

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta  
za gradbeništvo  
in geodezijo



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Jankovič, G. 2012. Vrednotenje poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa stavb. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 30 str.

University  
of Ljubljana

Faculty of  
Civil and Geodetic  
Engineering



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

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

This is original version of final thesis.

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

Jankovič, G. 2012. Vrednotenje poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa stavb. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 30 pp.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



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

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ  
PRVE STOPNJE  
GRADBENIŠTVA

Kandidatka:

**GABRIJELA JANKOVIČ**

**VREDNOTENJE POENOSTAVLJENIH POSTOPKOV ZA  
OCENO NIHAJNEGA ČASA STAVB**

Diplomska naloga št.: 9/B-GR

**EVALUATION OF SIMPLIFIED PROCEDURES FOR  
ESTIMATION OF THE NATURAL VIBRATION  
PERIODS OF BUILDINGS**

Graduation thesis No.: 9/B-GR

**Mentor:**

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

**Predsednik komisije:**

izr. prof. dr. Janko Logar

**Član komisije:**

izr. prof. dr. Marijan Žura

izr. prof. dr. Jana Šelih

Ljubljana, 21. 09. 2012

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**IZJAVE**

Podpisana Gabrijela Jankovič izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom: »Vrednotenje poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa stavb«.

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

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

Ljubljana, 1. 9. 2012

Gabrijela Jankovič

## **BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK**

<b>UDK:</b>	<b>006:624.042.7(043.2)</b>
<b>Avtor:</b>	<b>Gabrijela Jankovič</b>
<b>Mentor:</b>	<b>izr. prof. dr. Matjaž Dolšek</b>
<b>Naslov:</b>	<b>Vrednotenje poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa stavb</b>
<b>Tip dokumenta:</b>	<b>Diplomska naloga – univerzitetni študij</b>
<b>Obseg in oprema:</b>	<b>30 str., 4 pregl., 15 sl., 30 en.</b>
<b>Ključne besede:</b>	<b>potresno inženirstvo, nihajni čas, poenostavljeni postopki, empirične enačbe, Rayleighova metoda, SIST EN 1998-1:2005</b>

### **Izvleček**

V diplomski nalogi smo na treh primerih visokih objektov vrednotili poenostavljene postopke za oceno nihajnega časa stavb. V teoretičnem delu naloge smo opisali postopek za določitev projektne potresne sile po standardu SIST EN 1998-1:2005 ter predstavili nekatere poenostavljene postopke za oceno nihajnega časa. V drugem delu smo tri primere večetažnih stavb analizirali s programom ETABS in določili nihajne čase s točnim postopkom, ki so nam služili za primerjavo z rezultati poenostavljenih postopkov. Za armiranobetonski stenasti stavbi smo imeli na razpolago veliko empiričnih formul, medtem ko smo nihajni čas za jekleno konstrukcijo izračunali le z metodami iz standarda SIST EN 1998-1:2005. Ugotovili smo, da poenostavljeni postopki za določitev nihajnega časa s pomočjo empiričnih enačb dajejo zelo grobe rezultate za obravnavane primere stavb. Zato so poenostavljeni postopki za oceno nihajnega časa primerni le za preliminarne analize ali pa za oceno potresne odpornosti stavbnega fonda, saj v tem primeru konstrukcijski modeli objektov niso na voljo.

**BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC:** 006:624.042.7(043.2)  
**Author:** Gabrijela Jankovič  
**Supervisor:** Associate Prof. Ph. D. Matjaž Dolšek  
**Title:** Evaluation of simplified procedures for estimation of the natural vibration periods of buildings  
**Document type:** Graduation Thesis – University studies  
**Notes:** 30 p., 4 tab., 15 fig., 30 eq.  
**Key words:** earthquake engineering, natural vibration period, simplified methods, period-height relationship, Rayleigh method, SIST EN 1998-1:2005

**Abstract**

The simplified methods for estimation of the natural vibration periods of buildings were evaluated by means of three examples of tall buildings. Procedure for determination of the total base shear force according to SIST EN 1998-1:2005 and some simplified procedures for estimation of the natural vibration periods of buildings are presented in the theoretical part of the thesis. In the second part of the thesis, the three examples of multistory buildings are then analyzed using ETABS in order to compute natural vibration periods according to theoretically adequate procedure. These results were used as point of comparison. Later on, many different simplified methods were applied in order to assess natural vibration periods of reinforced concrete buildings, whereas for the steel building, only the methods prescribed in SIST EN 1998-1:2005 were used. Based on the results of this comparative study it can be concluded that the simplified procedures provide estimates for natural vibration periods which are not sufficiently accurate. The simplified period-height relationship should therefore be used only for the purpose of preliminary analysis or for seismic performance assessment of building stock, since in the later case structural models of buildings are not available.

## **ZAHVALA**

Zahvaljujem se mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku za strokovno svetovanje, potrpežljivost in pomoč pri nastajanju diplomske naloge.

Iskrena hvala tudi mojim staršem za vso podporo in finančno pomoč pri študiju.

**KAZALO VSEBINE**

<b>IZJAVE</b> .....	<b>II</b>
<b>BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK</b> .....	<b>III</b>
<b>BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>ZAHVALA</b> .....	<b>V</b>
<b>1 UVOD</b> .....	<b>1</b>
<b>2 DOLOČITEV PROJEKTNE POTRESNE SILE PO STANDARDU SIST EN 1998-1:2005</b> .....	<b>2</b>
<b>2.1 Elastični in projektni spekter pospeškov</b> .....	<b>2</b>
<b>2.2 Celotna potresna sila po metodi s horizontalnimi silami</b> .....	<b>4</b>
<b>3 POENOSTAVLJENE FORMULE ZA RAČUN NHAJNEGA ČASA</b> .....	<b>6</b>
<b>3.1 Momentni okviri</b> .....	<b>6</b>
<b>3.2 Stenaste konstrukcije</b> .....	<b>6</b>
<b>3.3 Standard SIST EN 1998-1:2005</b> .....	<b>9</b>
<b>3.4 Empirične enačbe za oceno nihajnega časa na podlagi meritev ambientnih vibracij</b> .....	<b>10</b>
<b>3.5 Diskusija rezultatov</b> .....	<b>11</b>
<b>4 PRIMERI</b> .....	<b>14</b>
<b>4.1 K1 – armiranobetonska stenasta stavba – torzijsko podajna</b> .....	<b>15</b>
<b>4.2 K2 – armiranobetonska stenasta stavba</b> .....	<b>17</b>
<b>4.3 K3 – jeklana stavba</b> .....	<b>20</b>
<b>4.4 Diskusija rezultatov</b> .....	<b>22</b>
<b>5 ZAKLJUČEK</b> .....	<b>27</b>
<b>VIRI</b> .....	<b>29</b>



## KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K1 .....	16
Preglednica 2: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K2 .....	19
Preglednica 3: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K3 .....	21
Preglednica 4: Odstopanja poenostavljenih postopkov od točnega izračuna osnovnega nihajnega časa .....	23

