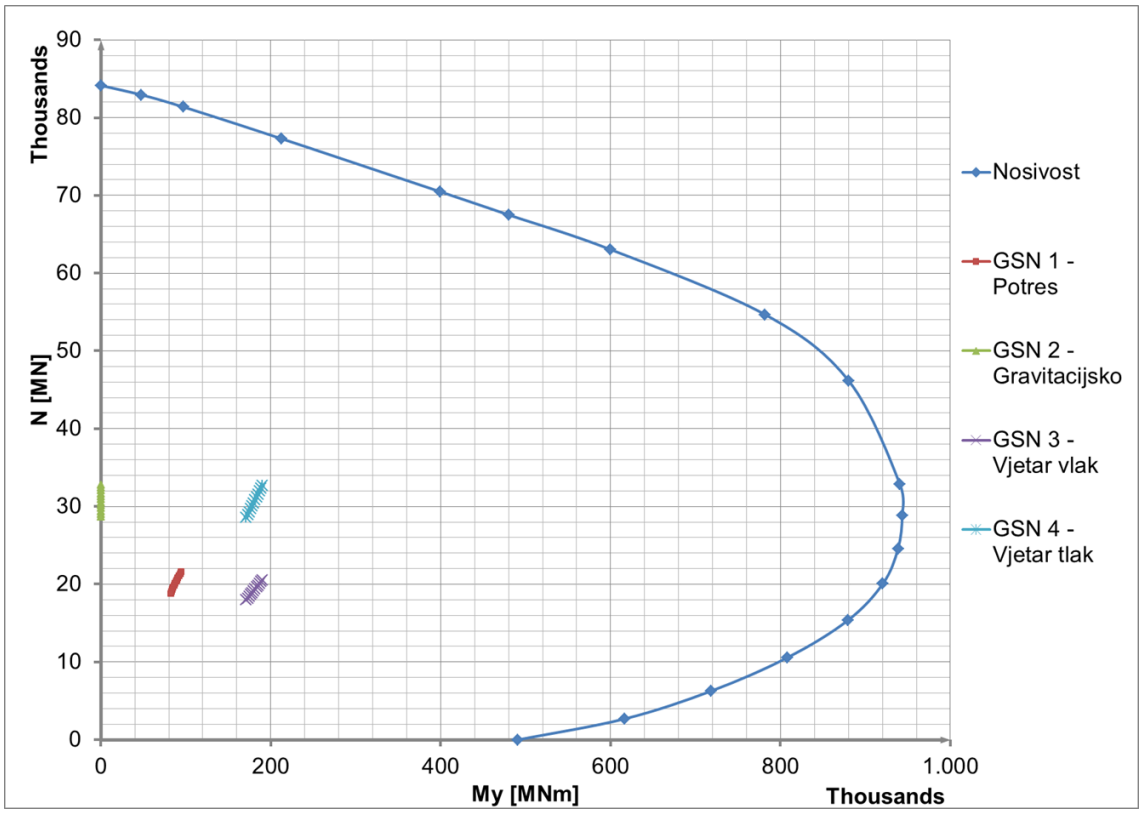
Dimenzioniranje je izvršeno pomoću programskoh paketa Asphalatos Section Design. Potrebno je naglasiti da je ovo dimenzioniranje gruba pretpostavka. Pretpostavljeno je elastično ponašananje i kompaktnost cijelog presjeka karakteristične etaže. Na ovaj način je definiran i štapni model. Ipak kao takvo, dimenzioniranje nam služi za okvirnu pretpostavku iskorištenosti betonskog presjeka.

Betonski presjek je razreda C70/80. Zadana je armatura (B500B), čija je površina iznosi približno 1% ukupne površine presjeka.

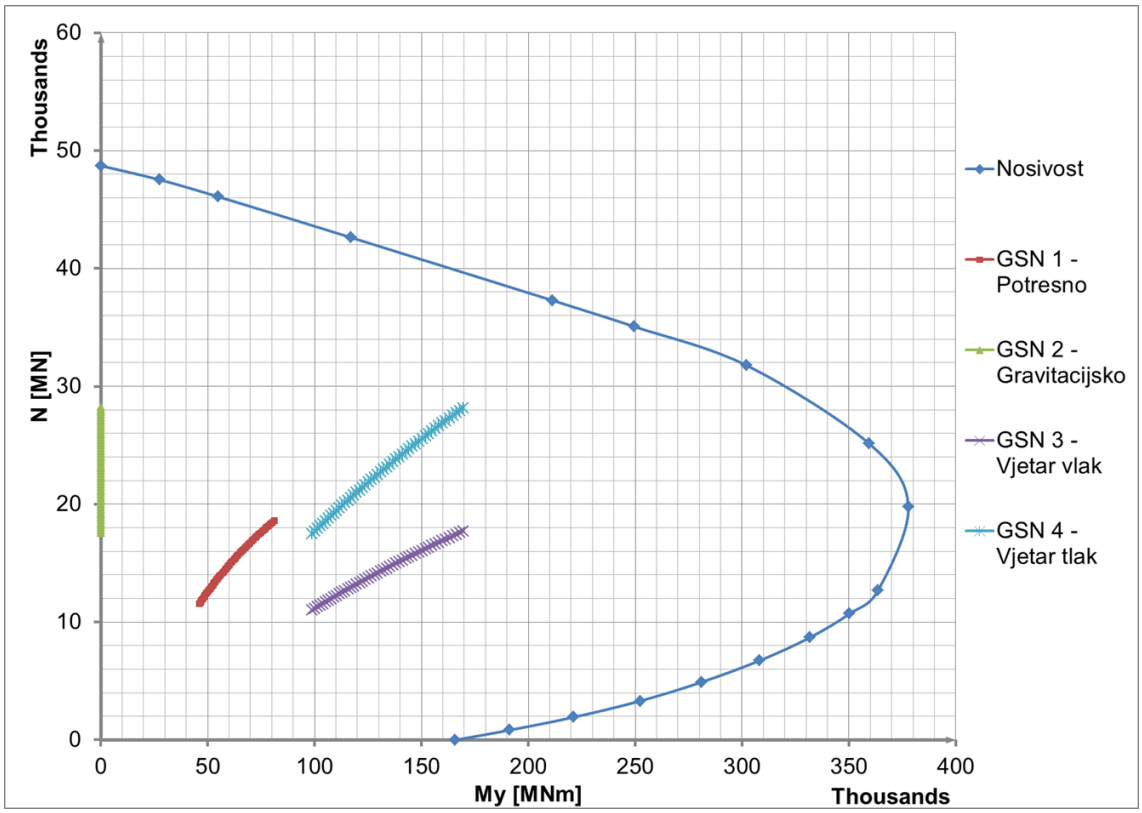
Prikazana je granična nosivost presjeka i vrijednosti reznih sila za kombinacije u karakterističnim presjecima.



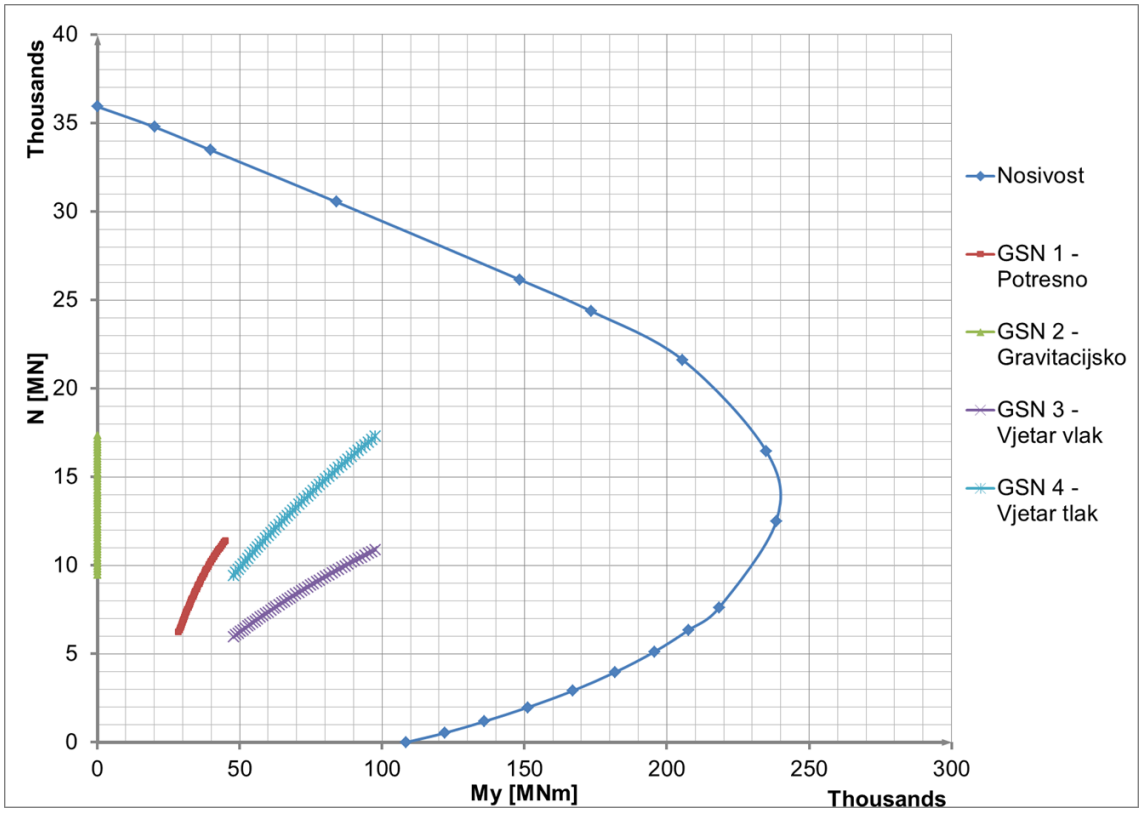
Slika 7.4.3.1 Dijagram nosivosti za presjek 0-52 m



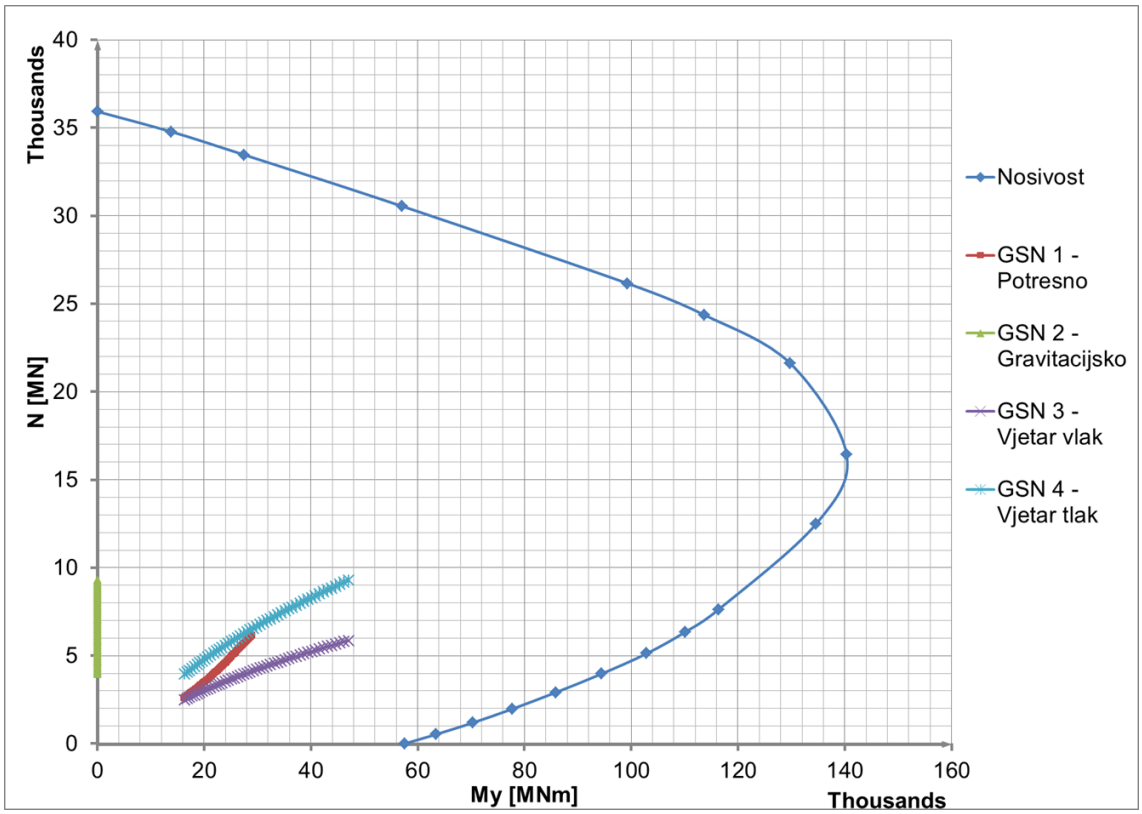
Slika 7.4.3.2 Dijagram nosivosti za presjek 52-100 m



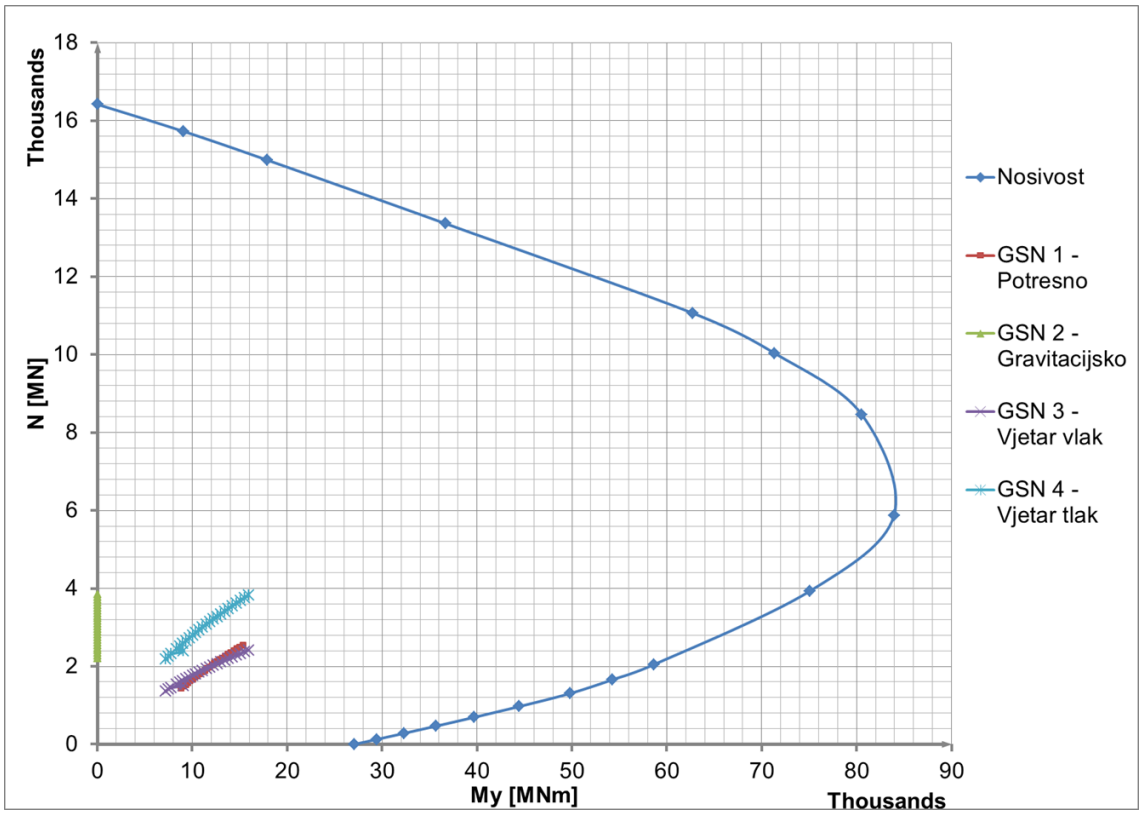
Slika 7.4.3.3 Dijagram nosivosti za presjek 100-300 m



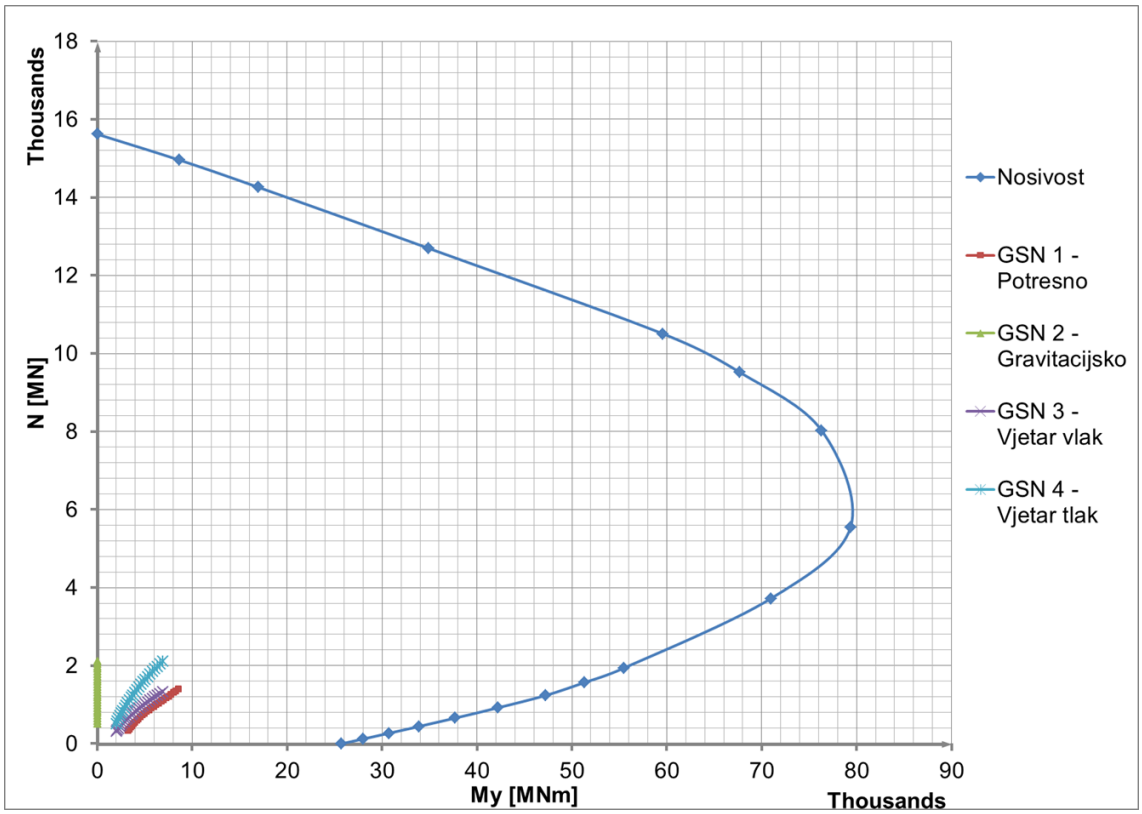
Slika 7.4.3.4 Dijagram nosivosti za presjek 300-500 m



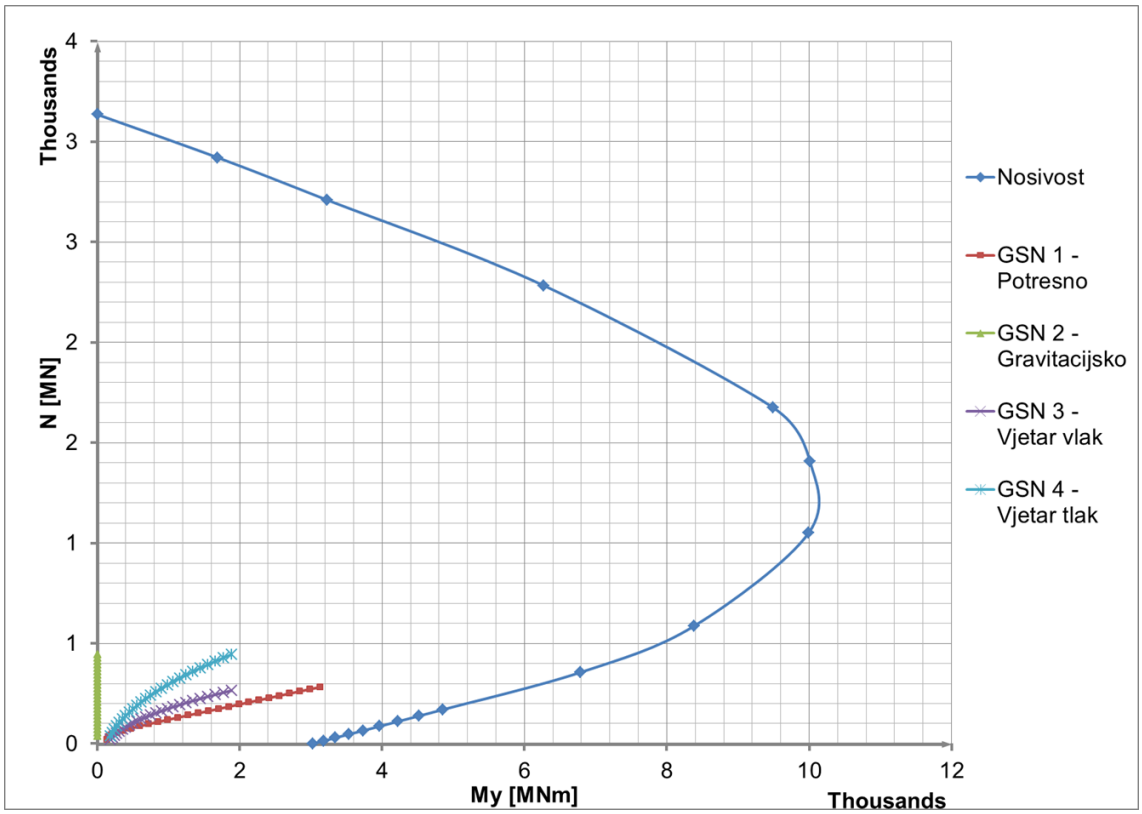
Slika 7.4.3.5 Dijagram nosivosti za presjek 500-700 m



Slika 7.4.3.6 Dijagram nosivosti za presjek 700-800 m



Slika 7.4.3.7 Dijagram nosivosti za presjek 800-900 m



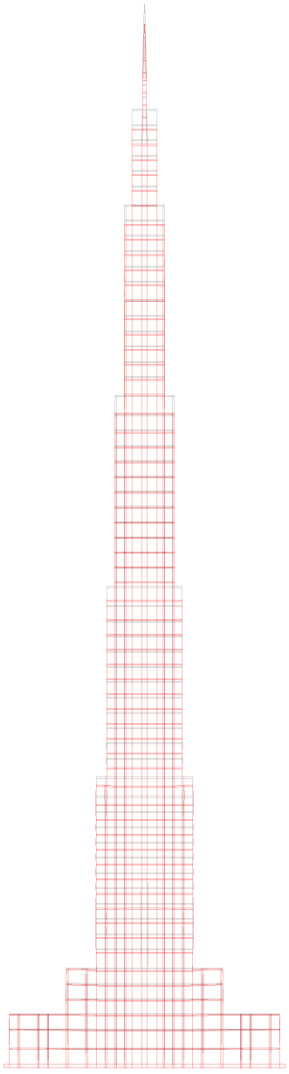
Slika 7.4.3.8 Dijagram nosivosti za presjek 900-1000 m

8. PRORAČUN VERTIKALNE KONST. - RAVNINSKI MODEL

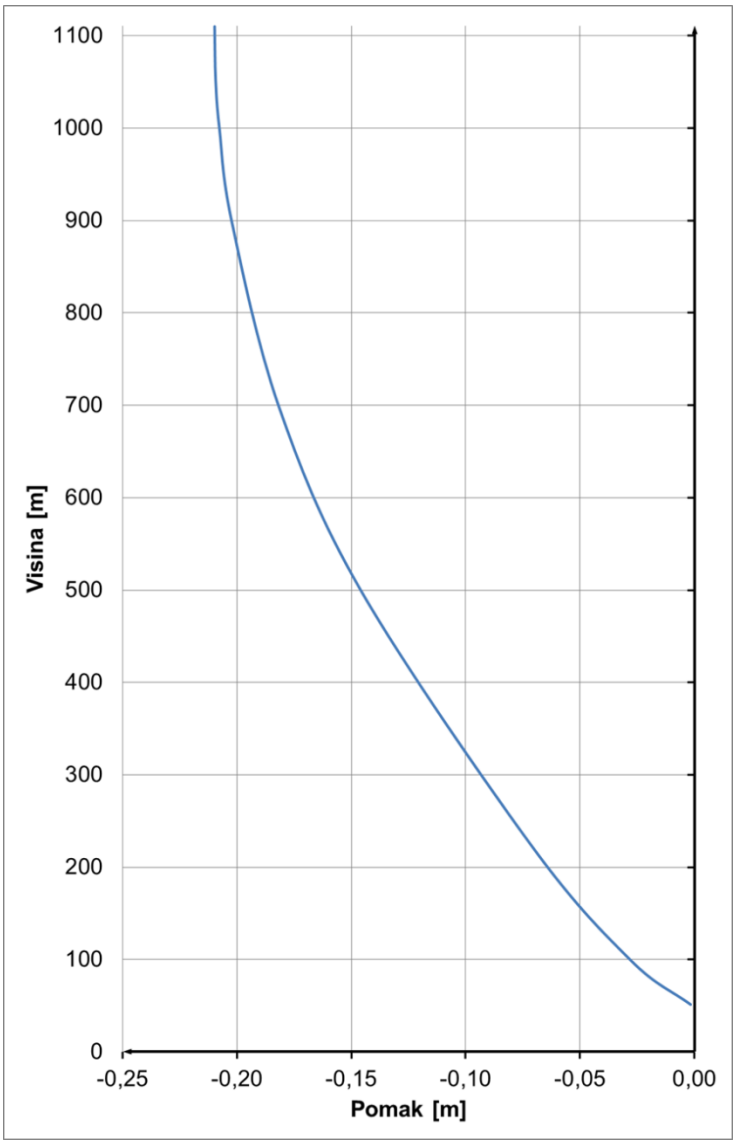
8.1 Gravitacijsko djelovanje

8.1.1 Stalno opterećenje

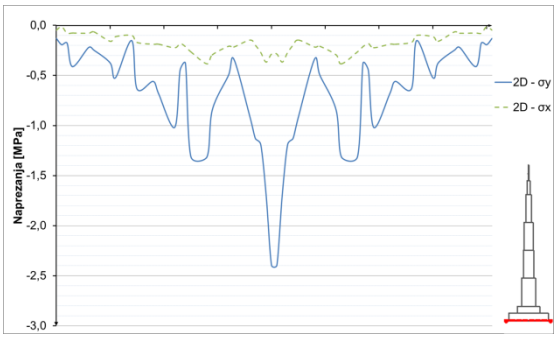
Dodatno stalno opterećenje pridodano je vlastitom opterećenju, te su prikazana naprezanja ukupnog stalnog djelovanja. Prikazana su naprezanja u karakterističnim presjecima, kako je naznačeno na slikama.



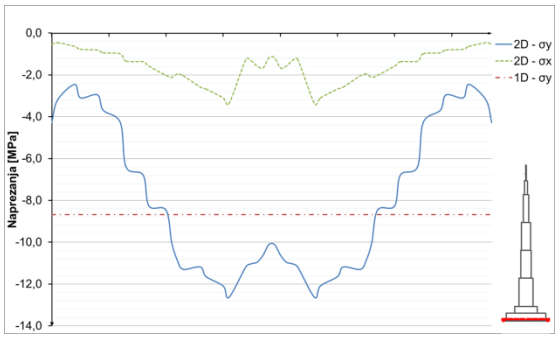
Slika 8.1.1.1 Deformirano stanje za stalno opterećenje



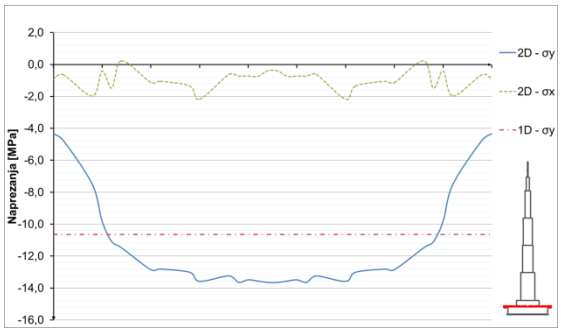
Slika 8.1.1.2 Vertikalni pomak po visini konstrukcije



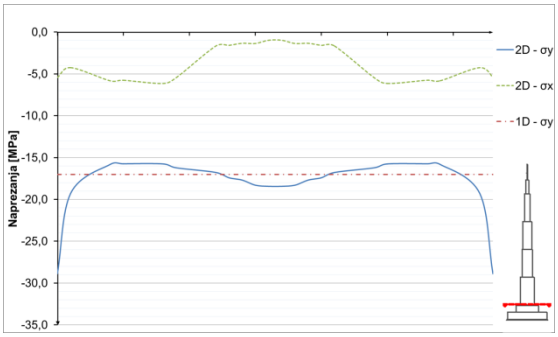
Slika 8.1.1.3 Naprezanja u betonu u dnu temelja – stalno opterećenje



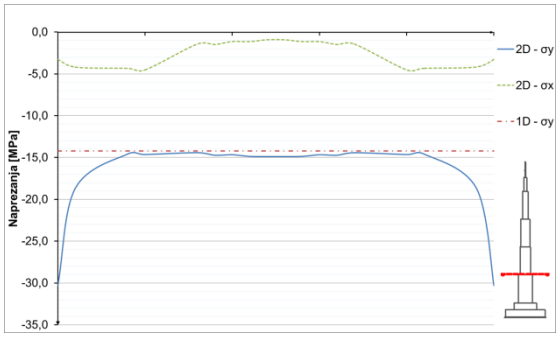
Slika 8.1.1.4 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – stalno opterećenje



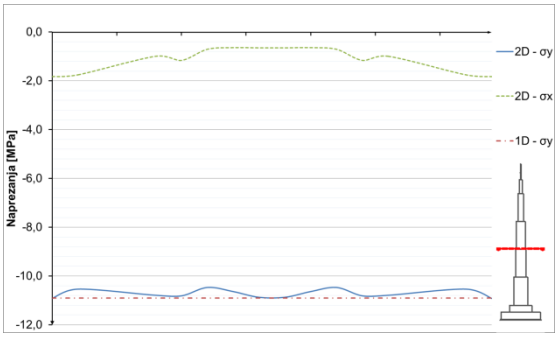
Slika 8.1.1.5 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – stalno opterećenje



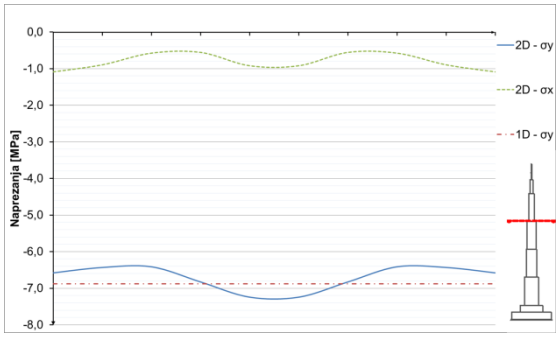
Slika 8.1.1.6 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – stalno opterećenje



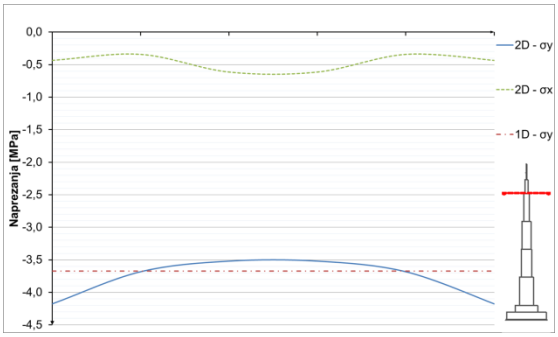
Slika 8.1.1.7 Naprezanja u betonu u presjeku h=300 m – stalno opterećenje



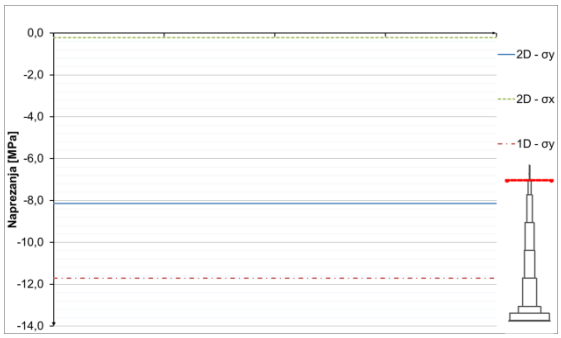
Slika 8.1.1.8 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – stalno opterećenje



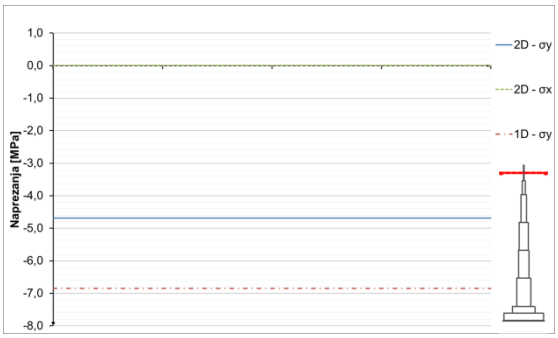
Slika 8.1.1.9 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – stalno opterećenje



Slika 8.1.1.10 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – stalno opterećenje



Slika 8.1.1.11 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – stalno opterećenje

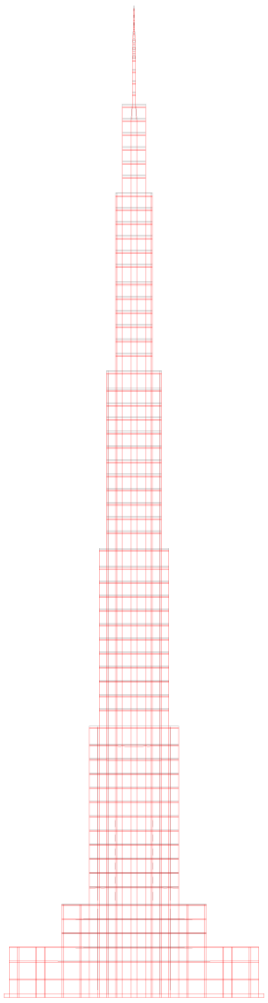


Slika 8.1.1.12 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – stalno opterećenje

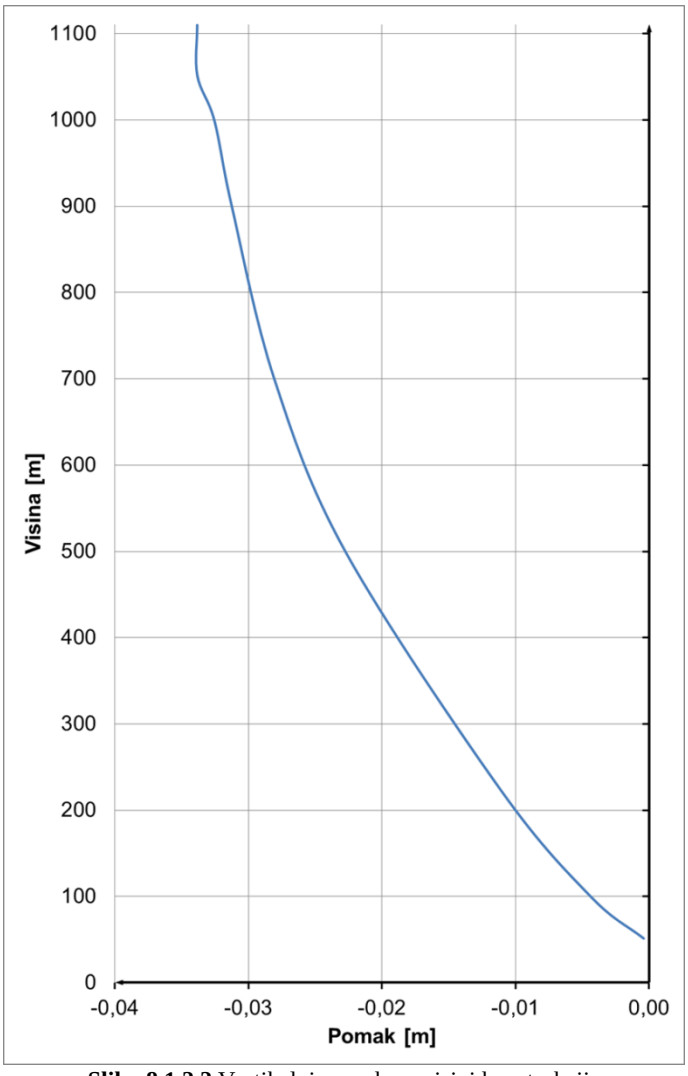
8.1.2 Korisno opterećenje

$q = 3{,}5 \ kN/m^2$

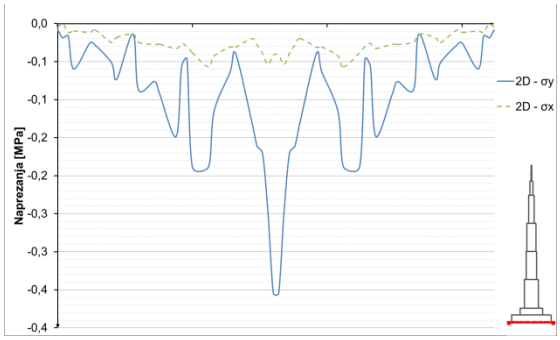
Korisno opterećenje u ravninskom modelu zadano je preko specifične težine elemenata međuetažnih ploča.



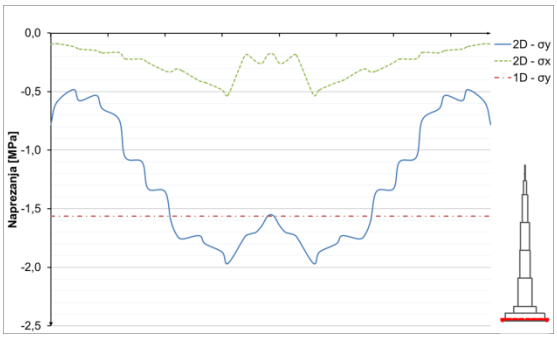
Slika 8.1.2.1 Deformirano stanje za promjenjivo opterećenje



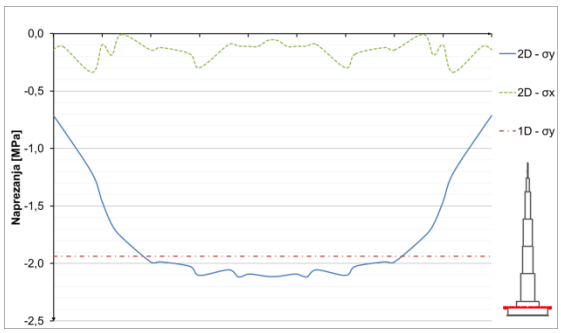
Slika 8.1.2.2 Vertikalni pomak po visini konstrukcije



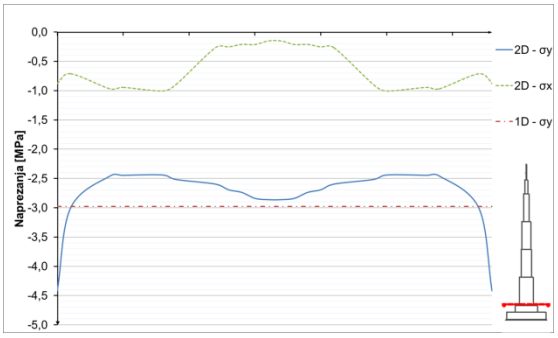
Slika 8.1.2.3 Naprezanja u betonu u dnu temelja – promjenjivo opterećenje



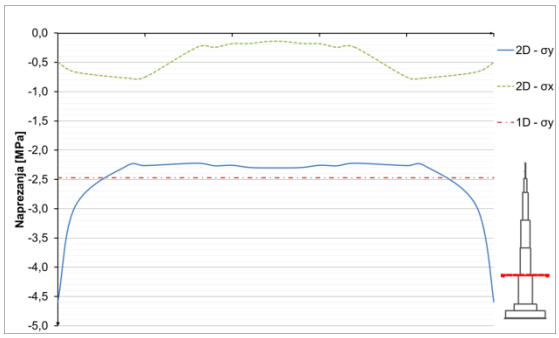
Slika 8.1.2.4 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – promjenjivo opterećenje



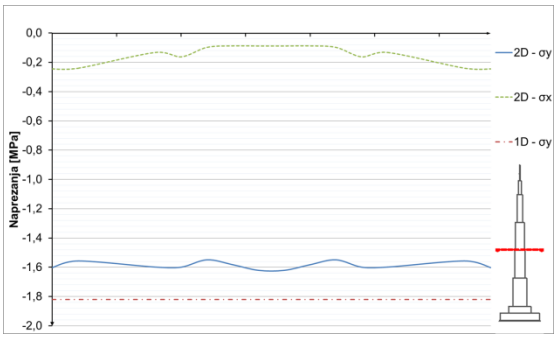
Slika 8.1.2.5 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – promjenjivo opterećenje



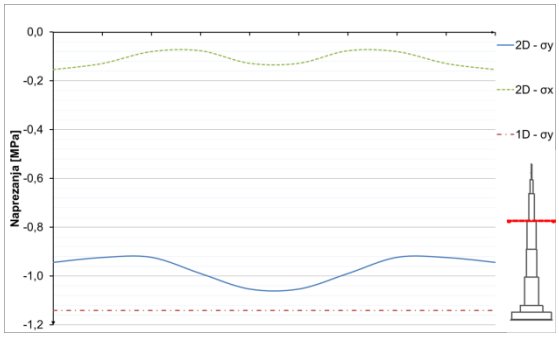
Slika 8.1.2.6 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – promjenjivo opterećenje



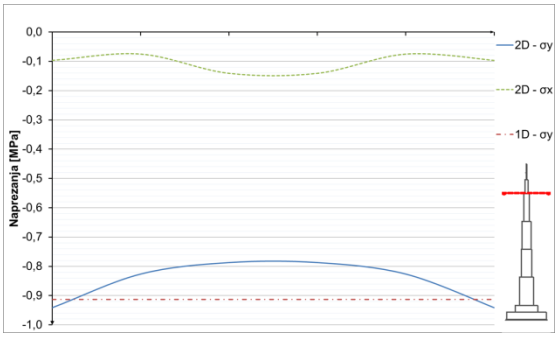
Slika 8.1.2.7 Naprezanja u betonu u presjeku h=300 m – promjenjivo opterećenje



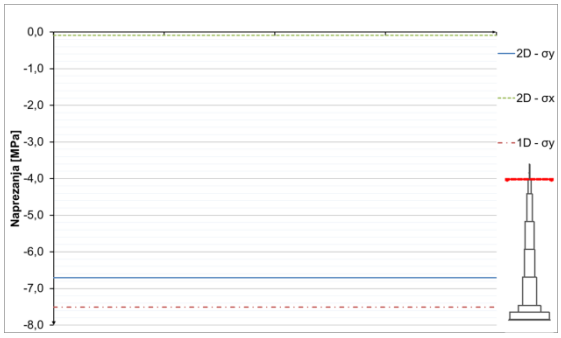
Slika 8.1.2.8 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – promjenjivo opterećenje



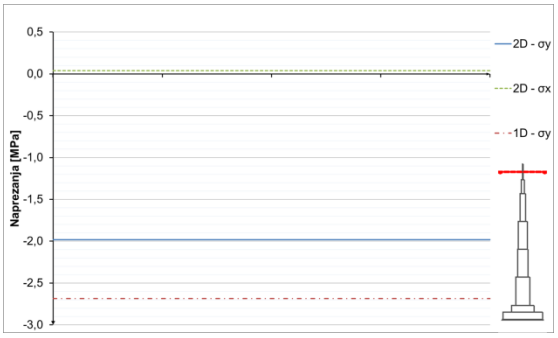
Slika 8.1.2.9 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – promjenjivo opterećenje



Slika 8.1.2.10 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – promjenjivo opterećenje

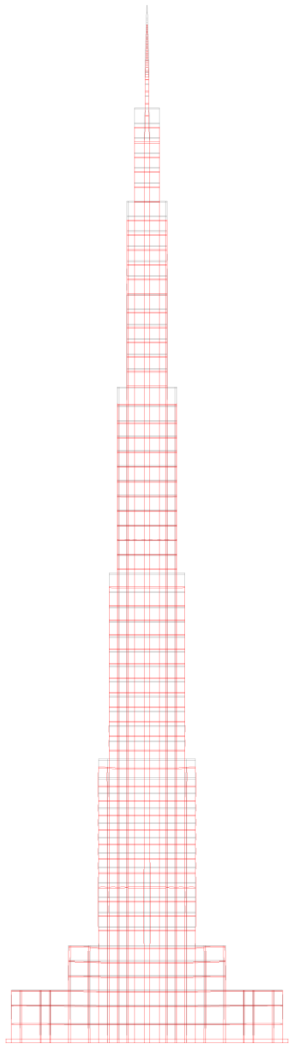


Slika 8.1.2.11 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – promjenjivo opterećenje

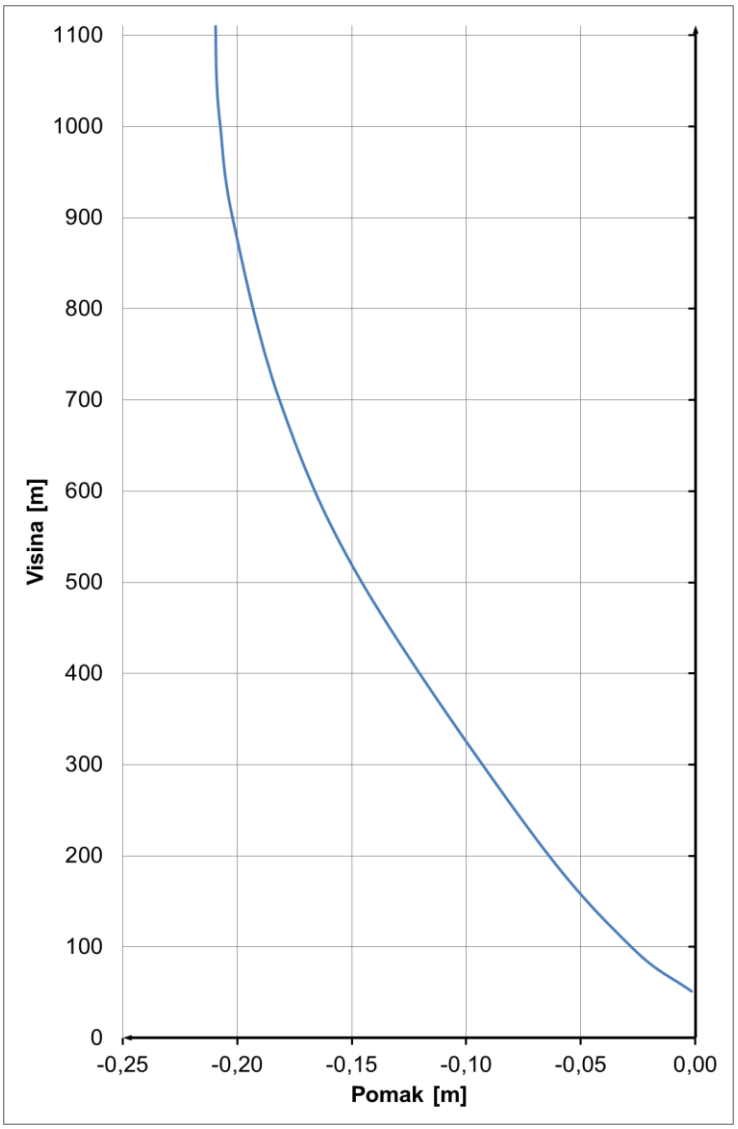


Slika 8.1.2.12 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – promjenjivo opterećenje

8.1.3 Kombinacija opterećenja 1.0G+1.0Q

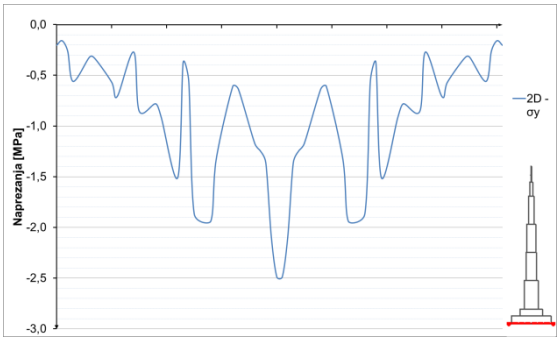


Slika 8.1.3.1 Deformirano stanje za kombinaciju opterećenja 1.0G + 1.0Q



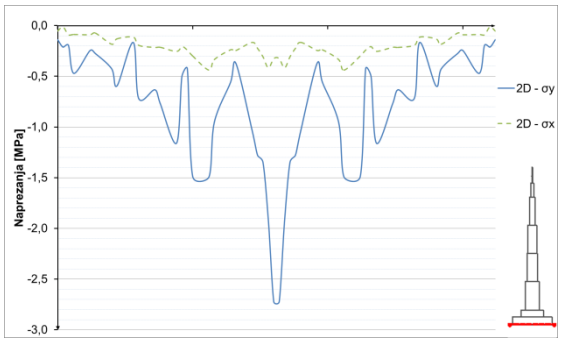
Slika 8.1.3.2 Vertikalni pomak po visini konstrukcije

Naprezanja u tlu iskazana su približno pomoću naprezanja u elementima, koji ga simuliraju.

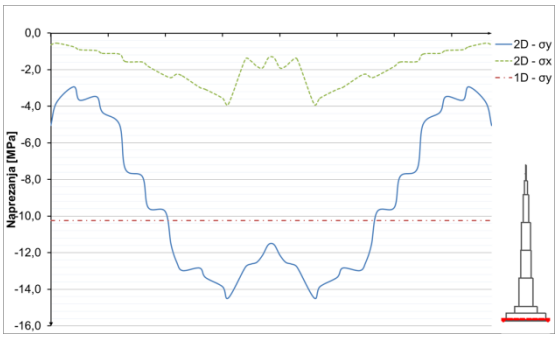


Slika 8.1.3.3 Naprezanja u tlu – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

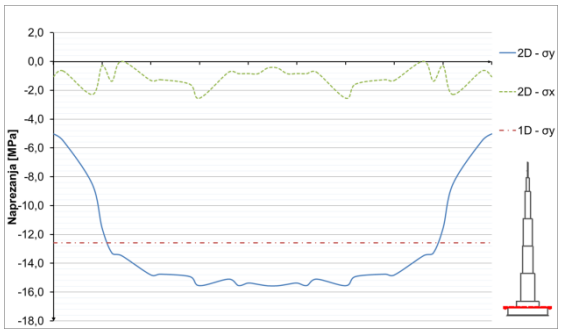
Horizontalna i vertikalna naprezanja u karakterističnim presjecima:



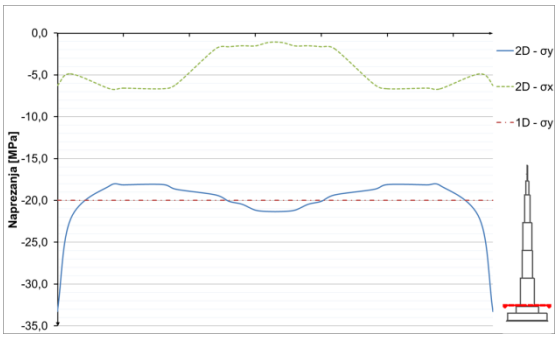
Slika 8.1.3.4 Naprezanja u betonu u temelju – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



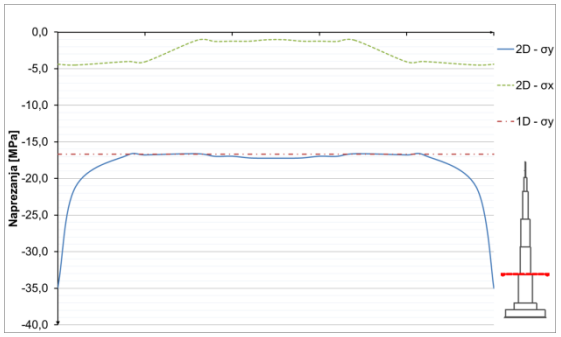
Slika 8.1.3.5 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



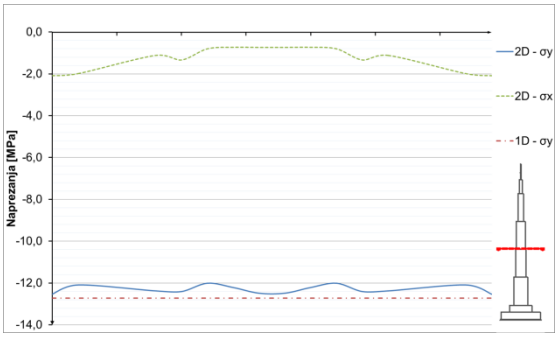
Slika 8.1.3.6 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



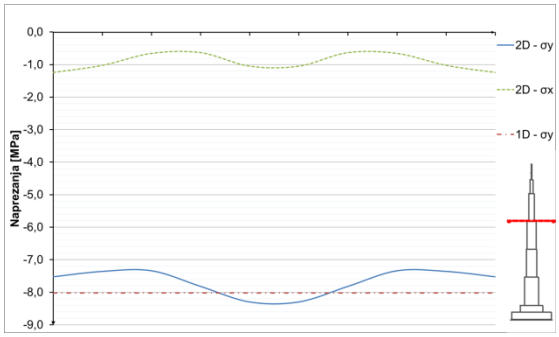
Slika 8.1.3.7 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



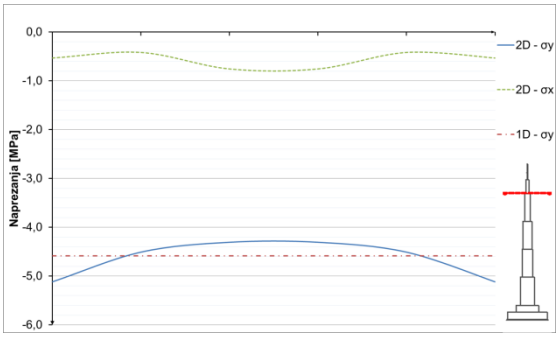
Slika 8.1.3.8 Naprezanja u betonu u presjeku h=300 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



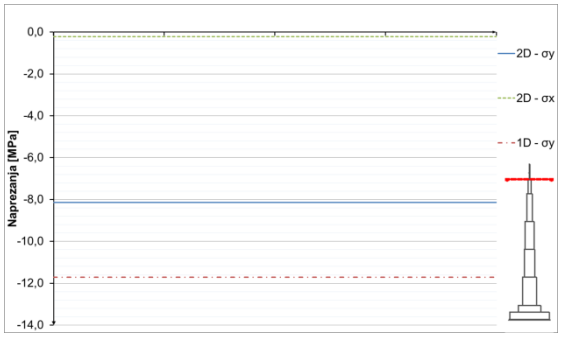
Slika 8.1.3.9 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



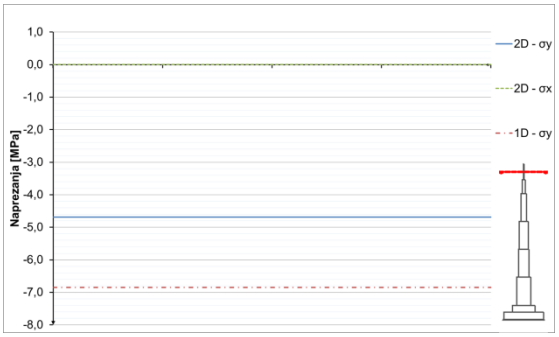
Slika 8.1.3.10 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



Slika 8.1.3.11 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

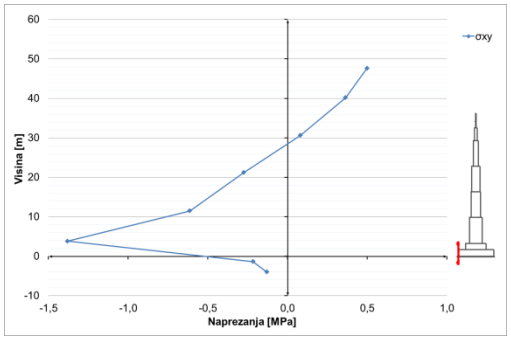


Slika 8.1.3.12 Naprezanja u čeliku presjek h=1005 m m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

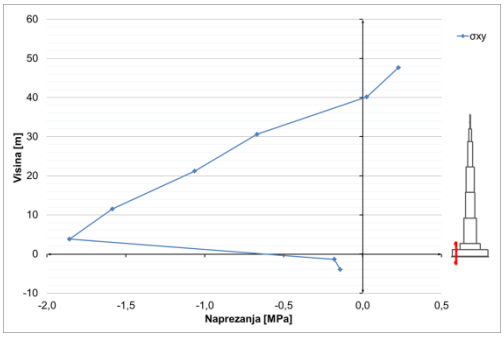


Slika 8.1.3.13 Naprezanja u čeliku presjek h=1052 m m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

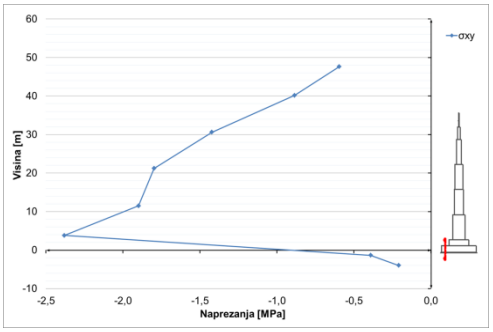
Posmična naprezanja u podnožju zgrade:



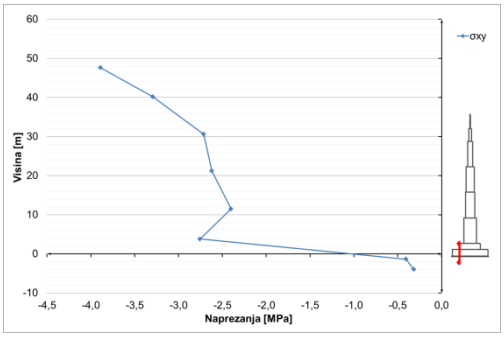
Slika 8.1.3.14 Posmična naprezanja u presjeku x=13m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



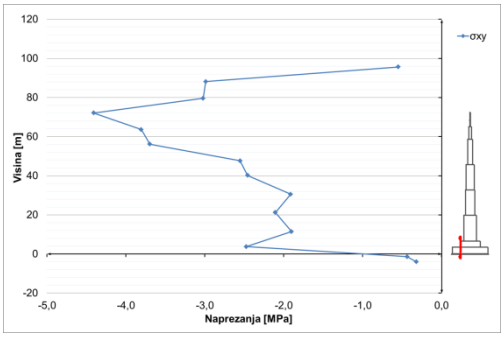
Slika 8.1.3.15 Posmična naprezanja u presjeku x=32m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



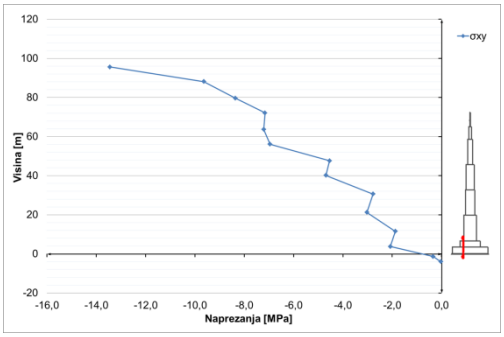
Slika 8.1.3.16 Posmična naprezanja u presjeku x=42m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



Slika 8.1.3.17 Posmična naprezanja u presjeku x=61m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

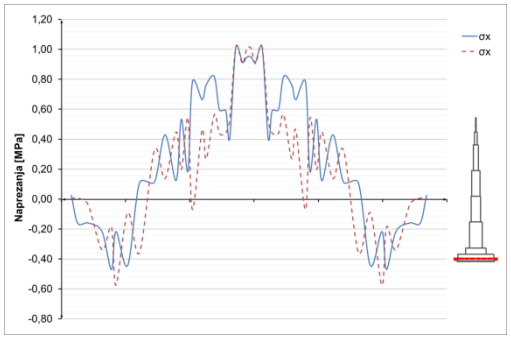


Slika 8.1.3.18 Posmična naprezanja u presjeku x=82m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

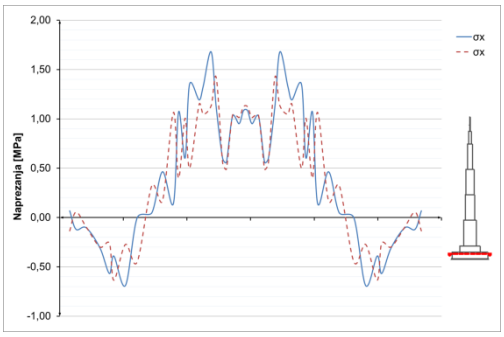


Slika 8.1.3.19 Posmična naprezanja u presjeku x=94m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

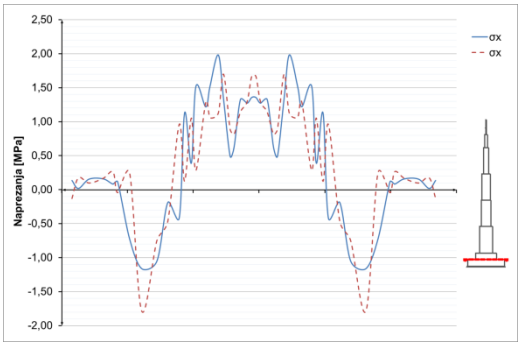
Horizontalna naprezanja u elementima ploča u podnožju zgrade:



Slika 8.1.3.20 Horizontalna naprezanja u ploči, h=16m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



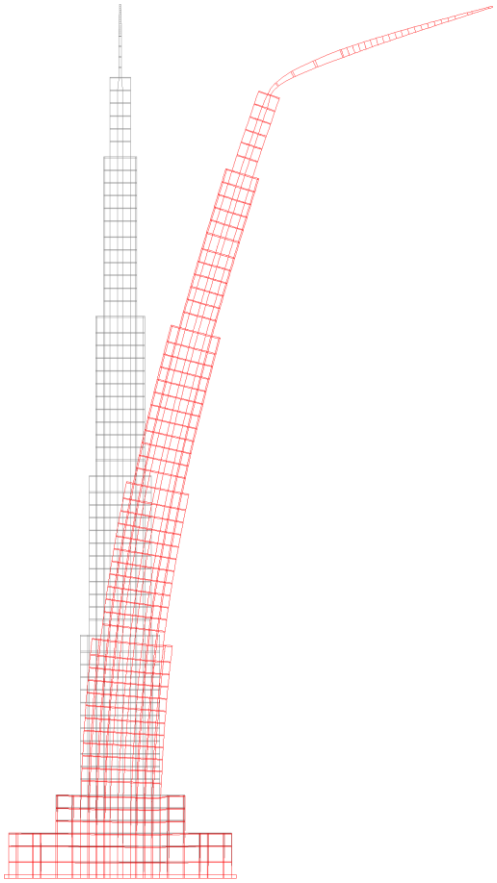
Slika 8.1.3.21 Horizontalna naprezanja u ploči, h=36m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q



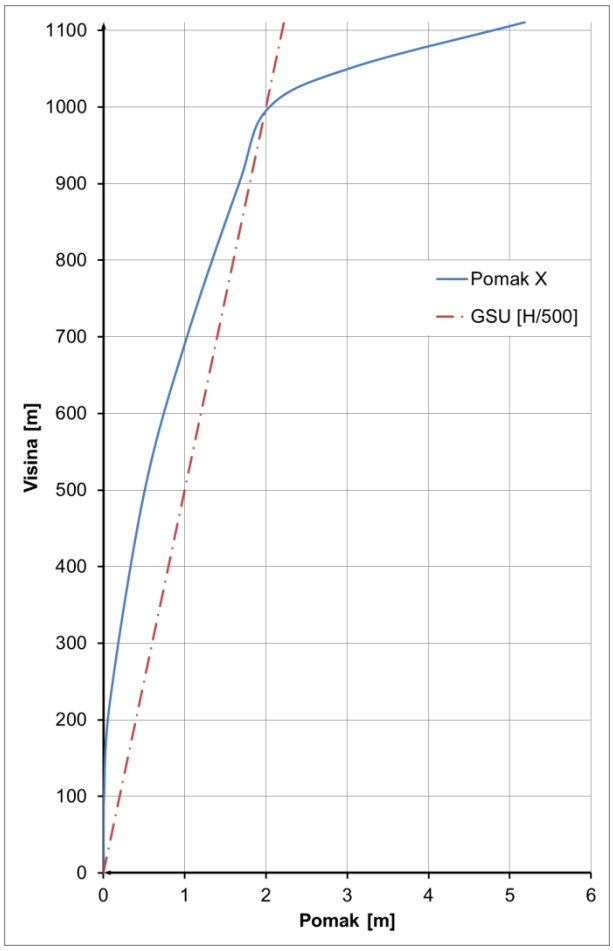
Slika 8.1.3.22 Horizontalna naprezanja u ploči, h=52m – kombinacija opterećenja 1.0G + 1.0Q

8.2 Opterećenje vjetrom

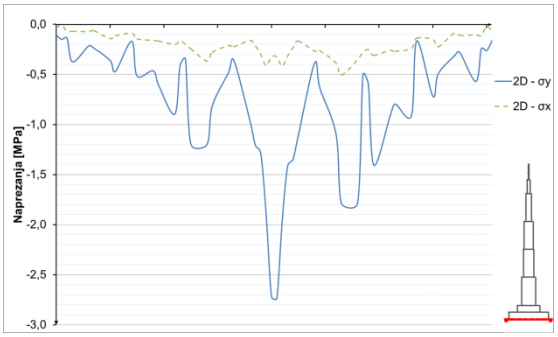
Prikazano deformirano stanje [Slika 8.1.3.1] skalirano je faktorom 100. Iz rezultata je vidljivo da konstrukcija zadovljava GSU do razine 1000 m. Prostori iznad ove razine nisu predviđeni za boravak ljudi. Prije nanošenja opterećenja, izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 1,0 Q.



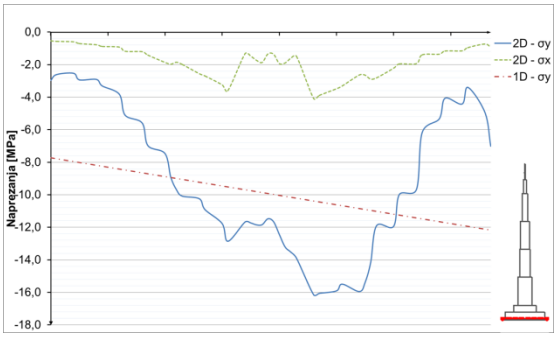
Slika 8.1.3.1 Deformirano stanje za opterećenje vjetrom



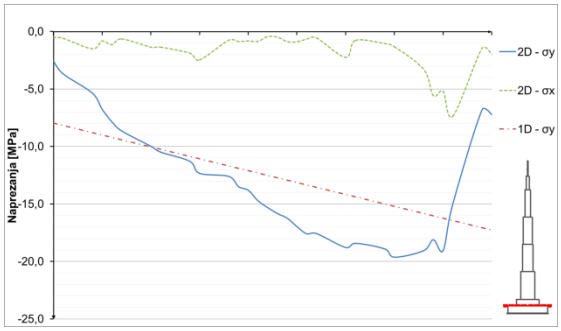
Slika 8.1.3.2 Horizontalni pomak po visini konstrukcije



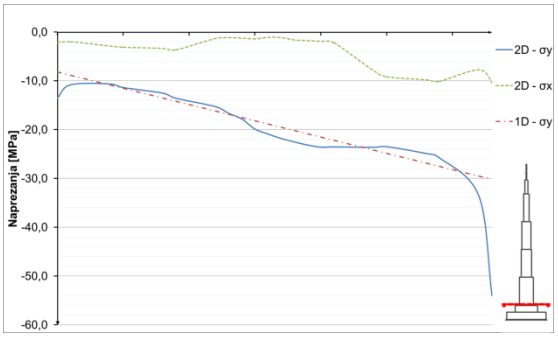
Slika 8.1.3.3 Naprezanja u betonu u temelju – opterećenje vjetrom



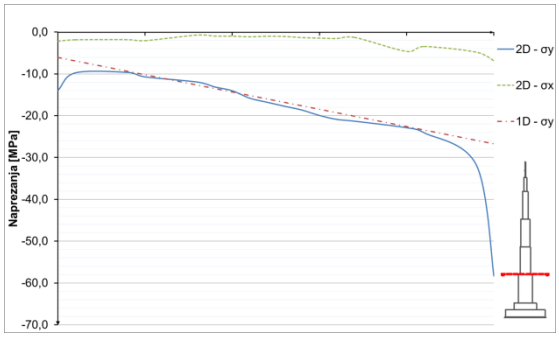
Slika 8.1.3.4 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – opterećenje vjetrom



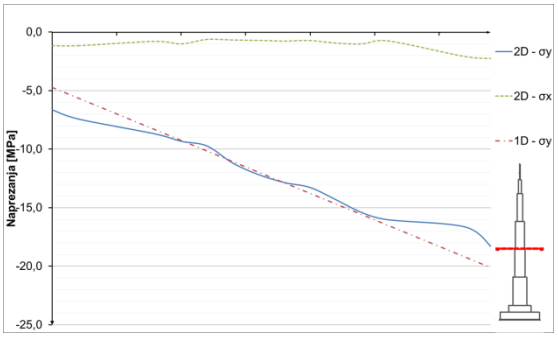
Slika 8.1.3.5 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – opterećenje vjetrom



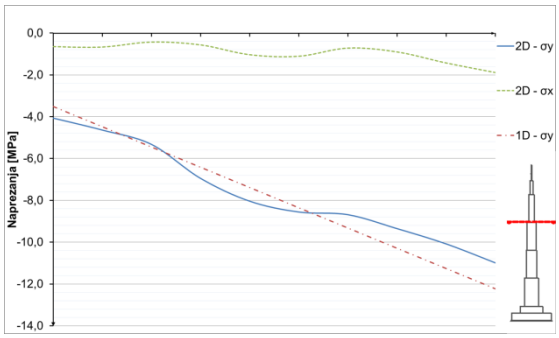
Slika 8.1.3.6 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – opterećenje vjetrom



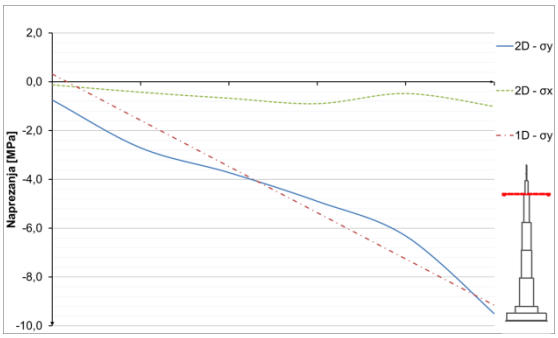
Slika 8.1.3.7 Naprezanja u betonu u presjeku h=300 m – opterećenje vjetrom



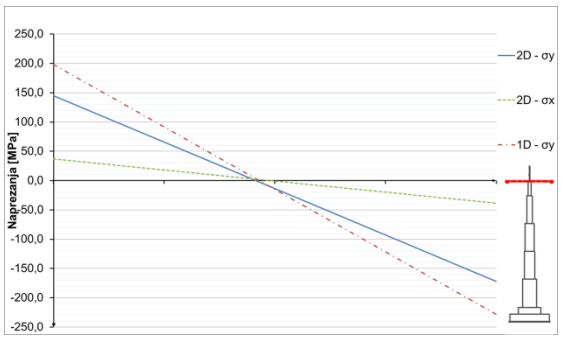
Slika 8.1.3.8 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – opterećenje vjetrom



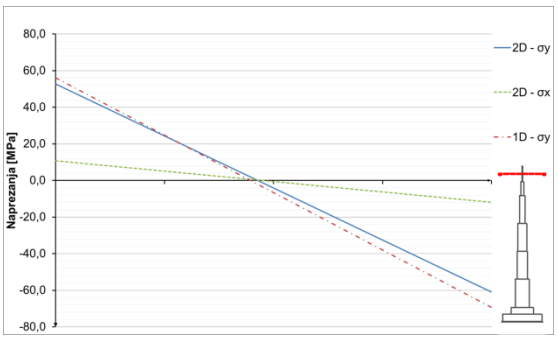
Slika 8.1.3.9 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – opterećenje vjetrom



Slika 8.1.3.10 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – opterećenje vjetrom

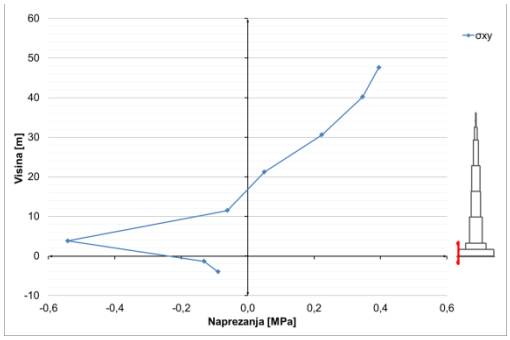


Slika 8.1.3.11 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – opterećenje vjetrom

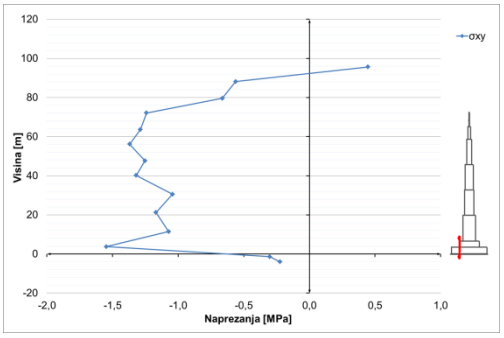


Slika 8.1.3.12 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – opterećenje vjetrom

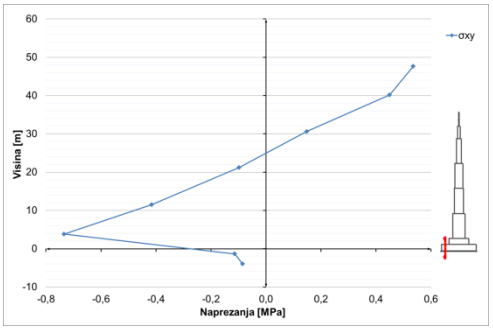
Posmična naprezanja u podnožju zgrade:



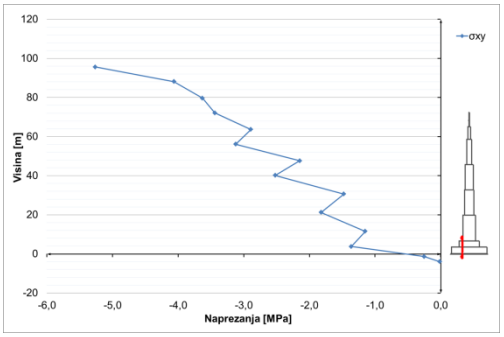
Slika 8.1.3.13 Posmična naprezanja u presjeku x=13m – opterećenje vjetrom



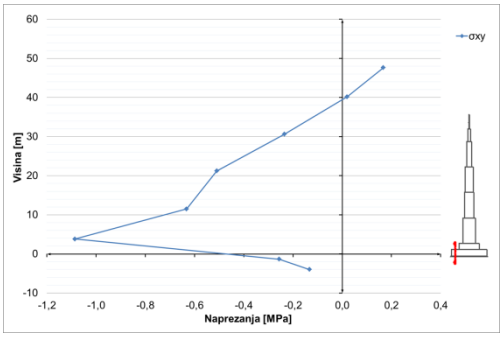
Slika 8.1.3.14 Posmična naprezanja u presjeku x=32m – opterećenje vjetrom



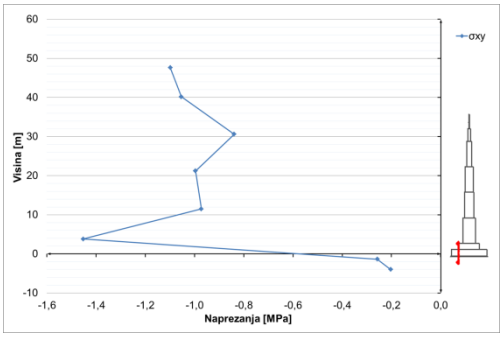
Slika 8.1.3.15 Posmična naprezanja u presjeku x=42m – opterećenje vjetrom



Slika 8.1.3.16 Posmična naprezanja u presjeku x=61m – opterećenje vjetrom

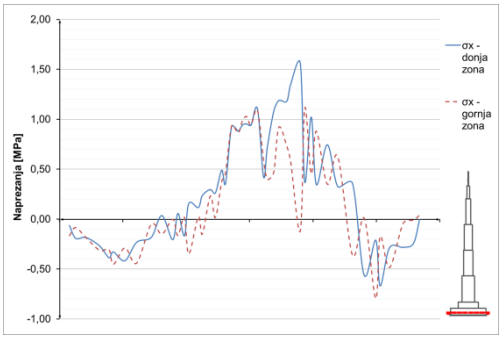


Slika 8.1.3.17 Posmična naprezanja u presjeku x=82m – opterećenje vjetrom

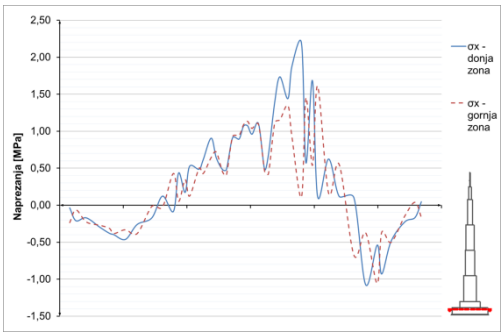


Slika 8.1.3.18 Posmična naprezanja u presjeku x=94m – opterećenje vjetrom

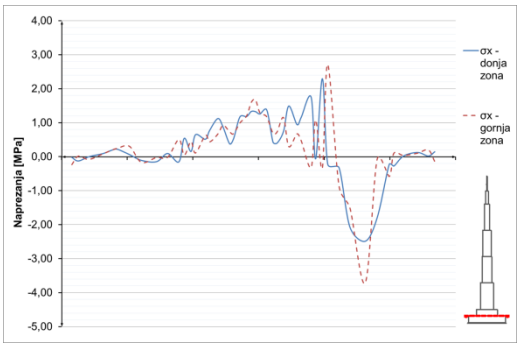
Horizontalna naprezanja u elementima ploča u podnožju zgrade:



Slika 8.1.3.19 Horizontalna naprezanja u ploči, h=16m – opterećenje vjetrom



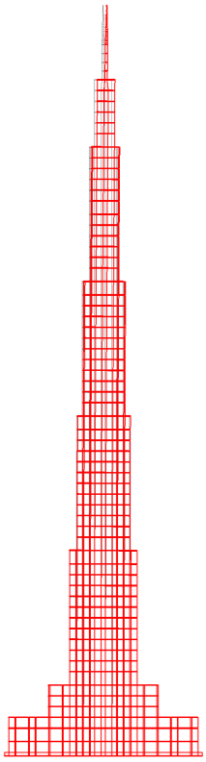
Slika 8.1.3.20 Horizontalna naprezanja u ploči, h=36m – opterećenje vjetrom



Slika 8.1.3.21 Horizontalna naprezanja u ploči, h=52m – opterećenje vjetrom

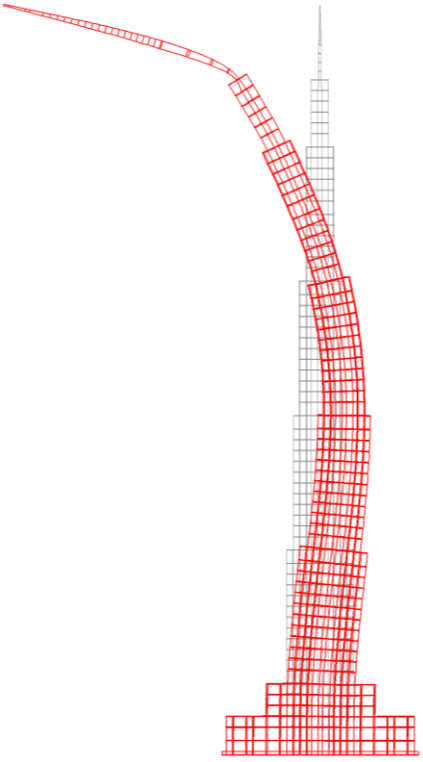
8.3 Potresno opterećenje

8.3.1 Vlastite vrijednosti i vlastiti vektori na ravninskom modelu



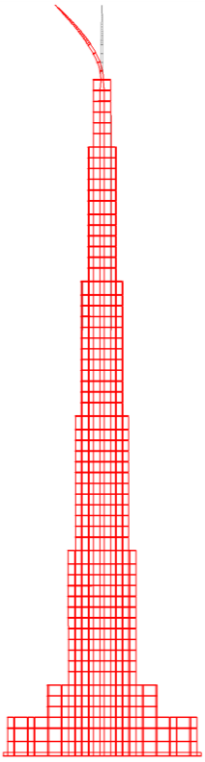
Slika 8.3.1.1 1. Vlastitit vektor

T = 12.8527 s



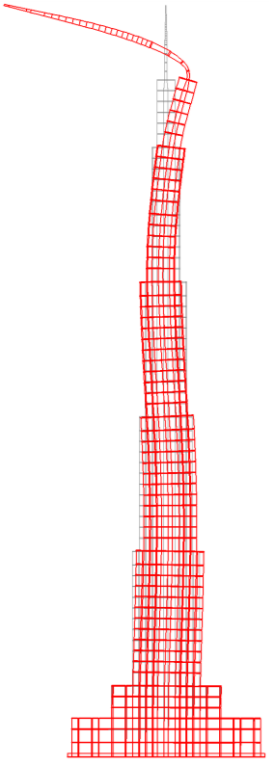
Slika 8.3.1.2 2. Vlastitit vektor

T = 3.3537 s



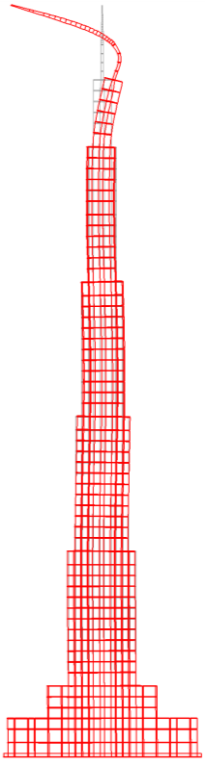
Slika 8.3.1.3 1. Vlastitit vektor

T = 2.1496 s



Slika 8.3.1.4 1. Vlastitit vektor

T = 1.5344 s

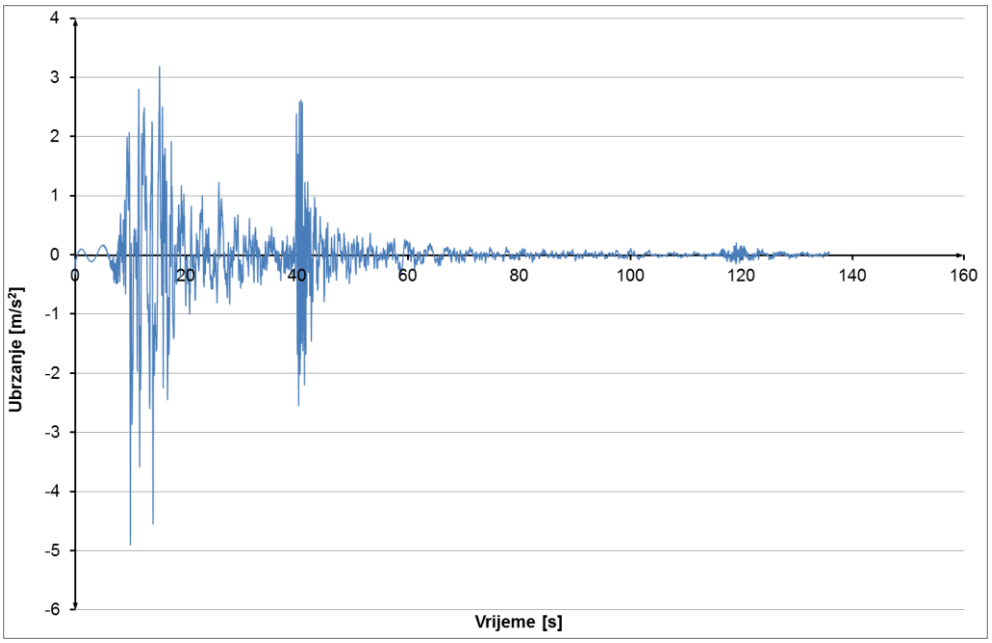


Slika 8.3.1.5 1. Vlastitit vektor

T = 0.9207 s

8.3.2 Potres – Izmit

Realni zapis preuzet je iz [19], te potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na donjoj slici. Prije nanošenja opterećenja, izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q.

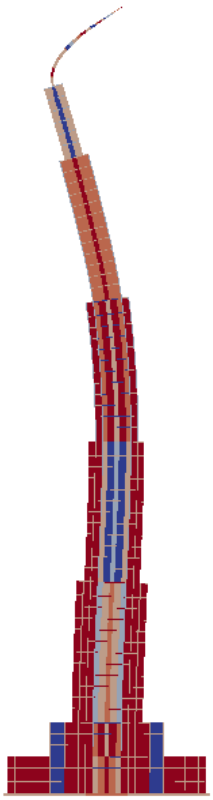


Slika 8.3.2.1 Vremenski zapis potresa Izmit 1999.

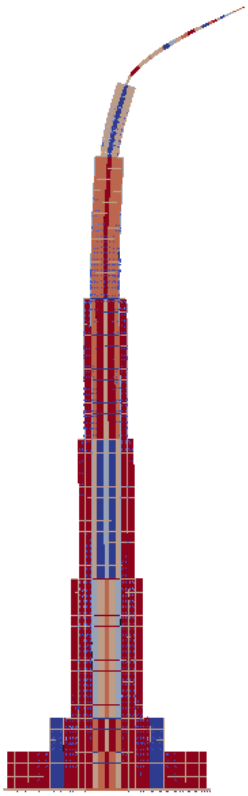
Trajanje potresa je 135,78 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 245 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Prikazani su karakeristični rezultati naprezanja u materijalima i armturi, te ubrzanja pojedinih točaka.

8.3.2.1 Potres Izmit - pomaci konstrukcije

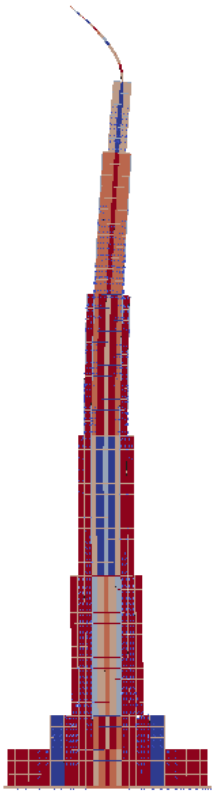
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci su skalirani u odnosu na vertikalne za faktor 50.



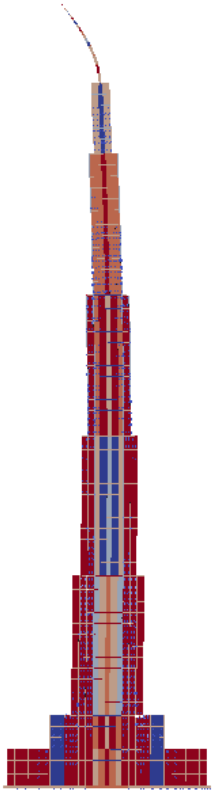
Slika 8.3.2.2 T =10 s



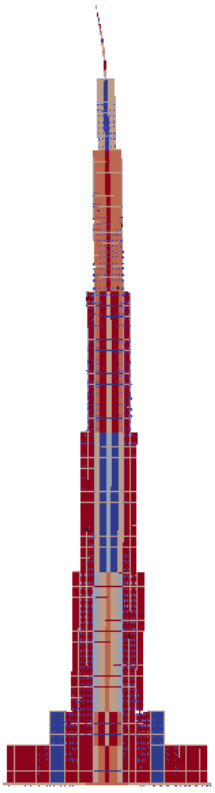
Slika 8.3.2.3 T = 20 s



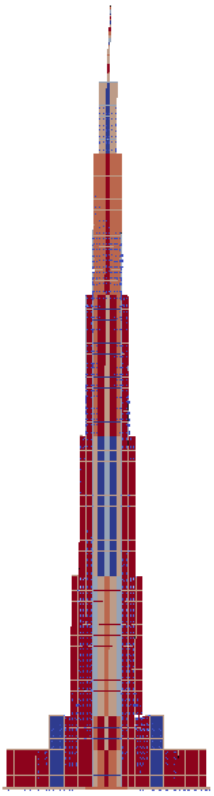
Slika 8.3.2.4 T = 30 s



Slika 8.3.2.5 T = 60 s

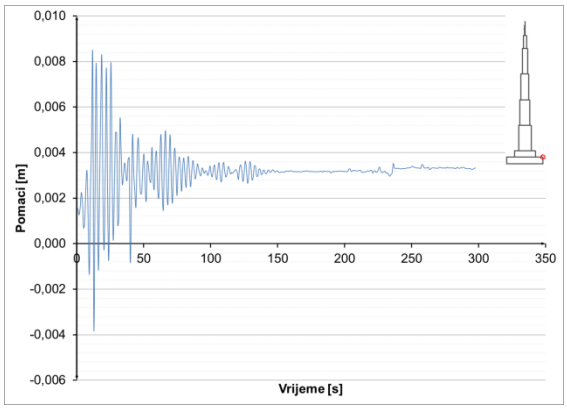


Slika 8.3.2.6 T = 100 s

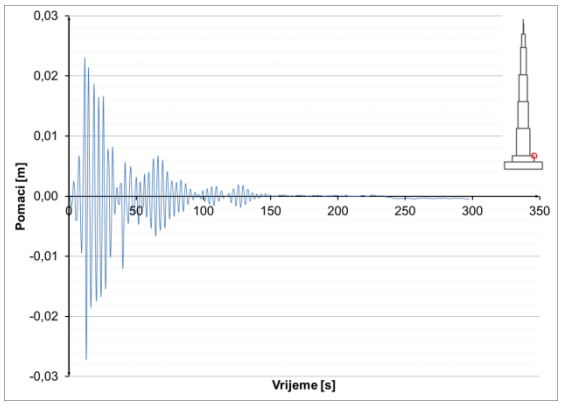


Slika 8.3.2.7 T = 200 s

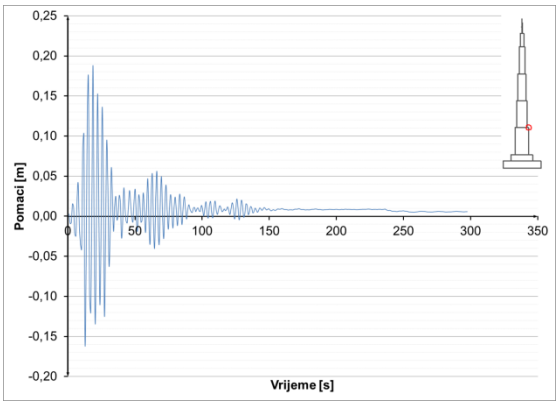
Horizontalni pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



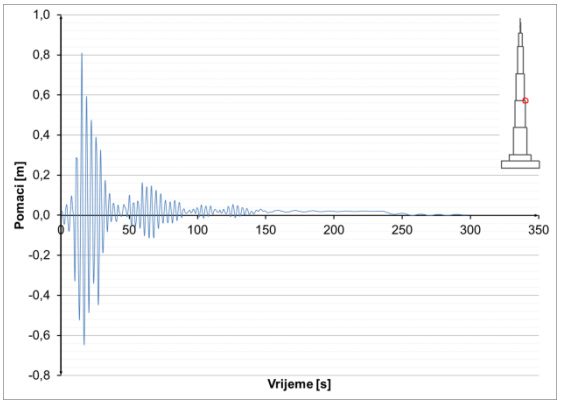
Slika 8.3.2.8 Pomaci u presjeku h=52 m – potres Izmit



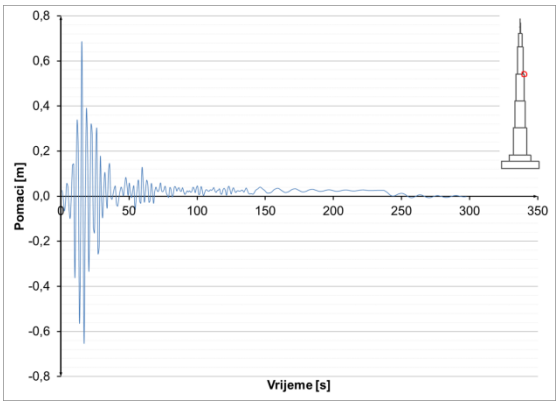
Slika 8.3.2.9 Pomaci u presjeku h=100 m – potres Izmit



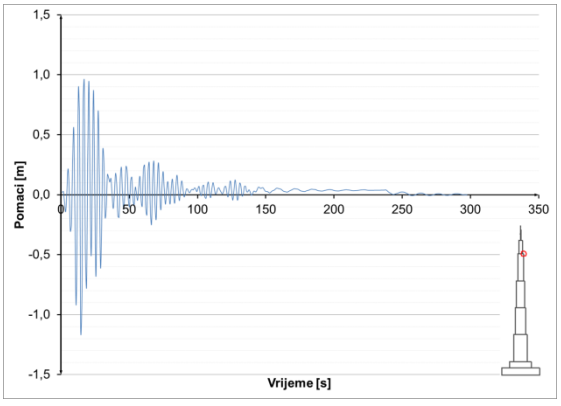
Slika 8.3.2.10 Pomaci u presjeku h=300 m – potres Izmit



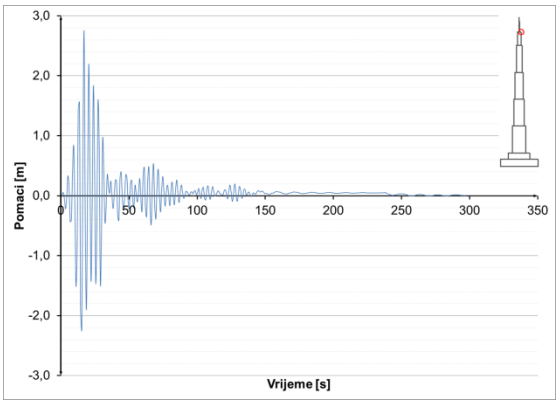
Slika 8.3.2.11 Pomaci u presjeku h=500 m – potres Izmit



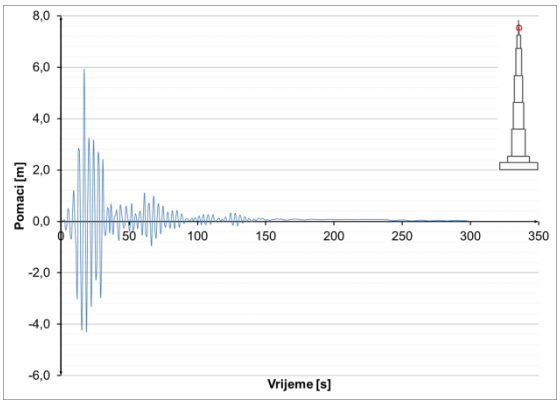
Slika 8.3.2.12 Pomaci u presjeku h=700 m – potres Izmit



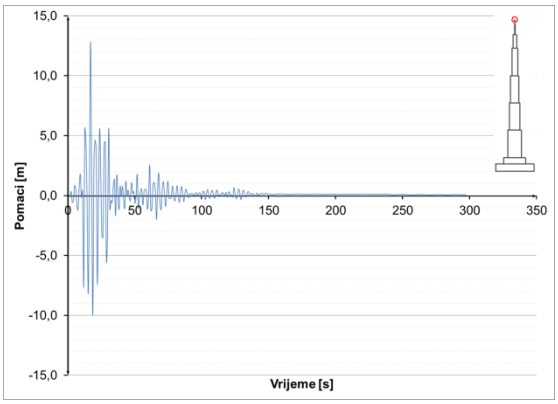
Slika 8.3.2.13 Pomaci u presjeku h=900 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.14 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.15 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres Izmit

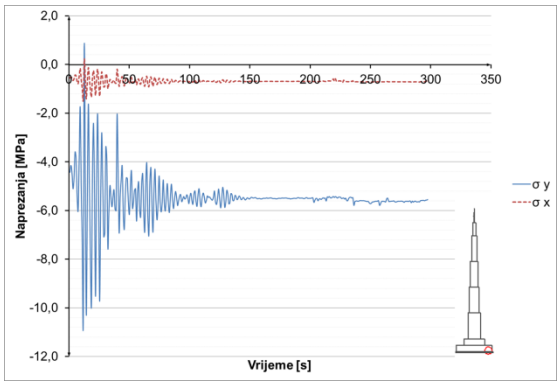


Slika 8.3.2.16 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres Izmit

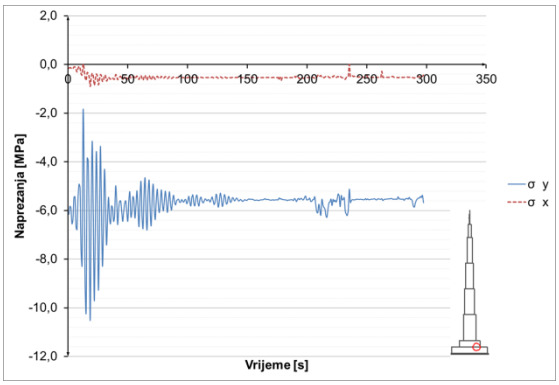
8.3.2.2 Potres Izmit – naprezanja u konstrukciji

Prikazana su naprezanja u vremenu za karakteristične točke.