**KAZALO SLIK**

Slika 1: Oblika elastičnega spektra odziva (Vir: SIST EN 1998-1:2005).....	3
Slika 2: Odvisnost osnovnega nihajnega časa od razmerja med višino in dolžino konzole (Vir: Goel in Chopra, 1998) .....	9
Slika 3: Ujemanje empiričnih rezultatov s formulo (10) (Vir: Gallipoli in sod., 2010).....	11
Slika 4: Primerjava odvisnosti nihajnega časa od števila etaž za različna mesta po celem svetu (Vir: Oliveira in Navarro, 2010) .....	11
Slika 5: Primerjava rezultatov na podlagi ambientnih vibracij s standardom EC8-1 .....	12
Slika 6: 3D model konstrukcije K1 (Vir: ETABS, 2010) .....	15
Slika 7: Tloris konstrukcije K1 (Vir: ETABS, 2010) .....	15
Slika 8: 3D model konstrukcije K2 (Vir: ETABS, 2010) .....	18
Slika 9: Tloris konstrukcije K2 (Vir: ETABS, 2010) .....	18
Slika 10: 3D model konstrukcije K3 (Vir: ETABS, 2010) .....	20
Slika 11: Tloris konstrukcije K3 (Vir: ETABS, 2010) .....	20
Slika 12: Primerjava postopkov za določitev osnovnega nihajnega časa .....	24
Slika 13: Primerjava potresnih sil glede na različne postopke za določitev osnovnega nihajnega časa .....	24
Slika 14: Primerjava postopkov za določitev nihajnega časa v obeh smereh .....	25
Slika 15: Primerjava potresnih sil glede na različne postopke za določitev nihajnega časa v obeh smereh .....	26

## 1 UVOD

Osnovni nihajni čas konstrukcije je pomemben parameter pri projektiranju potresnoodpornih konstrukcij, saj vpliva na velikost projektne potresne sile. Pri pregledu obstoječe literature ugotovimo, da obstaja več različnih poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa. Takšen pristop se običajno uporablja pri oceni potresne ranljivosti stavbnega fonda, v določenih primerih, pa se lahko nihajni čas konstrukcije na ta način oceni tudi v fazi projektiranja.

Osnovni del za zagotovitev potresne varnosti konstrukcije izhaja iz projektne potresne obtežbe, ki je določena s projektnim spektrom pospeškov, ta pa je funkcija nihajnega časa. Empirične formule za oceno nihajnega časa konstrukcije, ki so izpeljane na podlagi novejših raziskav, kažejo na pomanjkljivosti poenostavljenega postopka za določitev nihajnega časa, ki je predpisan s standardom SIST EN 1998-1:2005.

V teoretičnem delu diplomske naloge smo opisali postopek za določitev projektne potresne sile po standardu SIST EN 1998-1:2005. Nato smo predstavili izbrane poenostavljene postopke za oceno nihajnega časa, ki jih najdemo v standardu SIST EN 1998-1:2005 in drugi literaturi. V drugem delu smo te postopke vrednotili tako, da smo jih uporabili na treh primerih večetažnih objektov ter rezultate primerjali z nihajnimi časi, ki jih dobimo s točnimi metodami.

## 2 DOLOČITEV PROJEKTNE POTRESNE SILE PO STANDARDU SIST EN 1998-1:2005

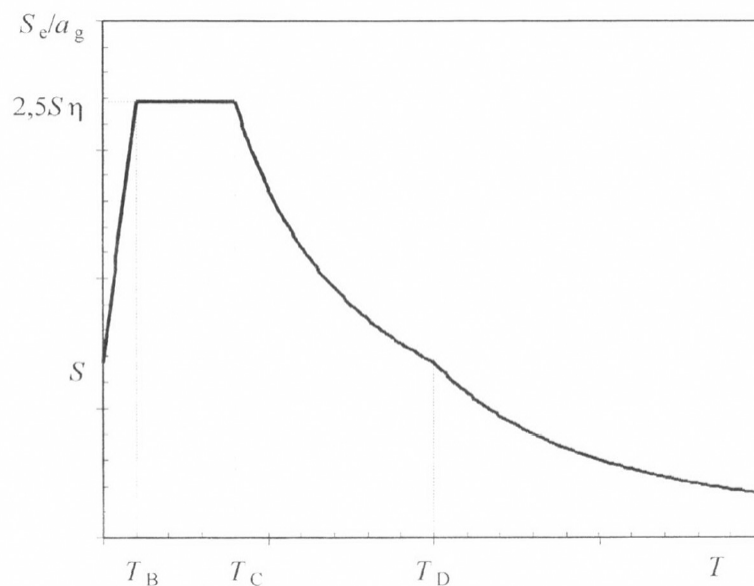
V tem poglavju smo na kratko opisali nekatere dele standarda SIST EN 1998-1:2005, v nadaljevanju EC8-1, ki vsebuje splošna pravila, potresne vplive in pravila za stavbe. Uporablja se za projektiranje in gradnjo stavb ter inženirskih objektov na potresnih področjih. Osnovni namen standarda je, da ščiti življenja ljudi, ki živijo na potresnih območjih, omeji škodo, če se pojavijo srednje močni potresi in zagotovi, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito uporabne, če se zgodijo precej močni potresi.

Ena od temeljnih definicij v EC8-1 se nanaša na projektno potresno obtežbo, ki je definirana z referenčnim pospeškom tal, obliko spektra pospeškov in faktorjem obnašanja. Referenčna vrednost maksimalnega projektnega pospeška  $a_g$  na tleh tipa A je definirana s karto potresne nevarnosti, ki se nanaša na potres s povratno dobo 475 let. Projektni pospešek  $a_g$  v kombinaciji s predpisano obliko spektra pospeškov za ustrezna tla določa 'elastični' potresni vpliv, dočim se projektni potresni vpliv, zaradi uporabe principa redukcije potresnih sil, zmanjša s faktorjem obnašanja  $q$ , ki je odvisen od konstrukcijskega sistema, pravilnosti konstrukcije, uporabljenega materiala in razreda duktilnosti.

V nadaljevanju smo na kratko predstavili elastični spekter pospeškov in projektni spekter pospeškov ter faktor obnašanja  $q$ . V drugi točki poglavja pa smo opisali poenostavljen postopek za določitev celotne potresne sile  $F_b$  po standardu EC8-1. Navedli smo tudi različne postopke za določitev nihajnega časa.

### 2.1 Elastični in projektni spekter pospeškov

Spekter odziva prikazuje maksimalne vrednosti odziva (pomike, hitrosti, pospeške, notranje sile, napetosti ali dinamični faktor) za konstrukcije z eno prostostno stopnjo pri določeni obtežbi in deležu viskoznega dušenja (Fajfar, 1984). Pri projektiranju uporabljamo idealizirane spektre iz predpisov in standardov, ki odražajo pričakovane značilnosti potresnega gibanja tal. V standardu EC8-1 je potresno gibanje na določenem mestu na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov  $S_e$ , ki je za vodoravno komponento potresnega vpliva prikazan na sliki 1.



Slika 1: Oblika elastičnega spektra odziva (Vir: SIST EN 1998-1:2005)

Pri nihajnem času  $T = 0$  je maksimalni pospešek konstrukcije enak maksimalnemu pospešku tal  $a_g$ . Koeficient  $\eta$  zajema vpliv dušenja, vrednosti nihajnih časov  $T_B$ ,  $T_C$  in  $T_D$  ter faktorja tal  $S$  pa so odvisne od tipa tal.

Pri projektiranju potresne sile reduciramo s faktorjem obnašanja  $q$ . Zato EC8-1 vpelje pojem projektnega spektra pospeškov  $S_d$ . Ta izhaja iz elastičnega spektra, pri čemer je vrednost spektra navzdol omejena tako, da spektralni pospešek ne more biti manjši od  $0,2 \cdot a_g$ . Projektni spekter pospeškov dobimo tako, da elastični spekter za 5 % dušenje delimo s konstantnim faktorjem obnašanja  $q$  za vse periode, ki so večje od  $T_B$ . Vrednost projektnega spektra pri periodi  $T = 0$  je v vseh primerih enaka vrednosti maksimalnega pospeška tal, deljeni s faktorjem 1,5. Potek spektra med  $T = 0$  in  $T = T_B$  je linearen.