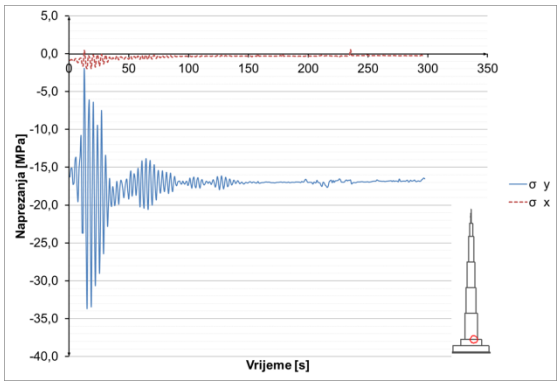
Naprezanja u betonu i čeliku:



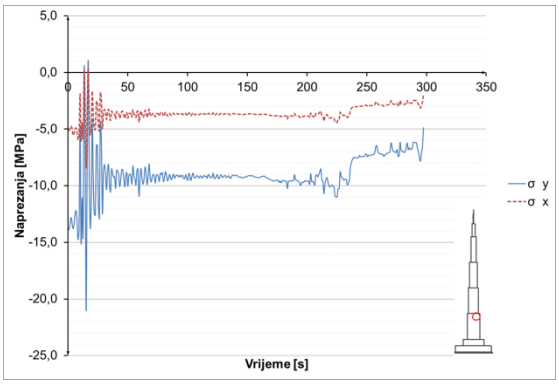
Slika 8.3.2.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres Izmit



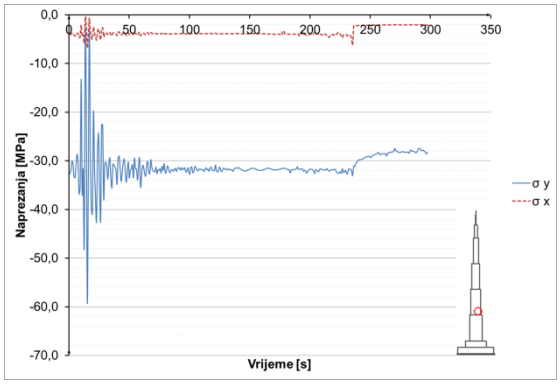
Slika 8.3.2.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres Izmit



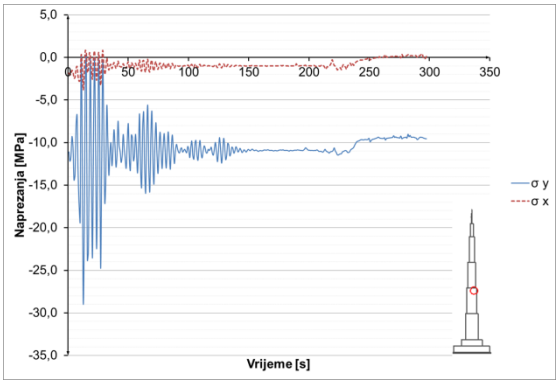
Slika 8.3.2.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Izmit



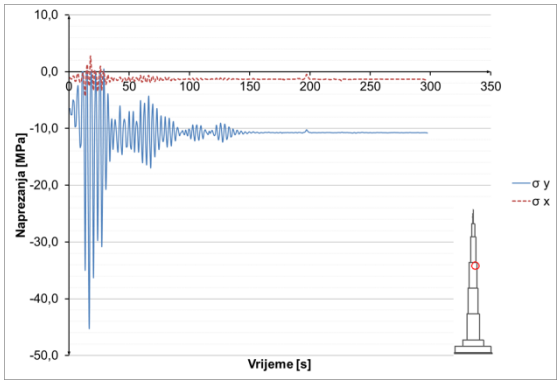
Slika 8.3.2.20 Naprezanja u betonu u presjeku h=295 m – potres Izmit



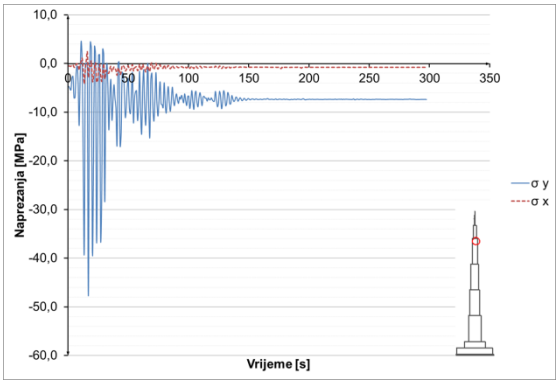
Slika 8.3.2.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres Izmit



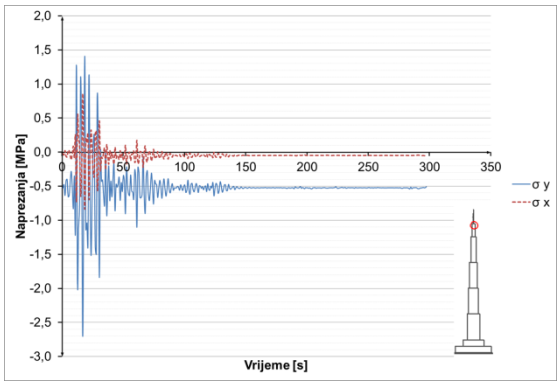
Slika 8.3.2.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres Izmit



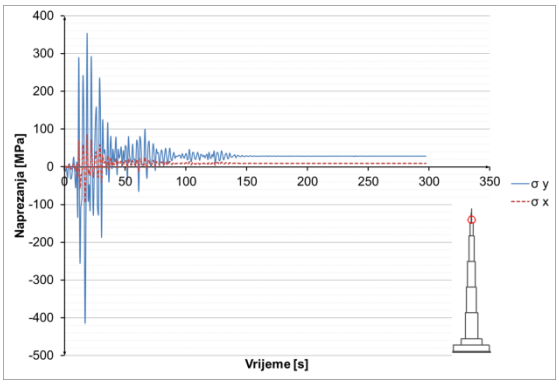
Slika 8.3.2.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres Izmit



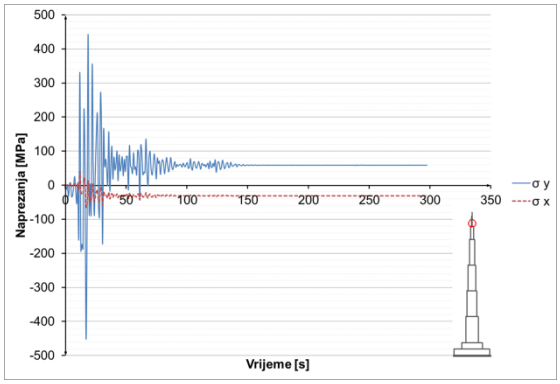
Slika 8.3.2.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres Izmit



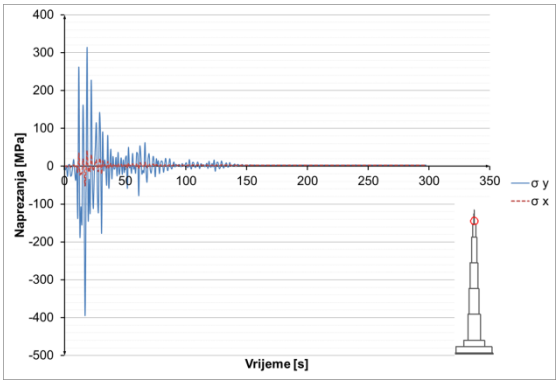
Slika 8.3.2.25 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Izmit



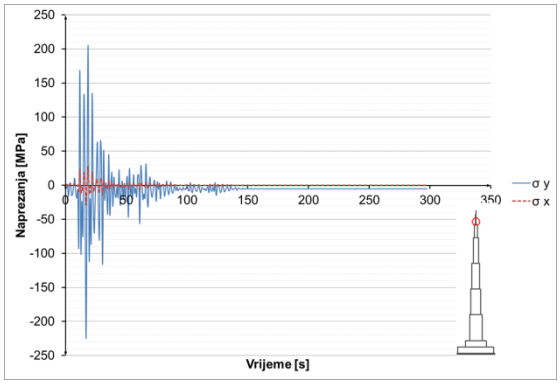
Slika 8.3.2.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres Izmit



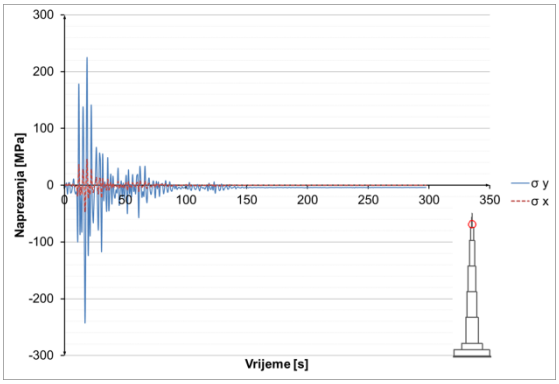
Slika 8.3.2.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres Izmit



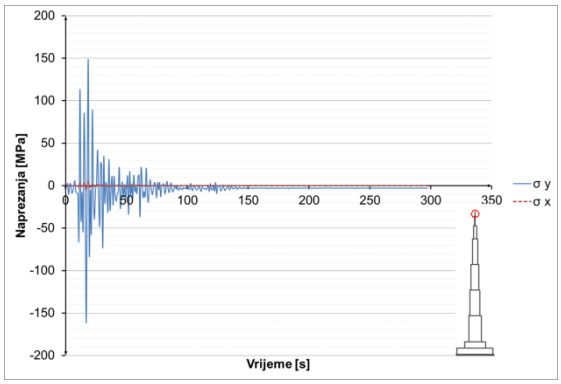
Slika 8.3.2.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres Izmit



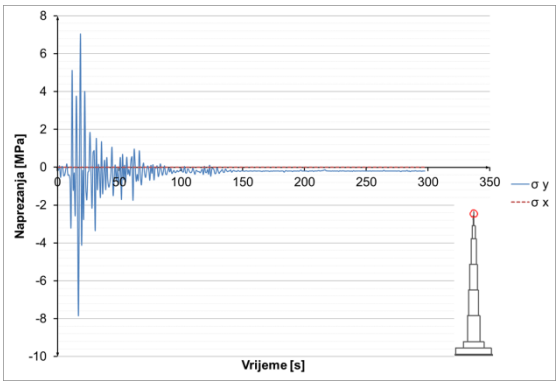
Slika 8.3.2.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres Izmit

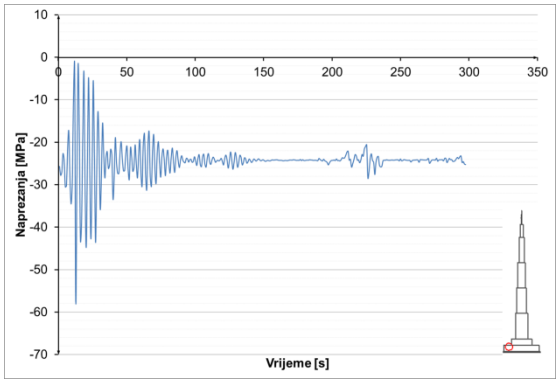


Slika 8.3.2.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres Izmit

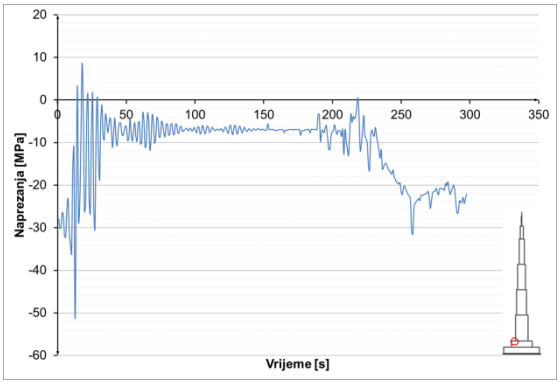


Slika 8.3.2.32 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres Izmit

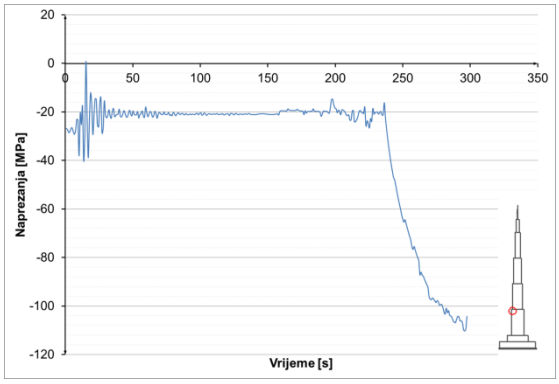
Naprezanja u armaturi:



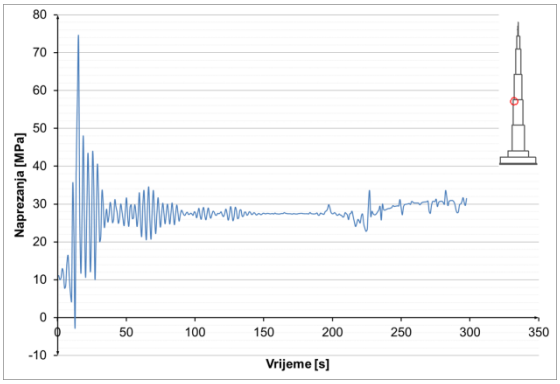
Slika 8.3.2.33 Naprezanja u armaturi u presjeku h=52 m – potres Izmit



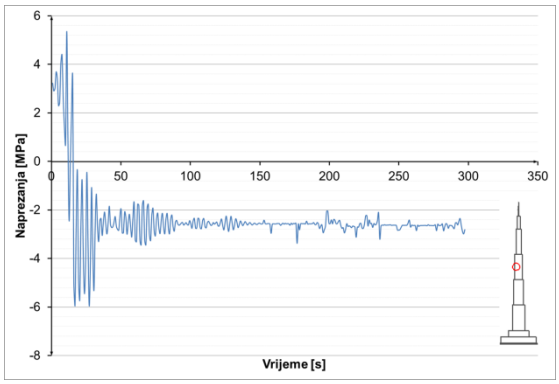
Slika 8.3.2.34 Naprezanja u armaturi u presjeku h=100 m – potres Izmit



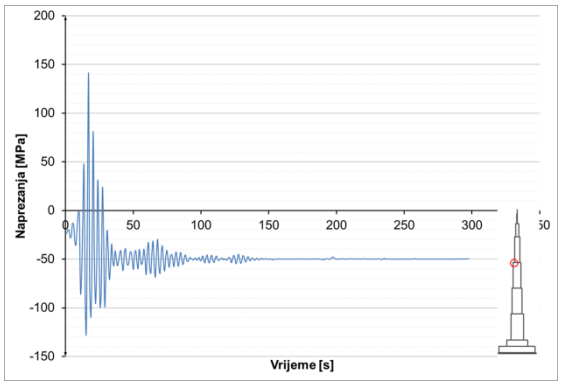
Slika 8.3.2.35 Naprezanja u armaturi u presjeku h=300 m – potres Izmit



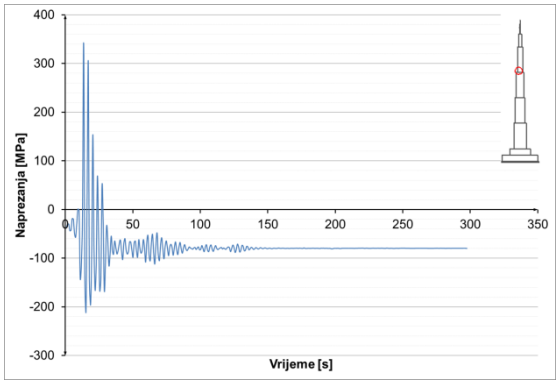
Slika 8.3.2.36 Naprezanja u armaturi u presjeku h=500 m – potres Izmit



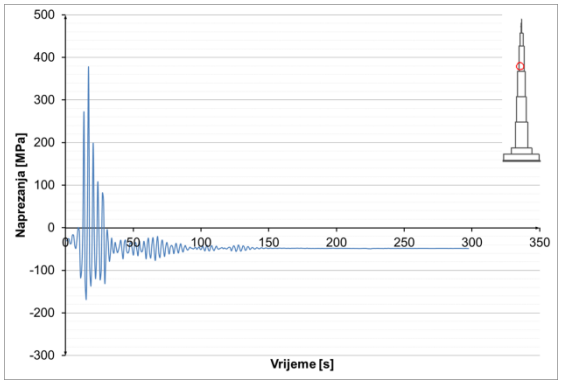
Slika 8.3.2.37 Naprezanja u armaturi u presjeku h=600 m – potres Izmit



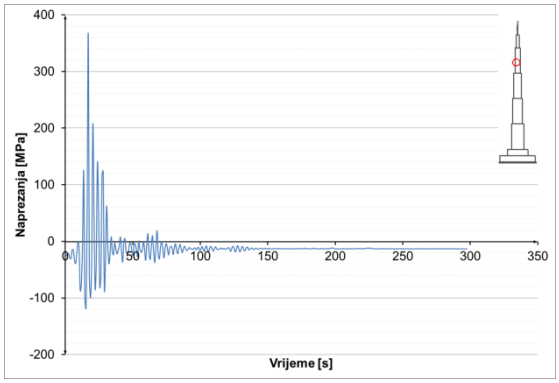
Slika 8.3.2.38 Naprezanja u armaturi u presjeku h=700 m – potres Izmit



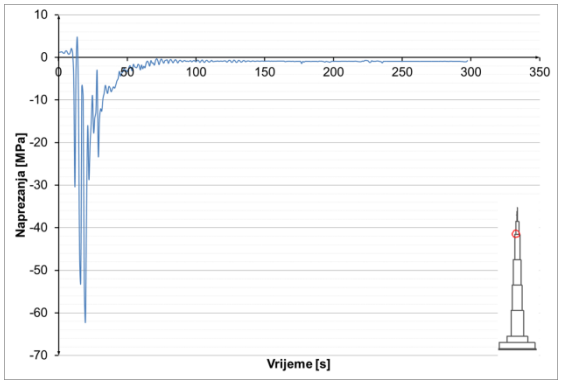
Slika 8.3.2.39 Naprezanja u armaturi u presjeku h=710 m – potres Izmit



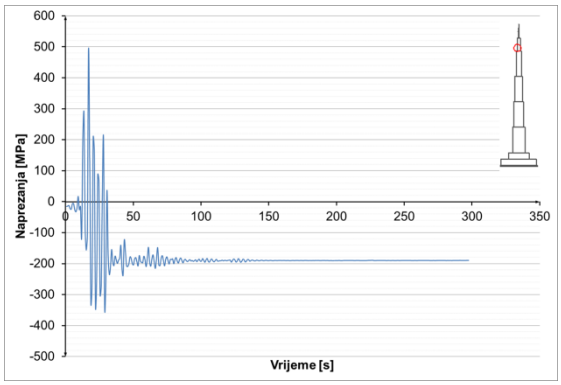
Slika 8.3.2.40 Naprezanja u armaturi u presjeku h=740 m – potres Izmit



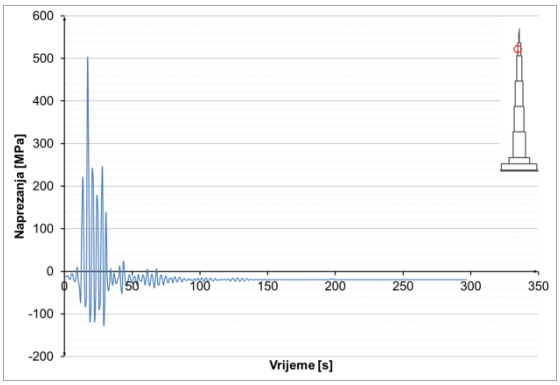
Slika 8.3.2.41 Naprezanja u armaturi u presjeku h=770 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.42 Naprezanja u armaturi u presjeku h=900 m – potres Izmit

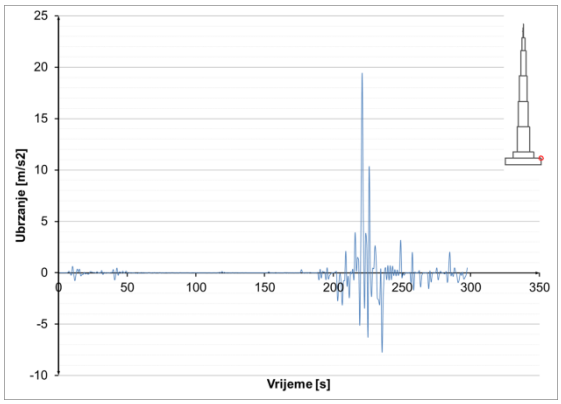


Slika 8.3.2.43 Naprezanja u armaturi u presjeku h=920 m – potres Izmit

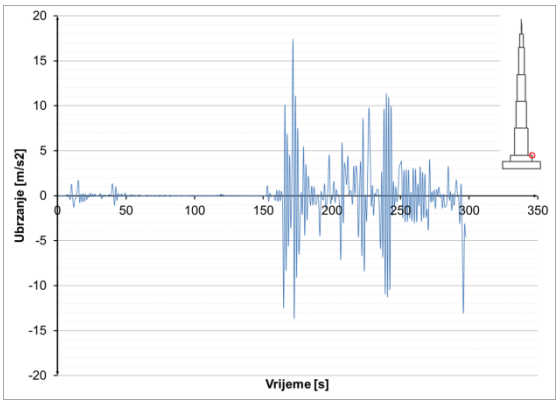


Slika 8.3.2.44 Naprezanja u armaturi u presjeku h=940 m – potres Izmit

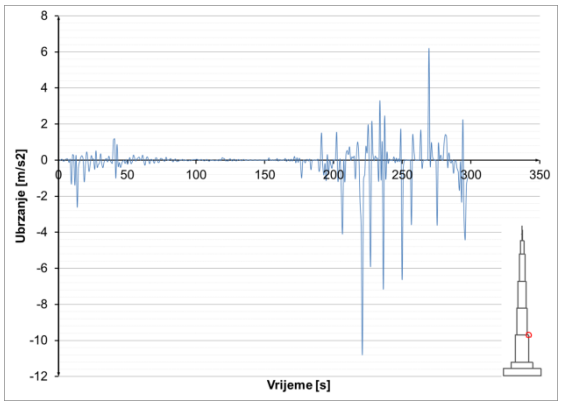
8.3.2.3 Potres Izmit – horizontalna ubrzanja konstrukcije



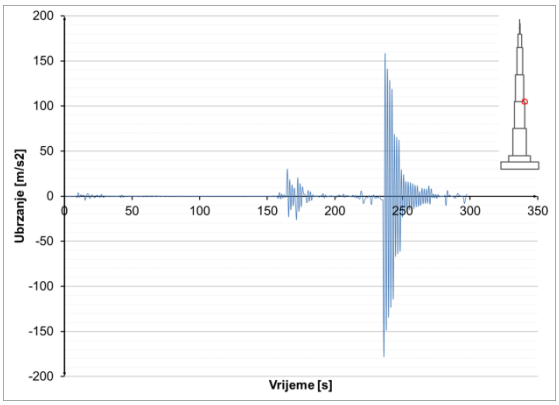
Slika 8.3.2.45 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres Izmit



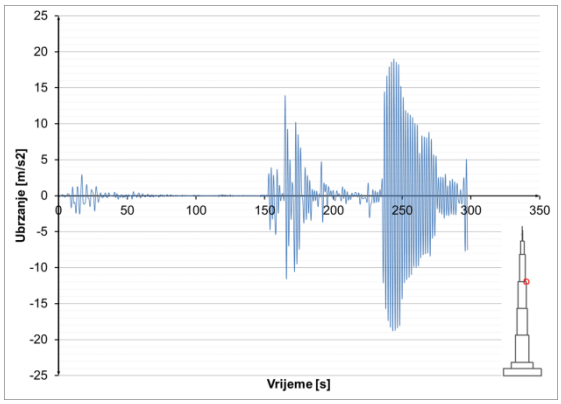
Slika 8.3.2.46 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres Izmit



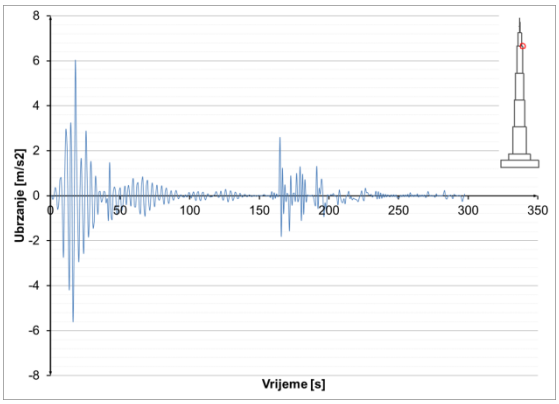
Slika 8.3.2.47 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres Izmit



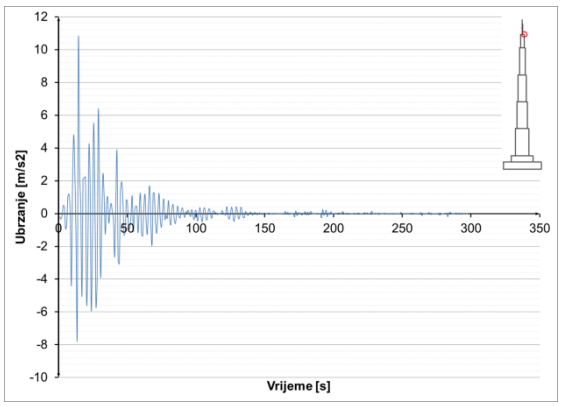
Slika 8.3.2.48 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres Izmit



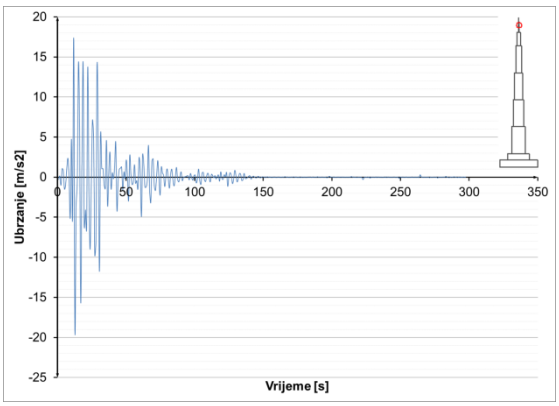
Slika 8.3.2.49 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres Izmit



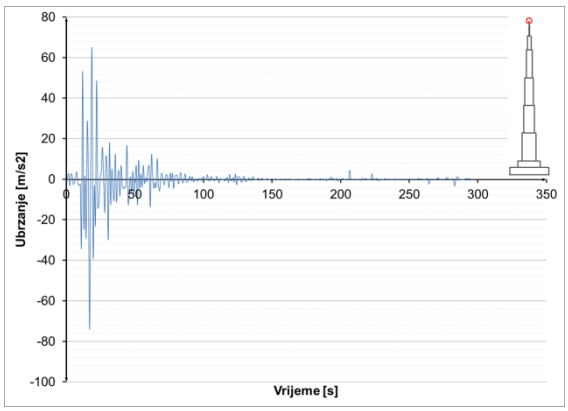
Slika 8.3.2.50 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.51 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres Izmit



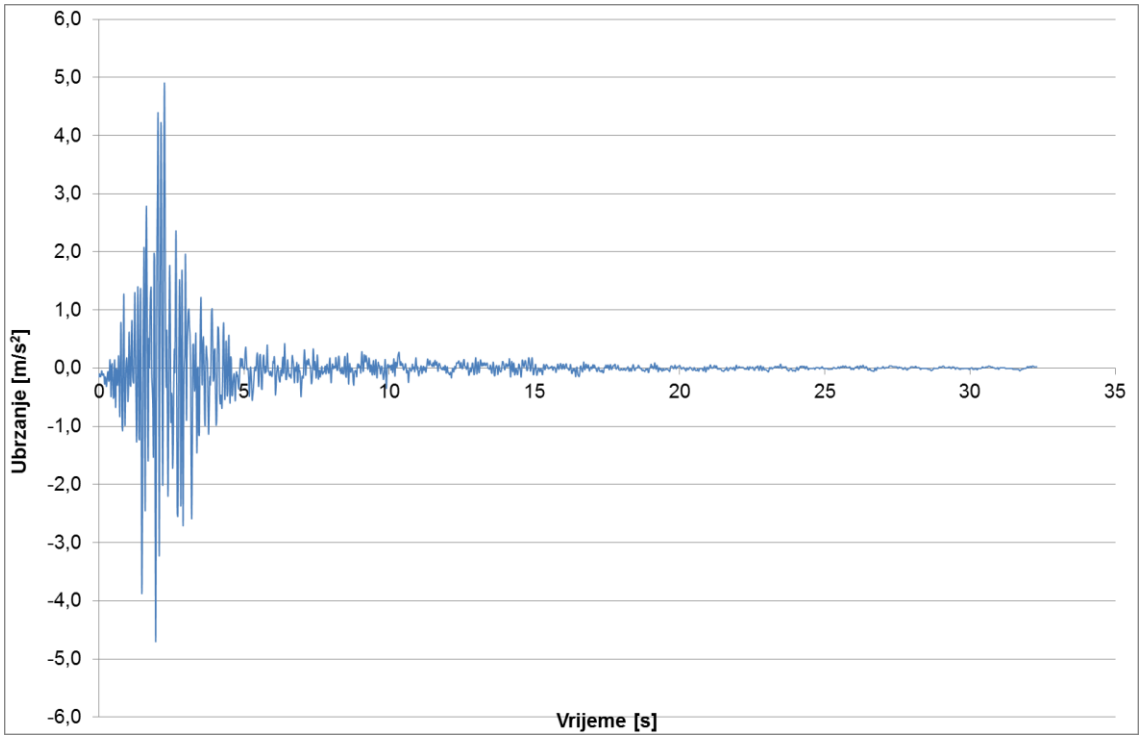
Slika 8.3.2.52 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres Izmit



Slika 8.3.2.53 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres Izmit

8.3.3 Potres – Banja Luka

Realni zapis preuzet je sa [19], te je potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na slici. Prije nanošenja opterećenja izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q, na koje djeluje zadano opterećenje.

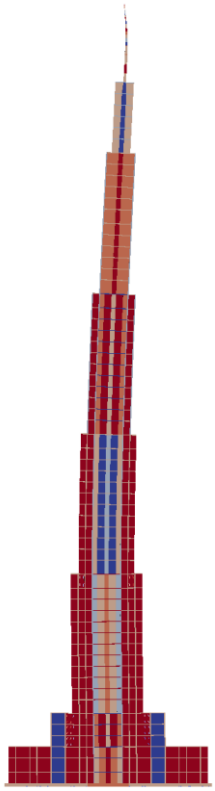


Slika 8.3.3.1 Vremenski zapis potresa – Banja Luka 1969.

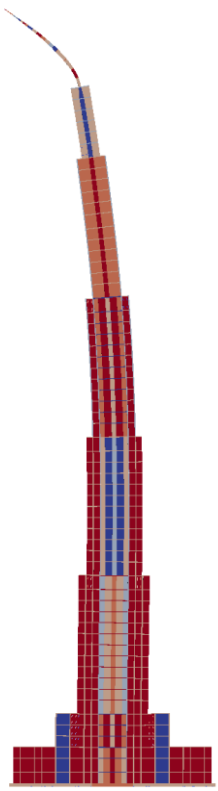
Potres je trajanja 32,3 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 140 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Rezultati su iskazani u vidu pomaka, naprezanja u materijalima i armaturi, te ubrzanja pojedinih točaka. U konstrukciji je moguće otvaranje pukotina u betonu , ali konstrukcija je dimenzionirana tako da se ne pojavljuje drobljenje betona u konstrukciji.

8.3.3.1 Potres Banja Luka - pomaci konstrukcije

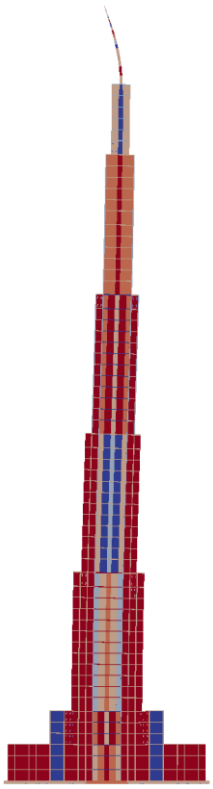
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci skalirani, u odnosu na vertikalne, za faktor 50.



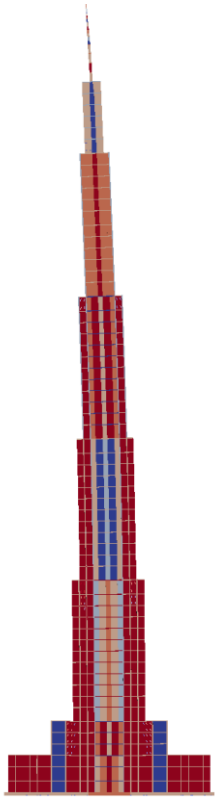
Slika 8.3.3.2 T = 2 s



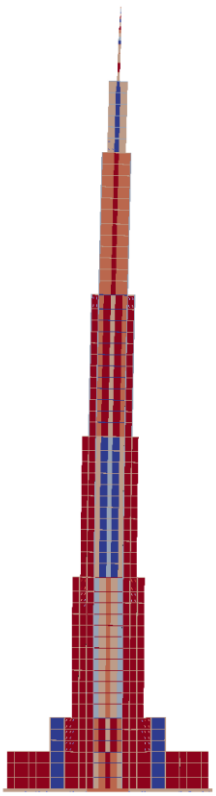
Slika 8.3.3.3 T = 4 s



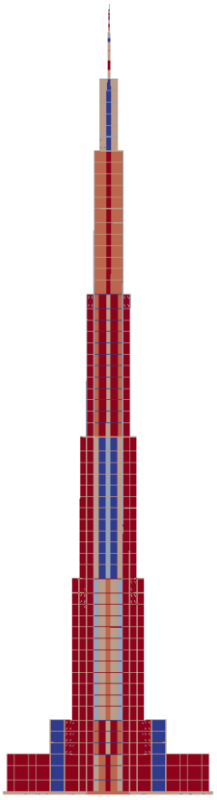
Slika 8.3.3.4 T = 8 s



Slika 8.3.3.5 T = 40 s

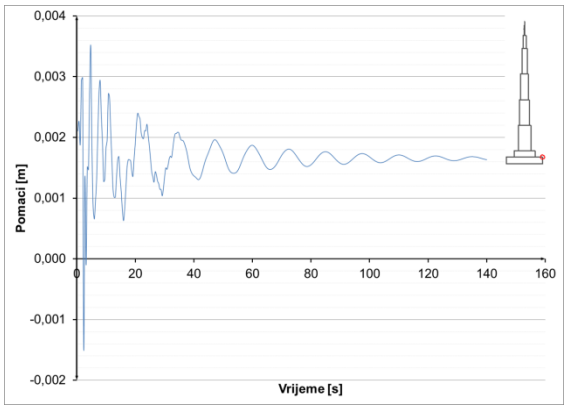


Slika 8.3.3.6 T = 60 s

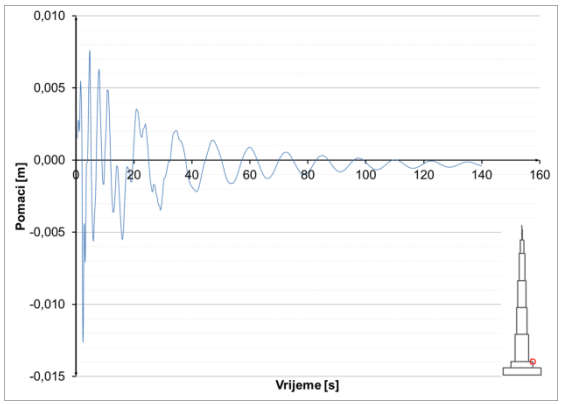


Slika 8.3.3.7 T = 120 s

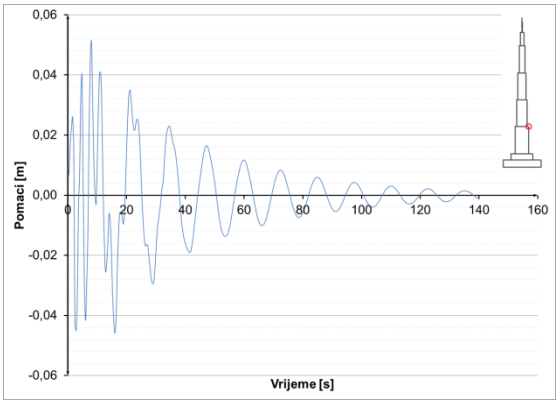
Pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



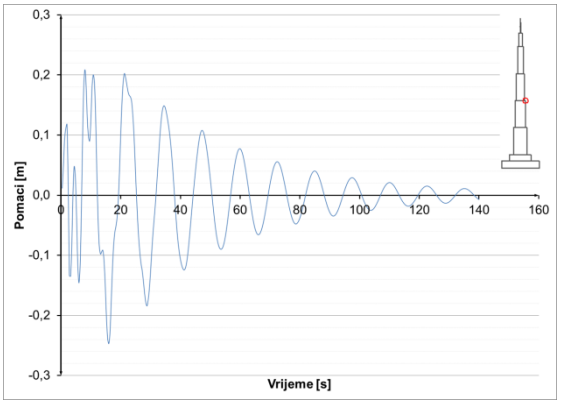
Slika 8.3.3.8 Pomaci u presjeku h=52 m – potres Banja Luka



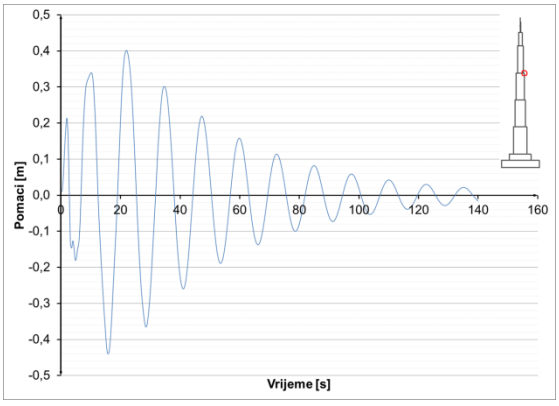
Slika 8.3.3.9 Pomaci u presjeku h=100 m – potres Banja Luka



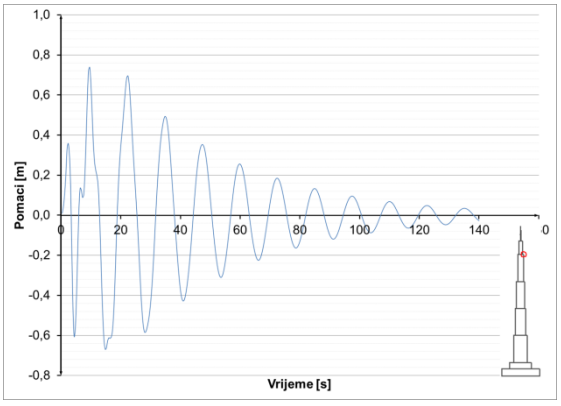
Slika 8.3.3.10 Pomaci u presjeku h=300 m – potres Banja Luka



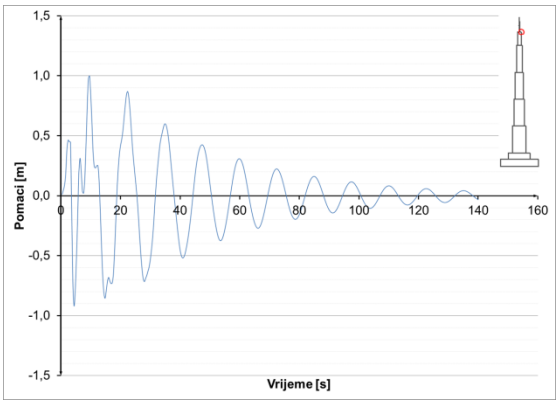
Slika 8.3.3.11 Pomaci u presjeku h=500 m – potres Banja Luka



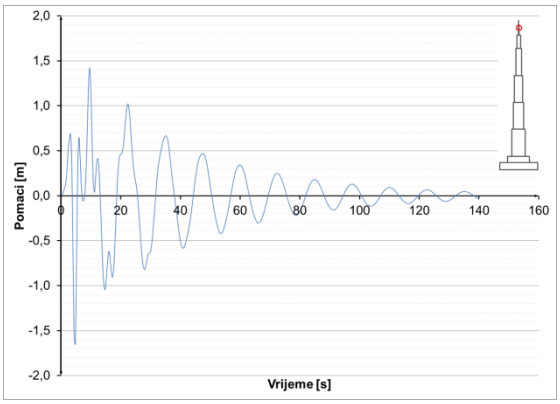
Slika 8.3.3.12 Pomaci u presjeku h=700 m – potres Banja Luka



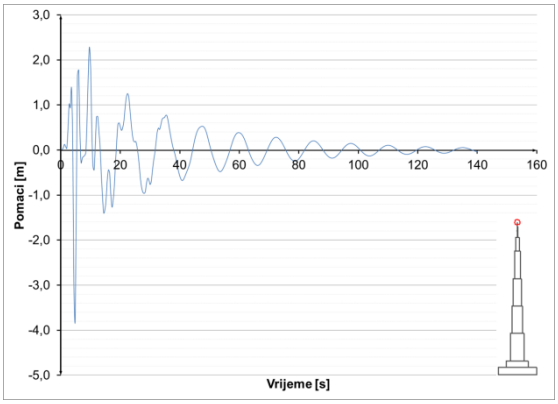
Slika 8.3.3.13 Pomaci u presjeku h=900 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.14 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.15 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres Banja Luka

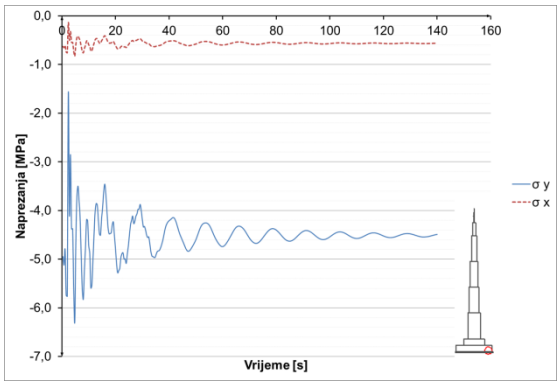


Slika 8.3.3.16 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres Banja Luka

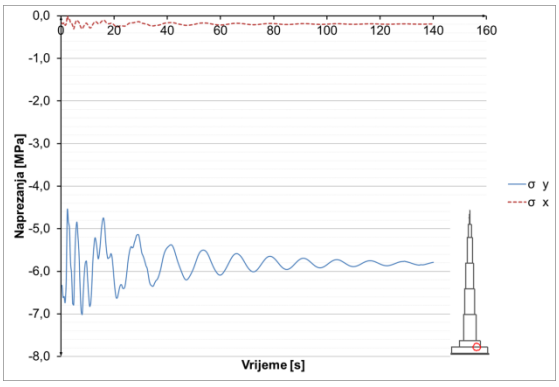
8.3.3.2 Potres Banja Luka – naprezanja u konstrukciji

Prikazana je promjena naprezanja u vremenu za karakteristične točke, za beton, čelik i armaturu.

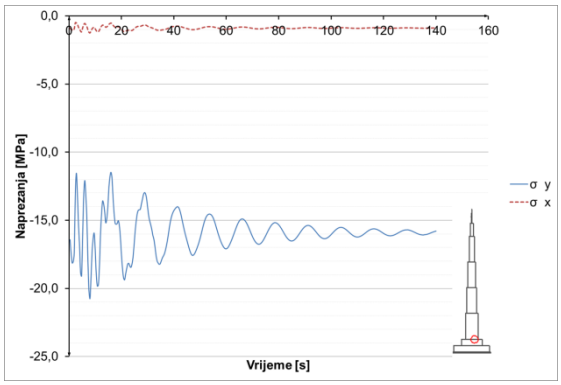
Naprezanja u betonu i čeliku:



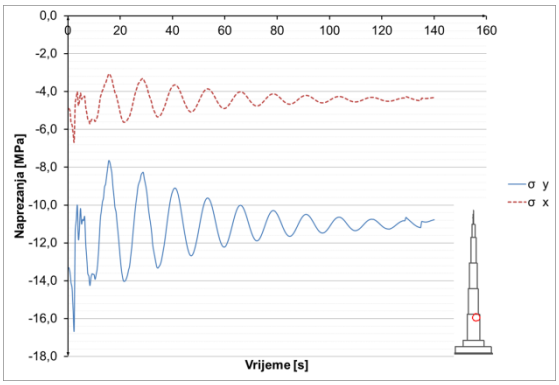
Slika 8.3.3.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres Banja Luka



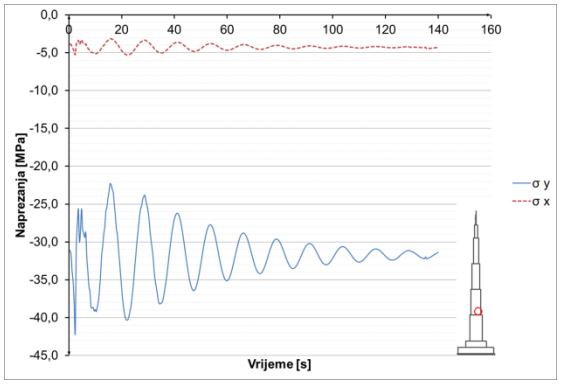
Slika 8.3.3.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres Banja Luka



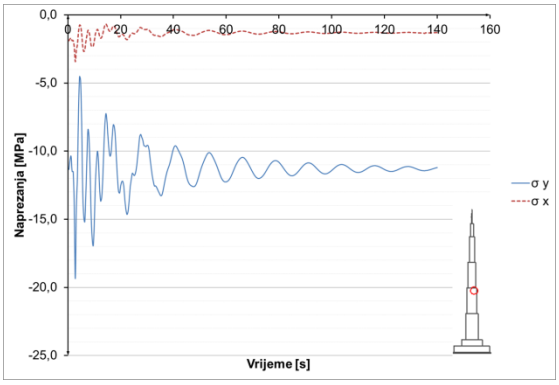
Slika 8.3.3.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Banja Luka



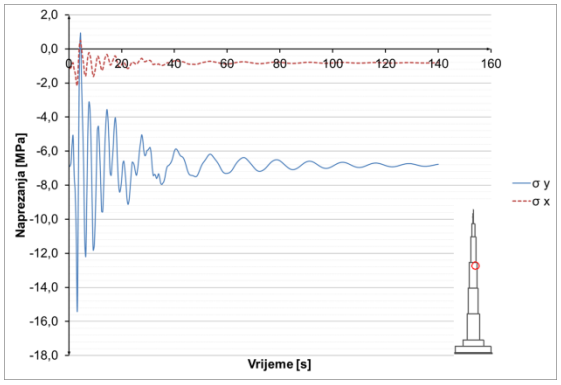
Slika 8.3.3.20 Naprezanja u betonu u presjeku =295 m – potres Banja Luka



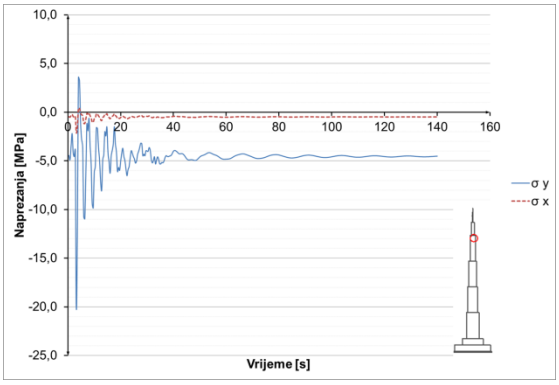
Slika 8.3.3.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres Banja Luka



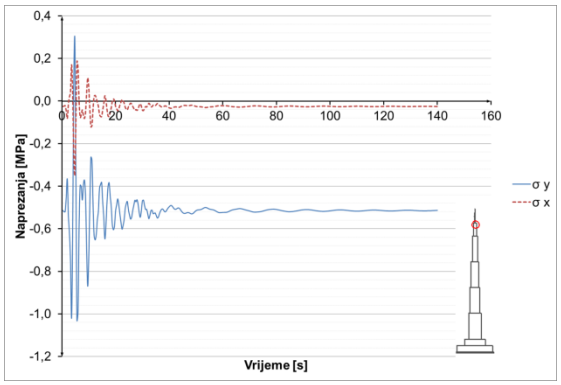
Slika 8.3.3.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres Banja Luka



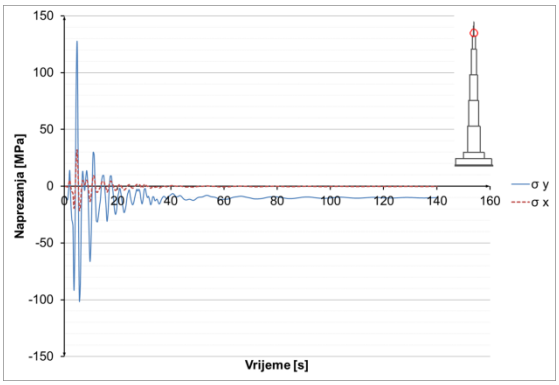
Slika 8.3.3.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres Banja Luka



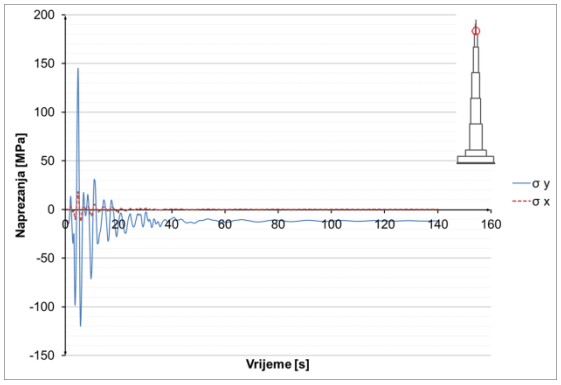
Slika 8.3.3.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres Banja Luka



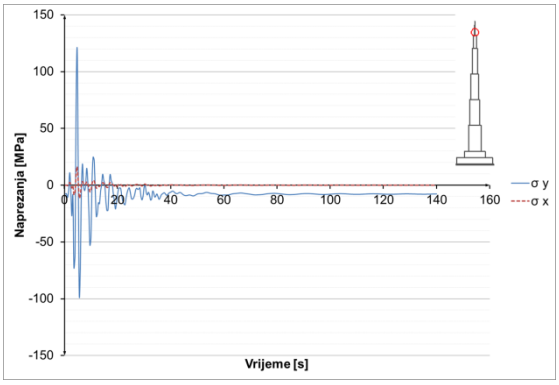
Slika 8.3.3.25 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Banja Luka



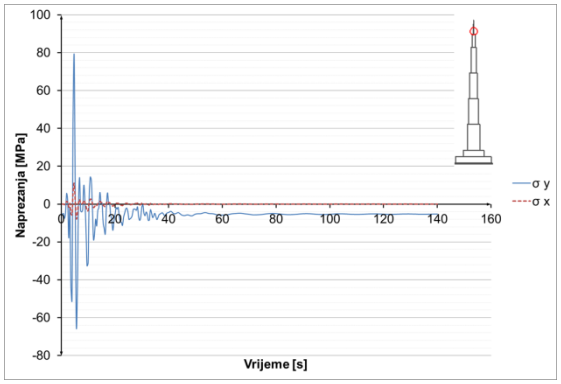
Slika 8.3.3.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres Banja Luka



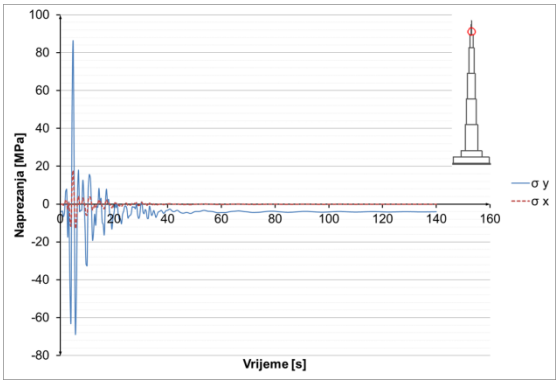
Slika 8.3.3.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres Banja Luka