Faktor obnašanja  $q$  upošteva duktilnost konstrukcije oziroma njeno sposobnost za sipanje energije in njeno dodano nosilnost. Ta predstavlja razmerje med dejansko in zahtevano nosilnostjo. V EC8-1 so navedene vrednosti faktorja obnašanja za različne materiale in konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Če sta konstrukcijski sistem ali opredelitev pravilnosti različna v dveh vodoravnih smereh, je lahko v dveh smereh različna tudi vrednost faktorja obnašanja  $q$ . V obeh smereh pa mora biti uporabljena ista opredelitev razreda duktilnosti.

## 2.2 Celotna potresna sila po metodi s horizontalnimi silami

Pri konstrukcijah, ki ustrezajo pogojem pravilnosti po višini, je za analizo po standardu EC8-1 dovoljeno uporabiti poenostavljeno metodo s horizontalnimi silami. Pri tem zanemarimo vplive višjih nihajnih oblik, ki jih deloma upoštevamo le s faktorjem  $\lambda$ , in sicer pri določitvi celotne potresne sile.

Po EC8-1 celotno potresno silo  $F_b$  izračunamo kot produkt celotne mase in vrednosti v spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času osnovne nihajne oblike. Tako dobljeno vrednost celotne potresne sile reduciramo s faktorjem  $\lambda$ .

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1)$$

kjer so:

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

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

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

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

Za oceno nihajnega časa stavbe metoda s horizontalnimi silami dovoljuje uporabo različnih postopkov:

- **Rayleighova metoda** (Fajfar, 1984). To je približen postopek za račun nihajnega časa s prevedbo sistema na sistem z eno prostostno stopnjo. Po tem postopku se nihajni čas za osnovno nihajno obliko izračuna po enačbi:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j m_j s_j^2}{\sum_j f_j s_j}} \quad (2)$$

kjer so:

$f_j$  ... poljubna vodoravna sila v etaži  $j$ ,

$s_j$  ... pomik v etaži  $j$  zaradi vpliva sil  $f_j$ ,

$m_j$  ... masa etaže  $j$ .

V primeru, ko so sile  $f_j$  sorazmerne obliki sil iz prve nihajne oblike, je nihajni čas po Rayleighovi metodi točno določen. Ker oblike sil, ki bi ustrezala prvi nihajni obliki ne

poznamo točno, jih predpostavimo. Izkaže se, da je predpostavka o trikotni porazdelitvi sil dovolj dobra, če želimo določiti osnovni nihajni čas regularnih stavb.

- **Posplošen problem lastnih vrednosti** (Fajfar, 1984). Pri konstrukcijah, ki ne izpolnjujejo pogojev za pravilnost po višini, je potrebno uporabiti zahtevnejšo modalno analizo s spektri odziva. Da bi izračunali vse nihajne oblike in pripadajoče nihajne čase moramo ustvariti model konstrukcije in rešiti posplošen problem lastnih vrednosti. Čeprav ta metoda za konstrukcije pravilne po višini ni obvezna, jo je za take konstrukcije vseeno dovoljeno uporabiti namesto metode z vodoravnimi silami.
- **Empirične formule**, ki smo jih obravnavali v poglavju 3.3.

### 3 POENOSTAVLJENE FORMULE ZA RAČUN NIHAJNEGA ČASA

Pri pregledu obstoječe literature ugotovimo, da obstaja več različnih poenostavljenih postopkov za oceno nihajnega časa. Številni avtorji so določili formule za račun nihajnega časa na podlagi ambientnih vibracij, nekateri pa so celo merili nihajne čase konstrukcij, ki so bile izpostavljene potresom. V tem poglavju smo zbrali obstoječe formule različnih avtorjev, zapisali pa smo tudi povzetek formul za račun nihajnega časa po standardu EC8-1. Temu sledijo empirične ocene nihajnega časa na podlagi ambientnih vibracij in primerjava ter diskusija rezultatov.

#### 3.1 Momentni okviri

Formulo za izračun osnovnega nihajnega časa momentnih okvirov dobimo ob predpostavki, da se horizontalne potresne sile razporedijo linearno po višini stavbe in da razporeditev togosti po višini ustvarja enoten etažni pomik sorazmeren z linearno razporejeno potresno silo (Goel in Chopra, 1997). Če upoštevamo še, da je potresna sila obratno sorazmerna s  $T^{2/3}$  (ATC3-06, 1978), dobimo enačbo (3), ki povezuje nihajni čas  $T$  z višino konstrukcije  $H$ . Najdemo jo tudi v standardu EC8-1.

$$T = C_t H^{3/4} \quad (3)$$

kjer je:

$C_t$  ... koeficient odvisen od vrste konstrukcije.

Standard EC8-1 dovoljuje uporabo poenostavljenih formul za oceno nihajnega časa le za stavbe višine do 40 m. Crowley in Pinho (2010) trdita, da je pri nižjih stavbah nihajni čas obratno sorazmeren s potresno silo in zato puščata odprto možnost, da bi bila linearna zveza med nihajnim časom in višino (4) bolj primerna za momentne okvire projektirane po EC8-1. Predvidevata, da do tega zaključka prej niso prišli, ker se niso osredotočili le na nižje stavbe.

$$T = C_t H \quad (4)$$

#### 3.2 Stenaste konstrukcije

Prvo razmerje med nihajnim časom in višino stenaste stavbe, pri katerih je vpliv strižnih deformacij pomemben, je bilo izpeljano na podlagi meritev med potresom leta 1971 v San Fernandu (npr. Crowley in Pinho, 2010):

$$T = \frac{C_t H}{\sqrt{D}} \quad (5)$$

kjer sta:



$D$  ... dimenzija tlorisa stavbe v obravnavani smeri,

$C_t$  ... 0,09 po standardu ATC3-06 (1978).

Zgornja enačba izhaja iz frekvence nihanja konzole s konstantno debelino, pri kateri je vhodni parameter le širina oziroma dolžina stene, kot je prikazano z naslednjo enačbo (Crowley in Pinho, 2010):

$$T = 4 \sqrt{\frac{m}{\kappa G} \frac{H}{\sqrt{A}}} = \frac{\alpha H}{\sqrt{A}} = \frac{\alpha H}{\sqrt{D t_w}} = \frac{\alpha_1 H}{\sqrt{D}} \quad (6)$$

kjer so:

$m$  ... masa na enoto dolžine,

$G$  ... strižni modul,

$\kappa$  ... oblikovni koeficient, ki upošteva neenakomerno razporeditev strižnih sil,

$D$  ... dolžina konzole,

$t_w$  ... debelina.

Tipi konstrukcije, za katere se uporablja enačbo (5), variirajo od predpisa do predpisa, večinoma pa jo navajajo za katerokoli konstrukcijo razen za momentne okvire (Crowley in Pinho, 2010).

V standardu EC8-1 je formula (3) označena kot formula za ostale konstrukcije z vrednostjo koeficienta  $C_t = 0,050$ . Najdemo pa tudi alternativno vrednost koeficienta  $C_t$ , ki velja za konstrukcije z betonskimi ali zidanimi stenami:

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (7)$$

kjer so:

$$A_c = \sum A_i \cdot \left[ (0,2 + (l_{wi}/H))^2 \right] \quad (7a)$$

in

$A_c$  ... celotna efektivna površina sten v prvi etaži stavbe v  $m^2$ ,

$A_i$  ... efektivni prezek stene  $i$  v obravnavani smeri v prvi etaži stavbe v  $m^2$ ,

$H$  ... višina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti,

$l_{wi}$  ... dolžina stene  $i$  v prvi etaži v smeri, ki je vzporedna s smerjo obtežbe v m, z omejitvijo, da  $l_{wi}/H$  ne sme presegati 0,9.

Pri zapisu enačbe (7a) je v standardu EC8-1 verjetno prišlo do tiskarske napake, saj je v originalu kvadriran le količnik  $l_{wi}/H$  (Crowley in Pinho, 2010):

$$A_c = \sum A_i \cdot [0,2 + (l_{wi}/H)^2] \quad (7b)$$

Obe formuli dajeta podobne rezultate, če je količnik  $l_{wi}/H$  večji od 0,3. Pri višjih stavbah z relativno tankimi stenami pa je razmerje  $l_{wi}/H$  manjše in razlika med formulama (7a) in (7b) postane pomembna.

V primerjavi z izmerjenimi nihajnimi časi stenastih konstrukcij med potresi, nam formula (5) in formula (3) z alternativno vrednostjo koeficienta  $C_t$  dajeta zelo konservativne rezultate. Zato sta Goel in Chopra (1998) določila formulo (8), ki upošteva tako upogibne kot strižne deformacije. Pred kratkim so jo vključili v ameriški standard ASCE 7-05 (2006).

$$T = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} H \quad (8)$$

kjer je:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{NW} \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i}\right)^2\right]}$$

in

$A_B$  ... površina tlorisa stavbe,

$H$  ... višina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti,

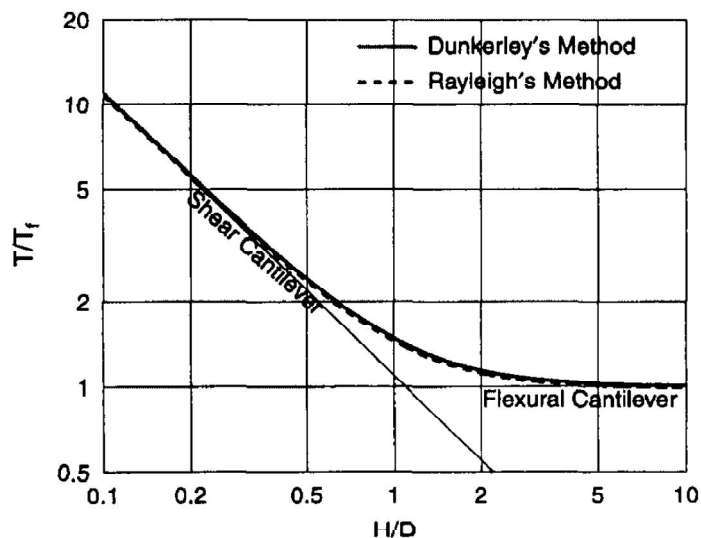
$A_i$  ... prerez stene  $i$  v m<sup>2</sup>,

$h_i$  ... višina stene (v m),

$D_i$  ... dolžina stene  $i$  v prvi etaži v smeri, ki je vzporedna s smerjo obtežbe (v m),

NW ... število sten.

Odvisnost osnovnega nihajnega časa od razmerja  $H/D$  je prikazana na sliki 2. Pri manjšem razmerju  $H/D$  prevladuje vpliv strižnih deformacij, medtem ko z višanjem razmerja narašča prispevek upogibnih deformacij. Pri stenah, ki imajo razmerje višine in dolžine med 0,2 in 5, pa moramo upoštevati oboje.



Slika 2: Odvisnost osnovnega nihajnega časa od razmerja med višino in dolžino konzole (Vir: Goel in Chopra, 1998)

### 3.3 Standard SIST EN 1998-1:2005

V Sloveniji projektiranje potresno odpornih konstrukcij temelji na standardu SIST EN 1998-1:2005. Le-ta trdi, da je osnovni nihajni čas ravninskih modelov mogoče izračunati z Rayleighovo metodo, za nižje stavbe pa tudi z enostavnimi empiričnimi enačbami.

Za stavbe, visoke do 40 m, navaja približno formulo (3), kjer sta:

$C_t$  ... 0,085 za prostorske jeklene momentne okvire, 0,075 za prostorske betonske momentne okvire in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvire ter 0,050 za vse druge konstrukcije

$H$  ... višina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti.

Alternativno je mogoče za konstrukcije z betonskimi ali zidanimi stenami vrednosti  $C_t$  v enačbi (3) izračunati z izrazom (7), kjer je celotna efektivna površina sten v prvi etaži stavbe izračunana po (7a).

Alternativno je mogoče nihajni čas  $T$  določiti z enačbo:

$$T = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (9)$$

kjer je:

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

### 3.4 Empirične enačbe za oceno nihajnega časa na podlagi meritev ambientnih vibracij

Najboljši a tudi najdražji način za določitev dinamičnih parametrov je opazovanje in zapisovanje obnašanja stavbe med potresom. Možna alternativa stalnemu opazovanju so meritve mikrovibracij oziroma ambientnih vibracij, iz katerih lahko z različnimi metodami ocenimo nihajni čas in dušenje. Prav uporaba mikrovibracij je bila potrjena za hitro, učinkovito in ekonomično izbiro (Oliveira in Navarro, 2010). Na podlagi meritev okoliških vibracij z enim senzorjem na vrhu stavbe je mogoče določiti osnovni nihajni čas in dušenje za nižje amplitude vsiljenih pomikov.

Člani NATO Science for Peace projekta so tri leta izvajali meritve v stavbah štirih evropskih držav, in sicer v Italiji, Sloveniji, Makedoniji in na Hrvaškem (Gallipoli in sod., 2010). Glavni namen oziroma cilj projekta je bila potrditev te eksperimentalne metode, kot primerne za določitev osnovnega nihajnega časa in dušenja na podlagi majhnega števila meritev mikrovibracij. Kjer je bilo možno so rezultate primerjali z meritvami odziva konstrukcije med potresom.

Pri raziskavah so se osredotočili na armiranobetonske stavbe višine do 20 etaž. Skupno so analizirali 244 stavb, med katerimi so bili večinoma momentni okviri z minimalnim številom sten. Določili so nihajni čas v obeh pravokotnih smereh in ugotovili presenetljivo podobnost med povezanostjo nihajnega časa z višino v vseh štirih državah (slika 3). Rezultate je zapisal Gallipoli in sod. (2010).

Najboljši statistični približek rezultatov zajema izraz (10).

$$T = aH = 0,016H \quad (10)$$

Koeficient  $a$  se 95% zanesljivostjo nahaja med 0,0150 in 0,0175.