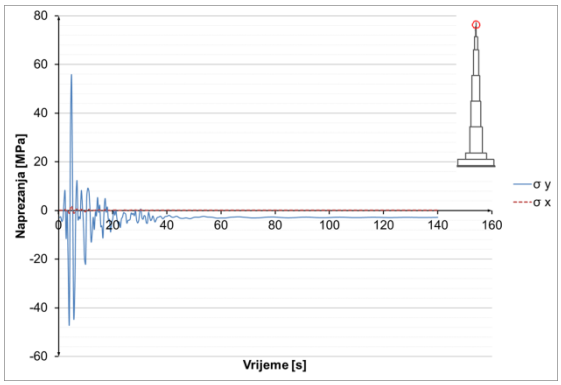
Slika 8.3.3.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres Banja Luka



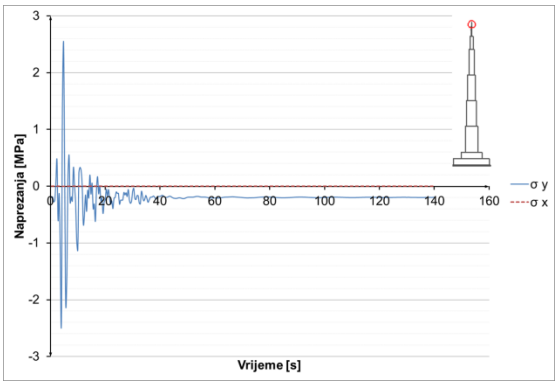
Slika 8.3.3.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres Banja Luka

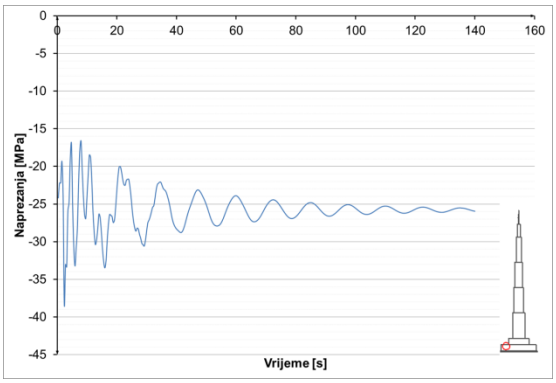


Slika 8.3.3.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres Banja Luka

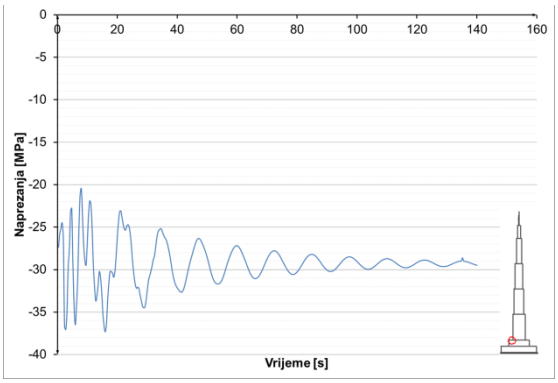


Slika 8.3.3.32 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres Banja Luka

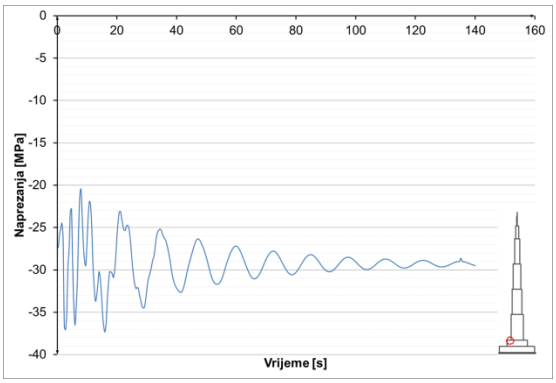
Naprezanja u armaturi:



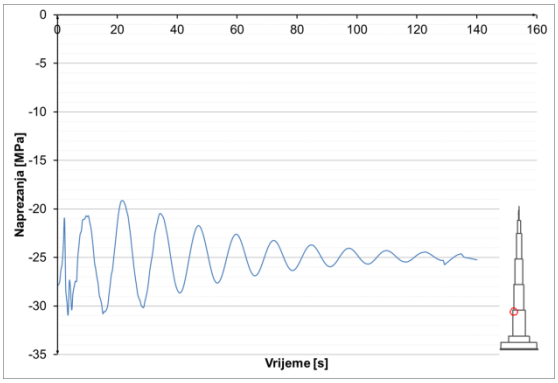
Slika 8.3.3.33 Naprezanja u armaturi u presjeku h=52 m – potres Banja Luka



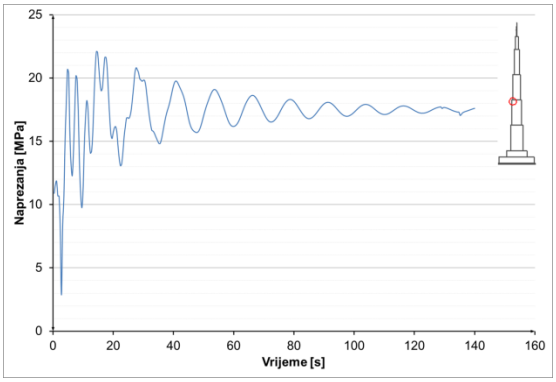
Slika 8.3.3.34 Naprezanja u armaturi u presjeku h=100 m – potres Banja Luka



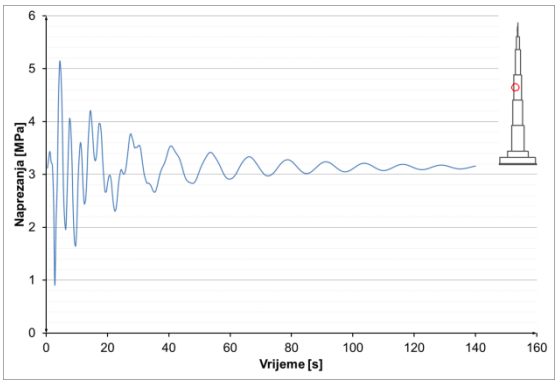
Slika 8.3.3.35 Naprezanja u armaturi u presjeku h=300 m – potres Banja Luka



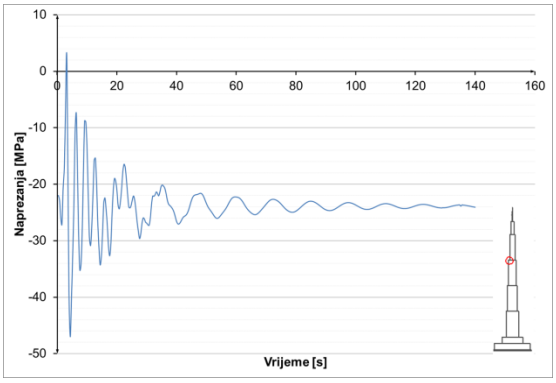
Slika 8.3.3.36 Naprezanja u armaturi u presjeku h=500 m – potres Banja Luka



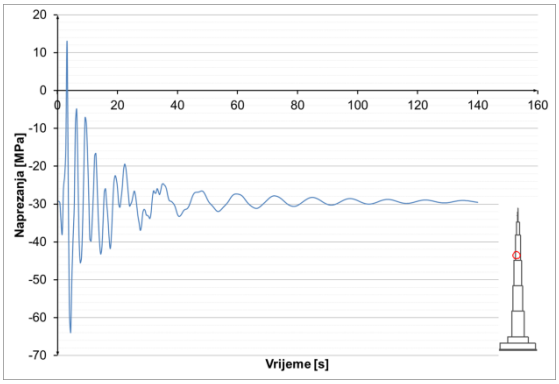
Slika 8.3.3.37 Naprezanja u armaturi u presjeku h=600 m – potres Banja Luka



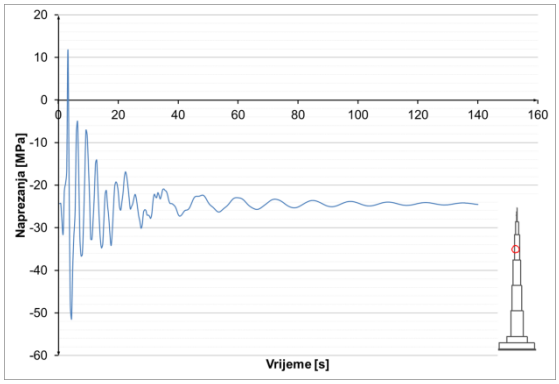
Slika 8.3.3.38 Naprezanja u armaturi u presjeku h=700 m – potres Banja Luka



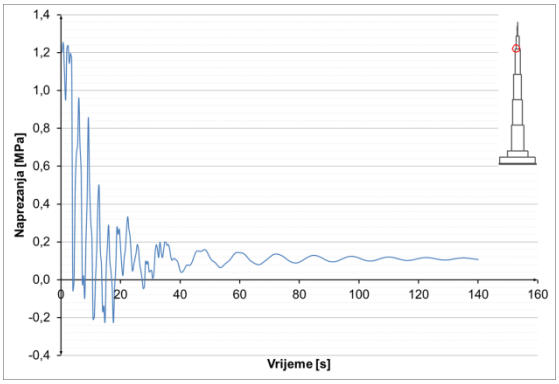
Slika 8.3.3.39 Naprezanja u armaturi u presjeku h=710 m – potres Banja Luka



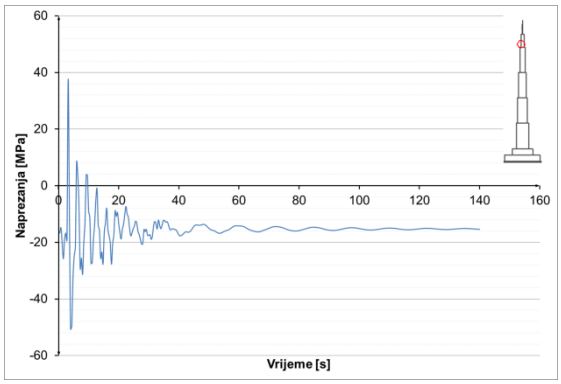
Slika 8.3.3.40 Naprezanja u armaturi u presjeku h=740 m – potres Banja Luka



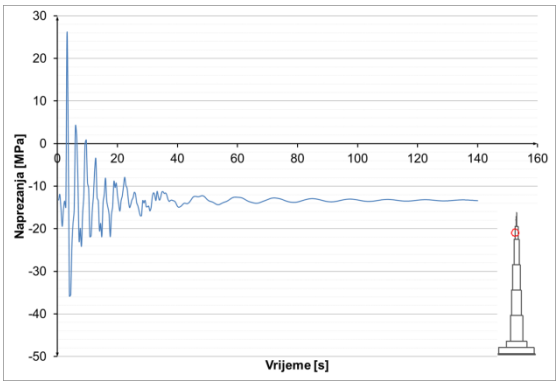
Slika 8.3.3.41 Naprezanja u armaturi u presjeku h=770 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.42 Naprezanja u armaturi u presjeku h=900 m – potres Banja Luka

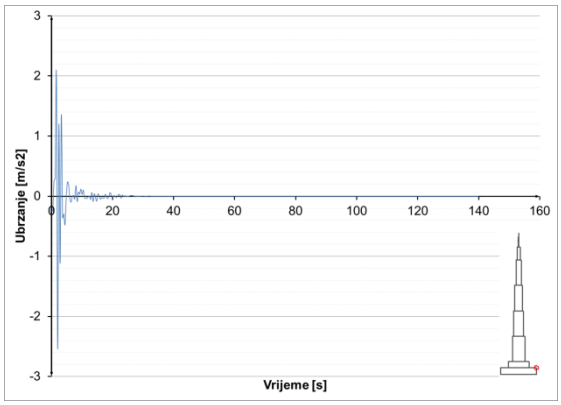


Slika 8.3.3.43 Naprezanja u armaturi u presjeku h=920 m – potres Banja Luka

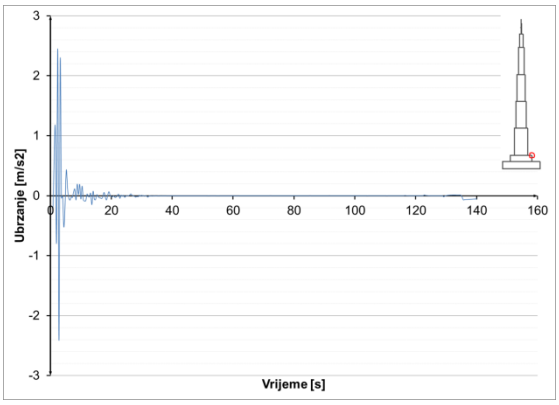


Slika 8.3.3.44 Naprezanja u armaturi u presjeku h=940 m – potres Banja Luka

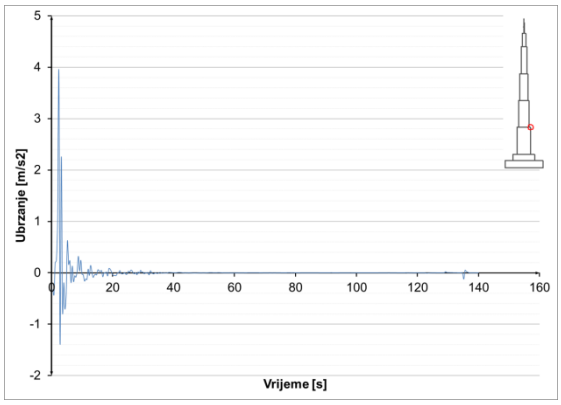
8.3.3.3 Potres Banja Luka – ubrzanja konstrukcije



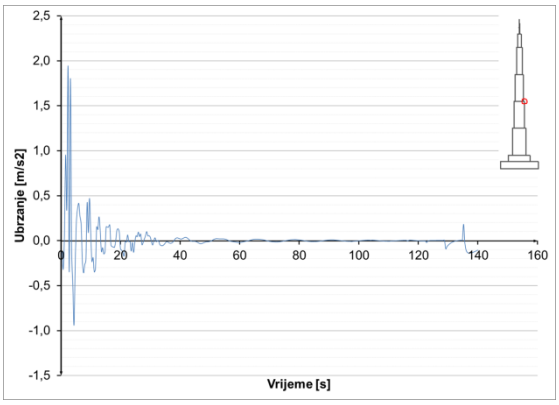
Slika 8.3.3.45 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres Banja Luka



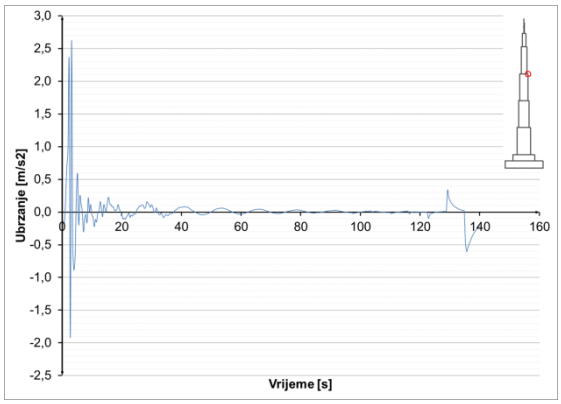
Slika 8.3.3.46 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres Banja Luka



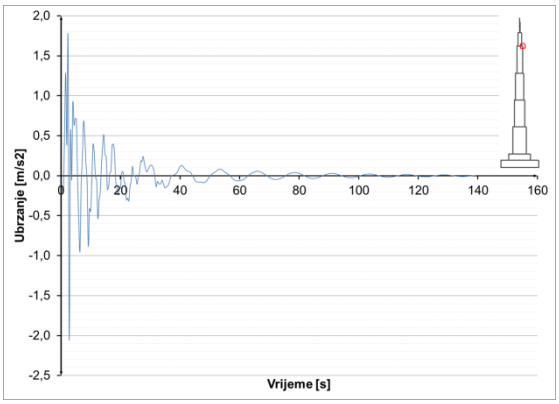
Slika 8.3.3.47 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres Banja Luka



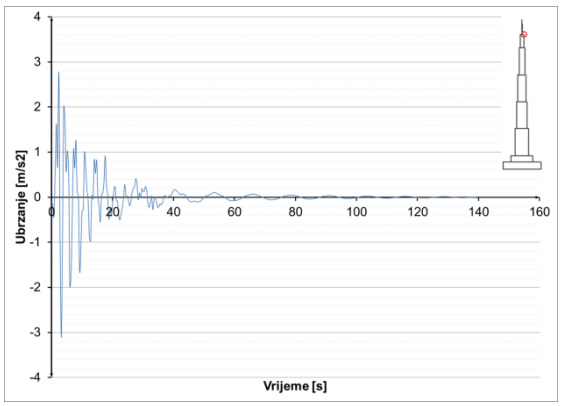
Slika 8.3.3.48 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres Banja Luka



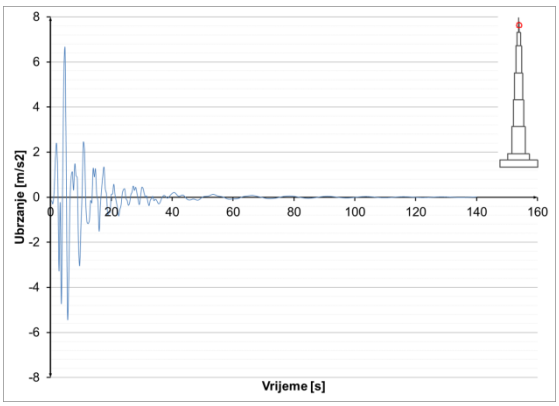
Slika 8.3.3.49 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres Banja Luka



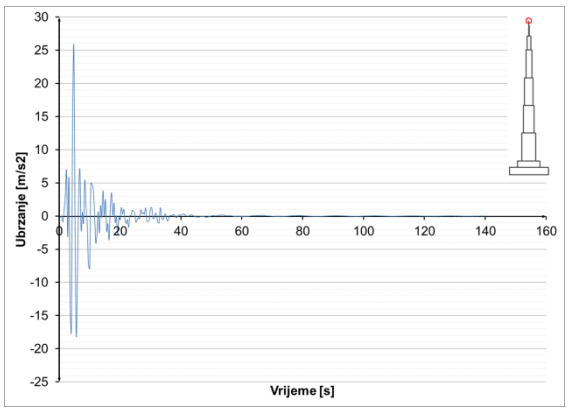
Slika 8.3.3.50 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.51 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres Banja Luka



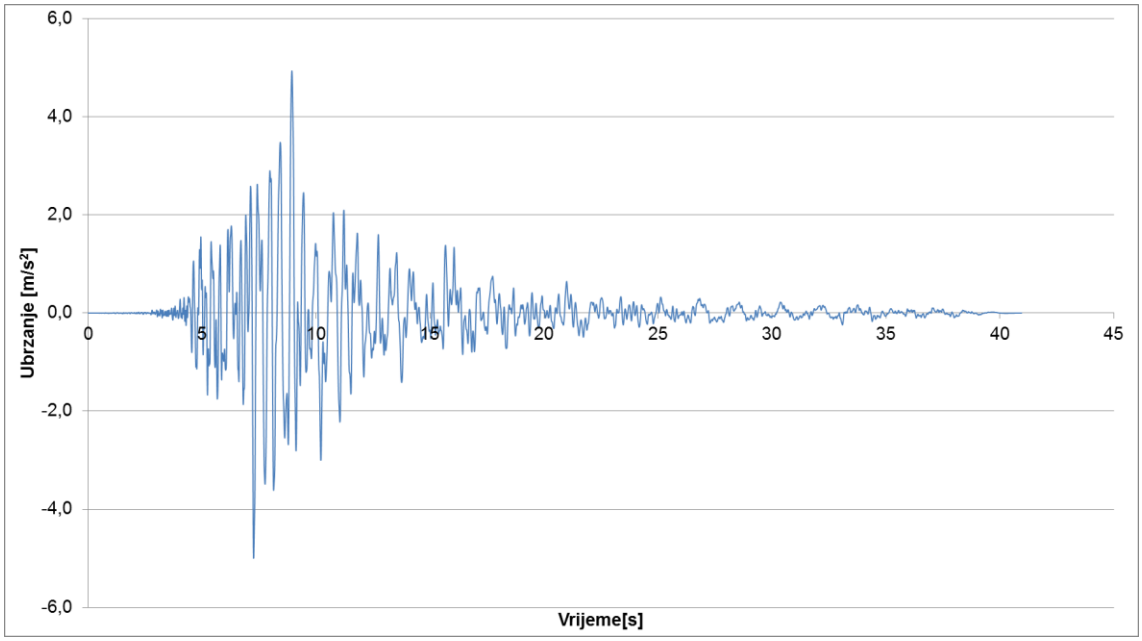
Slika 8.3.3.52 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres Banja Luka



Slika 8.3.3.53 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres Banja Luka

8.3.4 Potres – Kobe

Realni zapis preuzet je sa [19], te je potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na slici. Prije nanošenja opterećenja izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q, na koje djeluje zadano opterećenje.

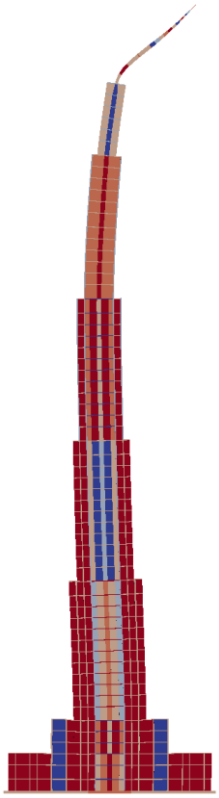


Slika 8.3.4.1 Vremenski zapis potresa – Kobe 1995.

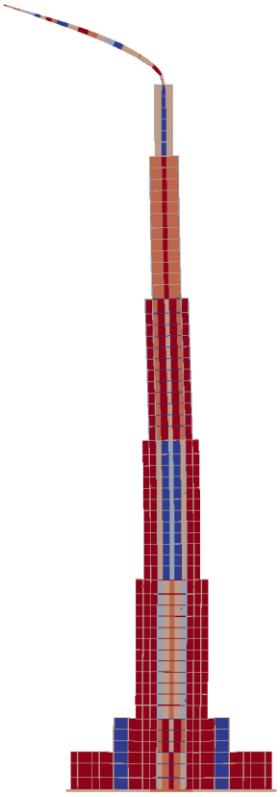
Potres je trajanja 40,95 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 87,25 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Rezultati su iskazani u vidu pomaka, naprezanja u materijalima i armaturi, te ubrzanja pojedinih točaka. U konstrukciji je moguće otvaranje pukotina u betonu , ali konstrukcija je dimenzionirana tako da se ne pojavljuje drobljenje betona u konstrukciji.

8.3.4.1 Potres Kobe - pomaci konstrukcije

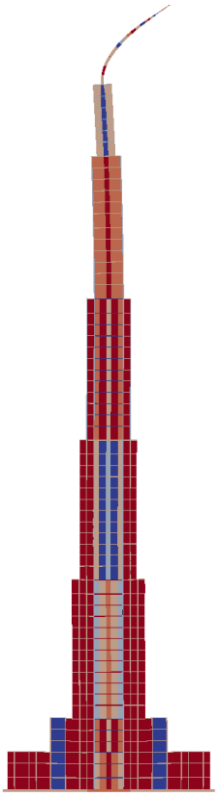
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci skalirani, u odnosu na vertikalne, za faktor 50.



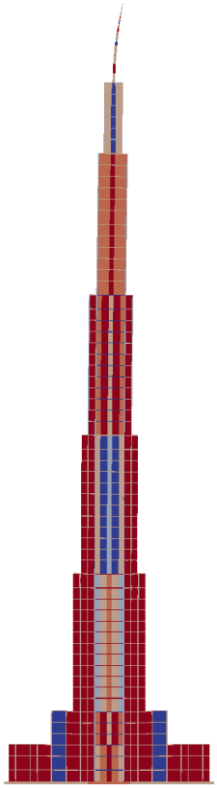
Slika 8.3.4.2 T = 10 s



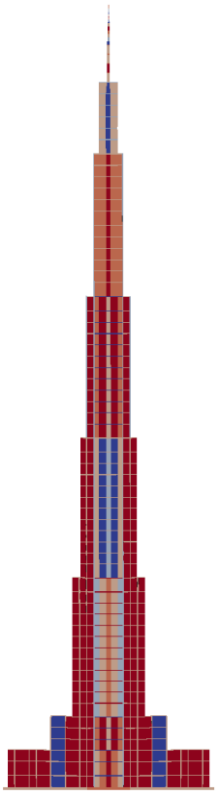
Slika 8.3.4.3 T = 20 s



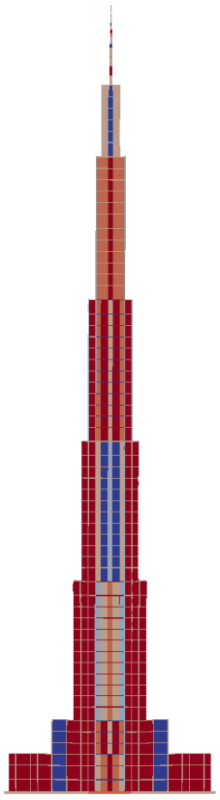
Slika 8.3.4.4 T = 30 s



Slika 8.3.4.5 T = 40 s

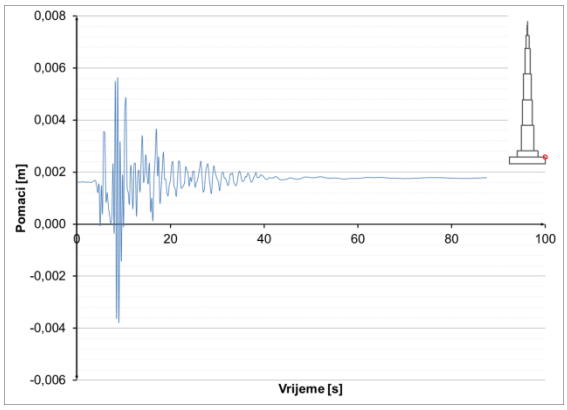


Slika 8.3.4.6 T = 60 s

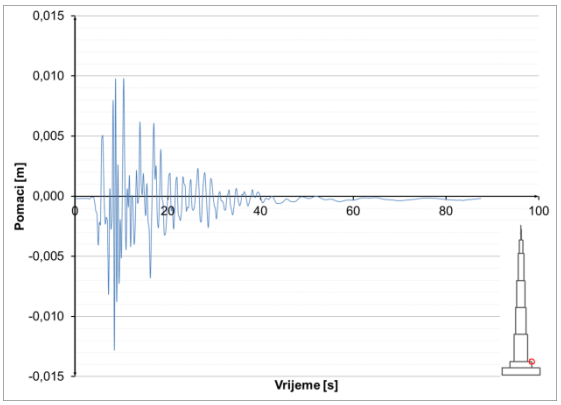


Slika 8.3.4.7 T = 87.25 s

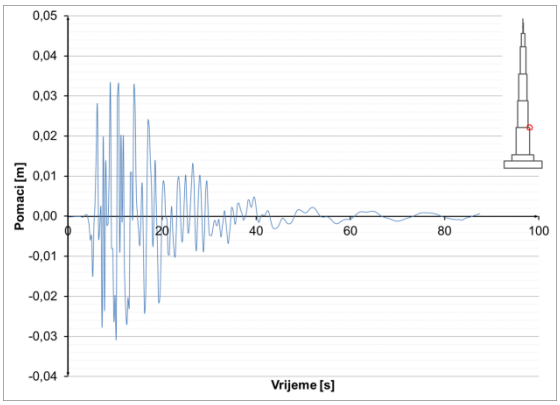
Pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



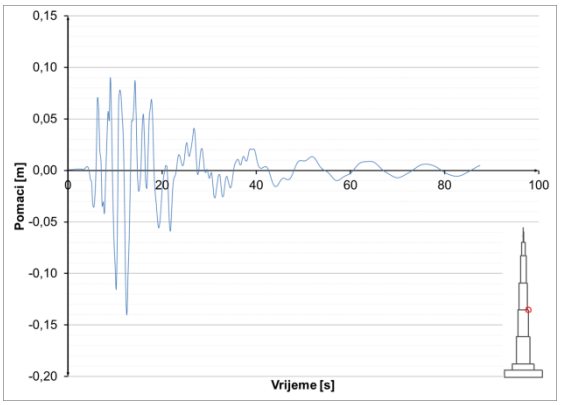
Slika 8.3.4.8 Pomaci u presjeku h=52 m – potres Kobe



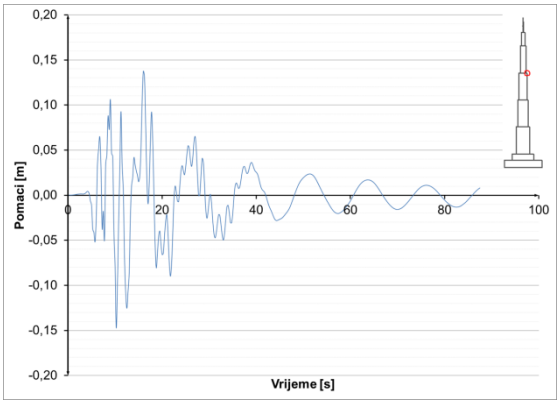
Slika 8.3.4.9 Pomaci u presjeku h=100 m – potres Kobe



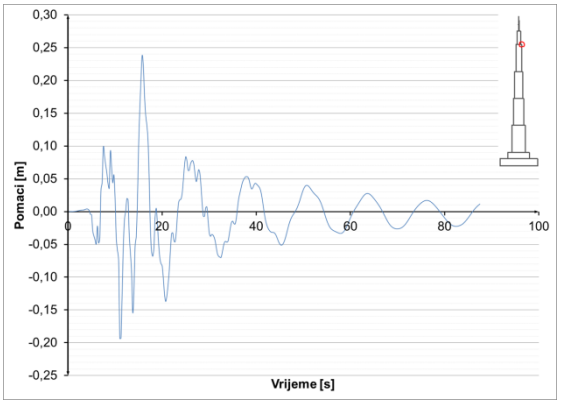
Slika 8.3.4.10 Pomaci u presjeku h=300 m – potres Kobe



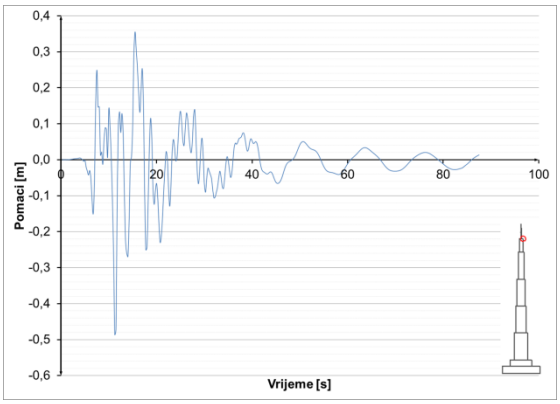
Slika 8.3.4.11 Pomaci u presjeku h=500 m – potres Kobe



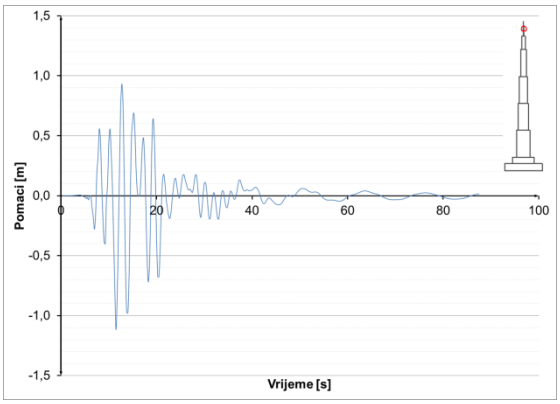
Slika 8.3.4.12 Pomaci u presjeku h=700 m – potres Kobe



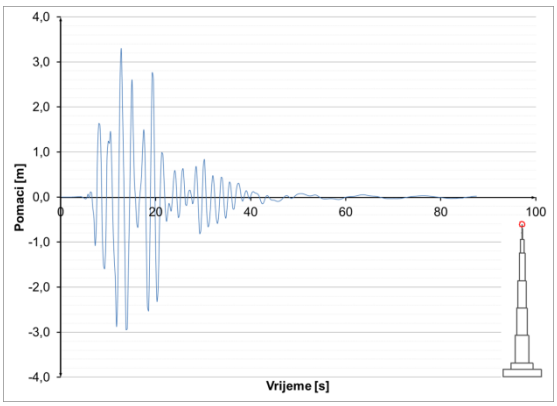
Slika 8.3.4.13 Pomaci u presjeku h=900 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.14 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.15 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres Kobe

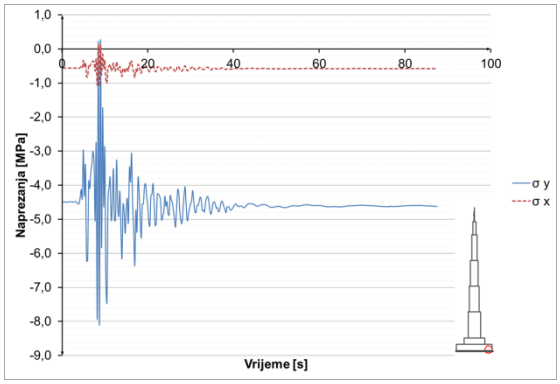


Slika 8.3.4.16 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres Kobe

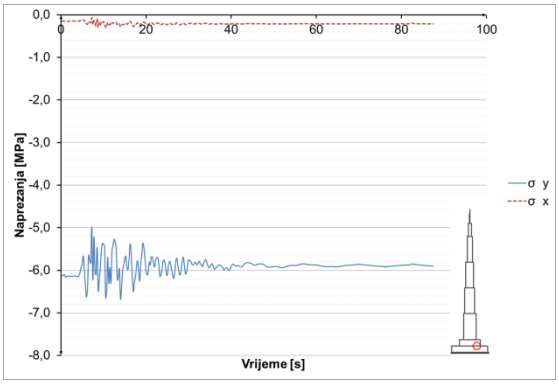
8.3.4.2 Potres Kobe – naprezanja u konstrukciji

Prikazana je promjena naprezanja u vremenu za karakteristične točke, za beton, čelik i armaturu.

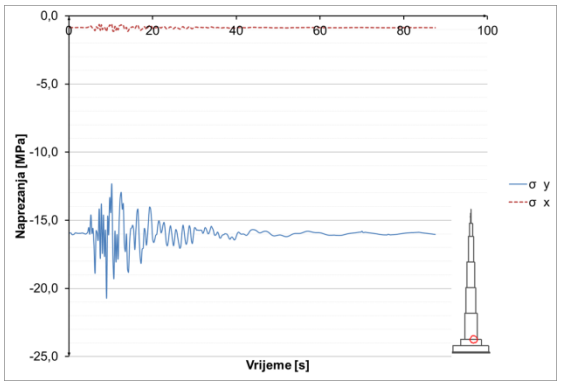
Naprezanja u betonu i čeliku:



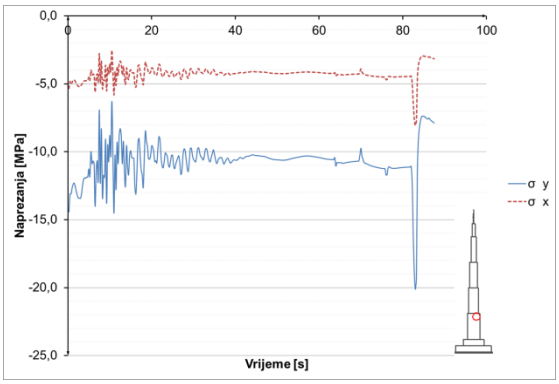
Slika 8.3.4.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres Kobe



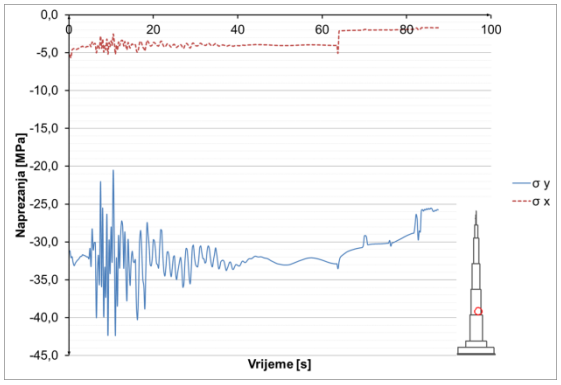
Slika 8.3.4.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres Kobe



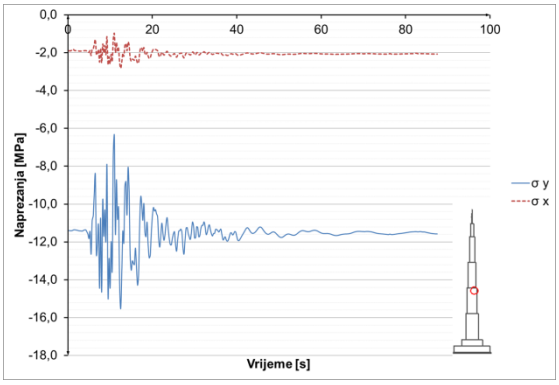
Slika 8.3.4.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Kobe



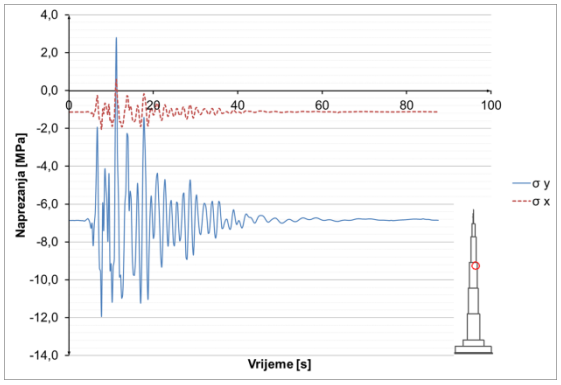
Slika 8.3.4.20 Naprezanja u betonu u presjeku h=295 m – potres Kobe



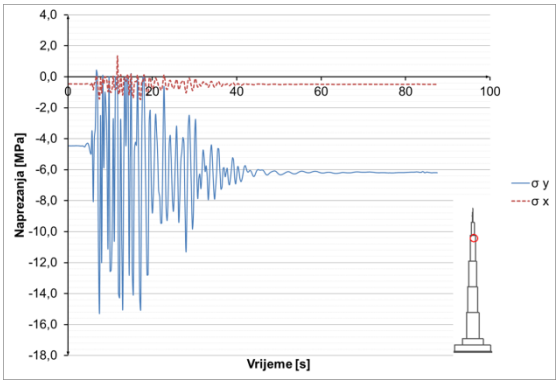
Slika 8.3.4.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres Kobe



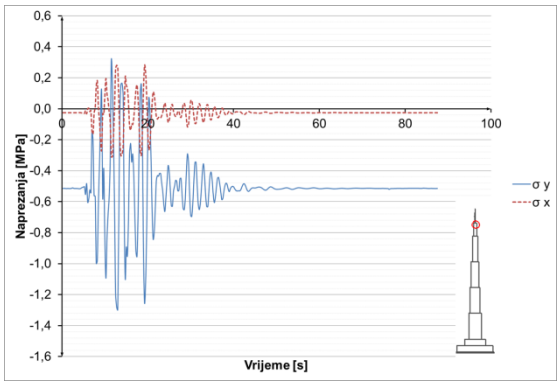
Slika 8.3.4.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres Kobe



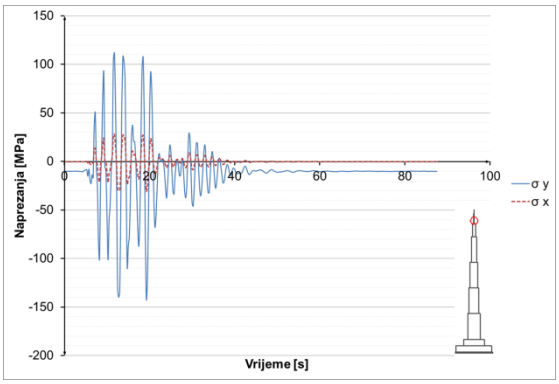
Slika 8.3.4.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres Kobe



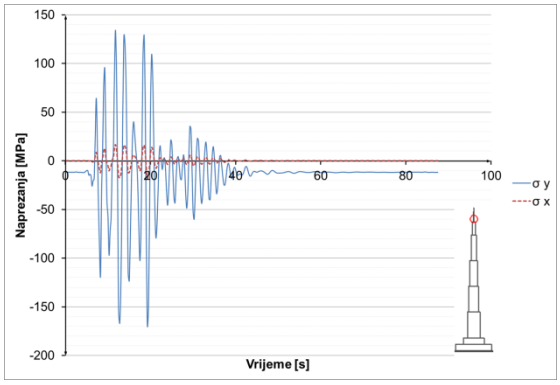
Slika 8.3.4.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres Kobe



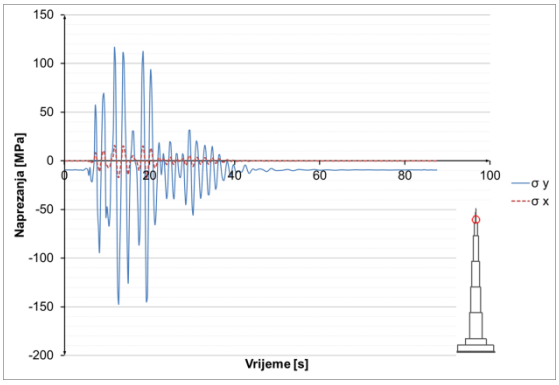
Slika 8.3.4.25 Naprezanja u betonu u presjeku h=1000 m – potres Kobe



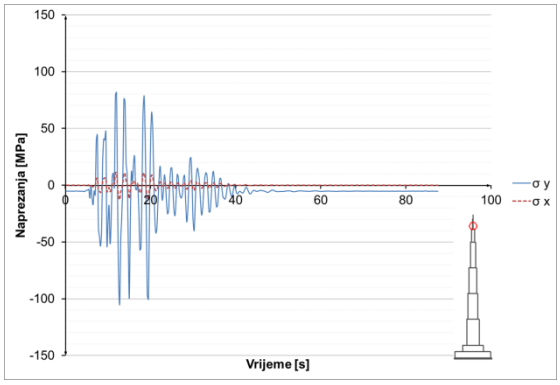
Slika 8.3.4.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres Kobe



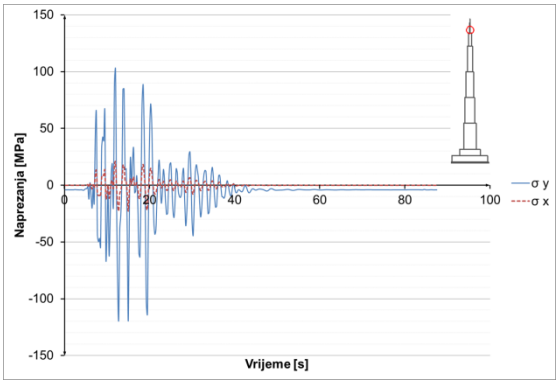
Slika 8.3.4.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres Kobe



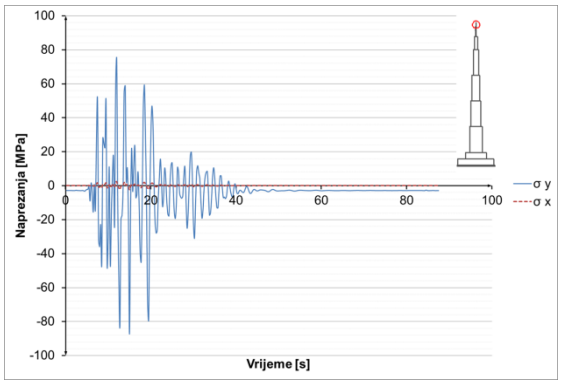
Slika 8.3.4.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres Kobe



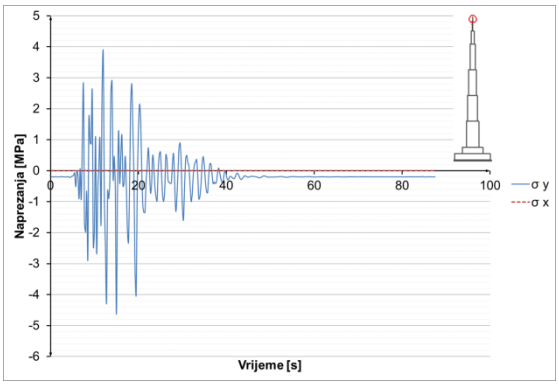
Slika 8.3.4.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres Kobe

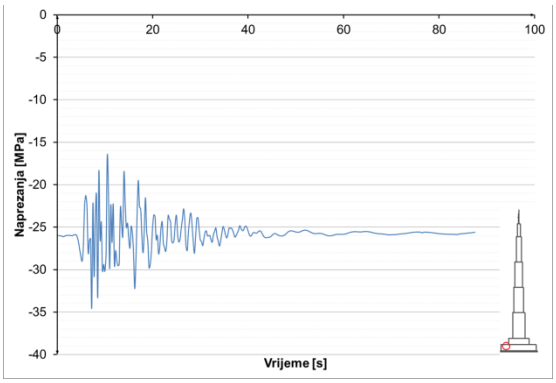


Slika 8.3.4.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres Kobe

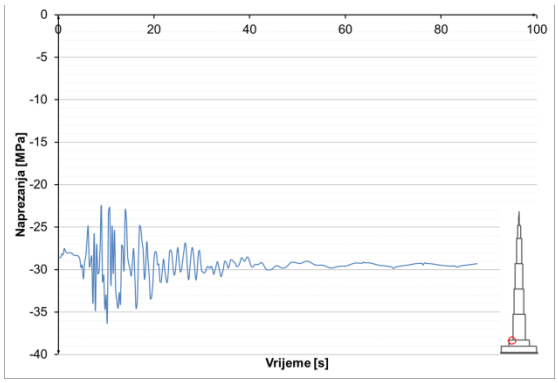


Slika 8.3.4.32 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres Kobe

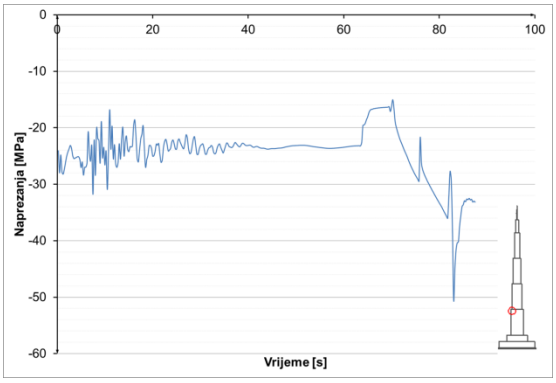
Naprezanja u armaturi:



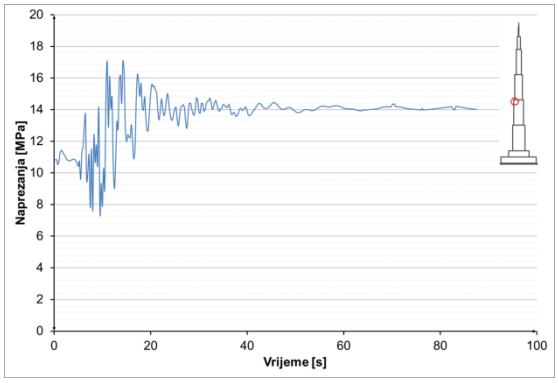
Slika 8.3.4.33 Naprezanja u armaturi u presjeku h=52 m – potres Kobe



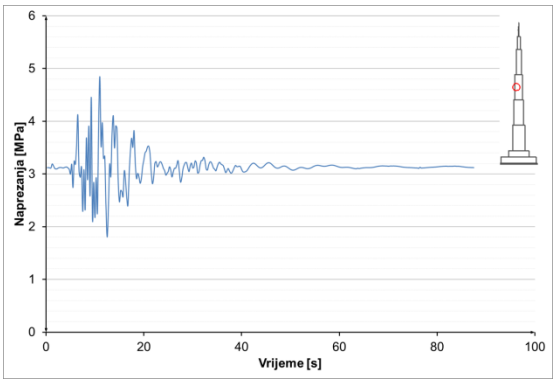
Slika 8.3.4.34 Naprezanja u armaturi u presjeku h=100 m – potres Kobe



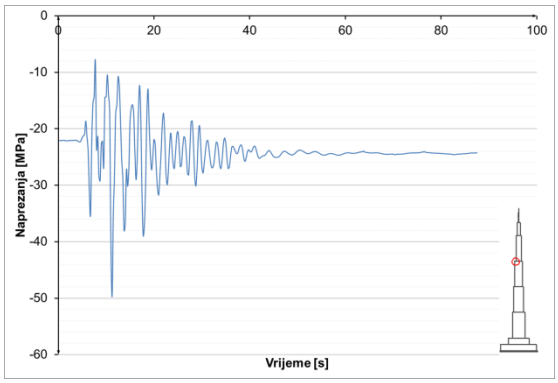
Slika 8.3.4.35 Naprezanja u armaturi u presjeku h=300 m – potres Kobe



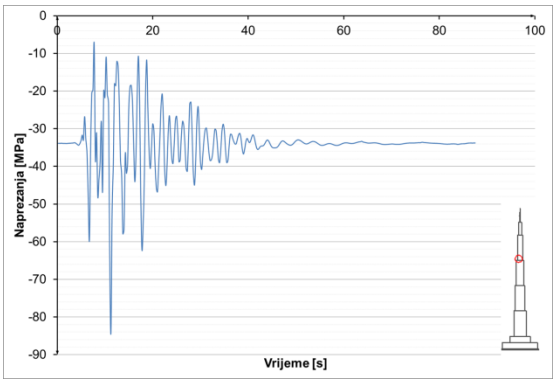
Slika 8.3.4.36 Naprezanja u armaturi u presjeku h=500 m – potres Kobe