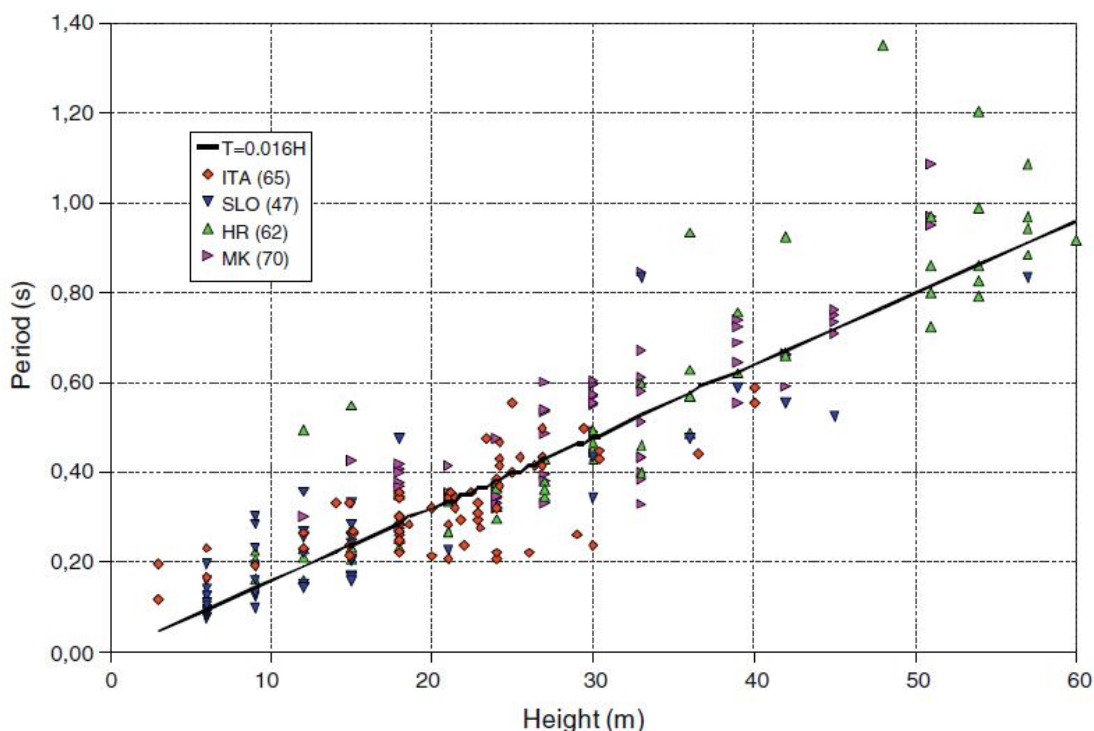
Rezultati zgoraj opisanih meritev (Gallipoli in sod., 2010) se zelo dobro ujemajo z rezultati Navarra in sod. (2007) za stavbe v Španiji:

$$T = 0,049N \quad (11)$$

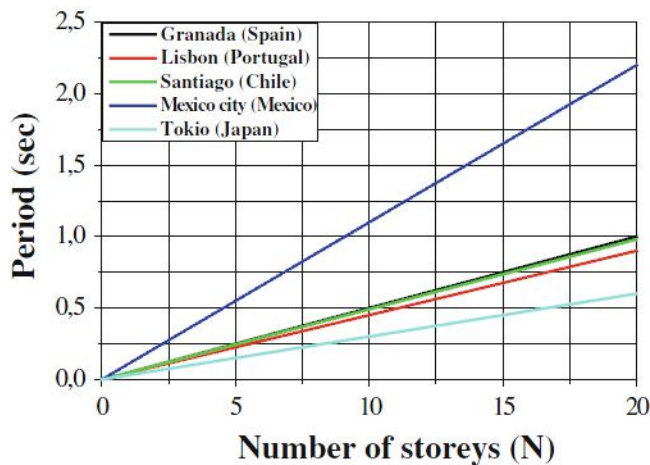
kjer je:

$N$  ... število etaž s predpostavljeno višino etaže 3 m.

Oliveira in Navarro (2010) sta poročala o meritvah dinamičnih karakteristik obstoječih konstrukcij na Portugalskem, predvsem na osnovi okoliških vibracij in z uporabo hitrih tehnik merjenja. Predstavila sta rezultate za približno 197 armirano betonskih stavb in pokazala, da so rezultati odvisni tudi od tipov konstrukcij, zgrajenih na različnih območjih po svetu (slika 4).



Slika 3: Ujemanje empiričnih rezultatov s formulo (10) (Vir: Gallipoli in sod., 2010)

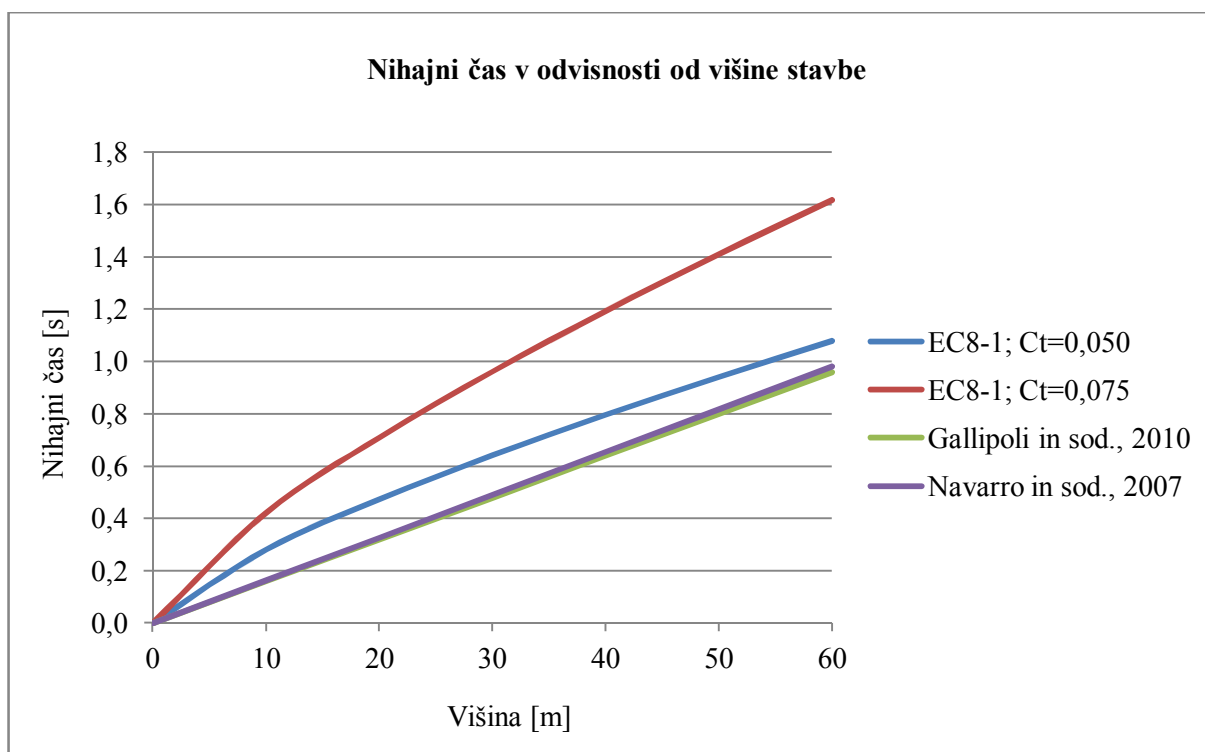


Slika 4: Primerjava odvisnosti nihajnega časa od števila etaž za različna mesta po celem svetu (Vir: Oliveira in Navarro, 2010)

### 3.5 Diskusija rezultatov

Večina formul opisuje nihajni čas v odvisnosti od višine ali števila etaž, nekatere pa upoštevajo tudi površino sten ali dimenzije tlorisa v obravnavani smeri. V nadaljevanju smo primerjali enostavnejše formule, ki so odvisne le od višine konstrukcije. Te nam podajo le eno vrednost osnovnega nihajnega časa, ne moremo pa določiti za katero smer velja.

Crowley in Pinho (2010) sta predlagala linearno zvezo med nihajnim časom in višino za momentne okvire projektirane po EC8-1. Obstaja možnost, da bi bila takšna zveza bolj primerna za nižje stavbe, ker imajo nižji nihajni čas, pri katerem vpliv višjih nihajnih oblik ni tako pomemben. Med seboj smo primerjali formule iz standarda EC8-1 in empirične formule na podlagi meritev ambientnih vibracij, ker je pri slednjih zveza med nihajnim časom in višino linearna. Pri primerjavi rezultatov na sliki 5 vidimo, da meritve ambientnih vibracij dajejo zelo podobne rezultate v različnih evropskih državah, hkrati pa se ne ujemajo s teoretičnimi ocenami in določili v standardu EC8-1. Rezultati za stavbe v evropskih državah (Gallipoli in sod., 2010) so dobljeni na podlagi meritev vibracij armiranobetonskih okvirov. Na sliki 5 pa vidimo, da se bolj ujemajo s formulo (3) iz EC8-1 s koeficientom  $C_t = 0,050$ , ki velja za ostale konstrukcije kot z isto formulo s koeficientom  $C_t = 0,075$ , ki velja za prostorske betonske momentne okvire.



Slika 5: Primerjava rezultatov na podlagi ambientnih vibracij s standardom EC8-1

Pri meritvah nam vplivi tal, poškodb konstrukcije ter polnil in predelnih sten povzročajo probleme. Poleg tega niso upoštevani v formulah iz standarda EC8-1, saj je vhodni parameter le višina konstrukcije.

Poškodbe na konstrukciji vodijo v zmanjšanje togosti konstrukcije in posledično v povečanje nihajnega časa. Razmerje med meritvami in vrednostmi po standardu EC8-1 pa je mnogo večje kot rast nihajnega časa zaradi poškodb na objektu, ki jih povzročijo manjši potresi. Zato lahko predvidevamo, da je ta vpliv zanemarljiv (Gallipoli in sod., 2010). Na stopnjo poškodb konstrukcije in

razporeditev le-teh med potresom ima prav tako pomemben vpliv sestava tal pod konstrukcijo. Z meritvami vibracij ta vpliv zajamemo, saj meritve opravljamo na obstoječih objektih. Medtem pa so formule za račun nihajnega časa po EC8-1 splošne in ne upoštevajo vpliva interakcije tal in konstrukcije.

V Evropi je zelo pogosto dodajanje zidanih polnil k armiranobetonskim momentnim okvirom, ki vplivajo tako na odpornost kot na togost stavbe. EC8-1 dovoljuje, da zanemarimo prispevek polnil k odpornosti in jih upoštevamo kot nenosilne elemente, togost polnil pa moramo upoštevati v primeru, ko bistveno prispevajo k togosti in nosilnosti celotne stavbe. Vendar pa standard ne podaja nobenih navodil glede modeliranja teh elementov. Če projektanti uporabijo formulo za momentne okvire in s tem zanemarijo prispevek polnil, naredijo napako. Zato pri armiranobetonskih konstrukcijah s togimi zidanimi polnili, ki niso izolirana od AB okvirja, lahko prihaja do precenjenih vrednosti nihajnih časov. V takšnih primerih je verjetno bolj primerna uporaba formule s koeficientom  $C_t$ , ki velja za ostale konstrukcije.

Oliveira in Navarro (2010) sta s primerjavo numeričnega modela in meritev na objektu pokazala, da polnila moramo upoštevati. Na stavbah z različnim odstotkom polnil so bile izvedene meritve ambientnih vibracij, ki so pokazale, da so pridobljene frekvence tudi do petkrat višje od frekvenc izračunanih z analitičnim modelom, ki ne upošteva polnil. Prisotnost predelnih sten povečuje frekvenco sorazmerno s kvadratnim korenem prereza teh predelnih sten. Torej lahko z ne upoštevanjem teh elementov naredimo veliko napako.

Lahko trdimo, da so nihajni časi dobljeni s poenostavljenimi postopki le grobe ocene. Meritve ambientnih vibracij so bile sicer potrjene za zanesljivo in dovolj natančno metodo, vendar jih ne moremo uporabiti v fazi projektiranja objektov. V tem primeru je najbolje, da nihajne čase izračunamo na osnovi analize lastnega nihanja konstrukcije ali na primer z Rayleighovo metodo. Oliveira in Navarro (2010) sta na primerih pokazala, da rezultati pridobljeni z numeričnimi modeli z zadostno natančnostjo posnemajo in-situ meritve.

## 4 PRIMERI

V tem poglavju smo primernost empiričnih formul za oceno nihajnega časa testirali za stavbe višje od 40 m. Tri konstrukcije smo analizirali s programom ETABS (2010) ter z različnimi enačbami določili nihajni čas in dobljene vrednosti primerjali med seboj.

Predpostavimo, da je vsa masa koncentrirana na nivoju plošče, ter upoštevamo, da je plošča neskončno toga v svoji ravnini ter neskončno podajna izven svoje ravnine. V programu to modeliramo z diafragmami na nivoju etaž. Maso določimo iz celotnega lastnega in stalnega vpliva ter iz dela spremenljivega vpliva na konstrukcijo. Predpostavimo, da v zgornji etaži upoštevamo 30% spremenljive mase k celotni masi konstrukcije, v ostalih etažah pa le 15% mase, ki je posledica spremenljive obtežbe. Maso priredimo v točkah, ki so definirane v centru mas in sicer na nivoju plošče. V analizi upoštevamo le horizontalni komponenti mase.

V primeru armiranobetonskih konstrukcij razpokanost prereзов upoštevamo tako, da osne, strižne in upogibne togosti elementov faktoriramo z 0,5 (SIST EN 1998-1:2005).

Pri računu nihajnega časa po Rayleighovi metodi v program vnesemo trikotno razporejene sile ter odčitamo pomike, na podlagi katerih nato izračunamo nihajni čas. Na podoben način določimo tudi vodoravni pomik  $d$  v izrazu (9).

Potresno silo izračunamo po metodi s horizontalnimi silami ter izrazimo z razmerjem med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije ( $F_b/W$ ). Tako dobimo občutek, kolikšna je potresna sila glede na težo konstrukcije.

Predpostavimo, da vse tri stavbe ležijo v Ljubljani na območju, za katerega velja:

- $a_{g,max} = 0,25 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 2,45 \frac{m}{s^2}$
- tip tal C, ki določa naslednje parametre:  $S = 1,15$ ,  $T_B = 0,20$  s,  $T_C = 0,5$  s,  $T_D = 2,0$  s
- $\eta = 1$  ... za 5% dušenje
- $\beta = 0,2$  ... priporočilo iz standarda

Uporabljeni material je beton kvalitete C35/45 ( $E=3400$  kN/cm<sup>2</sup>,  $\nu = 0$  – razpokan prerez ali  $\nu = 0,2$  – nerazpokan prerez) ali jeklo S235.



#### 4.1 K1 – armiranobetonska stenasta stavba – torzijsko podajna

Armiranobetonska stenasta 17 nadstropna stavba je enojno simetrična. Zaradi zahteve po veliki količini steklenih površin se večina nosilnih elementov nahaja v notranjosti konstrukcije. Tako je konstrukcija torzijsko podajna in moramo upoštevati faktor obnašanja  $q=2$ . Tlorisi stavbe so po višini enaki, višina spodnje etaže je 5 m, višina vseh ostalih etaž pa 3 m. Po celotni višini konstrukcije so nosilni elementi stene, ki so modelirane s ploskovnimi elementi površine  $1 \text{ m}^2$ . Stene v vogalih tlorisa so debeline 40 cm, vse ostale stene pa 30 cm.