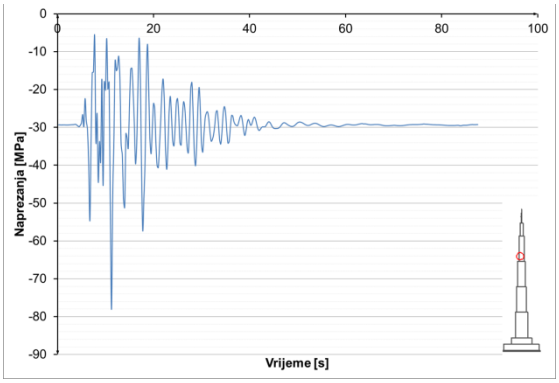
Slika 8.3.4.37 Naprezanja u armaturi u presjeku h=600 m – potres Kobe



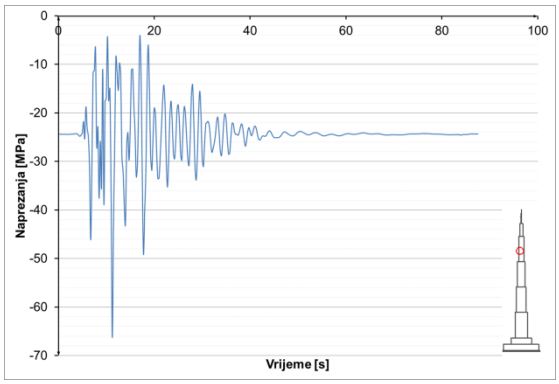
Slika 8.3.4.38 Naprezanja u armaturi u presjeku h=700 m – potres Kobe



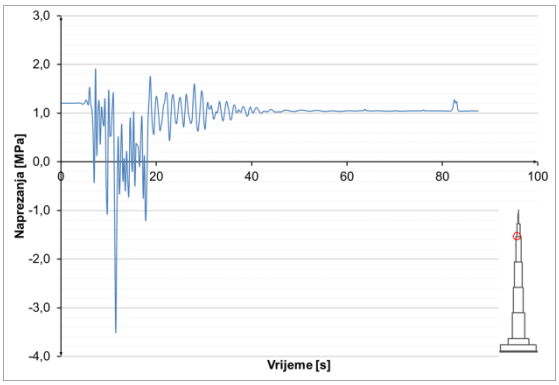
Slika 8.3.4.39 Naprezanja u armaturi u presjeku h=710 m – potres Kobe



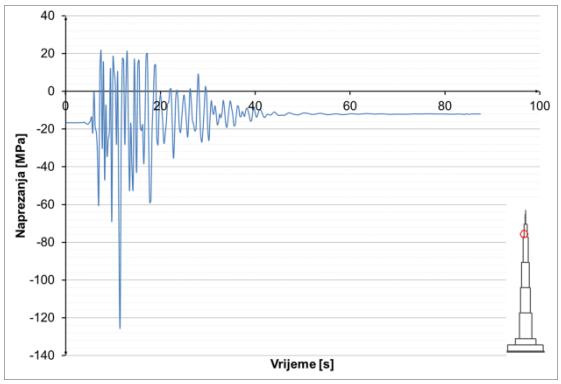
Slika 8.3.4.40 Naprezanja u armaturi u presjeku h=740 m – potres Kobe



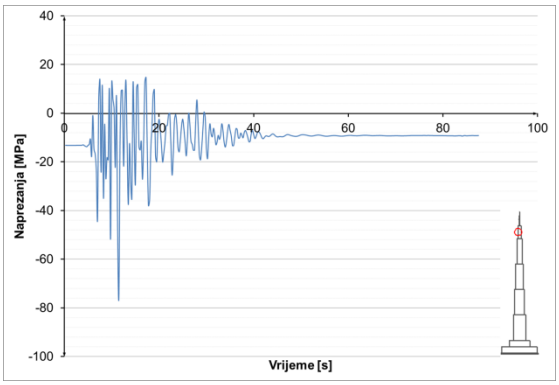
Slika 8.3.4.41 Naprezanja u armaturi u presjeku h=770 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.42 Naprezanja u armaturi u presjeku h=900 m – potres Kobe

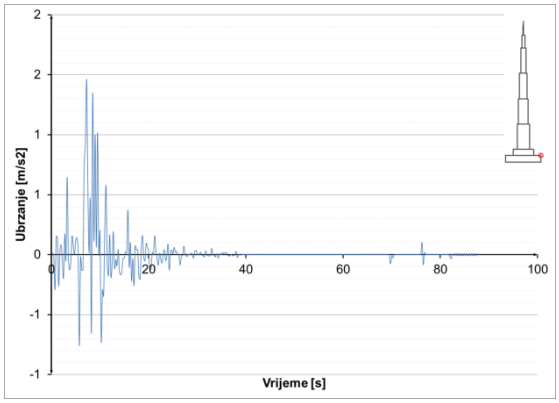


Slika 8.3.4.43 Naprezanja u armaturi u presjeku h=920 m – potres Kobe

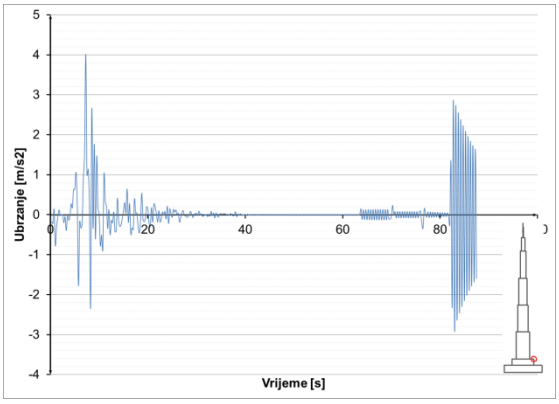


Slika 8.3.4.44 Naprezanja u armaturi u presjeku h=940 m – potres Kobe

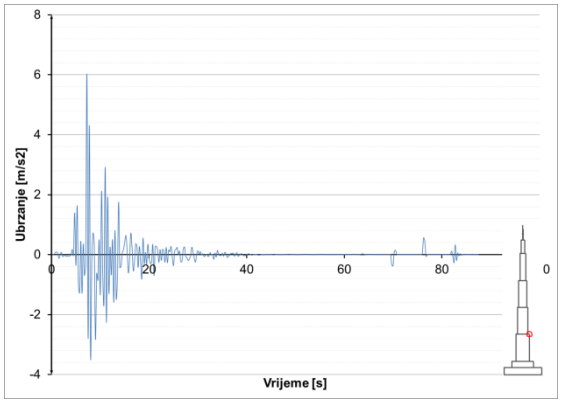
8.3.4.3 Potres Kobe – ubrzanja konstrukcije



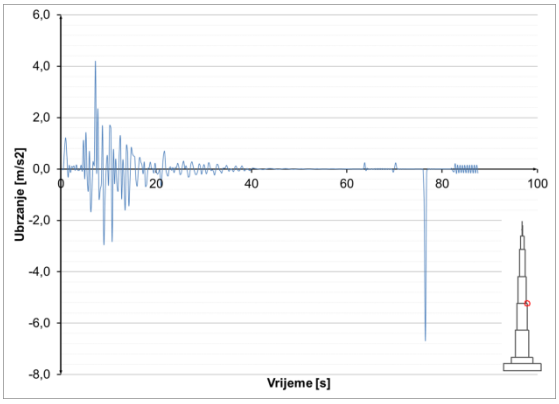
Slika 8.3.4.45 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres Kobe



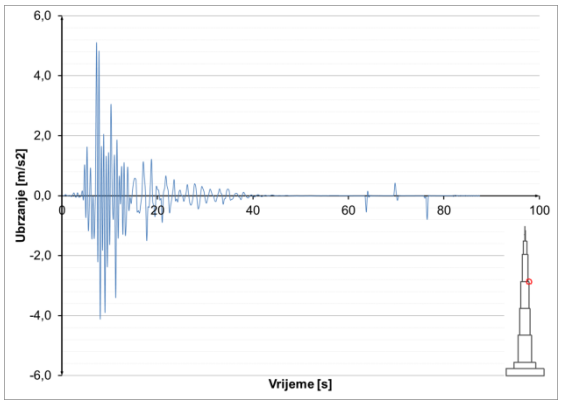
Slika 8.3.4.46 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres Kobe



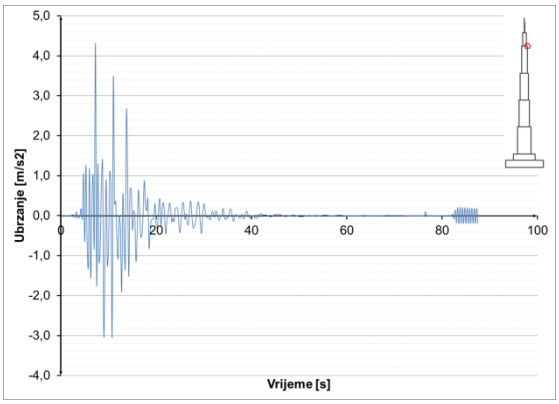
Slika 8.3.4.47 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres Kobe



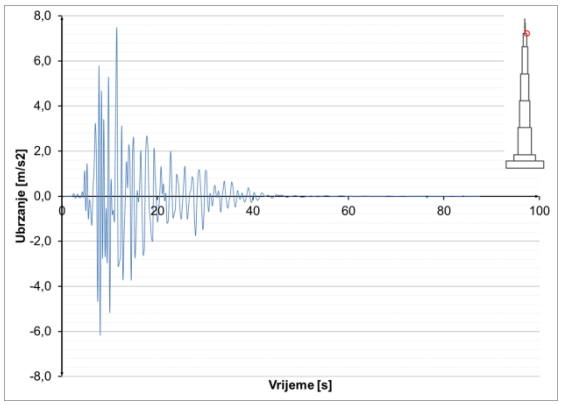
Slika 8.3.4.48 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres Kobe



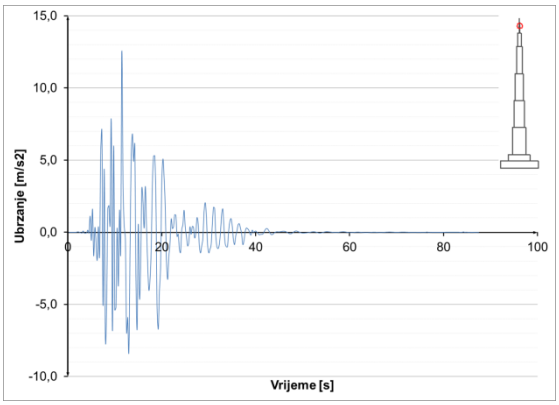
Slika 8.3.4.49 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres Kobe



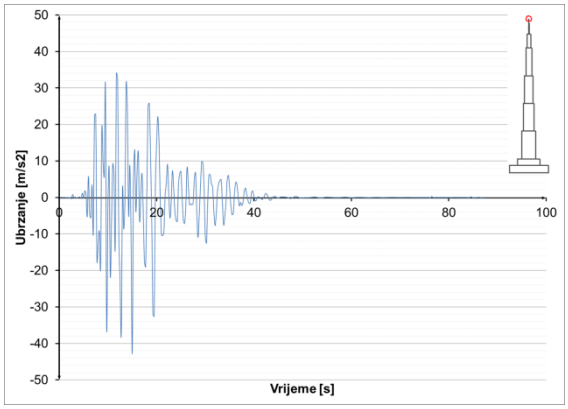
Slika 8.3.4.50 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.51 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres Kobe



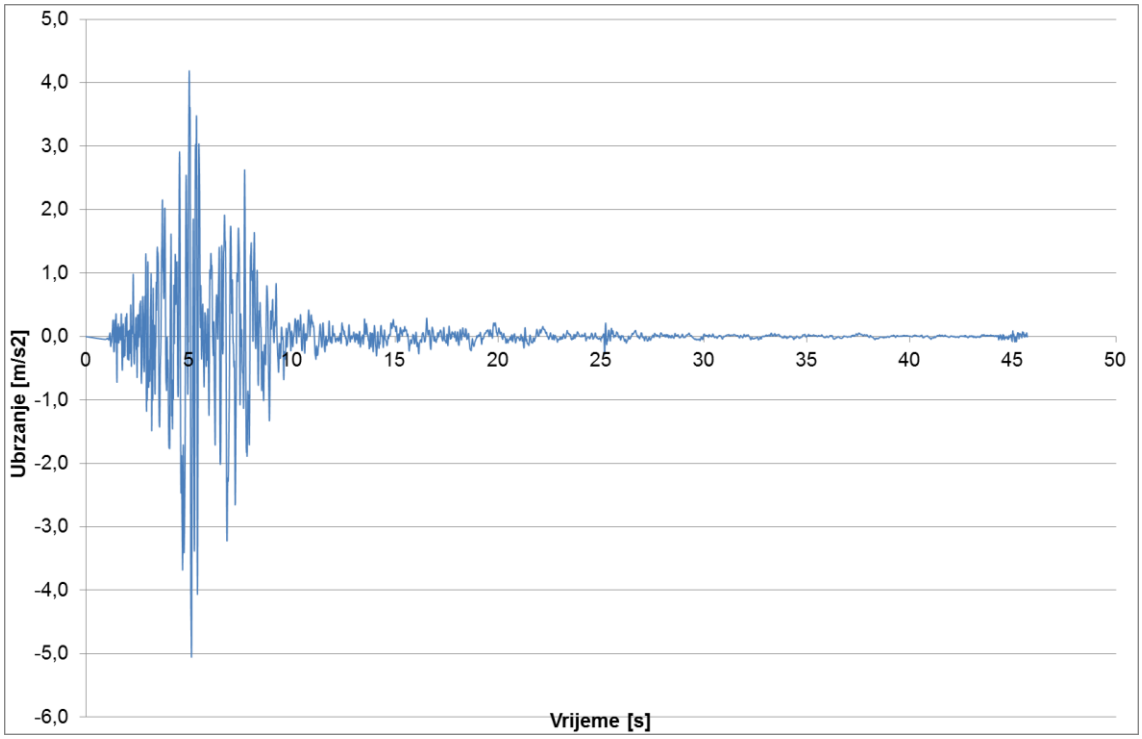
Slika 8.3.4.52 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres Kobe



Slika 8.3.4.53 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres Kobe

8.3.5 Potres – Bingöl

Realni zapis preuzet je sa [19], te je potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na slici. Prije nanošenja opterećenja izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q, na koje djeluje zadano opterećenje.

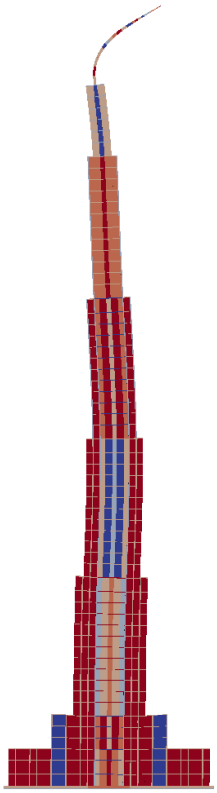


Slika 8.3.5.1 Vremenski zapis potresa – Bingöl 2003.

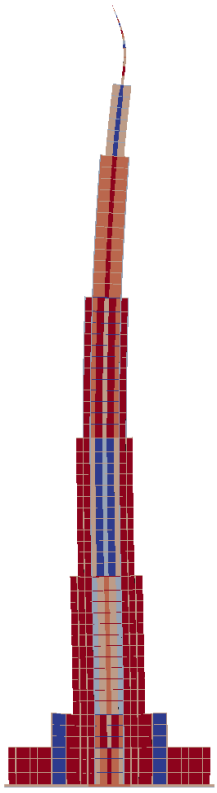
Potres je trajanja 45,71 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 70,0 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Rezultati su iskazani u vidu pomaka, naprezanja u materijalima i armaturi, te ubrzanja pojedinih točaka. U konstrukciji je moguće otvaranje pukotina u betonu , ali konstrukcija je dimenzionirana tako da se ne pojavljuje drobljenje betona u konstrukciji.

8.3.5.1 Potres Bingöl - pomaci konstrukcije

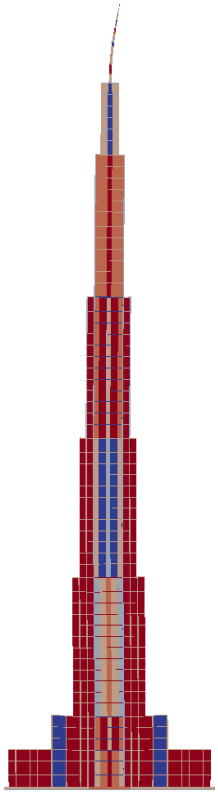
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci skalirani, u odnosu na vertikalne, za faktor 100.



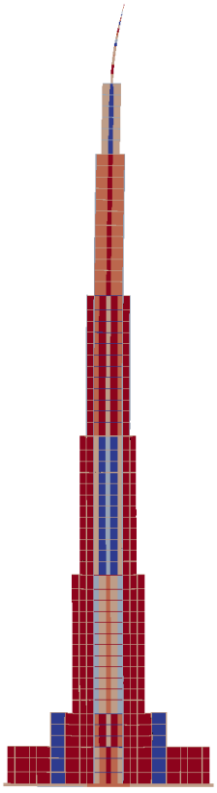
Slika 8.3.5.2 T = 5 s



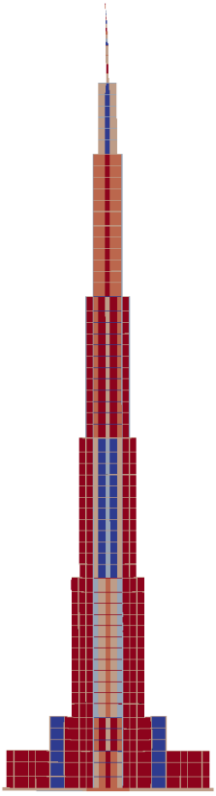
Slika 8.3.5.3 T = 10 s



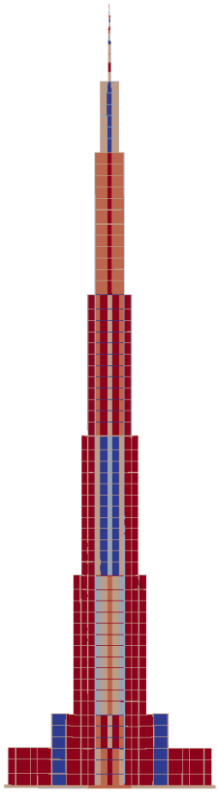
Slika 8.3.5.4 T = 20 s



Slika 8.3.5.5 T = 30 s

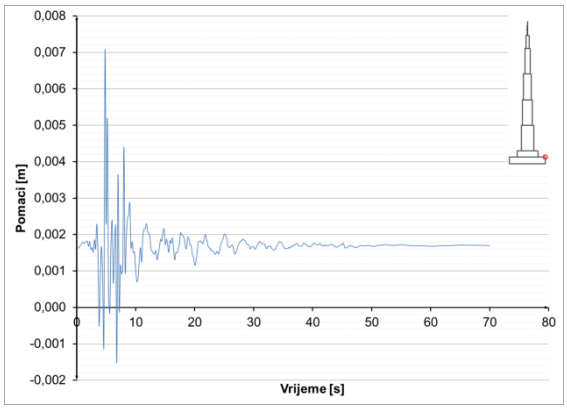


Slika 8.3.5.6 T = 50 s

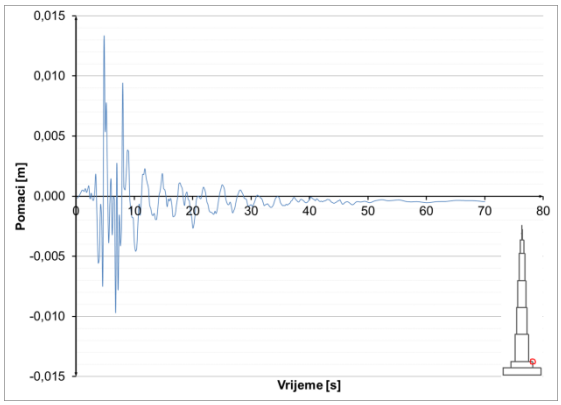


Slika 8.3.5.7 T = 70 s

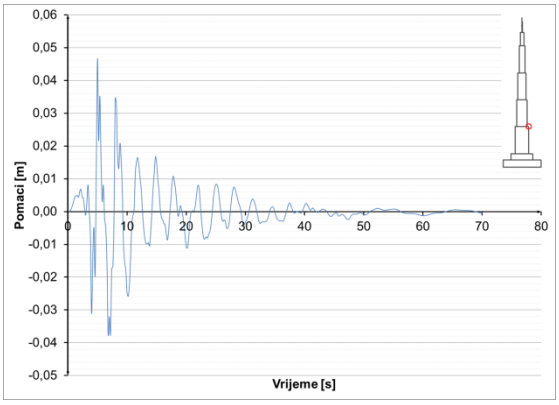
Pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



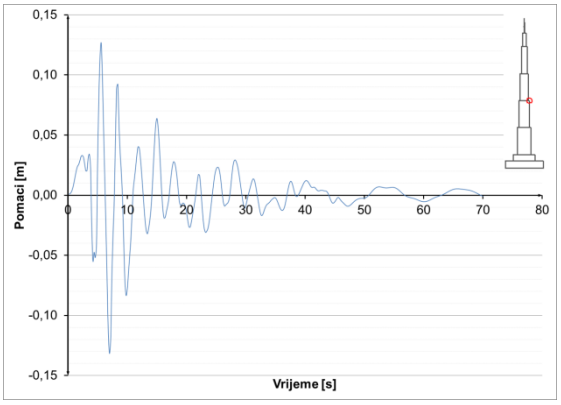
Slika 8.3.5.8 Pomaci u presjeku h=52 m – potres Bingöl



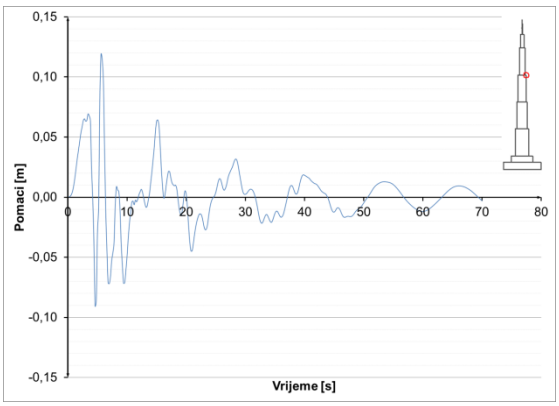
Slika 8.3.5.9 Pomaci u presjeku h=100 m – potres Bingöl



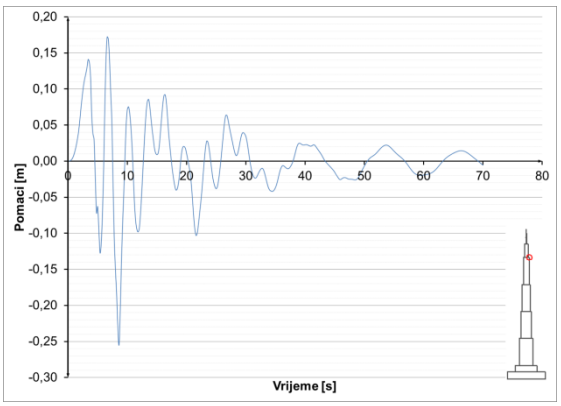
Slika 8.3.5.10 Pomaci u presjeku h=300 m – potres Bingöl



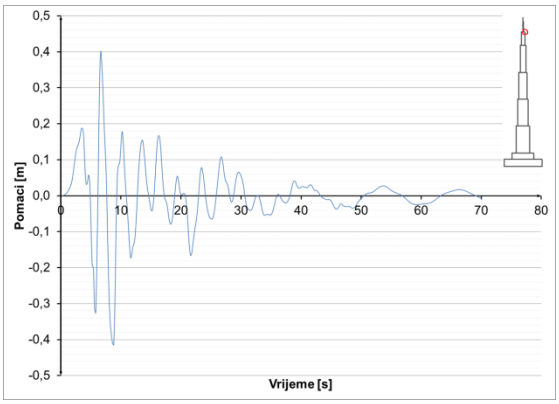
Slika 8.3.5.11 Pomaci u presjeku h=500 m – potres Bingöl



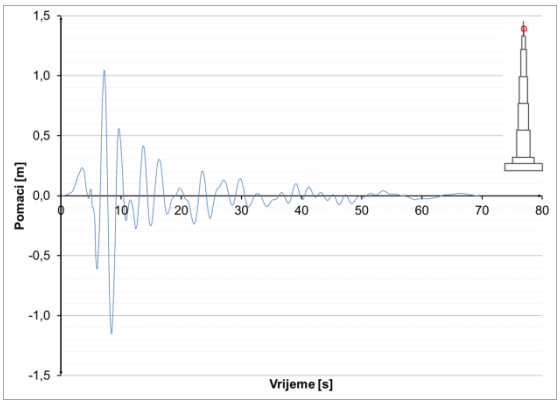
Slika 8.3.5.12 Pomaci u presjeku h=700 m – potres Bingöl



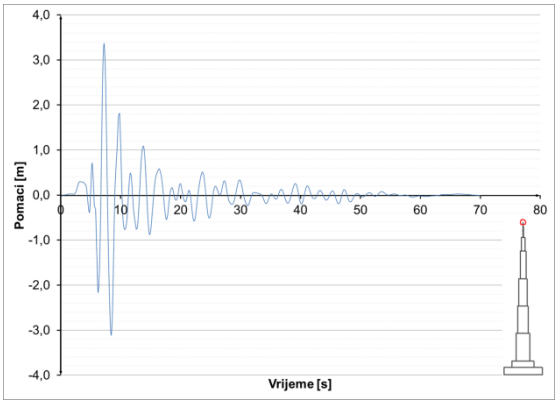
Slika 8.3.5.13 Pomaci u presjeku h=900 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.14 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.15 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres Bingöl

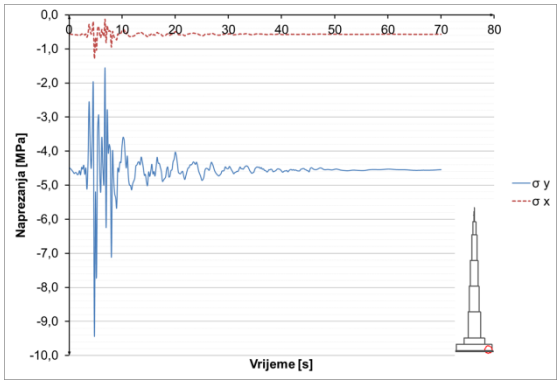


Slika 8.3.5.16 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres Bingöl

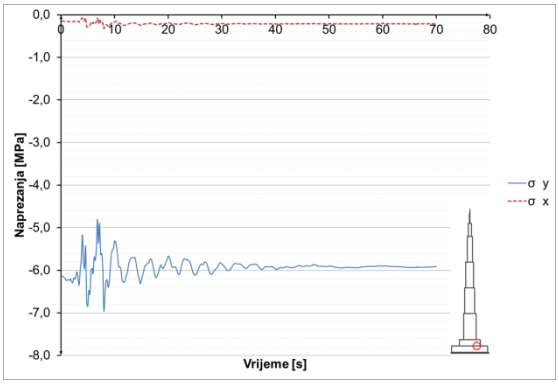
8.3.5.2 Potres Bingöl – naprezanja u konstrukciji

Prikazana je promjena naprezanja u vremenu za karakterističnе točke, za beton, čelik i armaturu.

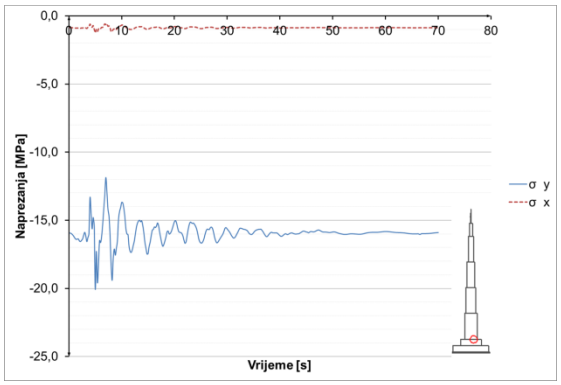
Naprezanja u betonu i čeliku:



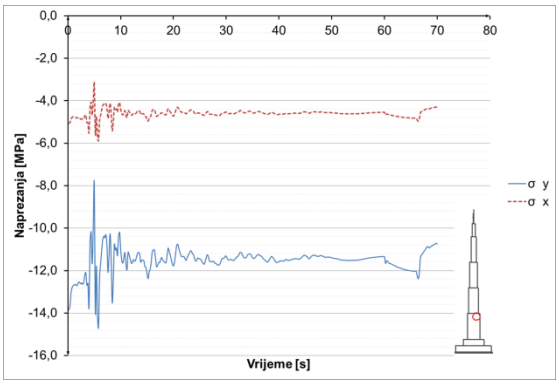
Slika 8.3.5.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres Bingöl



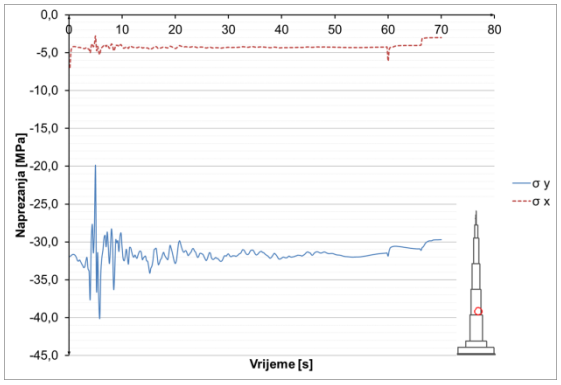
Slika 8.3.5.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres Bingöl



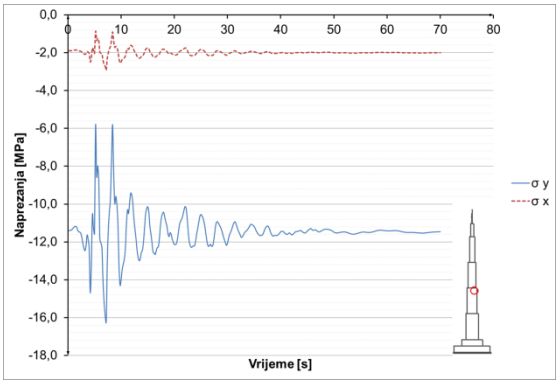
Slika 8.3.5.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Bingöl



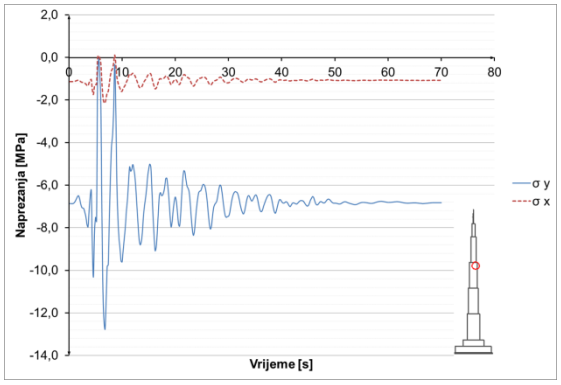
Slika 8.3.5.20 Naprezanja u betonu u presjeku h=295 m – potres Bingöl



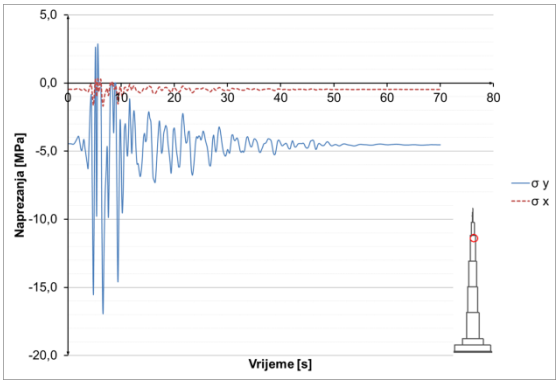
Slika 8.3.5.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres Bingöl



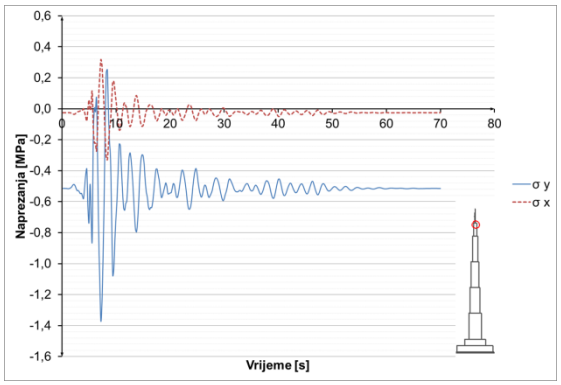
Slika 8.3.5.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres Bingöl



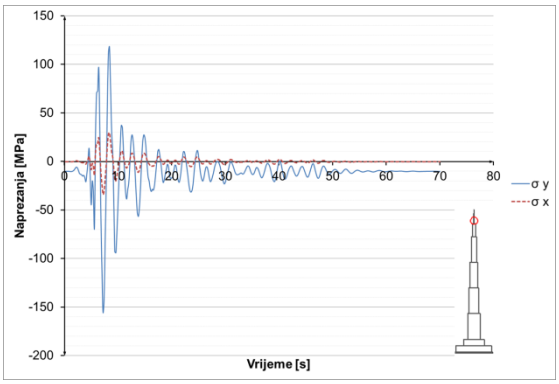
Slika 8.3.5.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres Bingöl



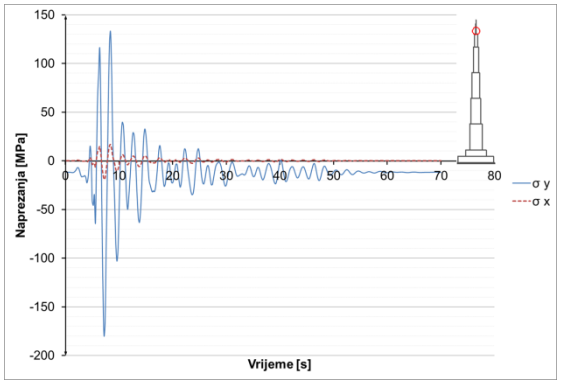
Slika 8.3.5.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres Bingöl



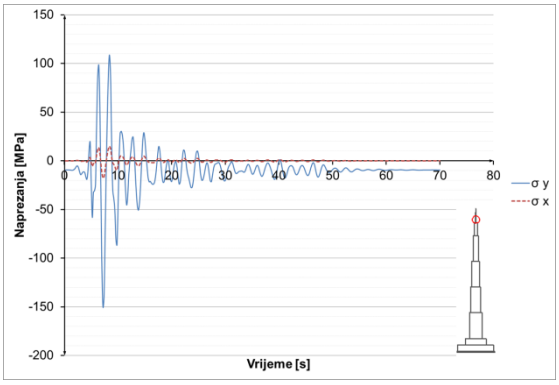
Slika 8.3.5.25 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Bingöl



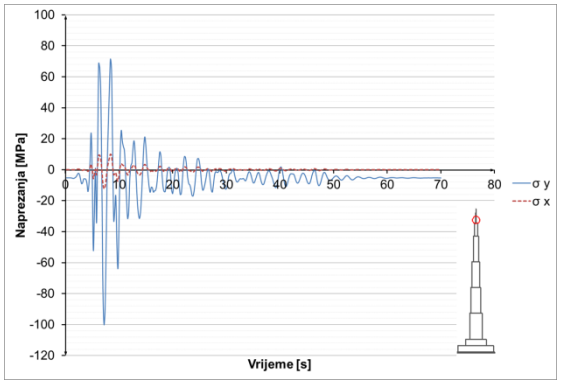
Slika 8.3.5.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres Bingöl



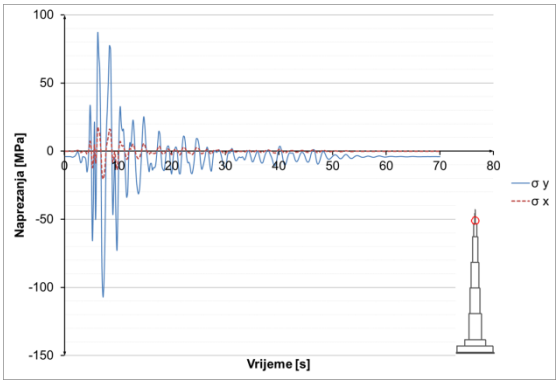
Slika 8.3.5.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres Bingöl



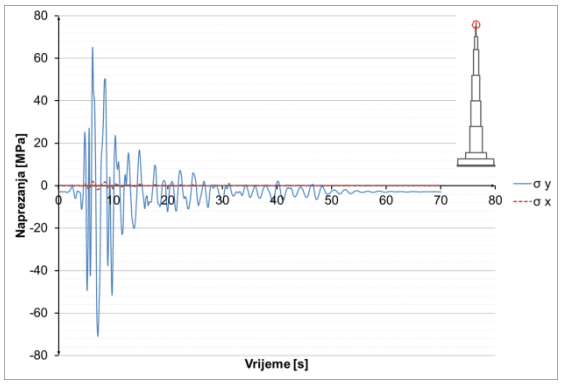
Slika 8.3.5.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres Bingöl



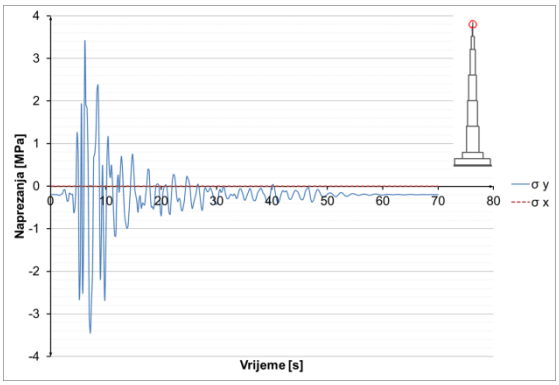
Slika 8.3.5.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres Bingöl

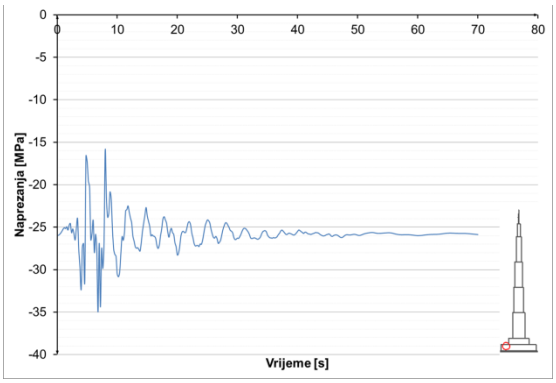


Slika 8.3.5.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres Bingöl

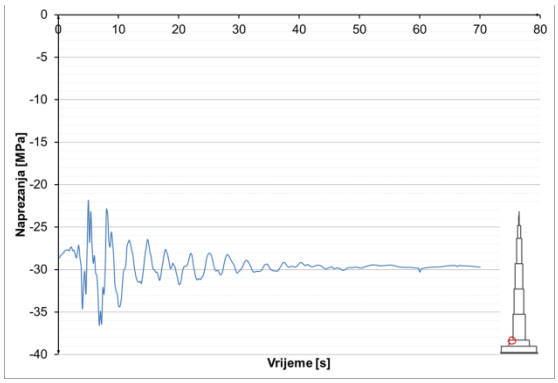


Slika 8.3.5.32 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres Bingöl

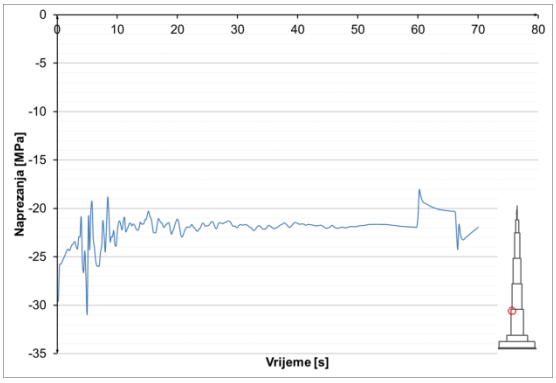
Naprezanja u armaturi:



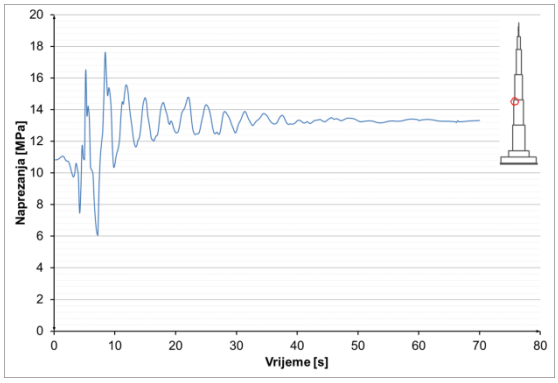
Slika 8.3.5.33 Naprezanja u armaturi u presjeku h=52 m – potres Bingöl



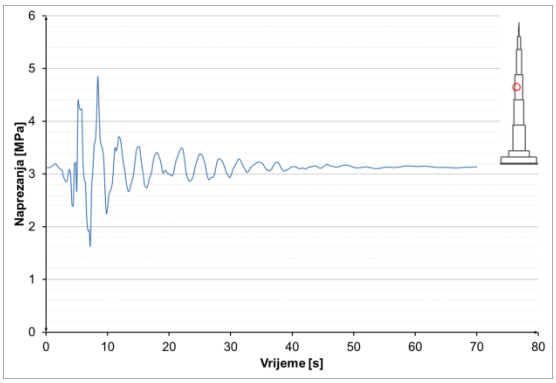
Slika 8.3.5.34 Naprezanja u armaturi u presjeku h=100 m – potres Bingöl



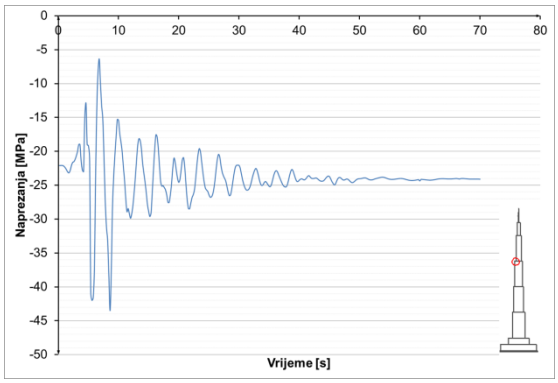
Slika 8.3.5.35 Naprezanja u armaturi u presjeku h=300 m – potres Bingöl



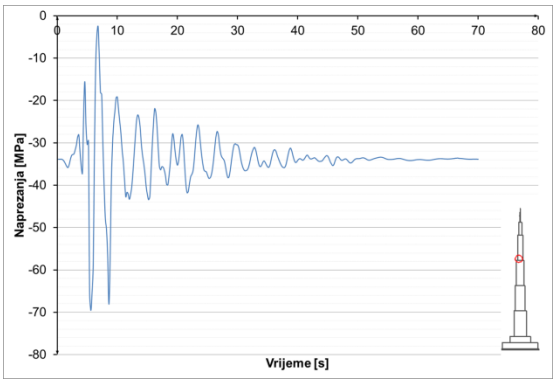
Slika 8.3.5.36 Naprezanja u armaturi u presjeku h=500 m – potres Bingöl



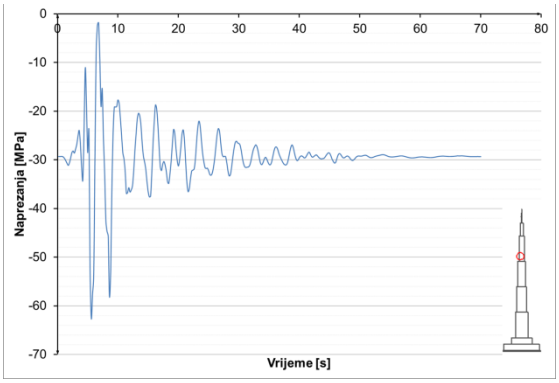
Slika 8.3.5.37 Naprezanja u armaturi u presjeku h=600 m – potres Bingöl



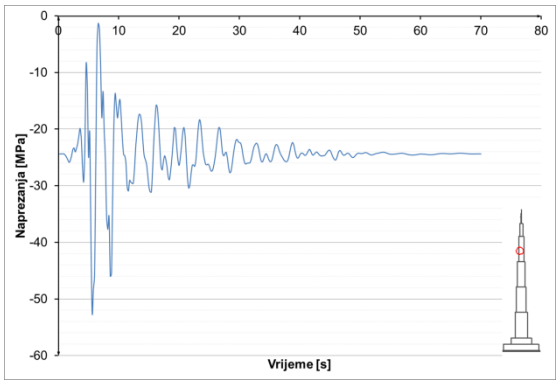
Slika 8.3.5.38 Naprezanja u armaturi u presjeku h=700 m – potres Bingöl



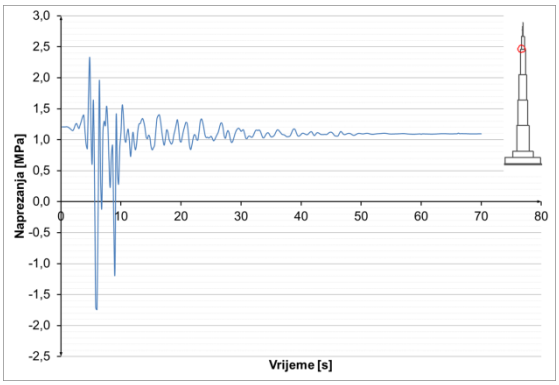
Slika 8.3.5.39 Naprezanja u armaturi u presjeku h=710 m – potres Bingöl



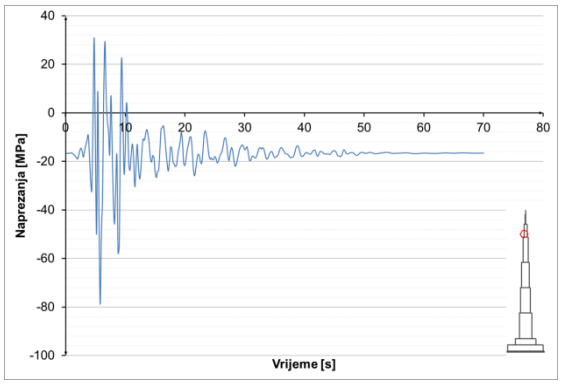
Slika 8.3.5.40 Naprezanja u armaturi u presjeku h=740 m – potres Bingöl



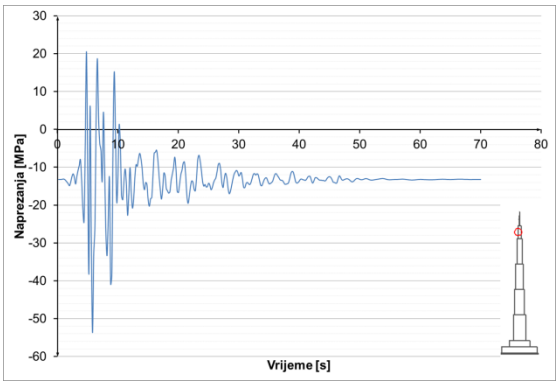
Slika 8.3.5.41 Naprezanja u armaturi u presjeku h=770 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.42 Naprezanja u armaturi u presjeku h=900 m – potres Bingöl

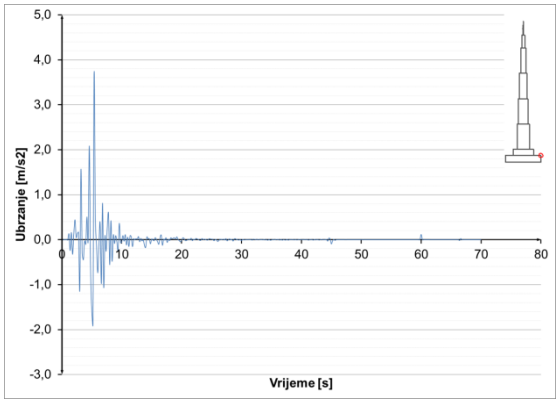


Slika 8.3.5.43 Naprezanja u armaturi u presjeku h=920 m – potres Bingöl

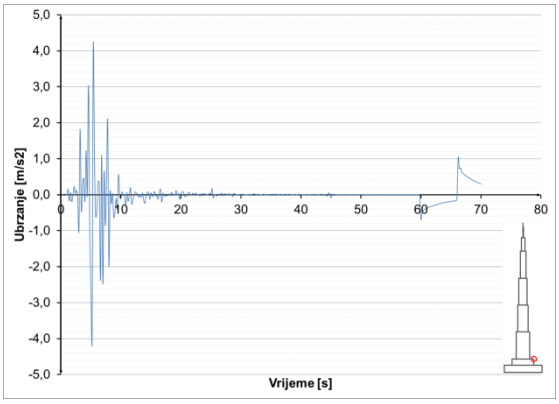


Slika 8.3.5.44 Naprezanja u armaturi u presjeku h=940 m – potres Bingöl

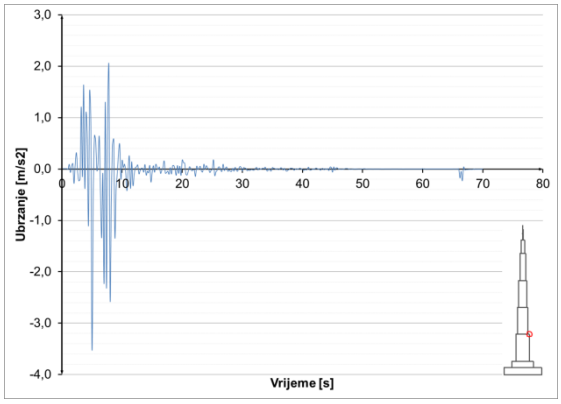
8.3.5.3 Potres Bingöl – ubrzanja konstrukcije



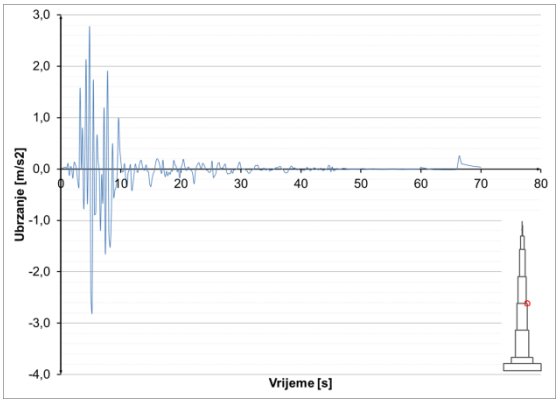
Slika 8.3.5.45 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres Bingöl



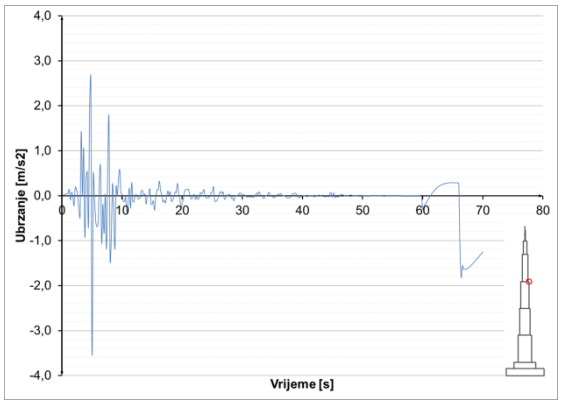
Slika 8.3.5.46 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres Bingöl



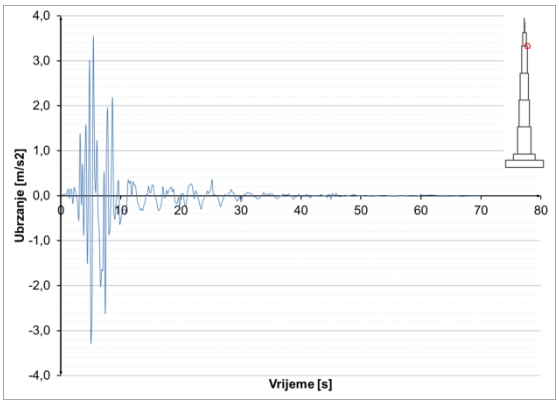
Slika 8.3.5.47 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres Bingöl



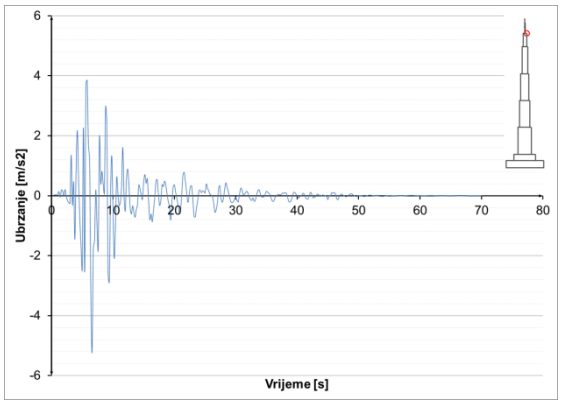
Slika 8.3.5.48 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres Bingöl



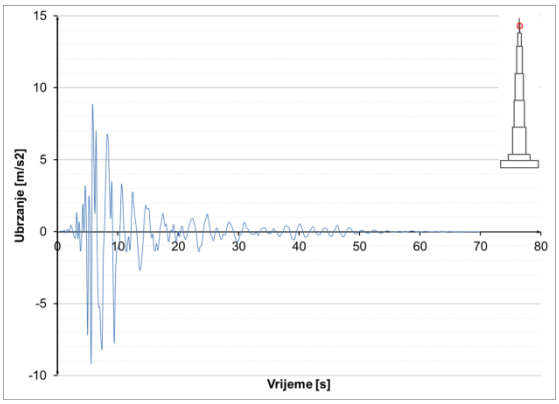
Slika 8.3.5.49 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres Bingöl



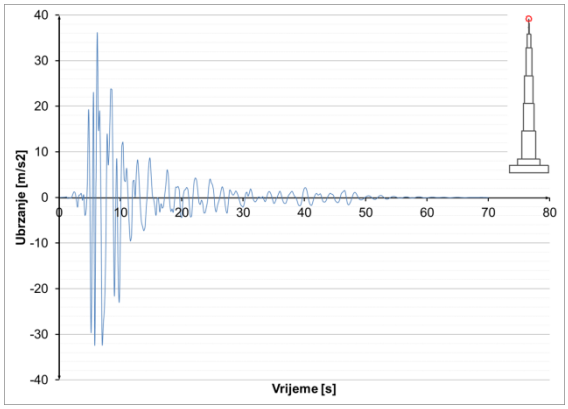
Slika 8.3.5.50 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.51 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres Bingöl



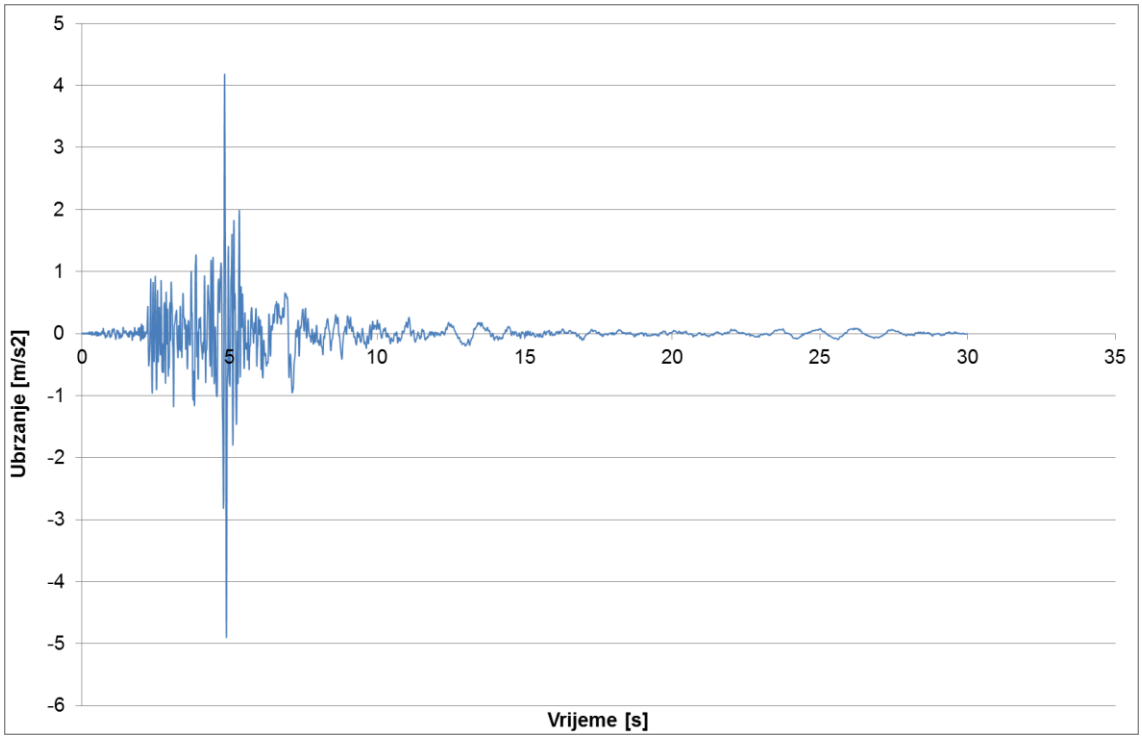
Slika 8.3.5.52 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres Bingöl



Slika 8.3.5.53 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres Bingöl

8.3.6 Potres – S. Monica

Realni zapis preuzet je sa [19], te je potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na slici. Prije nanošenja opterećenja izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q, na koje djeluje zadano opterećenje.

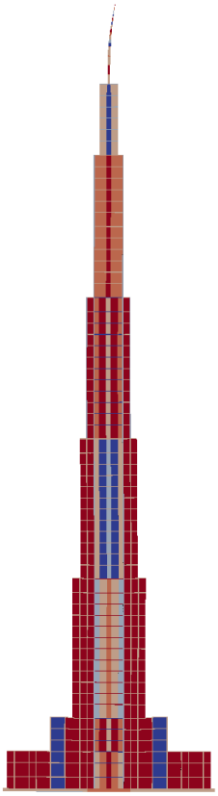


Slika 8.3.6.1 Vremenski zapis potresa – S. Monica 1982.

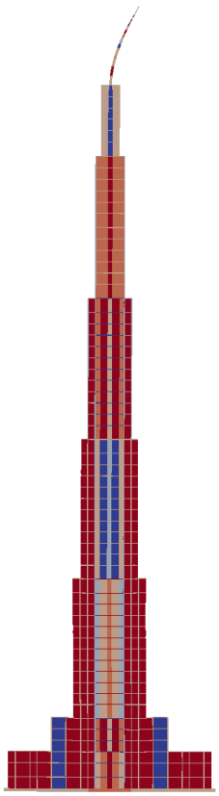
Potres je trajanja 30,0 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 70,0 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Rezultati su iskazani u vidu pomaka, naprezanja u materijalima i armaturi, te ubrzanja pojedinih točaka. U konstrukciji je moguće otvaranje pukotina u betonu , ali konstrukcija je dimenzionirana tako da se ne pojavljuje drobljenje betona u konstrukciji.

8.3.7 Potres S. Monica - pomaci konstrukcije

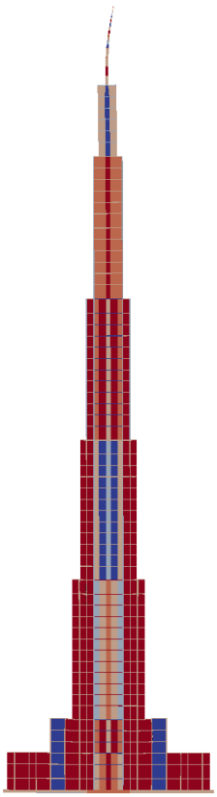
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci skalirani, u odnosu na vertikalne, za faktor 100.



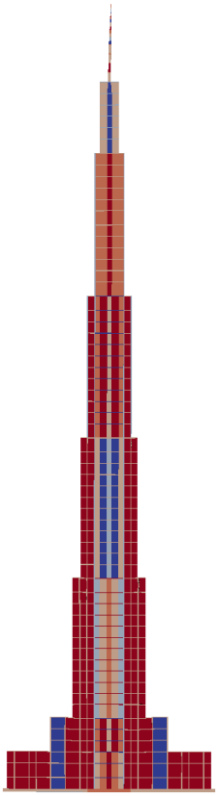
Slika 8.3.7.1 T = 5 s



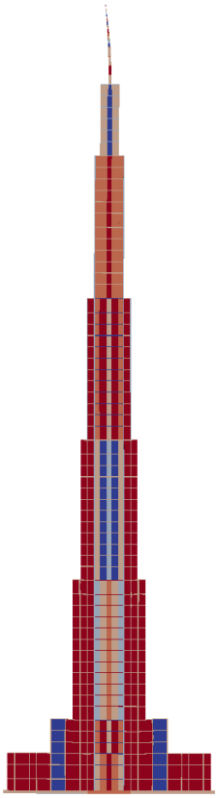
Slika 8.3.7.2 T = 10 s



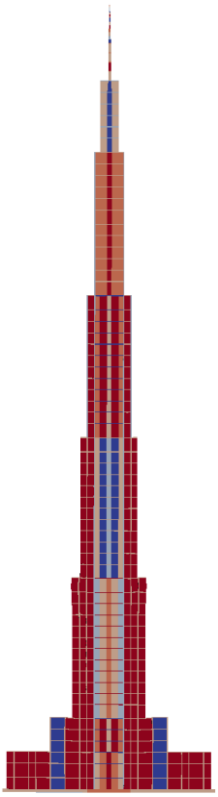
Slika 8.3.7.3 T = 15 s



Slika 8.3.7.4 T = 20 s

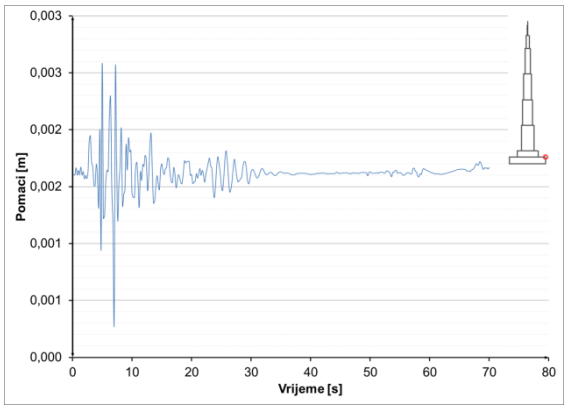


Slika 8.3.7.5 T = 30 s

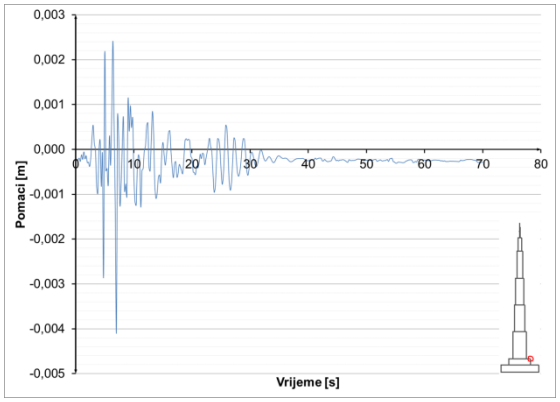


Slika 8.3.7.6 T = 70 s

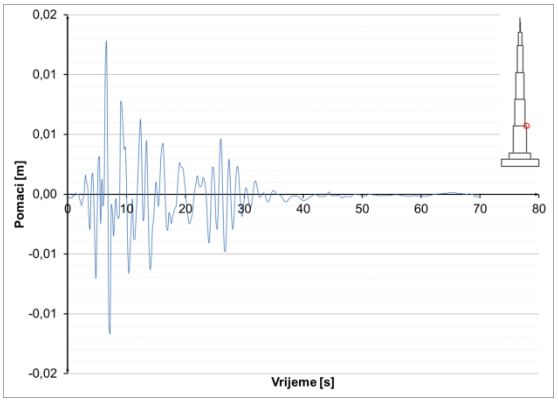
Pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



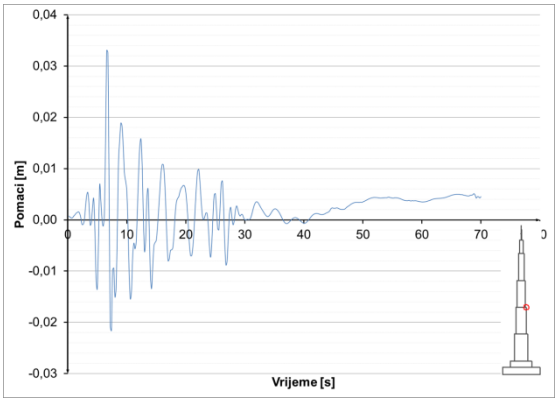
Slika 8.3.7.7 Pomaci u presjeku h=52 m – potres S. Monica



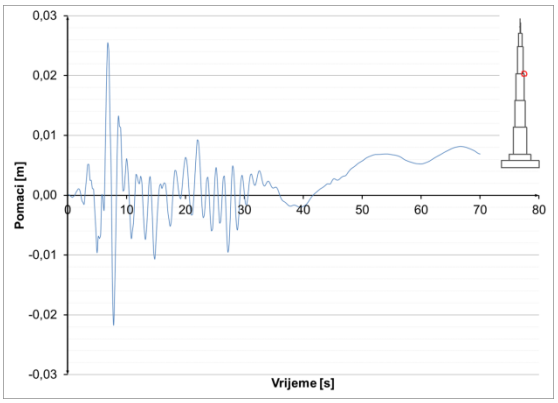
Slika 8.3.7.8 Pomaci u presjeku h=100 m – potres S. Monica



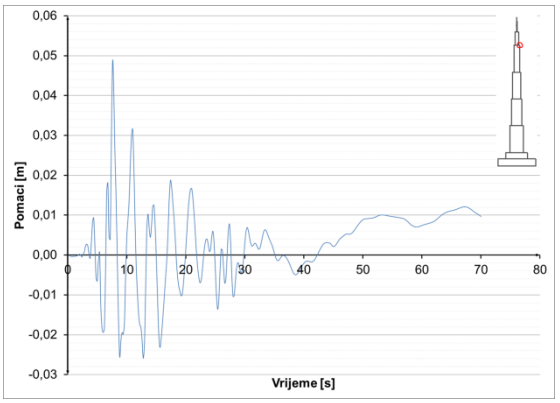
Slika 8.3.7.9 Pomaci u presjeku h=300 m – potres S. Monica



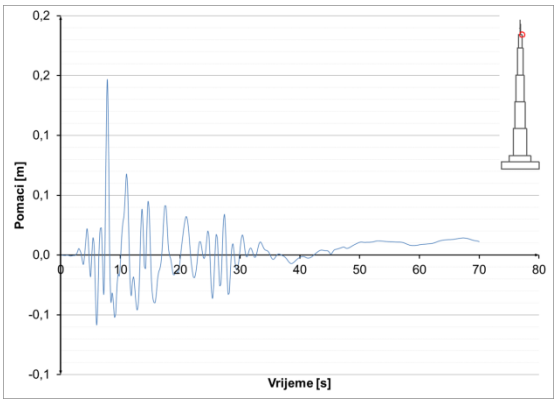
Slika 8.3.7.10 Pomaci u presjeku h=500 m – potres S. Monica



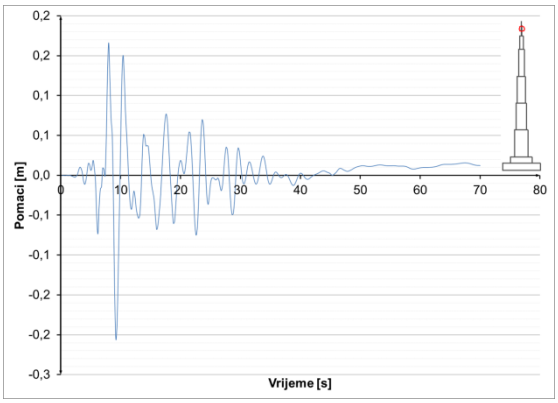
Slika 8.3.7.11 Pomaci u presjeku h=700 m – potres S. Monica



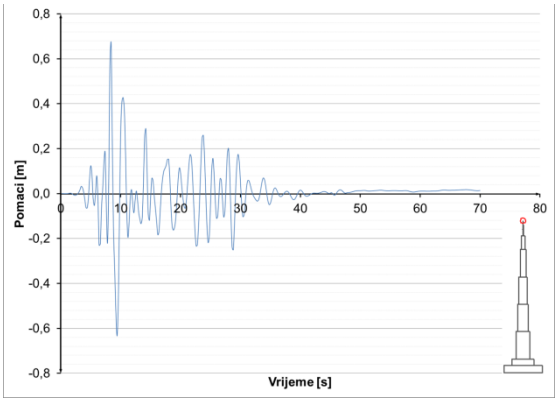
Slika 8.3.7.12 Pomaci u presjeku h=900 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.13 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.14 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres S. Monica

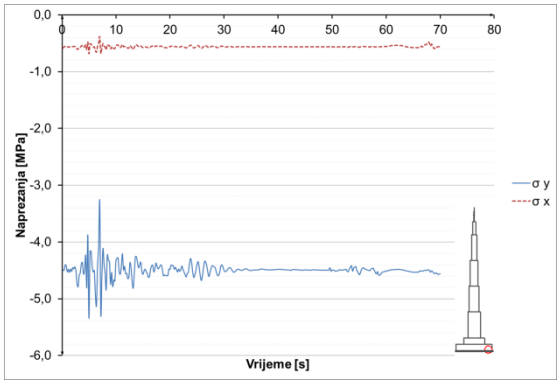


Slika 8.3.7.15 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres S. Monica

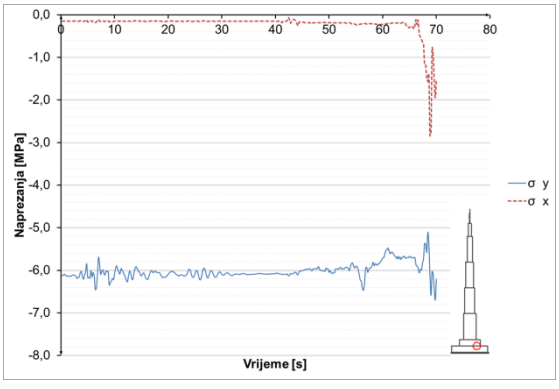
8.3.7.1 Potres S. Monica – naprezanja u konstrukciji

Prikazana je promjena naprezanja u vremenu za karakteristične točke, za beton, čelik i armaturu.

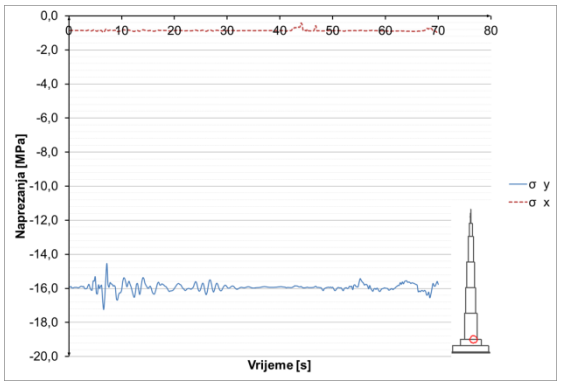
Naprezanja u betonu i čeliku:



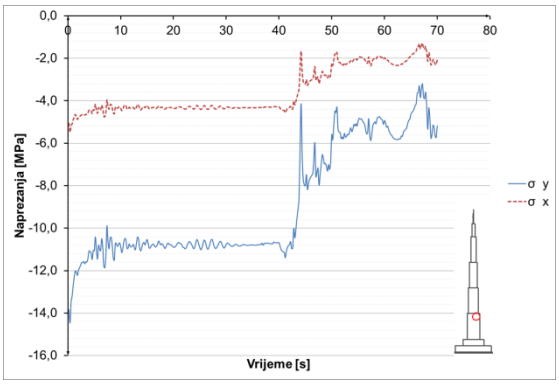
Slika 8.3.7.16 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres S. Monica



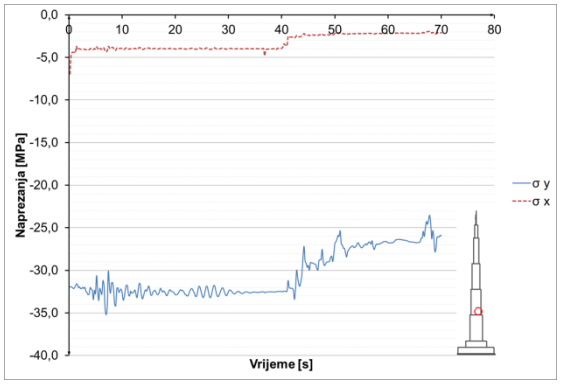
Slika 8.3.7.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres S. Monica



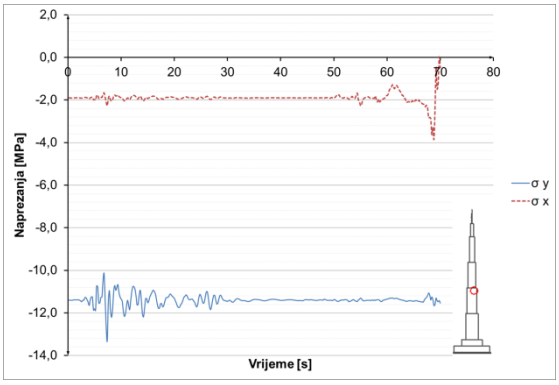
Slika 8.3.7.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres S. Monica



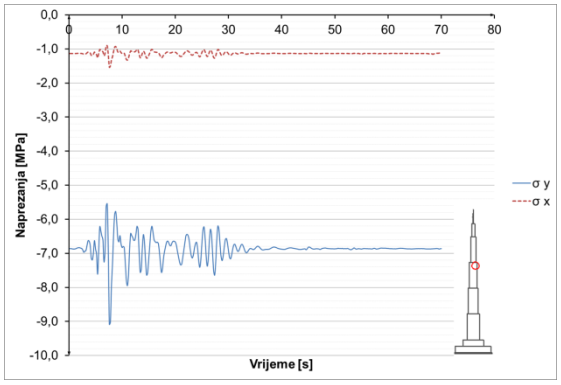
Slika 8.3.7.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=295 m – potres S. Monica



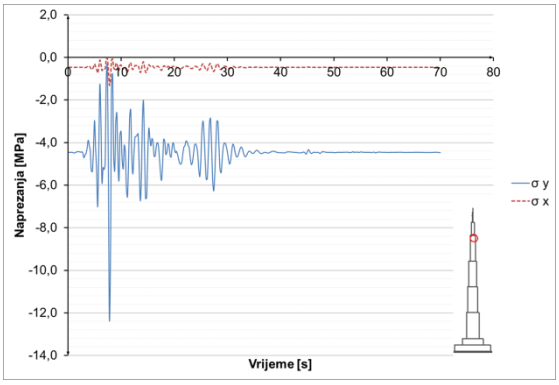
Slika 8.3.7.20 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres S. Monica



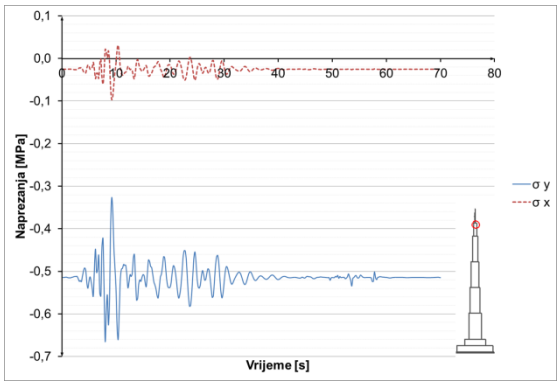
Slika 8.3.7.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres S. Monica



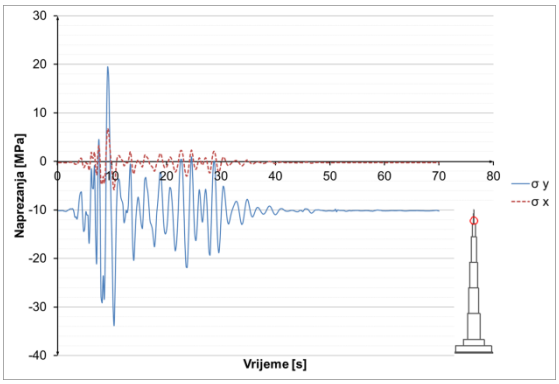
Slika 8.3.7.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres S. Monica



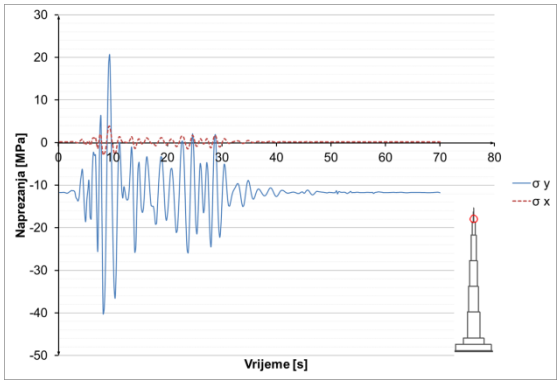
Slika 8.3.7.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres S. Monica



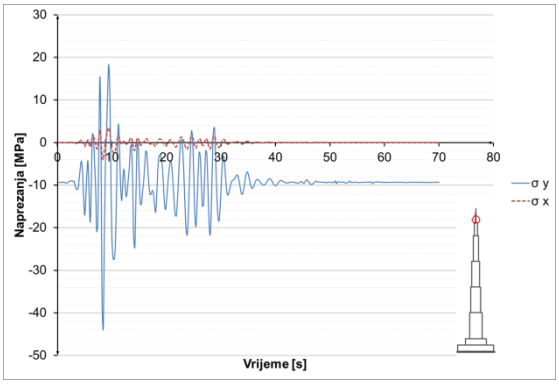
Slika 8.3.7.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres S. Monica



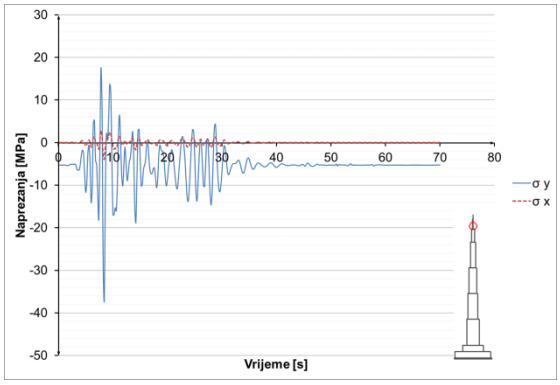
Slika 8.3.7.25 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres S. Monica



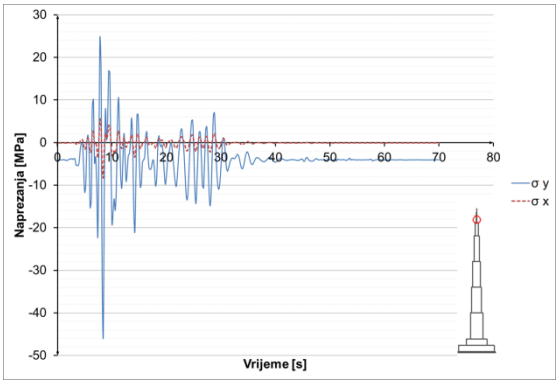
Slika 8.3.7.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres S. Monica



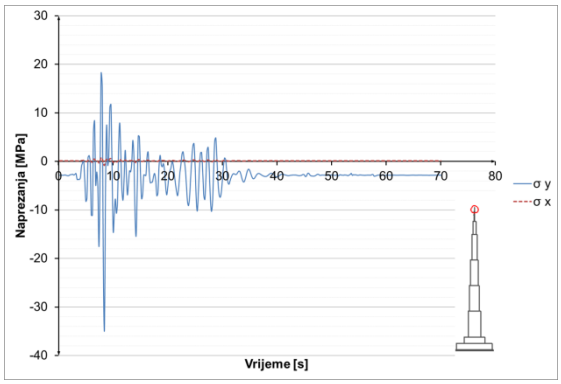
Slika 8.3.7.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres S. Monica



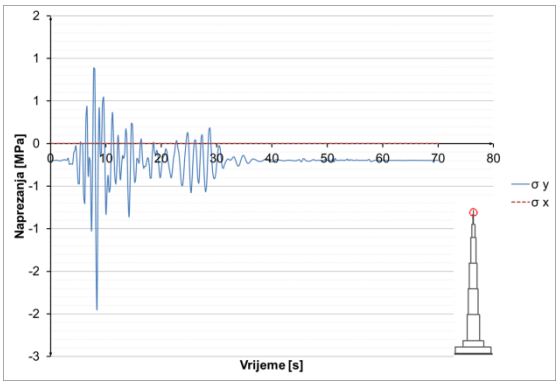
Slika 8.3.7.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres S. Monica

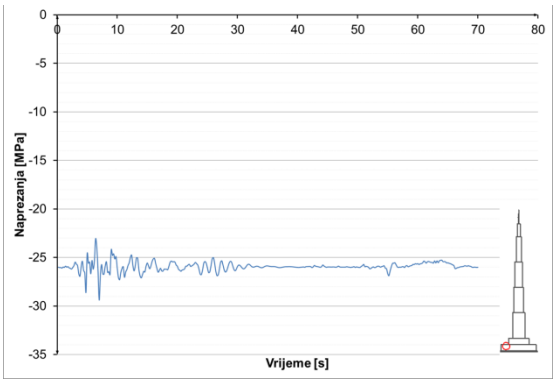


Slika 8.3.7.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres S. Monica

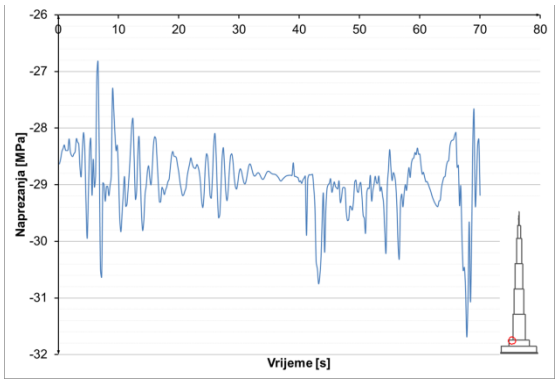


Slika 8.3.7.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres S. Monica

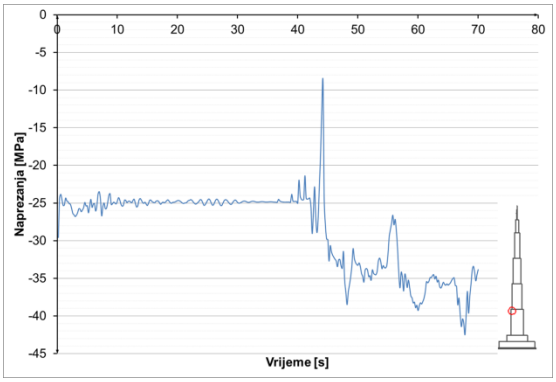
Naprezanja u armaturi:



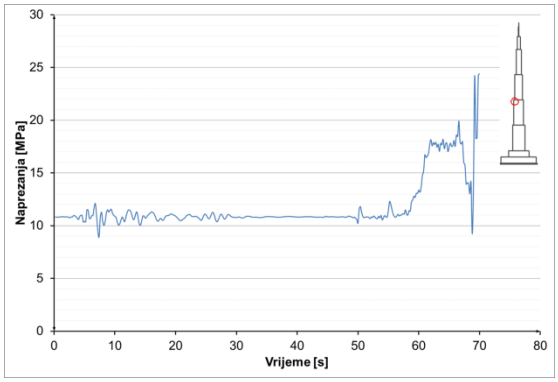
Slika 8.3.7.32 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=52 m – potres S. Monica



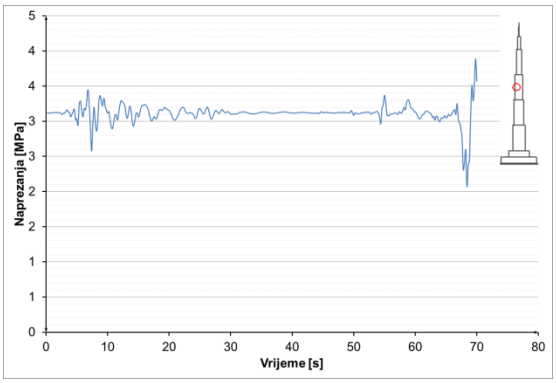
Slika 8.3.7.33 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=100 m – potres S. Monica



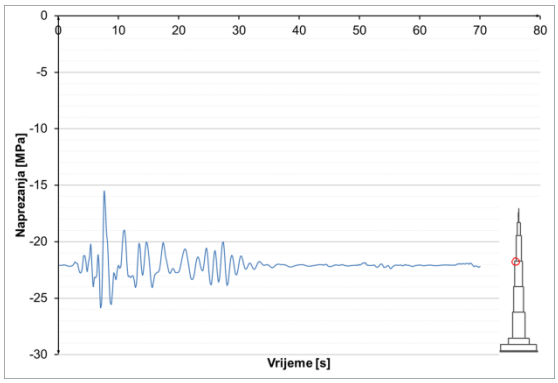
Slika 8.3.7.34 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=300 m – potres S. Monica



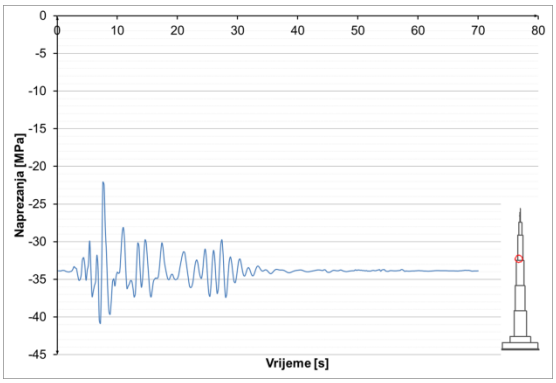
Slika 8.3.7.35 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=500 m – potres S. Monica



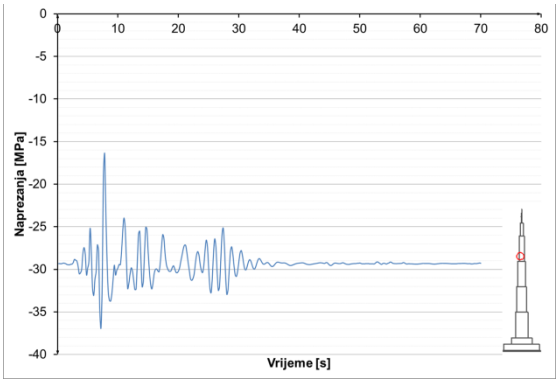
Slika 8.3.7.36 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=600 m – potres S. Monica



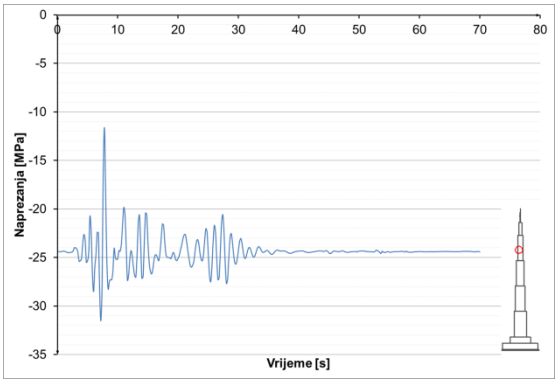
Slika 8.3.7.37 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=700 m – potres S. Monica



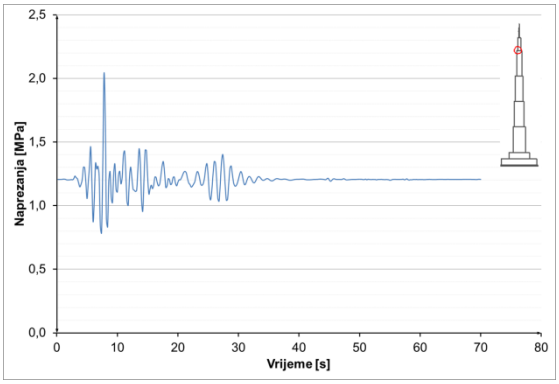
Slika 8.3.7.38 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=710 m – potres S. Monica



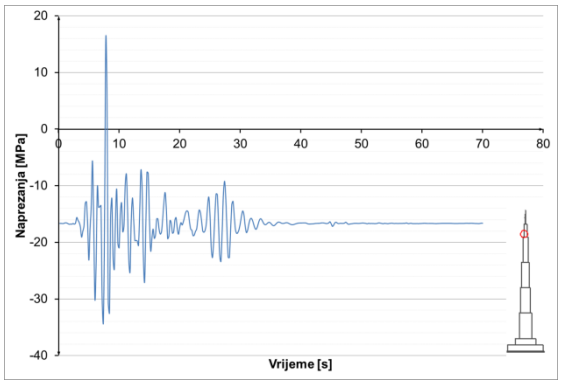
Slika 8.3.7.39 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=740 m – potres S. Monica



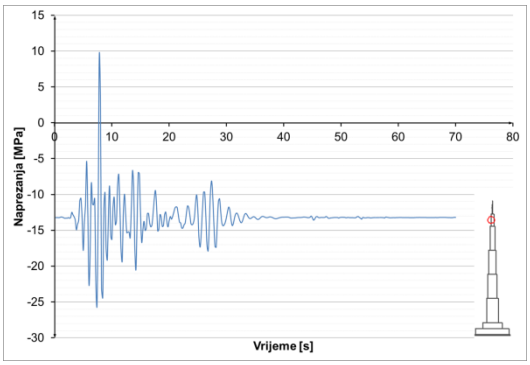
Slika 8.3.7.40 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=770 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.41 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=900 m – potres S. Monica

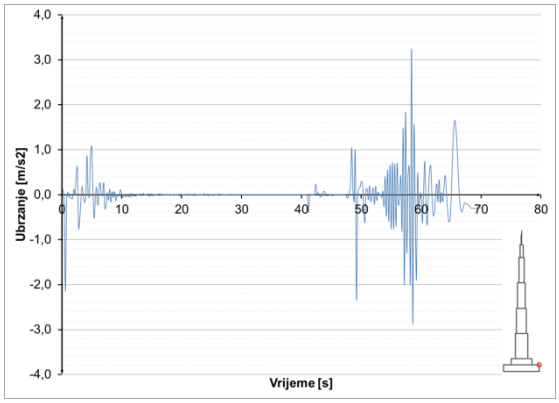


Slika 8.3.7.42 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=920 m – potres S. Monica

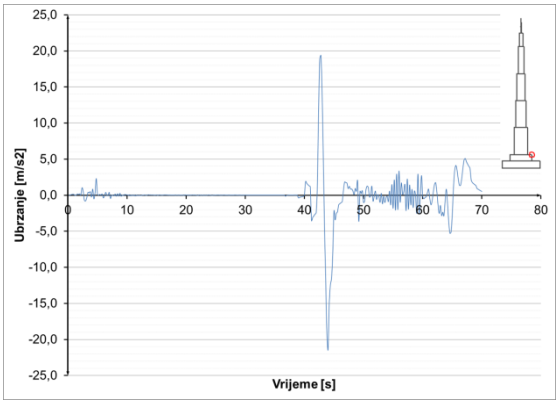


Slika 8.3.7.43 Naprezanja u armaturi u u presjeku h=940 m – potres S. Monica

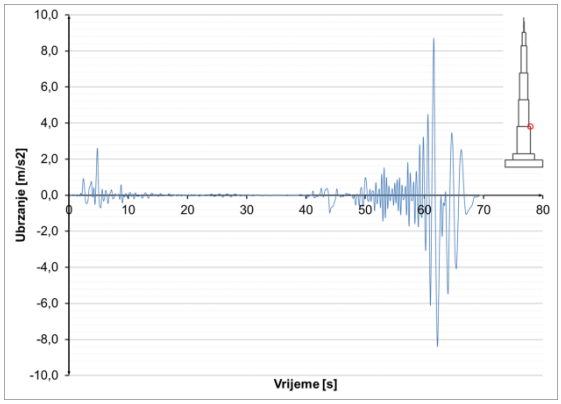
8.3.7.2 Potres S. Monica – ubrzanja konstrukcije



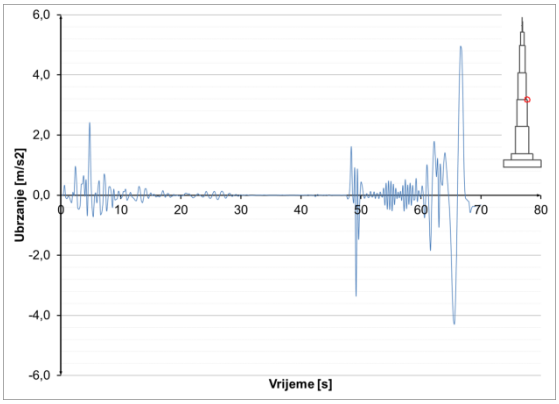
Slika 8.3.7.44 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres S. Monica



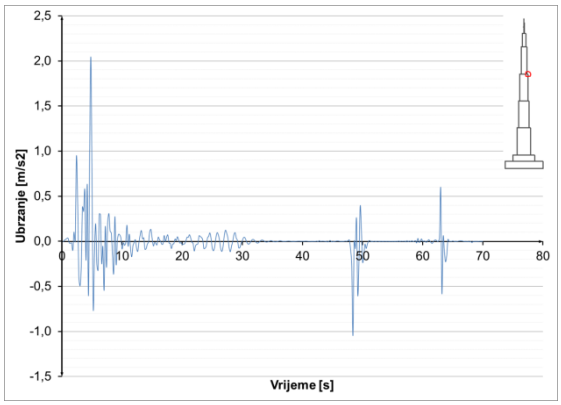
Slika 8.3.7.45 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres S. Monica



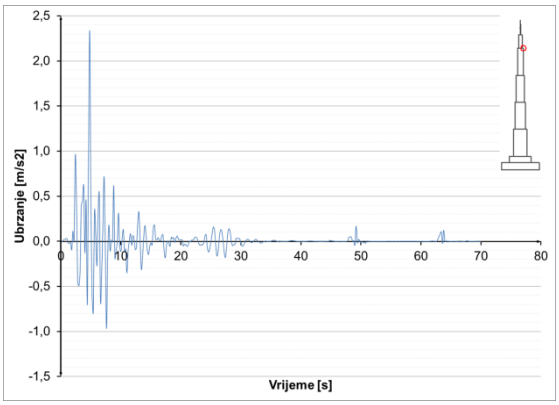
Slika 8.3.7.46 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres S. Monica



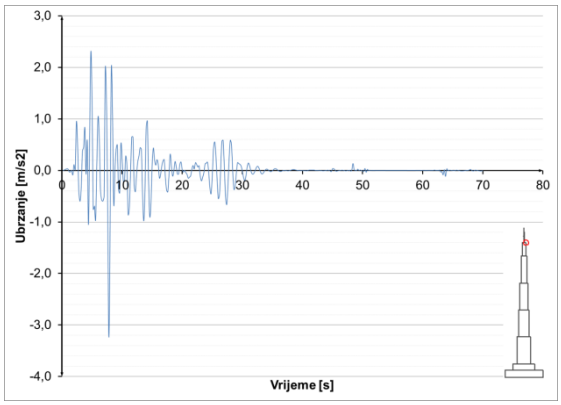
Slika 8.3.7.47 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres S. Monica



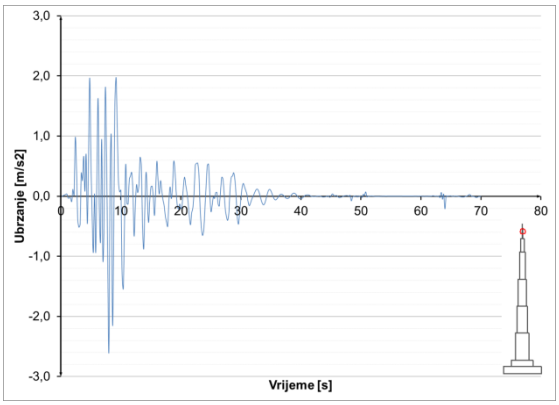
Slika 8.3.7.48 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres S. Monica



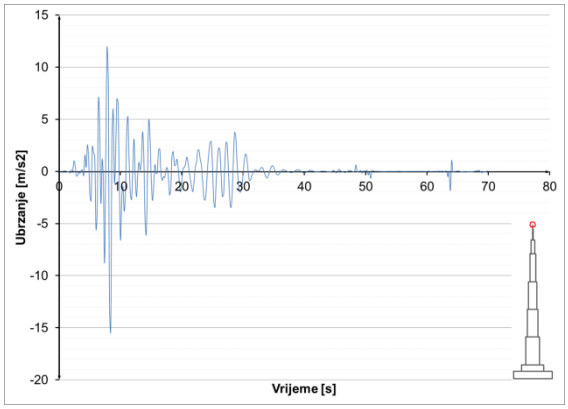
Slika 8.3.7.49 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.50 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres S. Monica



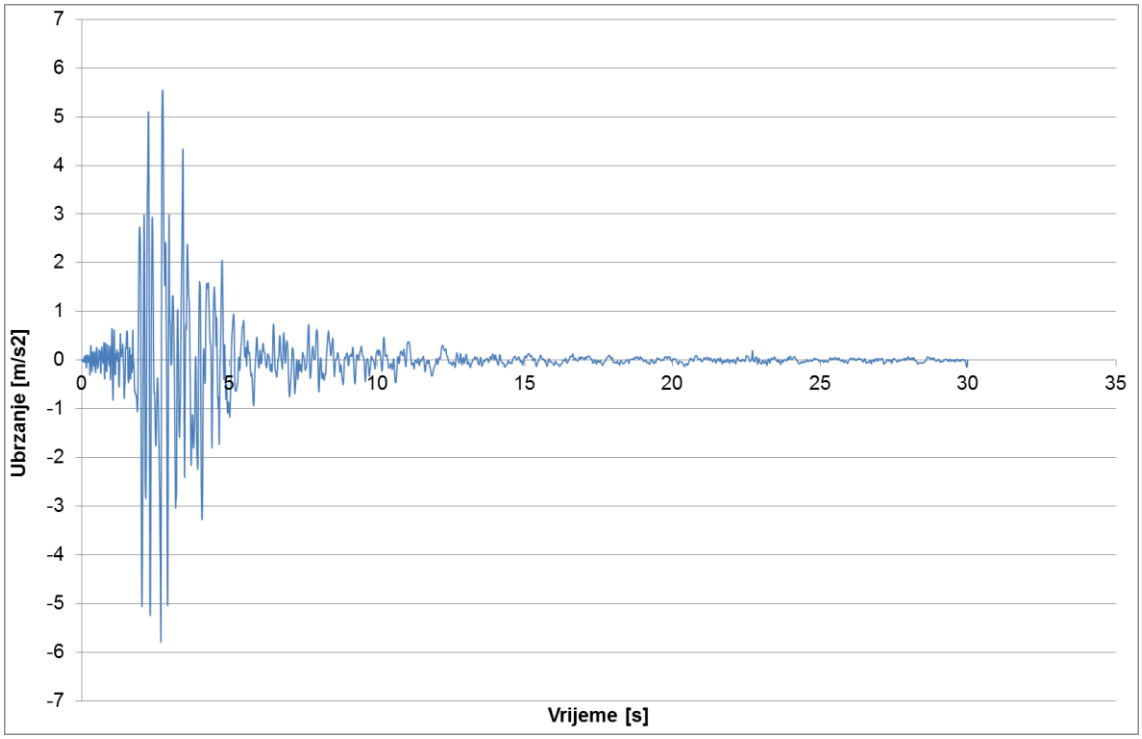
Slika 8.3.7.51 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres S. Monica



Slika 8.3.7.52 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres S. Monica

8.3.8 Potres – Ston

Realni zapis preuzet je sa [19], te je potom skaliran na veličinu od 0,5g. Ovaj postupak proveden je za sve promatrane potrese. Opterećenje je zadano u vremenskom zapisu prikazanom na slici. Prije nanošenja opterećenja izračunato je predhodno stanje konstrukcije za kombinaciju djelovanja 1,0 G + 0.3Q, na koje djeluje zadano opterećenje.