Površina tlorisa:

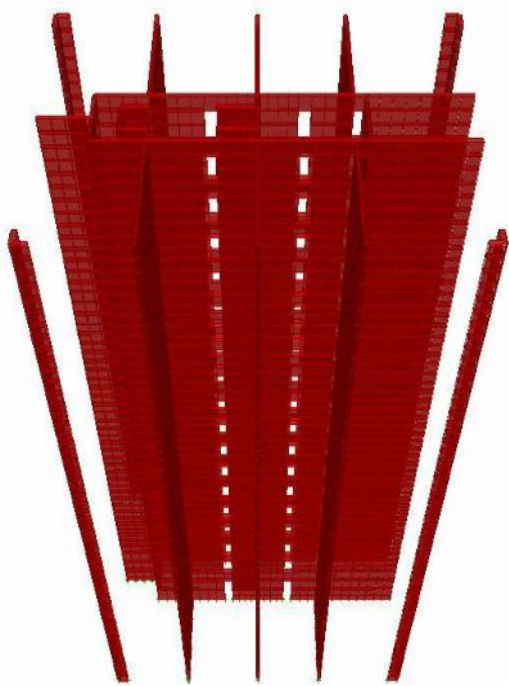
$$A_t = D_x \cdot D_y = 20,0 \text{ m} \cdot 32,0 \text{ m} = 640 \text{ m}^2 \quad (12)$$

Višina:

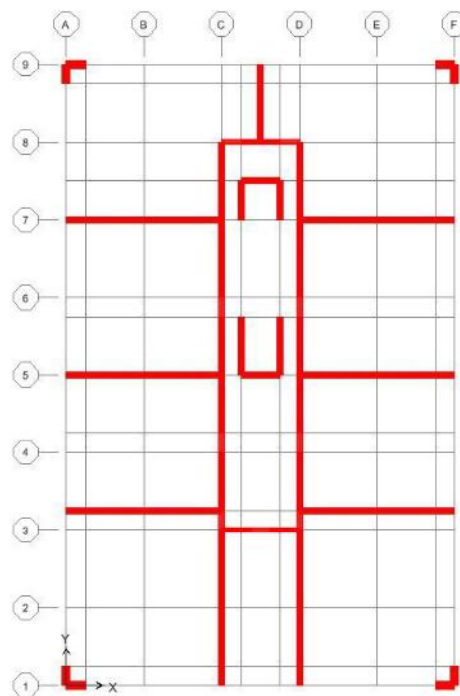
$$H = 1 \cdot 5 \text{ m} + 16 \cdot 3 \text{ m} = 53 \text{ m} \quad (13)$$

Stalna in spremenljiva obtežba:

$$g = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{in} \quad q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (14)$$



Slika 6: 3D model konstrukcije K1  
(Vir: ETABS, 2010)



Slika 7: Tloris konstrukcije K1  
(Vir: ETABS, 2010)

Izračun mas etaž je prikazan v enačbah (15) in (16), celotno težo konstrukcije pa izračunamo po enačbi (17).

$$m_{ZGORNJA\ ETIŽA} = \frac{A_t \cdot (g + 0,3q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{640 \text{ m}^2 \cdot \left(11 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \cdot 2 \frac{kN}{m^2}\right)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 757 \text{ t} \quad (15)$$

$$m_{OSTALE\ ETIŽE} = \frac{A_t \cdot (g + 0,15q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{640 \text{ m}^2 \cdot \left(11 \frac{kN}{m^2} + 0,15 \cdot 2 \frac{kN}{m^2}\right)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 737 \text{ t} \quad (16)$$

$$W = (757 \text{ t} + 16 \cdot 737 \text{ t}) \cdot \frac{9,81 \text{ m}}{s^2} = 123106 \text{ kN} \quad (17)$$

Konstrukcijo K1 smo analizirali s programom ETABS (2010) z upoštevanjem in brez upoštevanja razpokanosti prerezov ter izračunali nihajni čas. Prav tako smo nihajni čas za oba primera razpokanosti izračunali po Rayleighovi metodi. Rezultati teh dveh metod in nihajni časi dobljeni s poenostavljenimi enačbami so prikazani v preglednici 1. V vseh primerih smo izračunali tudi celotno potresno silo ter jo izrazili z razmerjem med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije. Formule, pri katerih je nihajni čas odvisen samo od višine konstrukcije nam dajo le vrednost osnovnega nihajnega časa v eni izmed vodoravnih smeri.

Preglednica 1: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K1

Metoda	T [s]		F <sub>b</sub> /W	
	X smer	Y smer	X smer	Y smer
ETABS – nerazpokani prerezi	0,67	0,41	23 %	37 %
ETABS – razpokani prerezi	0,94	0,57	16 %	27 %
Rayleigh – nerazpokani prerezi	0,67	0,41	23 %	37 %
Rayleigh – razpokani prerezi	0,94	0,57	16 %	27 %
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = 0,050$	0,98	/	16 %	/

se nadaljuje ...

... nadaljevanje Preglednice 1

EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$	0,56	0,46	27 %	33 %
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$ – nerazpokani prerezi	0,80	0,49	19 %	31 %
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$ – razpokani prerezi	1,12	0,68	14 %	23 %
ATC3-06; $T = \frac{c_t H}{\sqrt{D}}$	1,07	0,87	14 %	18 %
ASCE 7-05; $T = \frac{0,0019}{\sqrt{c_w}} H$	0,94	0,61	16 %	25 %
Gallipoli in sod.; $T = 0,016H$	0,85	/	18 %	/
Navarro in sod.; $T = 0,049N$	0,83	/	18 %	/

#### 4.2 K2 – armiranobetonska stenasta stavba

Armiranobetonska stenasta stavba je 15 nadstropna in enojno simetrična. V oseh 1 in 7 so nosilni elementi stene z odprtini, ostale stene pa so nepovezane. Ker je večina sten nepovezanih upoštevamo faktor obnašanja 3 (srednja stopnja duktilnosti). Tlorisi vseh etaž so enaki, višina spodnje etaže je 5 m, vseh ostalih etaž pa 3 m. Vse stene so debeline 30 cm.

Površina tlorisa:

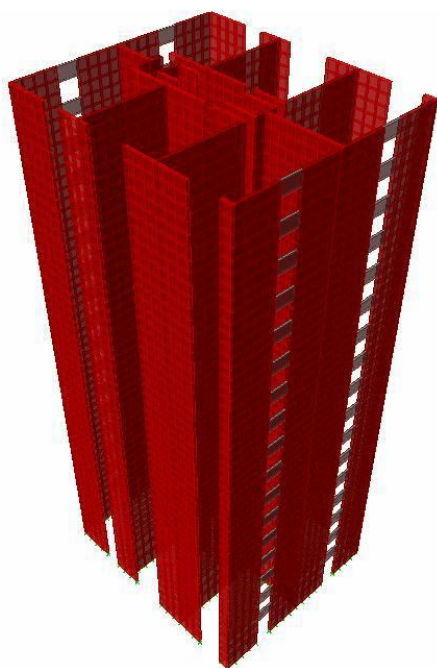
$$A_t = D_x \cdot D_y = 20,0 \text{ m} \cdot 23,0 \text{ m} = 460 \text{ m}^2 \quad (18)$$

Višina:

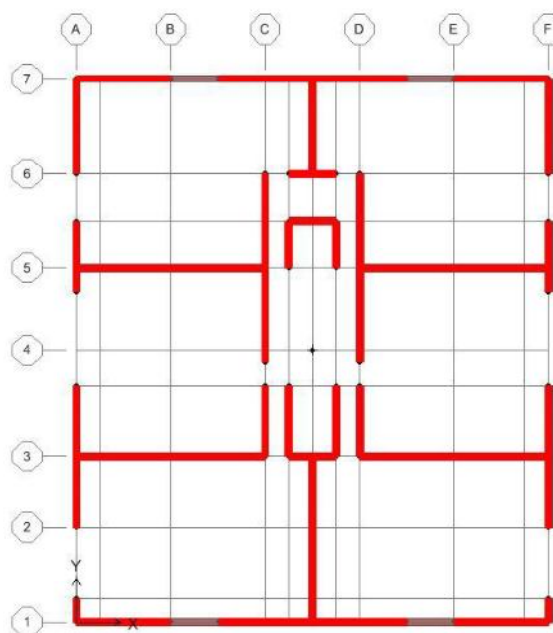
$$H = 1 \cdot 5 \text{ m} + 14 \cdot 3 \text{ m} = 47 \text{ m} \quad (19)$$