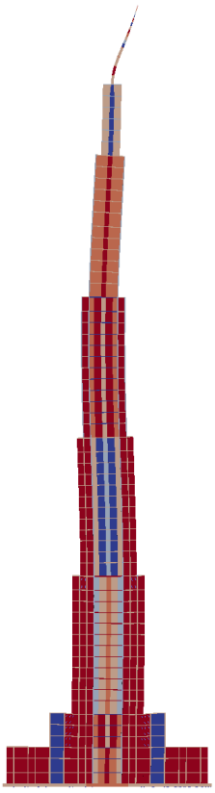


Slika 8.3.8.1 Vremenski zapis potresa – S. Monica 1996.

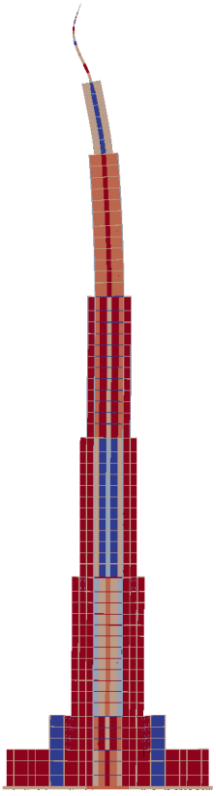
Potres je trajanja 30,0 s, vremenska analiza u kojoj se promatra konstrukcija je 70,0 s. Prikazani su rezultati vremenske analize djelovanja potresa u karakterističnim točkama konstrukcije. Rezultati su iskazani u vidu pomaka, naprezanja u materijalima i armaturi, te ubrzanja pojedinih točaka. U konstrukciji je moguće otvaranje pukotina u betonu , ali konstrukcija je dimenzionirana tako da se ne pojavljuje drobljenje betona u konstrukciji.

8.3.9 Potres Ston - pomaci konstrukcije

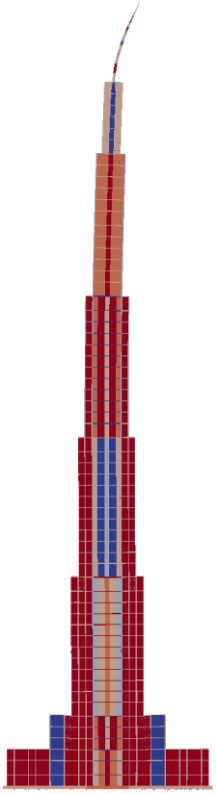
Pomaci objekta u nekim diskretnim vremenima. Horizontalni pomaci skalirani, u odnosu na vertikalne, za faktor 100.



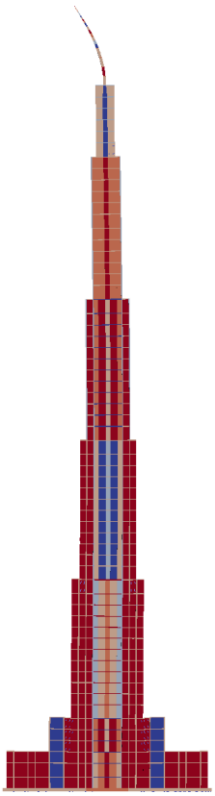
Slika 8.3.9.1 T = 4 s



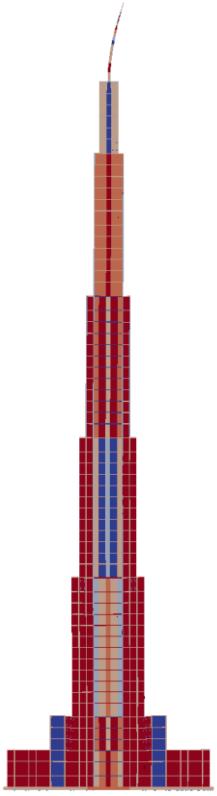
Slika 8.3.9.2 T = 5 s



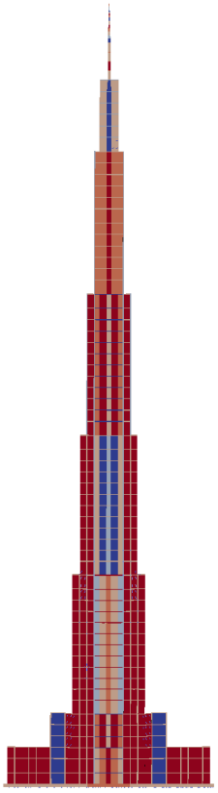
Slika 8.3.9.3 T = 10 s



Slika 8.3.9.4 T = 15 s

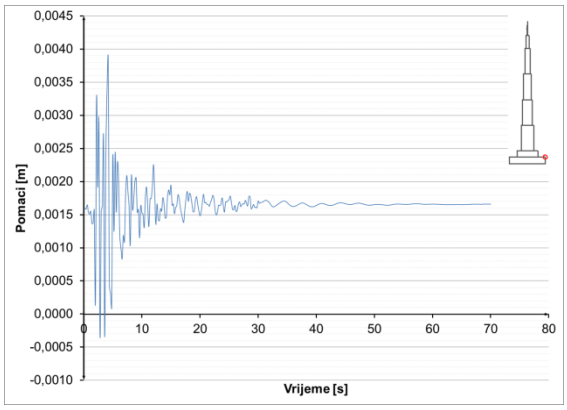


Slika 8.3.9.5 T = 20 s

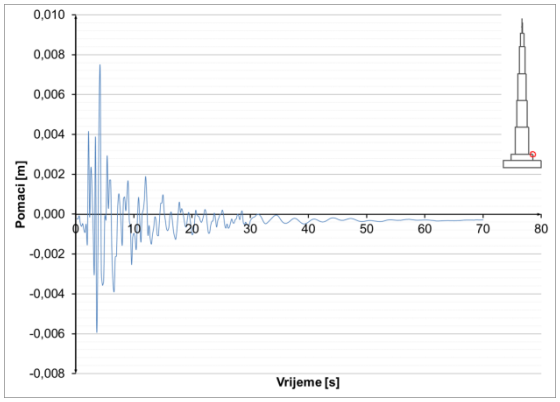


Slika 8.3.9.6 T = 70 s

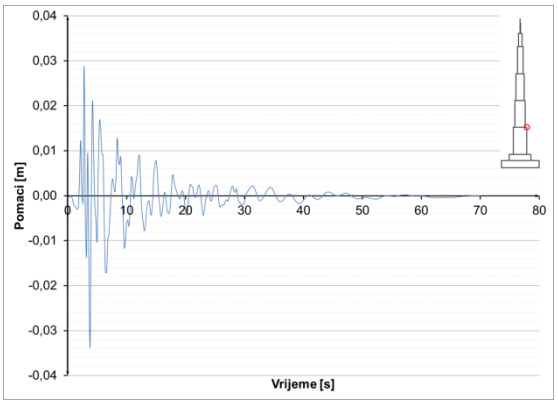
Pomaci karakterističnih točaka konstrukcije u vremenu:



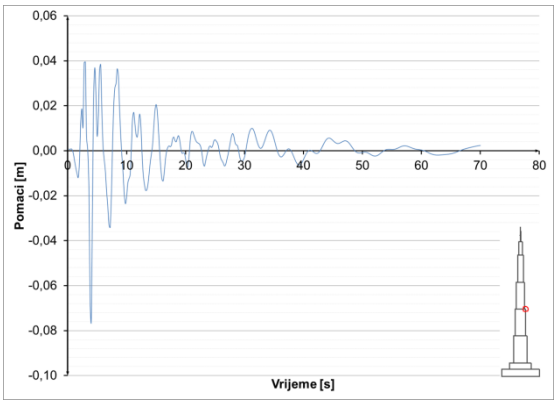
Slika 8.3.9.7 Pomaci u presjeku h=52 m – potres Ston



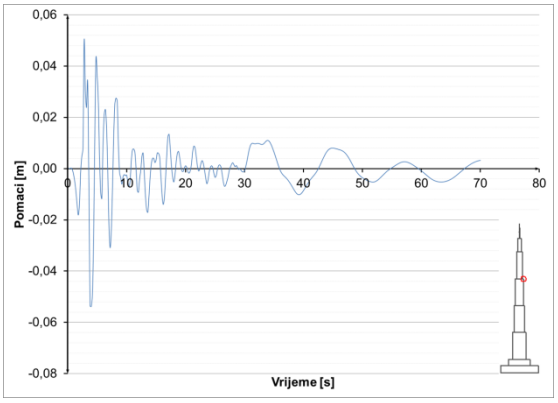
Slika 8.3.9.8 Pomaci u presjeku h=100 m – potres Ston



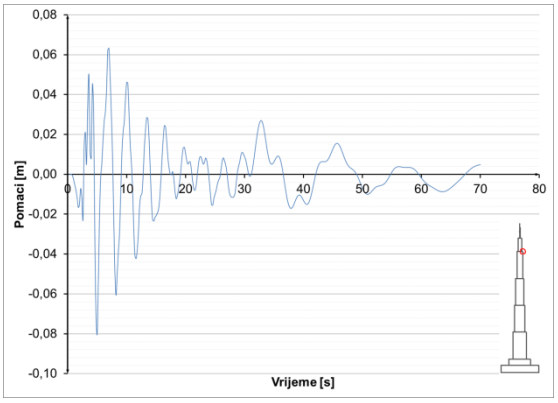
Slika 8.3.9.9 Pomaci u presjeku h=300 m – potres Ston



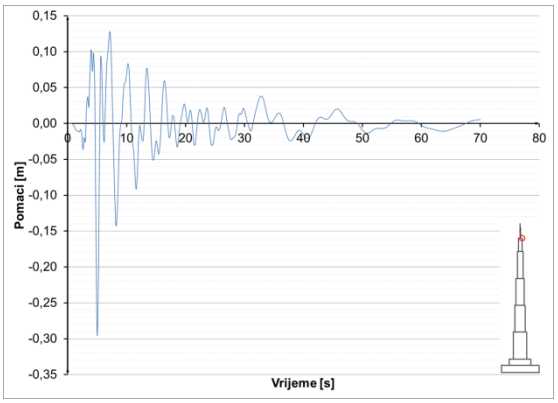
Slika 8.3.9.10 Pomaci u presjeku h=500 m – potres Ston



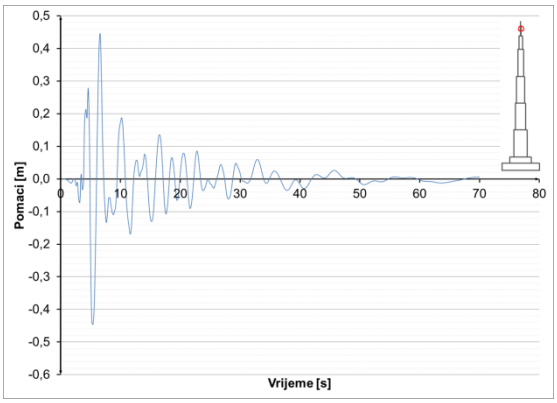
Slika 8.3.9.11 Pomaci u presjeku h=700 m – potres Ston



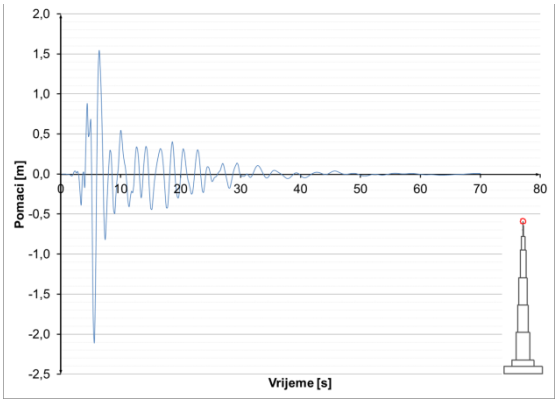
Slika 8.3.9.12 Pomaci u presjeku h=900 m – potres Ston



Slika 8.3.9.13 Pomaci u presjeku h=1000 m – potres Ston



Slika 8.3.9.14 Pomaci u presjeku h=1052 m – potres Ston

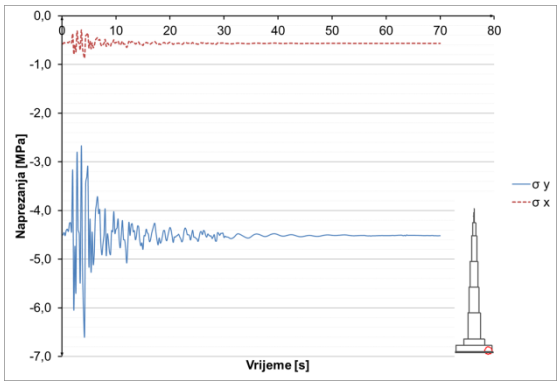


Slika 8.3.9.15 Pomaci u presjeku h=1111 m – potres Ston

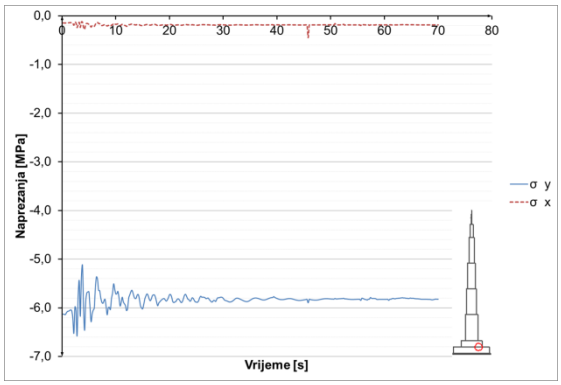
8.3.9.1 Potres Ston – naprezanja u konstrukciji

Prikazana je promjena naprezanja u vremenu za karakteristične točke, za beton, čelik i armaturu.

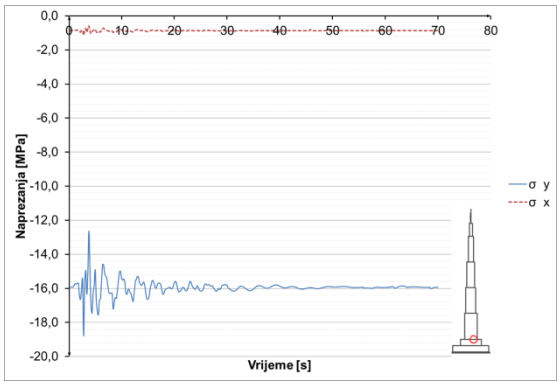
Naprezanja u betonu i čeliku:



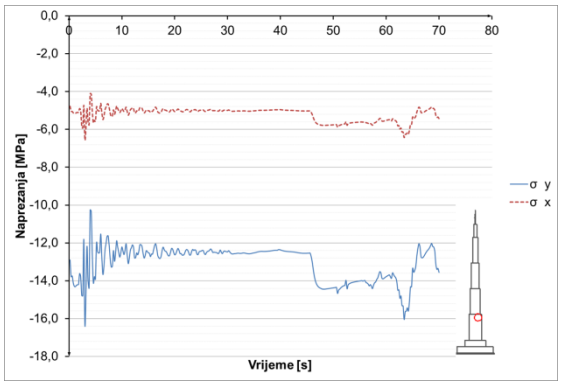
Slika 8.3.9.16 Naprezanja u betonu u presjeku h=0 m – potres Ston



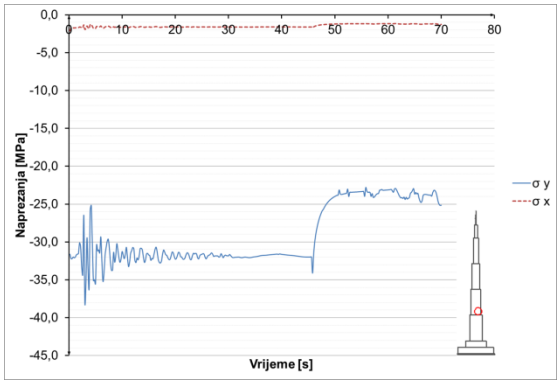
Slika 8.3.9.17 Naprezanja u betonu u presjeku h=52 m – potres Ston



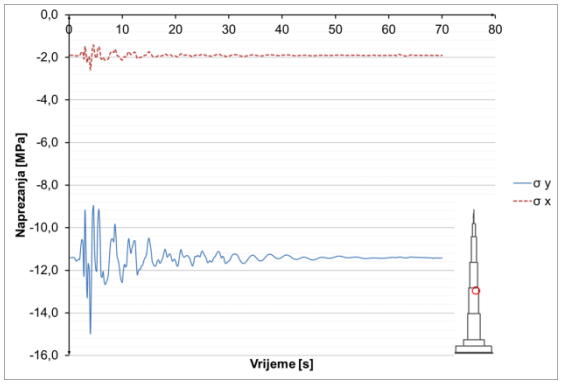
Slika 8.3.9.18 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Ston



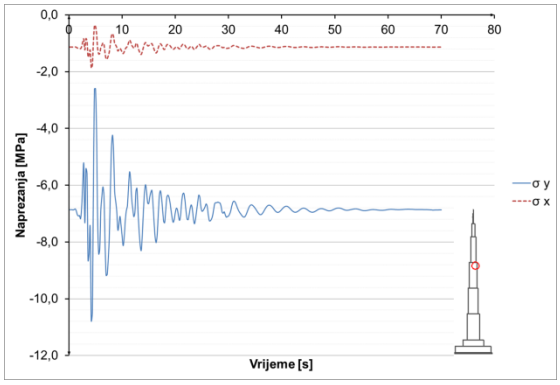
Slika 8.3.9.19 Naprezanja u betonu u presjeku h=295 m – potres Ston



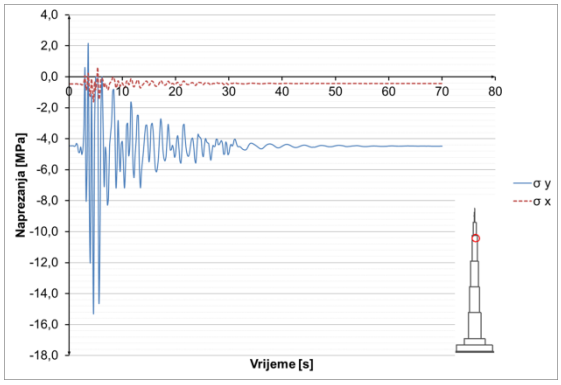
Slika 8.3.9.20 Naprezanja u betonu u presjeku h=305 m – potres Ston



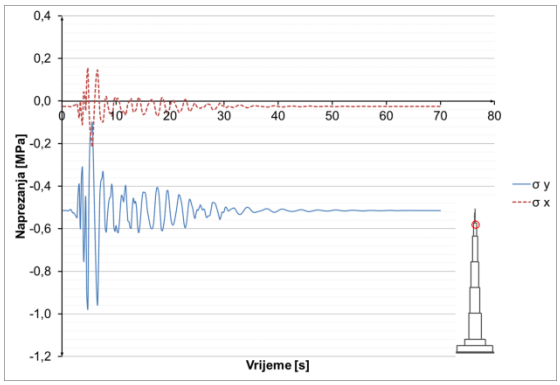
Slika 8.3.9.21 Naprezanja u betonu u presjeku h=500 m – potres Ston



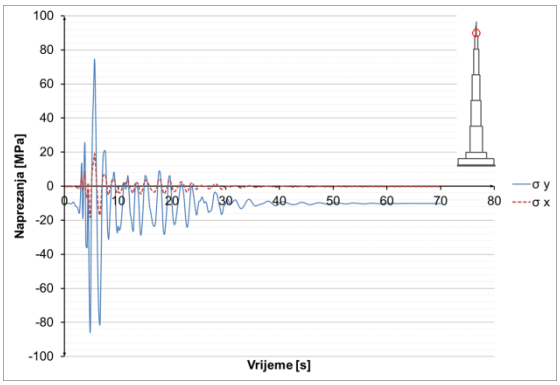
Slika 8.3.9.22 Naprezanja u betonu u presjeku h=700 m – potres Ston



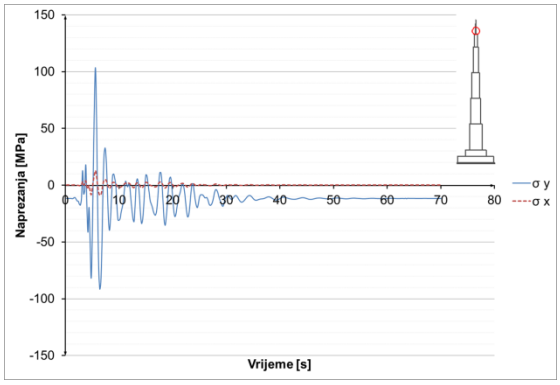
Slika 8.3.9.23 Naprezanja u betonu u presjeku h=900 m – potres Ston



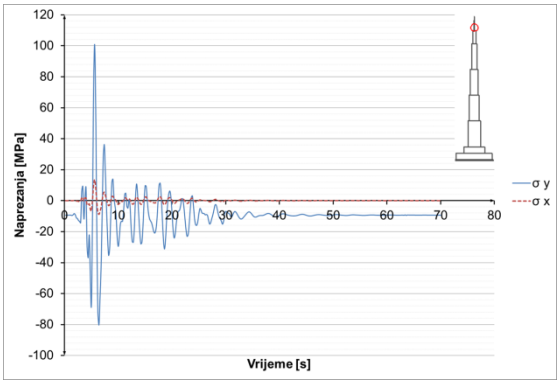
Slika 8.3.9.24 Naprezanja u betonu u presjeku h=100 m – potres Ston



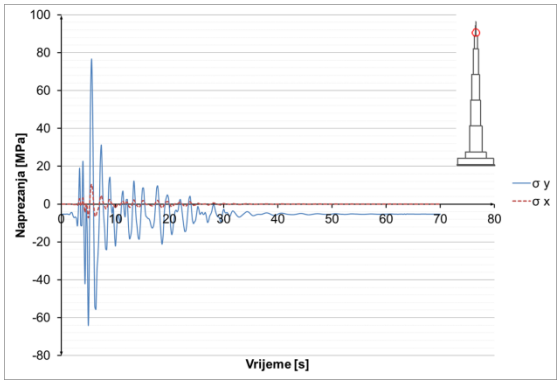
Slika 8.3.9.25 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1005 m – potres Ston



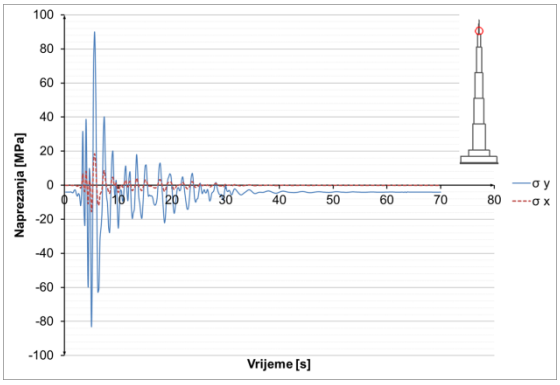
Slika 8.3.9.26 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1015 m – potres Ston



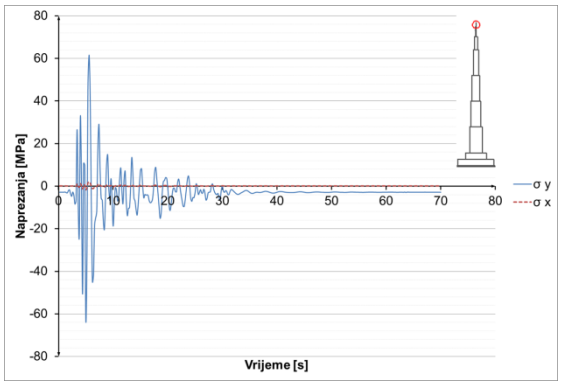
Slika 8.3.9.27 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1030 m – potres Ston



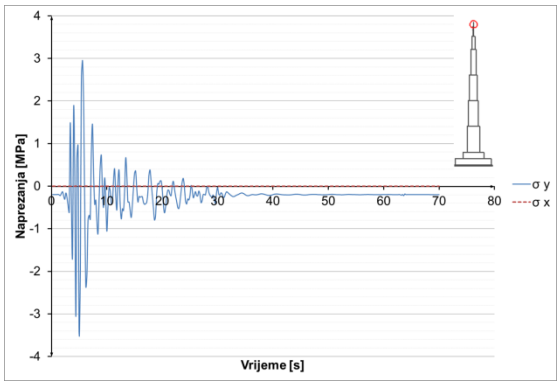
Slika 8.3.9.28 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1045 m – potres Ston



Slika 8.3.9.29 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1052 m – potres Ston

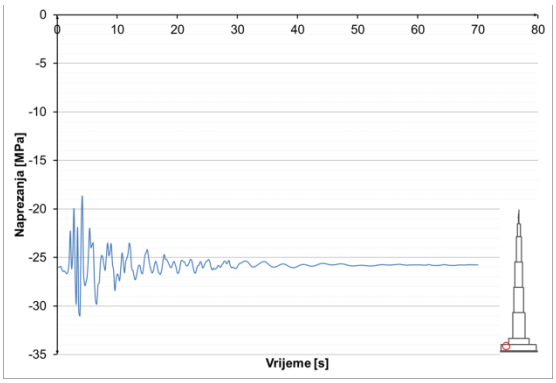


Slika 8.3.9.30 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1075 m – potres Ston

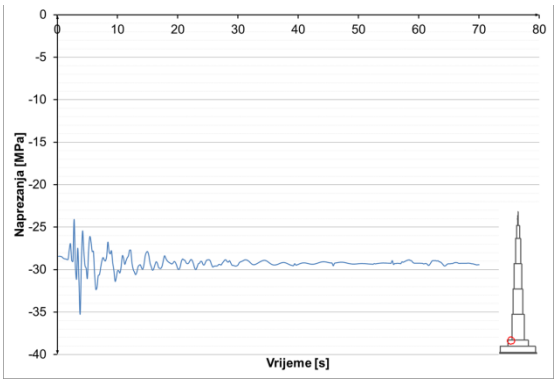


Slika 8.3.9.31 Naprezanja u čeliku u presjeku h=1100 m – potres Ston

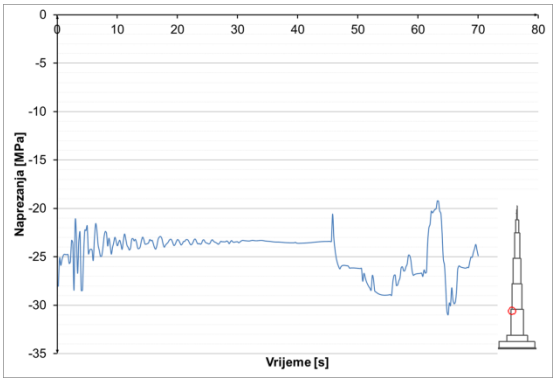
Naprezanja u armaturi:



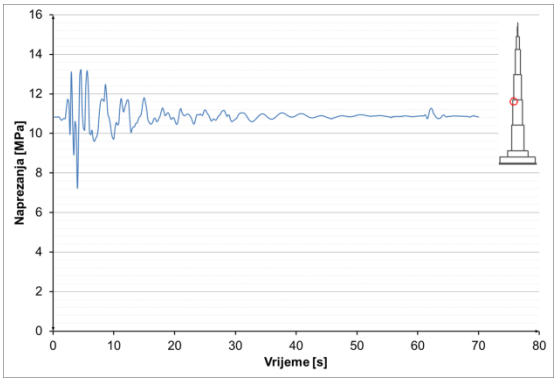
Slika 8.3.9.32 Naprezanja u armaturi u presjeku h=52 m – potres Ston



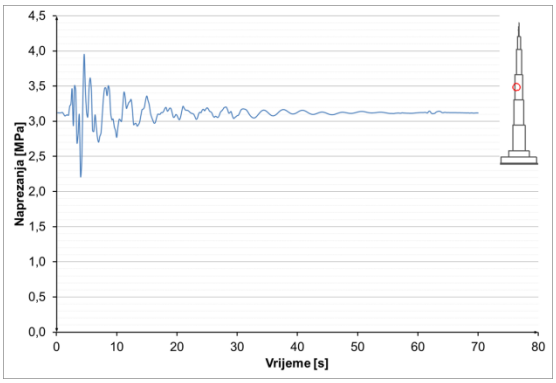
Slika 8.3.9.33 Naprezanja u armaturi u presjeku h=100 m – potres Ston



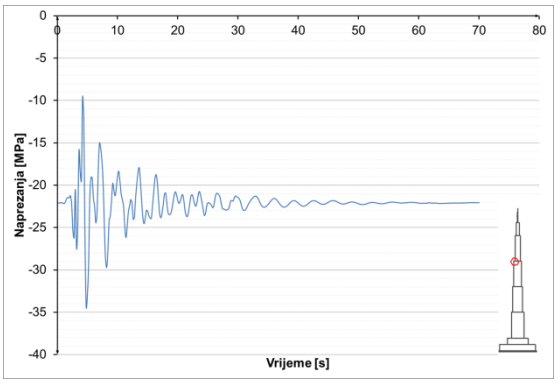
Slika 8.3.9.34 Naprezanja u armaturi presjek h=300 m – potres Ston



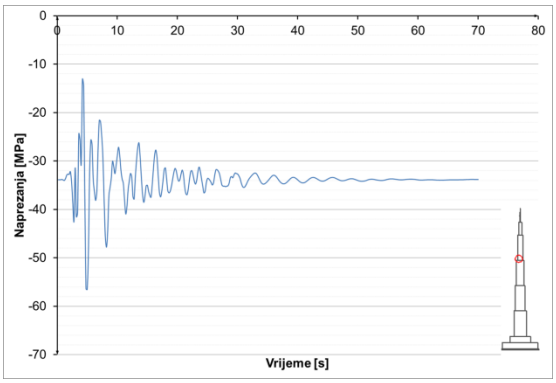
Slika 8.3.9.35 Naprezanja u armaturi presjek h=500 m – potres Ston



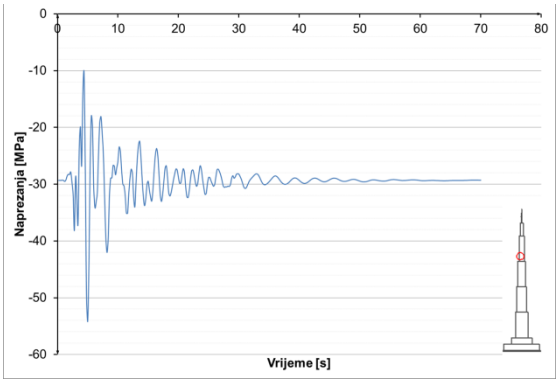
Slika 8.3.9.36 Naprezanja u armaturi u presjeku h=600 m – potres Ston



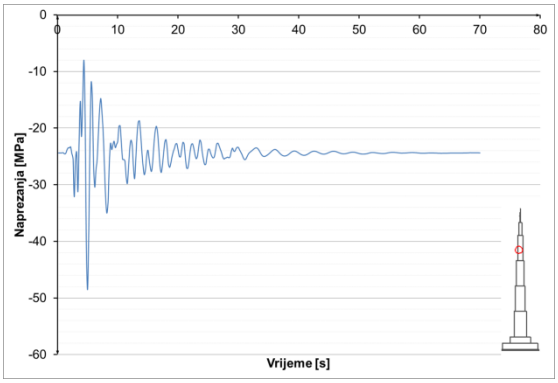
Slika 8.3.9.37 Naprezanja u armaturi u presjeku h=700 m – potres Ston



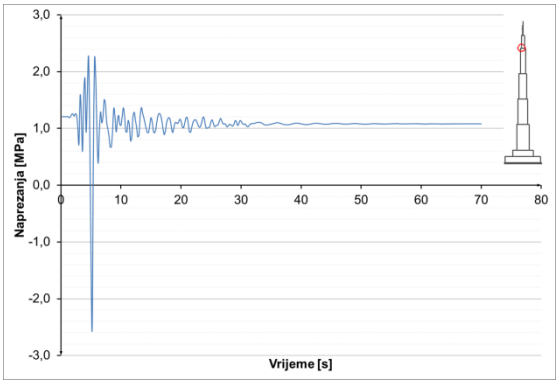
Slika 8.3.9.38 Naprezanja u armaturi u presjeku h=710 m – potres Ston



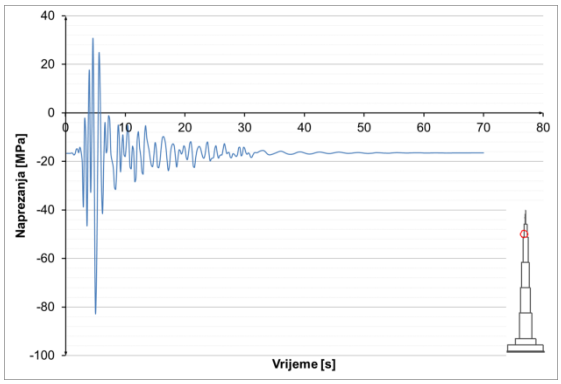
Slika 8.3.9.39 Naprezanja u armaturi u presjeku h=740 m – potres Ston



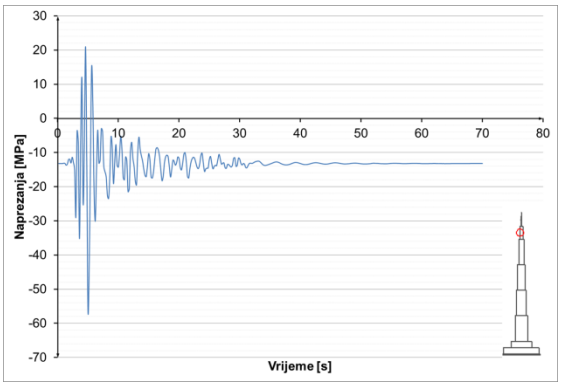
Slika 8.3.9.40 Naprezanja u armaturi u presjeku h=770 m – potres Ston



Slika 8.3.9.41 Naprezanja u armaturi u presjeku h=900 m – potres Ston

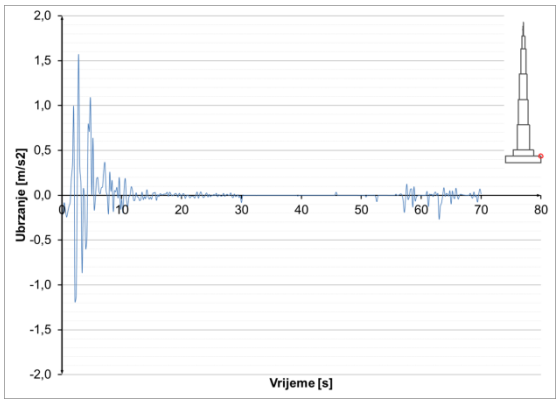


Slika 8.3.9.42 Naprezanja u armaturi u presjeku h=920 m – potres Ston

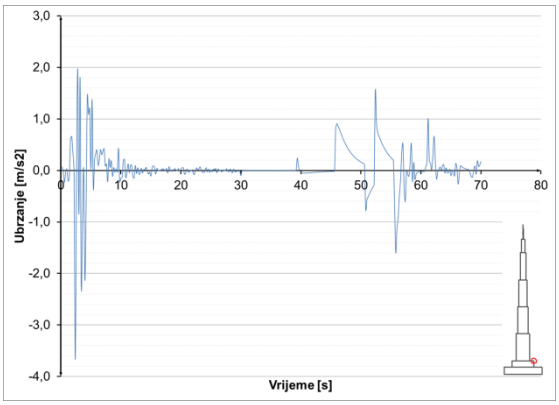


Slika 8.3.9.43 Naprezanja u armaturi u presjeku h=940 m – potres Ston

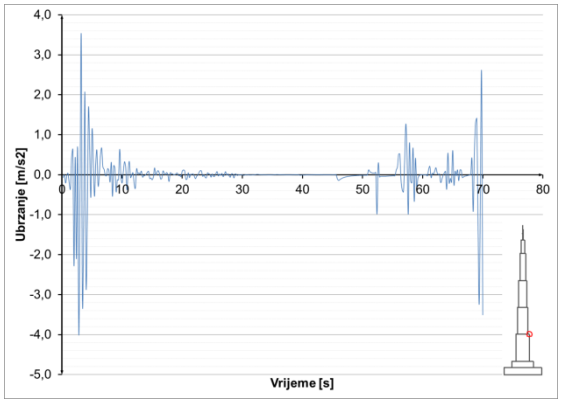
8.3.9.2 Potres Ston – ubrzanja konstrukcije



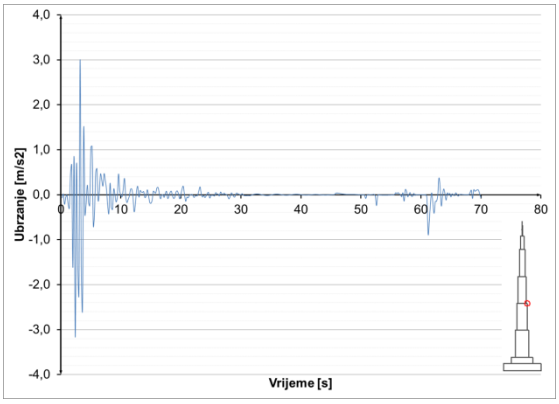
Slika 8.3.9.44 Ubrzanja u presjeku h=52 m – potres Ston



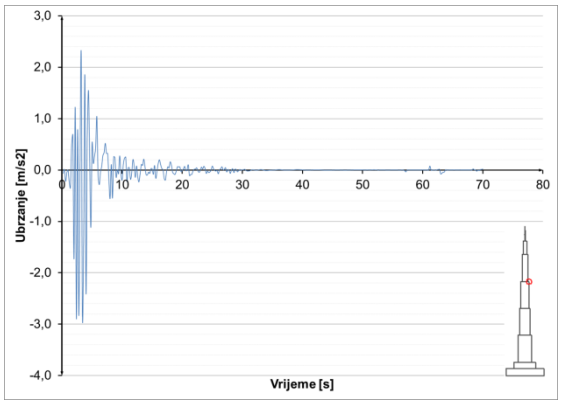
Slika 8.3.9.45 Ubrzanja u presjeku h=100 m – potres Ston



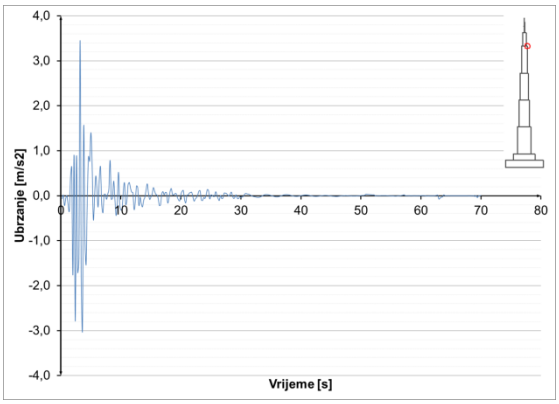
Slika 8.3.9.46 Ubrzanja u presjeku h=300 m – potres Ston



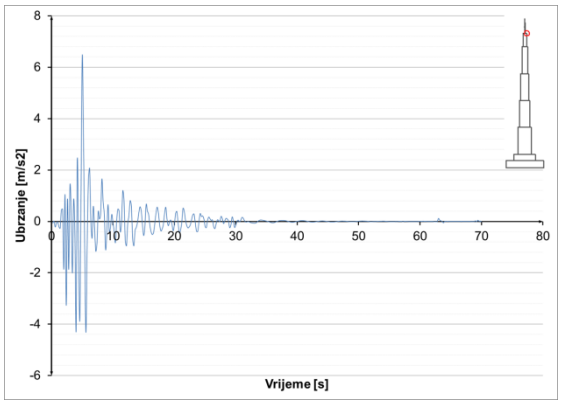
Slika 8.3.9.47 Ubrzanja u presjeku h=500 m – potres Ston



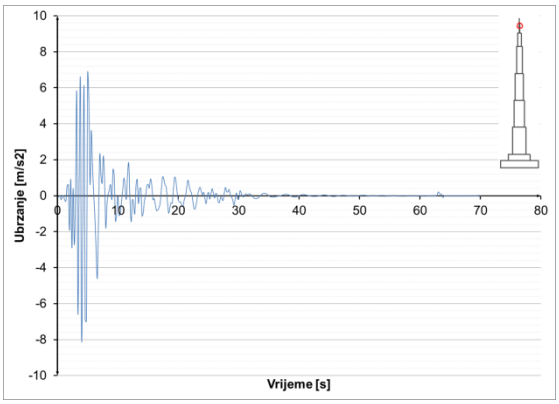
Slika 8.3.9.48 Ubrzanja u presjeku h=700 m – potres Ston



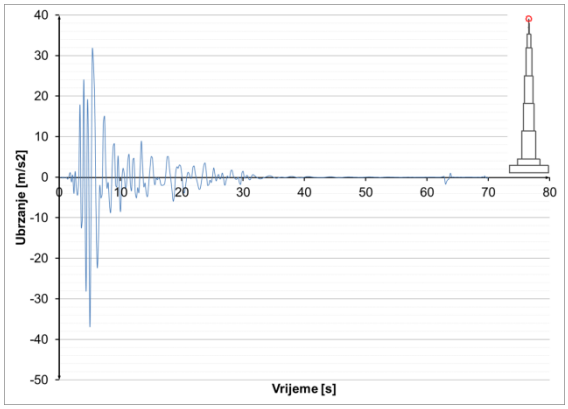
Slika 8.3.9.49 Ubrzanja u presjeku h=900 m – potres Ston



Slika 8.3.9.50 Ubrzanja u presjeku h=1000 m – potres Ston



Slika 8.3.9.51 Ubrzanja u presjeku h=1052 m – potres Ston



Slika 8.3.9.52 Ubrzanja u presjeku h=1111 m – potres Ston

9. ZAKLJUČAK

Prije donošenja zaključaka i ocjene same konstrukcije potrebno je opisati samu ideju koncepcije konstrukcije. Opisano je da se konstrukcija bazira na ideji "buttressed core", koja je primjenjena i na Burj Khalifi. Ideja promatrane konstrukcije vođena je jednostavnošću i modularnim planom (10 m). Poseban je naglasak na traženoj simetriji konstrukciji. Konstrukcija je u ovoj idejno fazi analize razmatrana samo kroz štapni i ravninski model, koji imaju određene nedostatke. Ipak, rezultati provedenih analiza mogu se smatrati pouzdanima i bliski rezultatima na preciznijem prostornom (3D) modelu konstrukcije. Kako je ovaj model daleko kompleksniji isti nije korišten u ovoj fazi izrade projekta. On je svako nužan u daljnim fazama projektiranja.

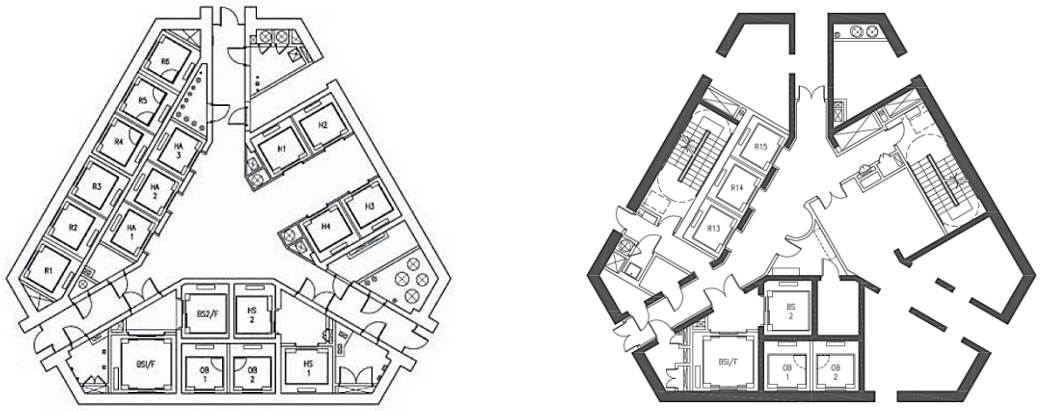
William F. Baker, koji je definirao sustav "buttressed core", navodi [20] da uzimanje postojećih sustava i njihovo ekspandiranje na veće visine nije pravo rješenje. Pri tome dolazi do pretjerane količine materijala i prevelikog uporabnog prostora. Baker navodi da time zgrade ispadaju iz mjerila ("fall out of scale"). Sustav "buttressed core" je prema njegovom mišljenju povoljan do visine od oko jednog kilometra, što otprilike odgovara predloženoj građevini. Baker navodi da za veće visine potrebno je mijenjati sustav. Također ističe brzinu gradnje, koja može utjecati na realizaciju cijelog projekta, zbog većeg ekonomskog rizika uslijed dužeg vremena građenja.

Predložena konstrukcija visine 1111 m može se reći da potvrđuje Baker-ovo mišljenje. Zbog zahtjeva uporabivosti potrebna debljina pojedinih zidova je i do 140 cm. Potrebno je naglasiti da debljina zidova ne proizlazi iz potrebe za dostatnom nosivosti, već iz potrebe krutosti i stanja uporabe (ograničenje bočnih pomaka). Za ovu debljinu treba detaljno proučiti problematiku utjecaja izvedbe (razvijanje visokih temperatura betona). Ipak, radi se o relativno manjoj količini takvih zidova u odnosu na sve zidove. Pri tome treba imati na umu da predložena građevina ima višestruku veću površinu od Burj Khalife i izrazito veću visinu.

Sama koncepcija konstrukcije i promjena poprečnog presjeka po visini uvjetuju da su pojedini zidovi potpuno iskorišteni na nosivost tek na većim visinama. Pri dnu građevine ima dosta zidova (duga krila), pa tu jezgra nama naglašenu ulogu u krutosti. Na visini iznad 100 m, a naročito iznad 300 m, naglašena je uloga jezgre u krutosti sustava. Zbog tog većina zidova nije projektirana s većom promjenom debljine po visini. Neki su zidovi konstante debljine po visini zbog zahtjeva ograničenja bočnih

pomaka. Moguće su i nužne daljnje racionalizacije u debljini zidova kako po visni tako i po dužini krila.

Organizacija same jezgre uvjetovana je komunikacijama u podnožju konstrukcije. Komunikacije zahtjevaju otvoreniji prostor, a time i manje nosivih elemenata većih dimenzija. U višim dijelovima izražena je namjena jezgre kao uporabnog prostora zbog reduciranja prostora u krilima. Povećana namjena zahtjeva redukciju prostora za komunikacije, koje nisu naglašene u višim dijelovima.



Podnožje 112 kat

Slika 8.3.9.1 Promjena namjene jezgre po visini, Burj Khalifa

Burj Khalifa ima postupnu redukciju krila, te na višim dijelovima krila sudjeluju u uporabnom prostoru. Promatrana konstrukcija ima izraženiju redukciju krila. Na visini iznad 600 m prostor koji je u podnožju korišten većinom za komunikaciji zauzima veći dio uporabnog prostora. Prenamjena jezgre je neizbježna,ali je otežana koncepcijom promatrane konstrukcije.

Usvojen vjetrovno opterećenje treba uzeti s dozom rezerve jer su važeći propisi referentni do visine 200 m, a vrijednosti opterećenja iznad 200 m su ekstrapolirane. Također, utjecaj vrtloženja nije promatran, što može pokazati kao izrazito dinamičko opterećenje. Predloženo riješenje bili bi nužno detaljno analizirati u zračnom tunelu.

Usvojeno vjetrovno opterećenje uzrokuje velike pomake konstrukcije, pa su dimenzije (debljine) zidova povećavane kako bi se zadovoljino stanje uporabljivosti do vrha betonskog dijela. Čelični dio ne zadovoljava granično stanje uporabljivosti, ali zbog smanjene uporabe u tom dijelu rezultati mogu biti prihvatljivi. Povećanje krutosti čeličnog dijela je diskutabilno. Krutost čeličnog dijela igra veliku ulogu pri potresnom opterećenju. Povećanjem krutosti čeličnog dijela konstrukcije se manje disipira energija u čeličnom dijelu, a inercijalne sile se prenose na više dijelove betonske konstrukcije.

Tada potresno opterećenje postaje kritično za betonski dio, pa se na nekim lokalitetima u zidovima javljaju velika naprezanja u betonu i njegovo moguće drobljenje.

Naprezanja u temeljima potvrđuju potrebu za jako dobrim temeljnim tlom, stijenom.

Potresno opterećenje na takvim tlima je manjih perioda, što je pozitivno za predloženu konstrukciju koja ima velike prve periode slobodnih oscilacija. Svi promatrani potresi u dinamičkoj analizi vremenskog tijeka odgovora su skalirani na maksimalno ubrzanje od 0,5g. Za kraće promatrane potrese konstrukcija ima vrlo prihvatljiv odgovor, s naglašenim utjecajem na više dijelove (čeličnu konstrukciju). Prema [21], dinamički odgovor konstrukcije postupno raste s porastom trajanja potresnog opterećenja i viši modovi znatnije utječu na inercijalne sile u odnosu na same pomake konstrukcije. Ovo je potvrđeno u provedenoj dinamičkoj analizi predložene građevine kod potresa dužeg trajanja ("Izmit", 135,78 s), što se pokazalo kritičnim za više dijelove betonske konstrukcije.

Potrebno je nagalasiti da je projektiranje ekstremno visokih građevina proces koji traje godinama, ponekad i do 10-ak godina. Projektiranja zahtjeva dinamičke analize i testianja modela u zračnom tunelu. U nedostaku vremena promatrano je predloženo idejno rješenje, uz manje modifikacije u cilju postizanja zahtjeva uporabljivosti. Predložena konstrukcija zadovoljava traženu nosivost. Ekonomičnost samog sustava upitna i potrebno je poduzeti preinake u koncepciji za postizanje efikasnijeg sustava. Predloženo idejno je rješenje i daljnim analizama potrebno je vršiti modifikacije u cilju postizanja efikasnijeg sustava. Potrebno je detaljnije razmotriti visinsku promjenu gabarita i njen utjecaj na krutost građevine. Promotriti postupnu redukciju gabarita, pri kojoj bi krila imala već ulogu u krutosti viših dijelova građevine. Također, promotriti koncepciju jezgre zbog dominatnog utjecaja na krutost u višim dijelovima građevine. Promotriti utjecaj posmika u nižim dijelovima konstrukcije (nadvoji i promjene gabarita) i moguću izvedbu dilatacije na potrebni mjestima. Temeljna ploča izrazito je opterećena u dijelu ispod jezgre. Moguće rješenje s promjenjivom debljinom ploče koja se povećava postupno od kraja prema jezgri.

Ideja sustava "buttressed core" je preuzimanje opterećenja vjetrom i potresom gravitacijskim djelovanjem, koristeći poznatu tehnologiju i riješenja u posebnom rasporedu [20]. To podrazumijeva razmještaj gravitacijskog opterećenja na mjesta gdje ima veći utjecaj, tj. izbjegavanje koncentriranja gravitacijskog opterećenja u jezgru

građevine gdje je njegov utjecaj na bočnu otpornost konstrukcije najmanji. Stoga je potrebno definirati dobar koncept konstrukcije da bi ona bila sigurna i ekonomična, riješenje nije u samom pojačavanju preodređenog koncepta.

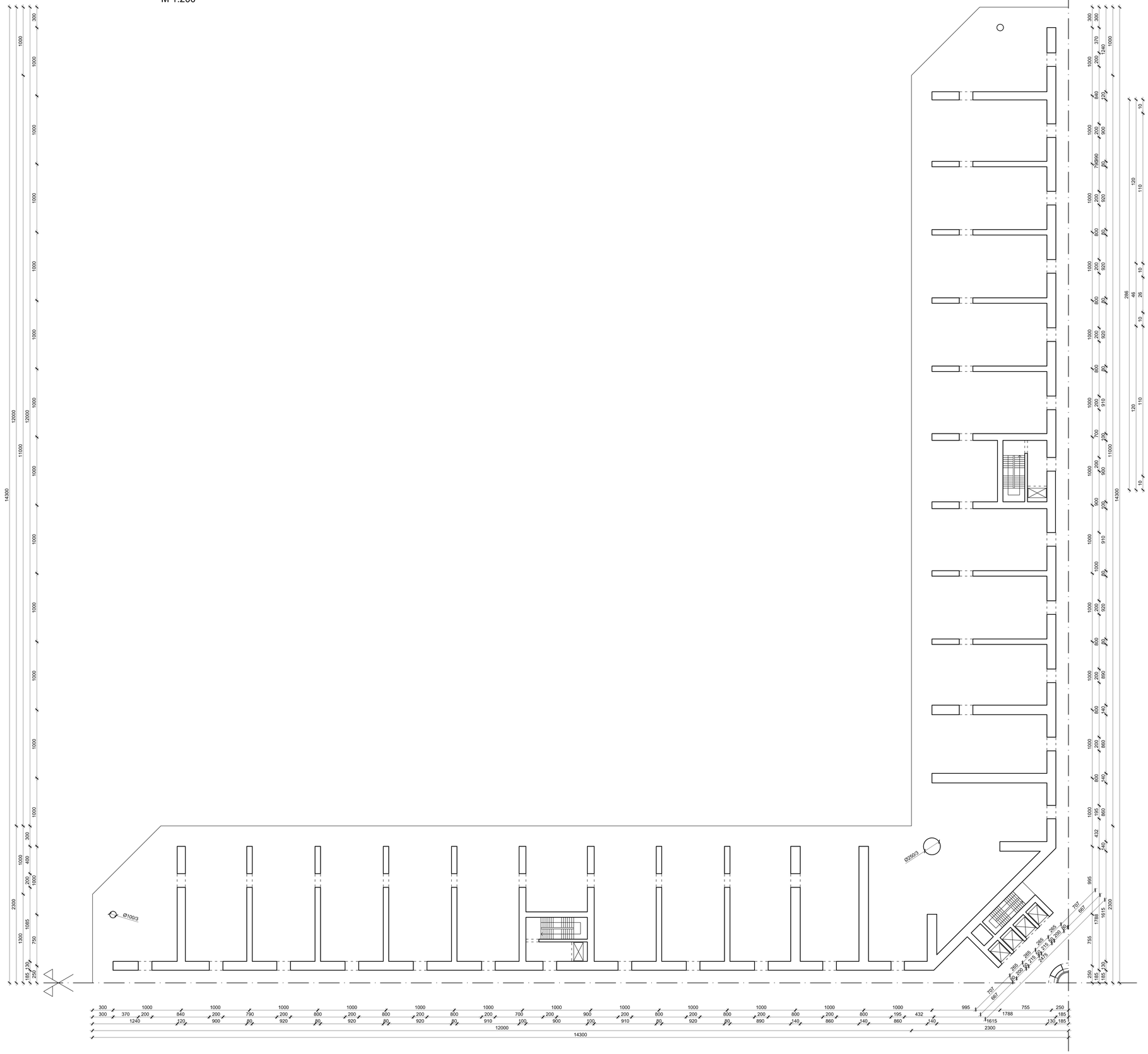
Djelovanje vjetara je općenito mjerodavno kod analize ovako visokih građevina. U zonama veće seizmičnosti utjecaj potresa postaje kritičan za više dijelove konstrukcije, što je pokaza dinamička analiza predložene konstrukcije (slično, ali u manjem razmjeru i analiza Burj Khalife).

Smatram da je najveća prednost sustava "buttressed core" kroz mogućnost projektiranja aerodinamičkih presjeka, da bi se smanjile sile vjetra. Također, prednost je u otvaranju većeg prostora do kojeg dopire dnevno svijetlo. Moguće je povećanje gabarita konstrukcije bez problema nastajanja prostora do kojeg ne dopire dnevno svijetlo, kao kod cijevnih sustava. Sama ideja preuzimanja vjetrovnog opterećenja gravitacijom povoljna je za područja niske seizmičnosti, u kojima se trenutno događa nagli porast broja visokih građevina. Sustav "buttressed core" predvodnik je tog porasta, što je vidljivo i kod Kingdom Tower-a,buduće najviše građevine koja također koristi sustav "buttressed core".

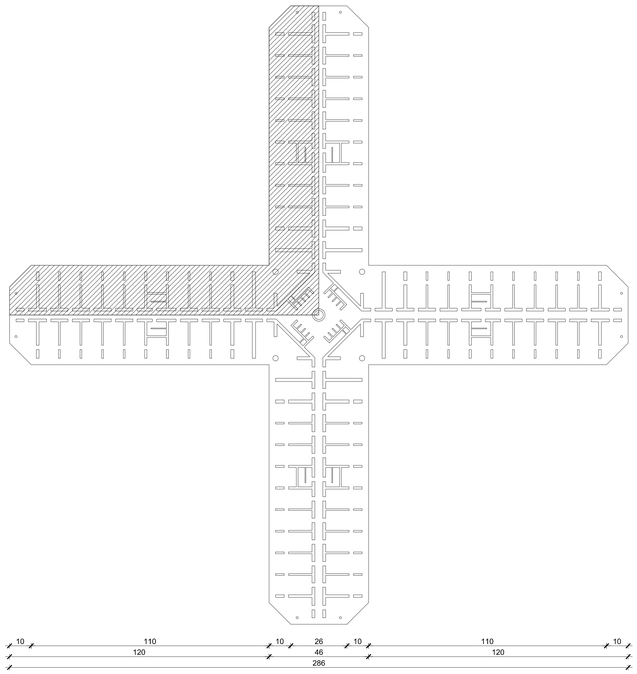
10. GRAFIČKI PRILOZI

1. Tlocrt karakteristične etaže – razina 0 - 52 m
2. Tlocrt karakteristične etaže – razina 52 - 100 m
3. Tlocrt karakteristične etaže – razina 100 - 300 m
4. Tlocrt karakteristične etaže – razina 300 - 500 m
5. Tlocrt karakteristične etaže – razina 500 - 700 m
6. Tlocrt karakteristične etaže – razina 700 - 800 m
7. Tlocrt karakteristične etaže – razina 800 - 900 m
8. Tlocrt karakteristične etaže – razina 900 - 1000 m
9. Tlocrt karakteristične etaže – razina 1000 - 1052 m
10. Pogled na konstrukciju

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 0-52 m
M 1:200



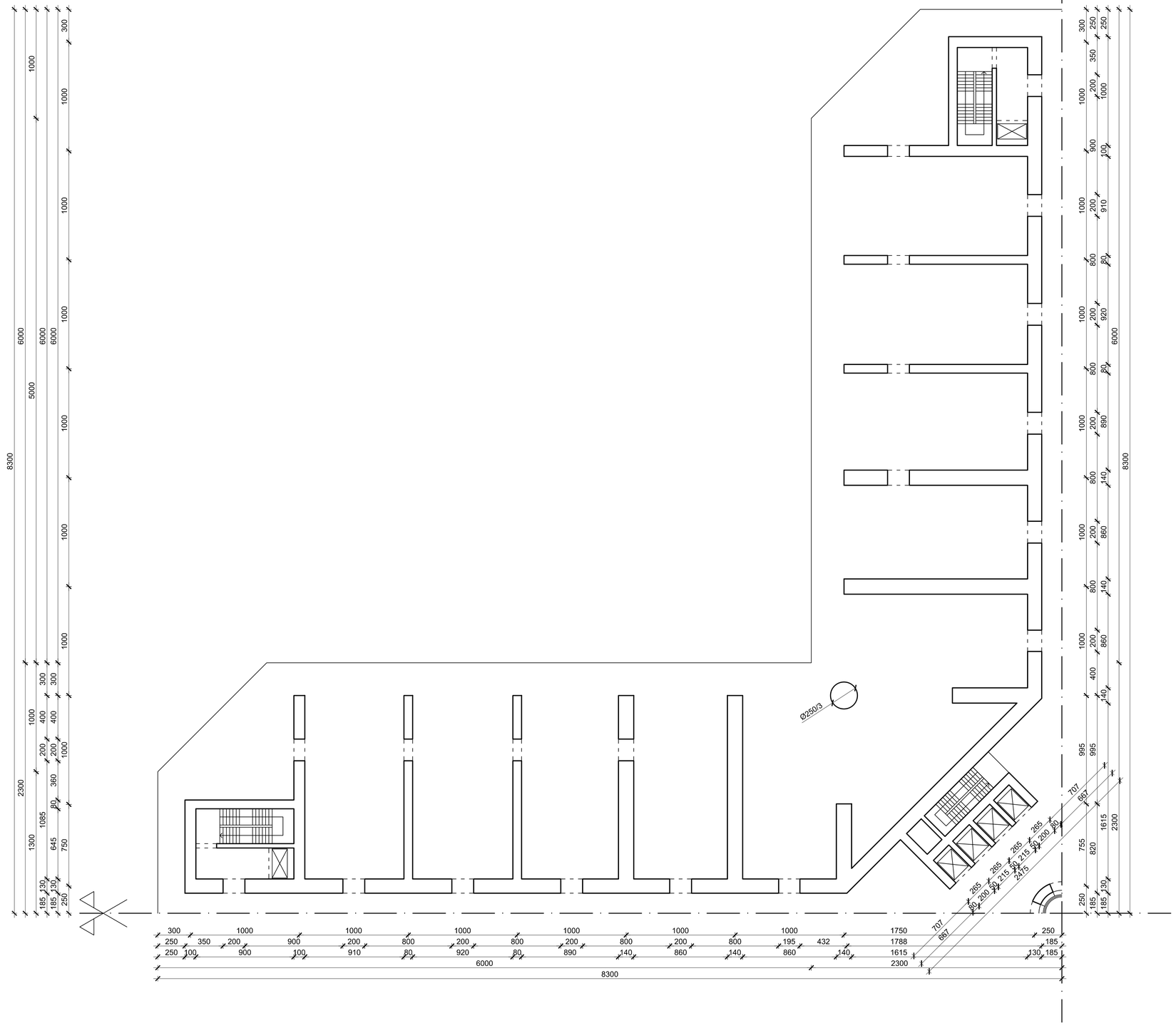
SHEMA TLOCRTA - RAZINA 0-52 m
M 1:1000



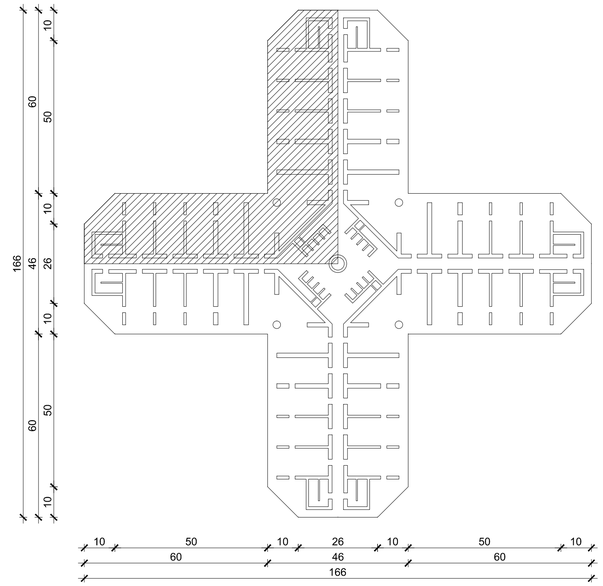
TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 0-52 m
M 1:200

SVEUČILIŠTE U SPLITU FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
	RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
	STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
	SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 0-52 m	MJERILO:	1:200
		27.8.2015.	PRILOG:	1

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 52-100 m
M 1:200



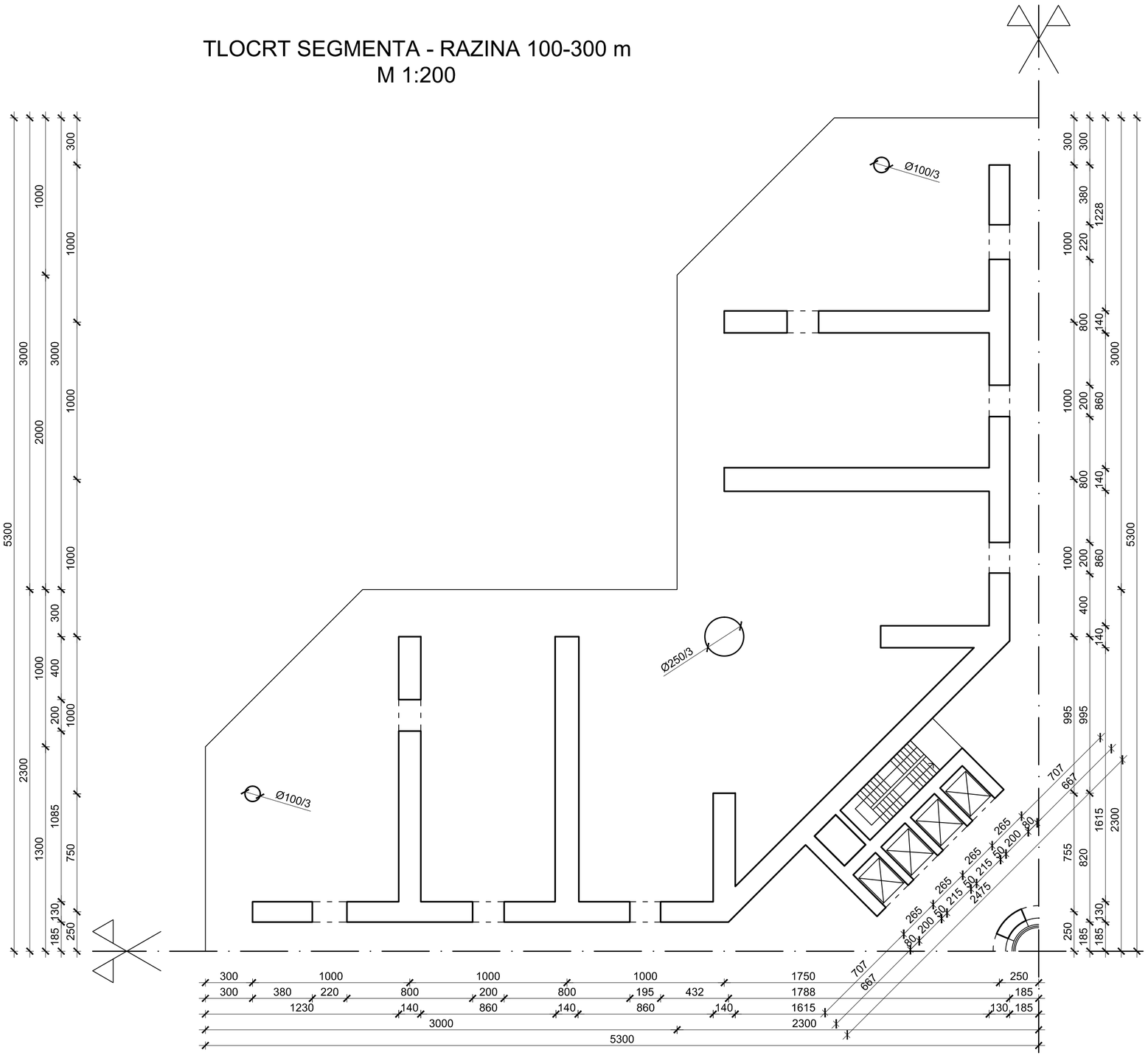
SHEMA TLOCRTA - RAZINA 52-100 m
M 1:1000



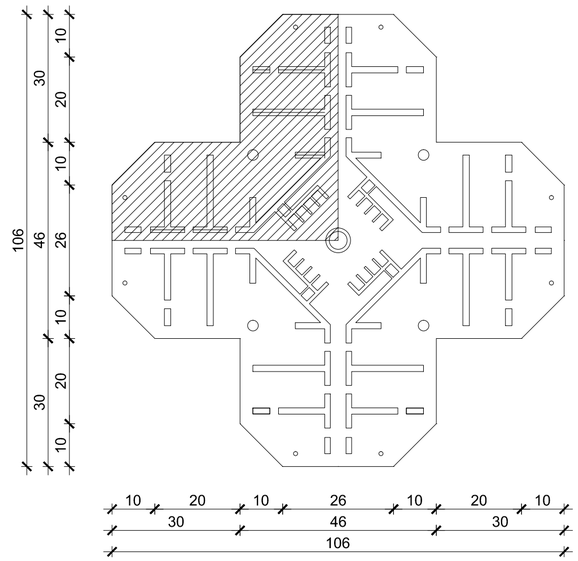
TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 52-100 m
M 1:200

SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD	
	RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT	
	STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR: prof. dr. sc. Jure Radnić
	SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 52-100 m	MJERILO: 1:200
		27.8.2015.	PRILOG: 2

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 100-300 m
M 1:200



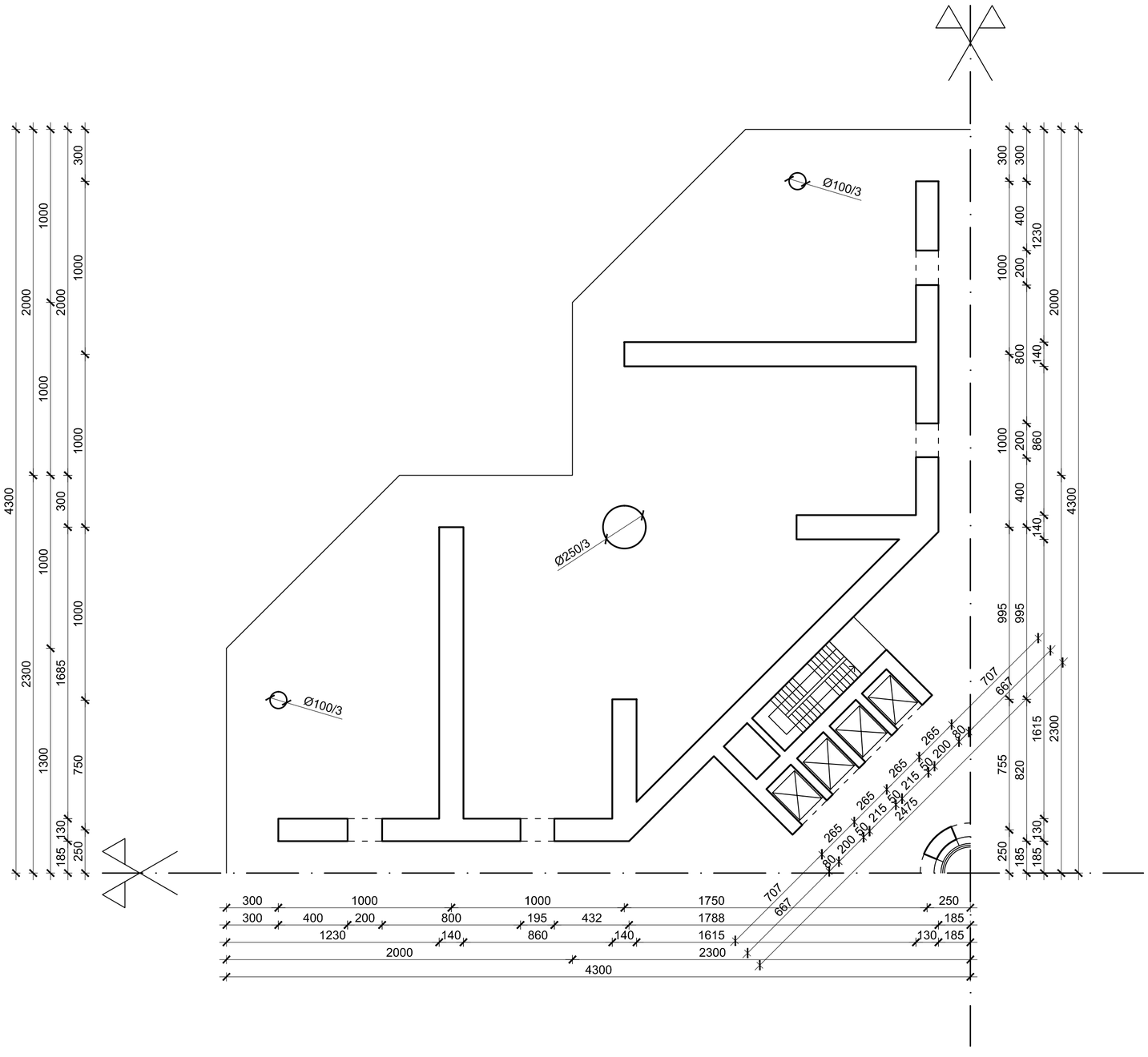
SHEMA TLOCRTA - RAZINA 100-300 m
M 1:1000



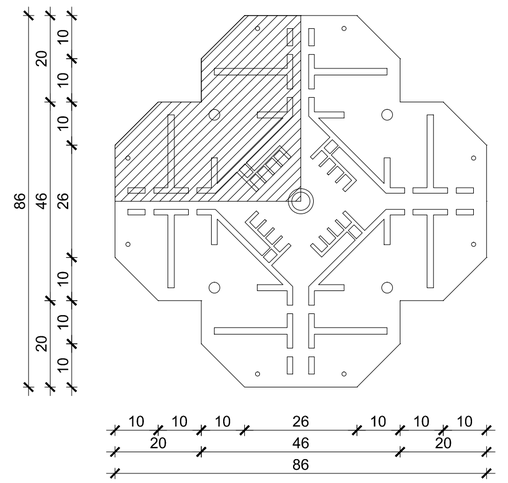
TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 100-300 m
M 1:200

SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
	RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
	STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
	SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 100-300 m	MJERILO:	1:200
	27.8.2015.		PRILOG:	3

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 300-500 m
M 1:200



SHEMA TLOCRTA - RAZINA 300-500 m
M 1:1000

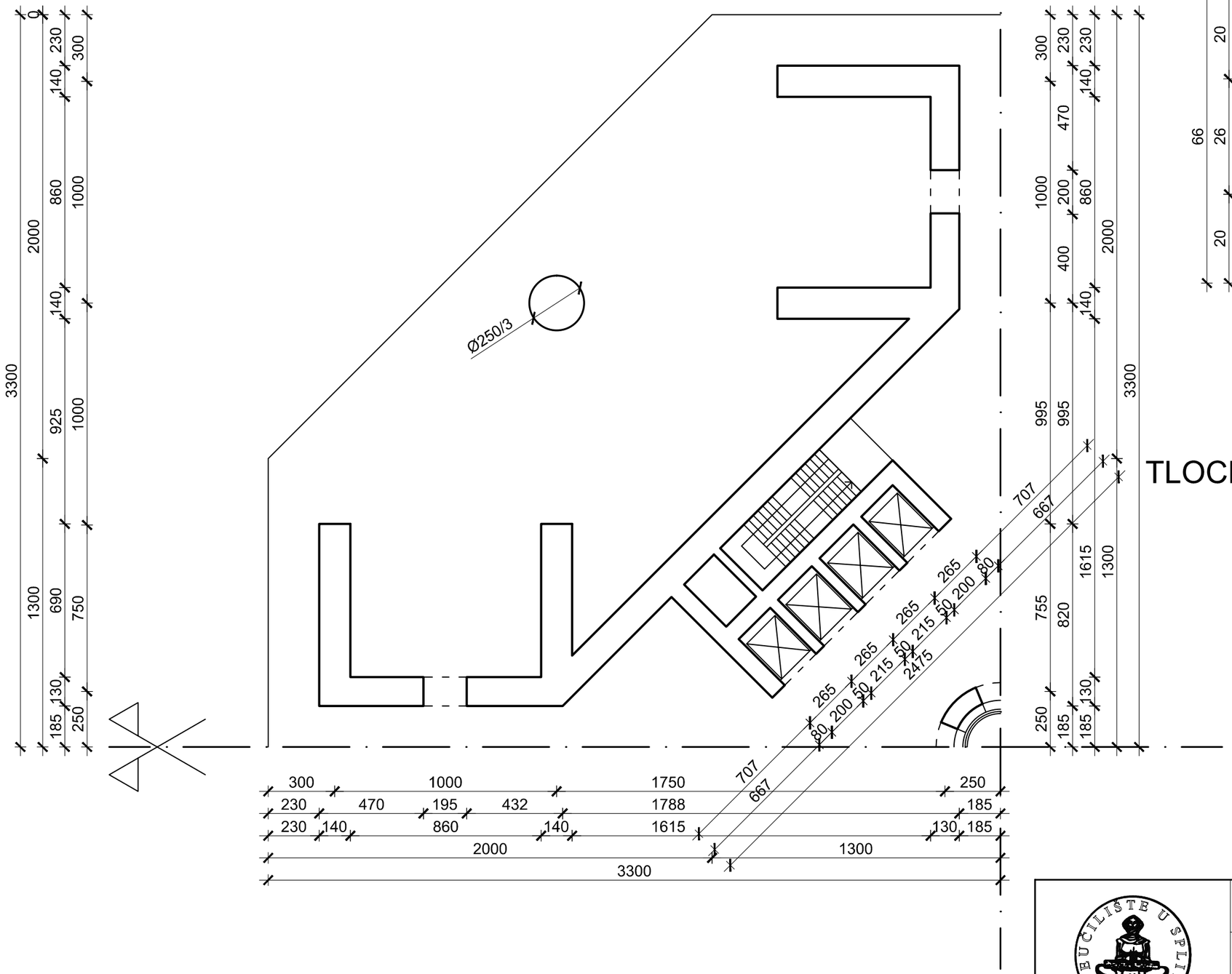


TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 300-500 m
M 1:200

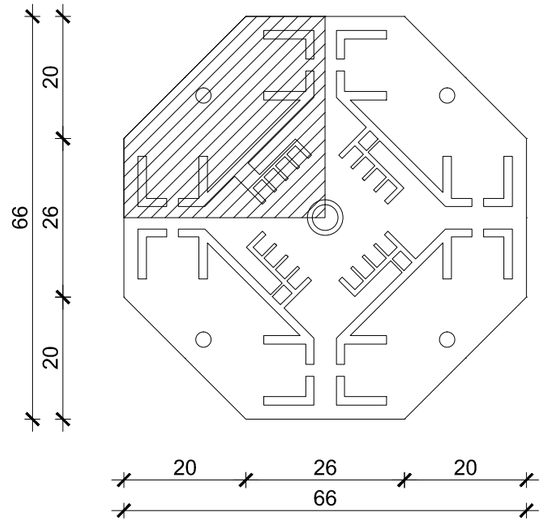
SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 300-500 m	MJERILO:	1:200
27.8.2015.		PRILOG:	4

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 500-700 m
M 1:200



SHEMA TLOCRTA - RAZINA 500-700 m
M 1:1000

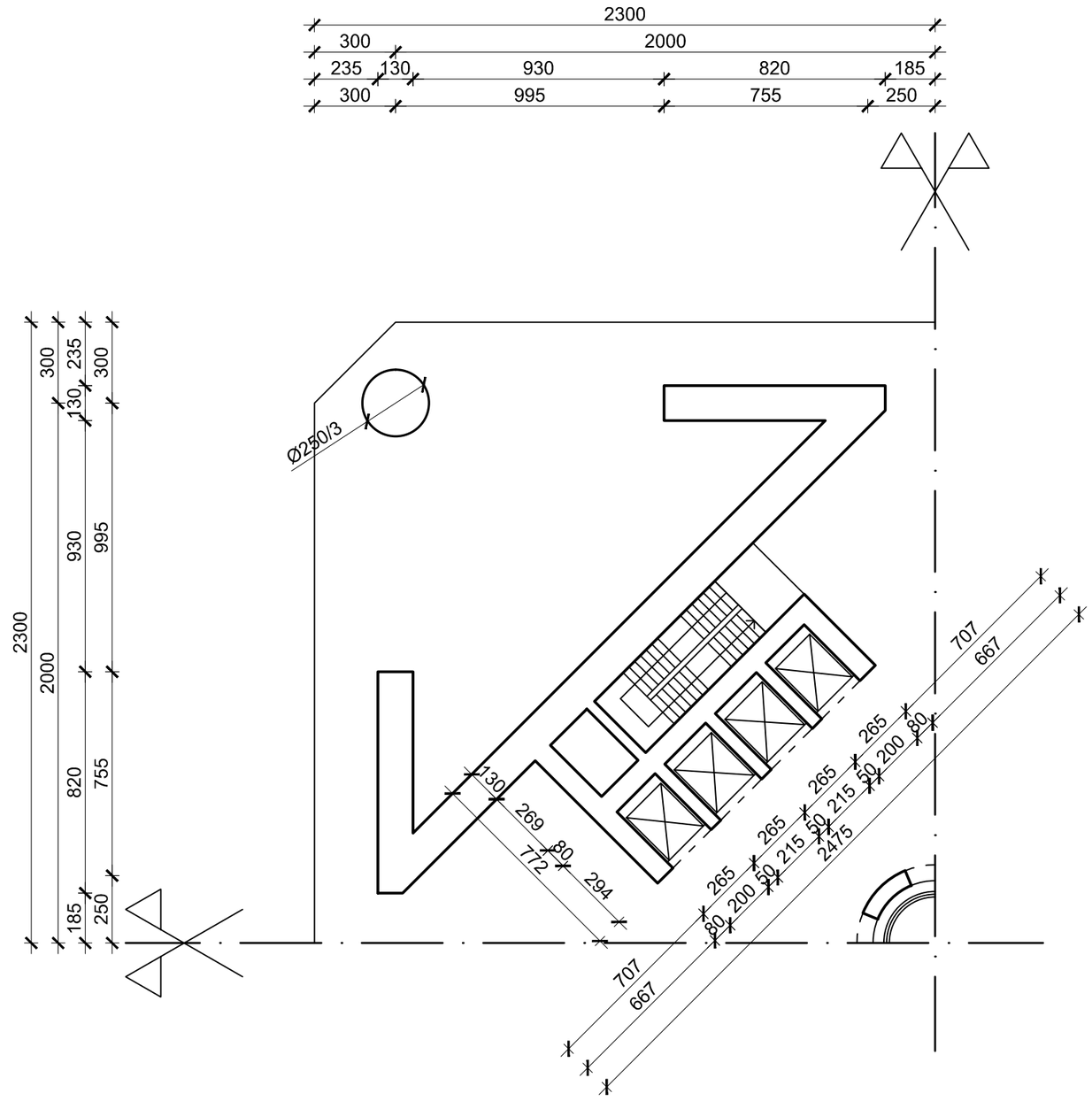


TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 500-700 m
M 1:200

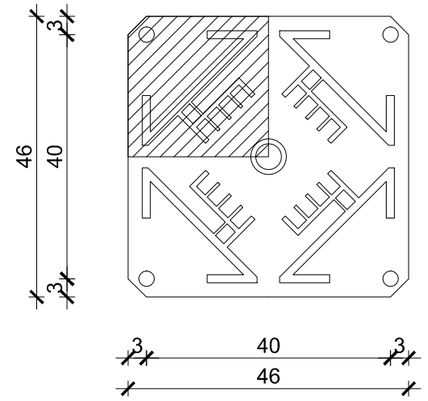
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA,
ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 500-700 m	MJERILO:	1:200
27.8.2015.		PRILOG:	5

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 700-800 m
M 1:200



SHEMA TLOCRTA - RAZINA 700-800 m
M 1:1000

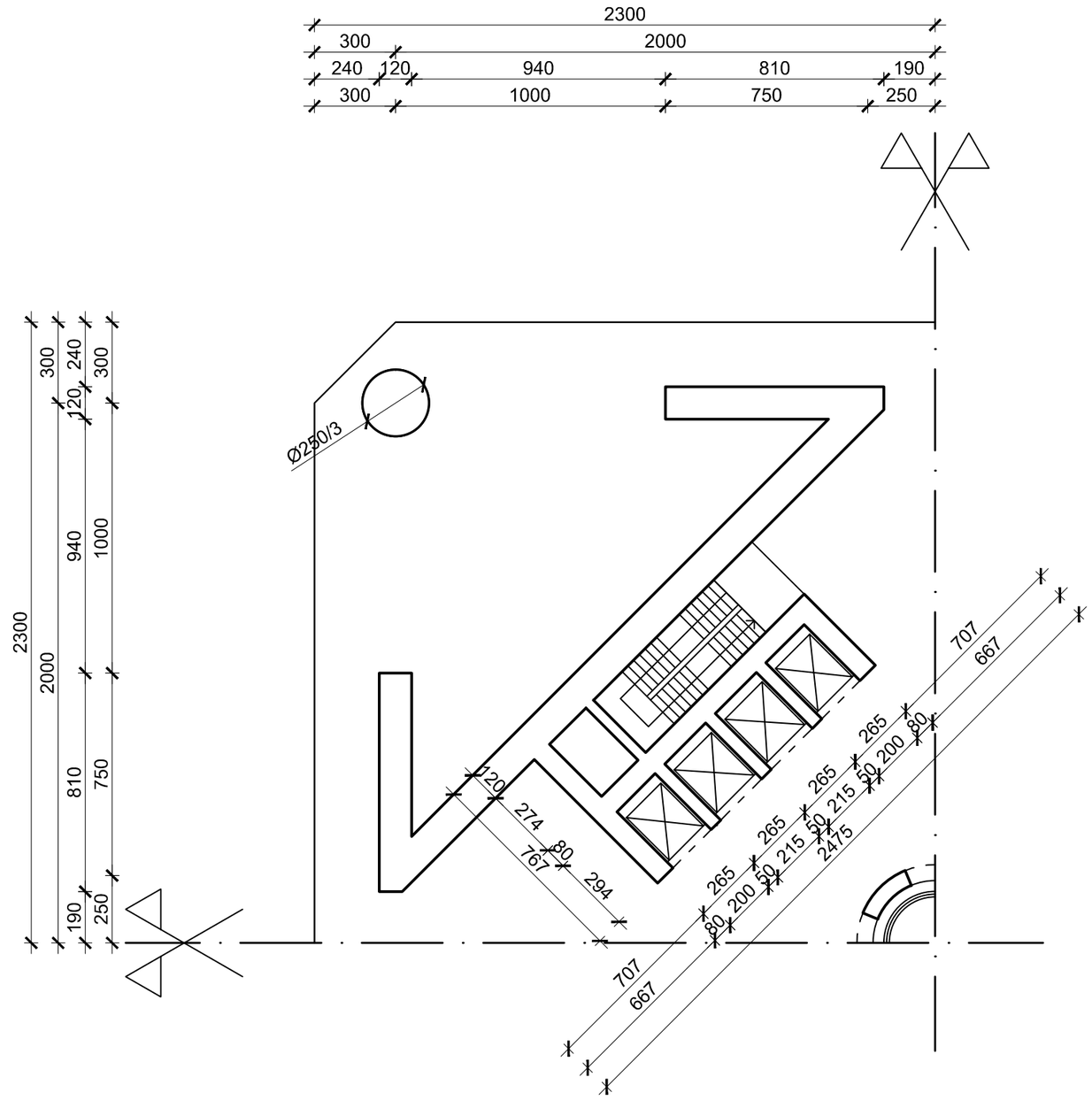


TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 700-800 m
M 1:200

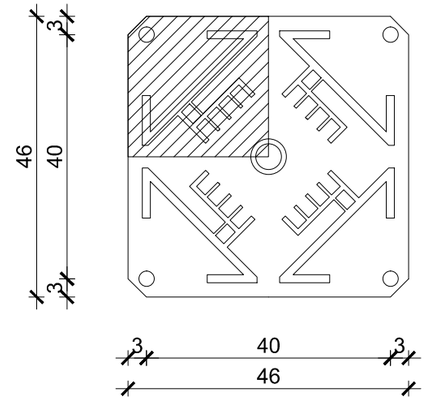
SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA,
ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 700-800 m	MJERILO:	1:200
27.8.2015.		PRILOG:	6

TLOCRT SEGMENTA - RAZINA 800-900 m
M 1:200



SHEMA TLOCRTA - RAZINA 800-900 m
M 1:1000

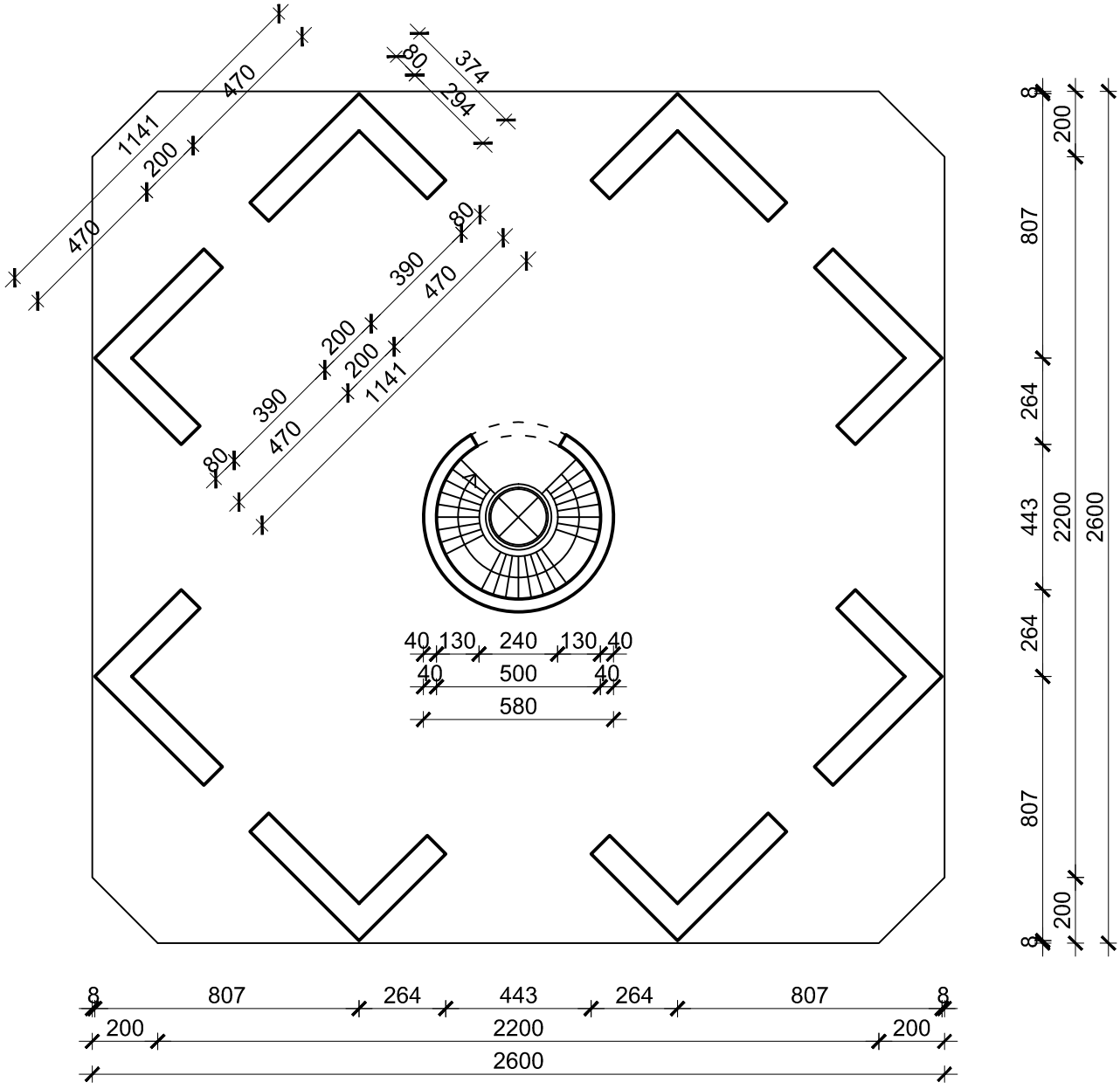


TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE - RAZINA 800-900 m
M 1:200

SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA,
ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

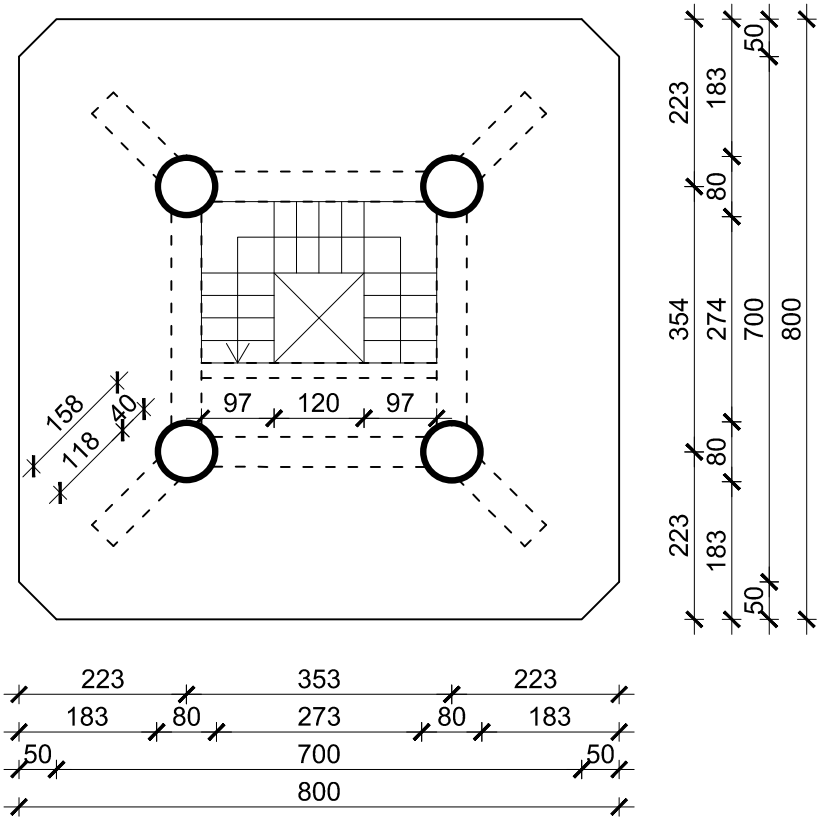
PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 800-900 m	MJERILO:	1:200
27.8.2015.		PRILOG:	7

TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE
- RAZINA 900-1000 m
M 1:200



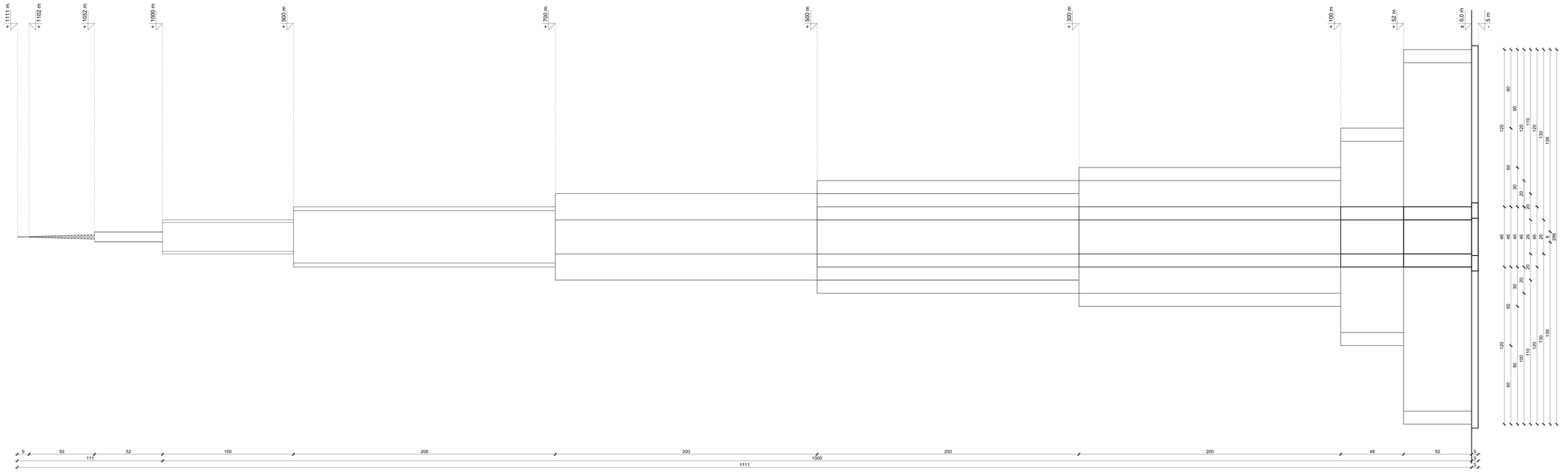
SVEUČILIŠTE U SPLITU, FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE 21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15	PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD	
	RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT	
	STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR: prof. dr. sc. Jure Radnić
	SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 900-1000 m	MJERILO: 1:200
	27.8.2015.		PRILOG: 8

TLOCRT KARAKTERISTIČNE ETAŽE
- RAZINA 1000-1052 m
M 1:100



SVEUČILIŠTE U SPLITU,
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA,
ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD				
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT				
STUDENT:	Kelam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić		
SADRŽAJ:	Tlocrt karakteristične etaže, razina 1000-1052 m			MJERILO:	1:100
27.8.2015.				PRILOG:	9



POGLED NA KONSTRUKCIJU
M 1:1000

SVEUČILIŠTE U SPLITU
FAKULTET GRAĐEVINARSTVA, ARHITEKTURE I GEODEZIJE
21000 SPLIT, MATICE HRVATSKE 15

PROJEKT:	DIPLOMSKI RAD		
RAZINA PROJEKTA:	IDEJNI PROJEKT		
STUDENT:	Kešam Ivan, 431	MENTOR:	prof. dr. sc. Jure Radnić
SADRŽAJ:	Pogled na konstrukciju	MJERILO:	1:1000
	27.8.2015.	PRILOG:	10

11. LITERATURA

[1] M. Nehdi, Only tall things cast shadows: Opportunities, challenges and research needs of self-consolidating concrete in super-tall buildings (2013)

[2] J. Aldred, Burj Khalifa – a new high for high-performance concrete, Proceedings of ICE – Civil Engineering 163 (2) (2010)

[3] Concrete Construction, What Makes Concrete Pumpable?, <http://www.concreteconstruction.net/Images/What%20Makes%20Concrete%20Pumpable__tcm45-348701.pdf> (2013).

[4] Randolph , M.F. (1994), Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts

[5] B. S. Taranath (2011), Structural analysis and design of tall buildings steel and composite construction

[6] Lame, Ali (2008) Optimization of high-rise structures. Tehran, Massachusetts

[7] Dutton,R. and Isyumov,N. (1990), Reduction of tall building motions by aerodynamic treatments

[8] Holmes, J., Wind loading on structures

[9] Kwok, K. C. S, Cross-Wind Response of Tall Buildings

[10] C. Dyrbye, S. O. Hansen – Wind Loads on Structures, 1999.

[11] I. Giosan, P.Eng. – Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures

[12] H. Tanaka, Y. Tamura, K. Ohtake, M. Nakai, Y.C. Kim - Experimental investigation of aerodynamic forces and wind pressures acting on tall buildings with various unconventional configurations

[13] M. Saiidi and M.A. Sozen. (1981) Simple non-linear seismic analysis of RC structures

[14] H.J. Lee, D. Kuchma and M.A. Aschheim. (2007) Strength-based design of flexible diaphragms in 22 low-rise structures subjected to earthquake loading

[15] R.K. Goel and A.K. Chopra. (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings

[16] High and Higher: The Evolution of Buttressed Core, W.F. Baker, J.J Pawlikowski

[17] EN 1991, Osnove proračuna i djelovanja na konstrukcije,. CEN-Belgija 2005

[18] EN 1998, Projektiranje konstrukcija na potresno opterećenje, CEN-Belgija 2004.

[19] The European Strong – Motion Database <http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm>

[20] Tall Buldings Lectures: Bill Baker <https://www.youtube.com/watch?v=cSShh6bOFMk>

[21] K. K . Choong, C. K. Tan, Structural engineering perspective on tall building: a multidisciplinary review

[22] Super high-rise in Rotterdam, U.M. Winter, Master's Thesis Report, 2011.