Stalna in spremenljiva obtežba:

$$g = 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{in} \quad q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (20)$$



Slika 8: 3D model konstrukcije K2  
(Vir: ETABS, 2010)



Slika 9: Tloris konstrukcije K2  
(Vir: ETABS, 2010)

Izračun mas etaž je prikazan v enačbah (21) in (22), celotno težo konstrukcije pa izračunamo po enačbi (23).

$$m_{ZGORNJA\ ETAŽA} = \frac{A_t \cdot (g + 0,3q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{460 \text{ m}^2 \cdot \left(11 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \cdot 2 \frac{kN}{m^2}\right)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 544 \text{ t} \quad (21)$$

$$m_{OSTALE\ ETAŽE} = \frac{A_t \cdot (g + 0,15q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{460 \text{ m}^2 \cdot \left(11 \frac{kN}{m^2} + 0,15 \cdot 2 \frac{kN}{m^2}\right)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 530 \text{ t} \quad (22)$$

$$W = (544 \text{ t} + 14 \cdot 530 \text{ t}) \cdot \frac{9,81 \text{ m}}{s^2} = 78127 \text{ kN} \quad (23)$$

Konstrukcijo K2 smo analizirali enako kot konstrukcijo K1 v poglavju 4.1. S programom ETABS (2010) in po Rayleighovi metodi smo nihajni čas določili z upoštevanjem in brez upoštevanja razpokanosti prerezov. Rezultati teh dveh metod in nihajni časi dobljeni s poenostavljenimi enačbami so prikazani v preglednici 2. V vseh primerih smo izračunali tudi celotno potresno silo ter jo izrazili z razmerjem med celotno prečno silo in celotno težo konstrukcije. Poenostavljene formule, pri katerih je nihajni čas odvisen samo od višine konstrukcije nam dajo le vrednost osnovnega nihajnega časa v eni izmed vodoravnih smeri.

Preglednica 2: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K2

Metoda	T [s]		F <sub>b</sub> /W	
	X smer	Y smer	X smer	Y smer
ETABS – nerazpokani prerezi	0,61	1,08	17 %	11 %
ETABS – razpokani prerezi	0,85	1,53	12 %	8 %
Rayleigh – nerazpokani prerezi	0,61	1,08	17 %	11 %
Rayleigh – razpokani prerezi	0,85	1,53	12 %	8 %
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = 0,050$	0,90	/	11 %	/
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$	0,54	0,63	19 %	19 %
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$ – nerazpokani prerezi	0,72	1,31	14 %	9 %
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$ – razpokani prerezi	1,02	1,85	10 %	6 %
ATC3-06; $T = \frac{C_t H}{\sqrt{D}}$	0,95	0,88	11 %	14 %
ASCE 7-05; $T = \frac{0,0019}{\sqrt{c_w}} H$	0,63	0,45	16 %	27 %
Gallipoli in sod.; $T = 0,016H$	0,75	/	14 %	/
Navarro in sod.; $T = 0,049N$	0,74	/	14 %	/

### 4.3 K3 – jeklena stavba

Jeklena stavba je dvojno simetrična, ima 15 etaž in po višini konstanten tloris. Višina spodnje etaže je 4,5 m, vseh zgornjih etaž pa 3,8 m. V prečni smeri (Y) so razponi okvirjev različni in znašajo 5-3-5 m, v vzdolžni smeri (X) pa imamo enake razpone 4 x 7 m. Prečke so iz nosilcev tipa IPE360 in IPE400, medtem ko so stebri profilov tipa HEM700. Potresno obtežbo v smeri X prevzema centrično povezje, v smeri Y pa momentni okvir. Stebri so nepomično členkasto vpeti. Ker sta konstrukcijska sistema v X in Y smeri različna, upoštevamo tudi različne faktorje obnašanja pri določitvi projektnega potresnega vpliva. Za DCH stopnjo duktilnosti znaša faktor obnašanja v X smeri 4 (okvir s centričnim povezjem) ter 6,5 v Y smeri (pomični okvir).

Površina tlorisa:

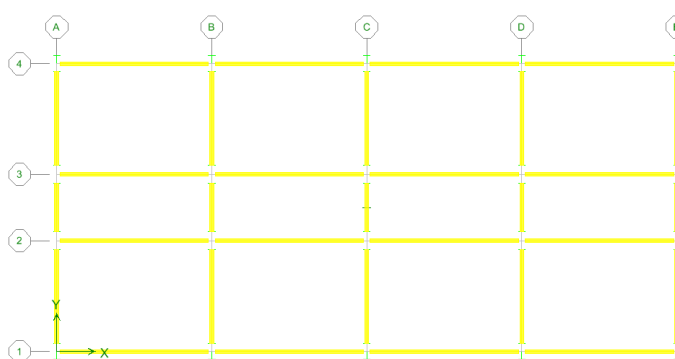
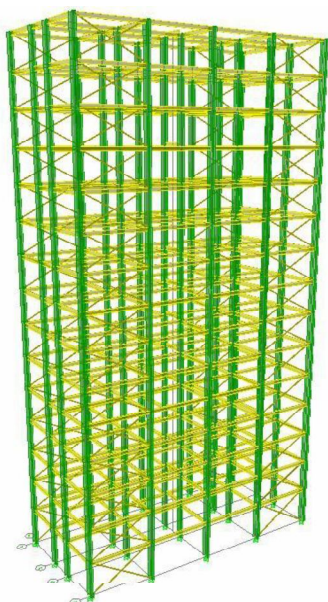
$$A_t = D_x \cdot D_y = 28,0 \text{ m} \cdot 13,0 \text{ m} = 364 \text{ m}^2 \quad (24)$$

Višina:

$$H = 1 \cdot 4,5 \text{ m} + 16 \cdot 3,8 \text{ m} = 57,7 \text{ m} \quad (25)$$

Stalna in spremenljiva obtežba:

$$g = 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{in} \quad q = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (26)$$



Slika 11: Tloris konstrukcije K3 (Vir: ETABS, 2010)

Slika 10: 3D model konstrukcije K3

(Vir: ETABS, 2010)

Izračun mas etaž je prikazan v enačbah (27) in (28), celotno težo konstrukcije pa izračunamo po enačbi (29).

$$m_{ZGORNJA\ ETAŽA} = \frac{A_t \cdot (g + 0,3q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{364 \text{ m}^2 \cdot (6,5 \frac{kN}{m^2} + 0,3 \cdot 2 \frac{kN}{m^2})}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 263 \text{ t} \quad (27)$$

$$m_{OSTALE\ ETAŽE} = \frac{A_t \cdot (g + 0,15q)}{9,81 \frac{m}{s^2}} = \frac{364 \text{ m}^2 \cdot (6,5 \frac{kN}{m^2} + 0,15 \cdot 2 \frac{kN}{m^2})}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 252 \text{ t} \quad (28)$$

$$W = (263 \text{ t} + 14 \cdot 252 \text{ t}) \cdot \frac{9,81 \text{ m}}{s^2} = 37190 \text{ kN} \quad (29)$$

V preglednici 3 so prikazani nihajni časi in razmerja med celotno potresno silo in težo celotne konstrukcije za konstrukcijo K3. Gre za jekleno konstrukcijo, zato tokrat v nobenem primeru nismo upoštevali razpokanosti. Poleg tega smo uporabili le poenostavljene formule iz standarda EC8-1, saj ostale ne veljajo za jeklene momentne okvire.

Preglednica 3: Nihajni časi in potresne sile za konstrukcijo K3

Metoda	T [s]		F <sub>b</sub> /W	
	X smer	Y smer	X smer	Y smer
ETABS	2,48	2,80	5 %	5 %
Rayleigh	2,48	2,80	5 %	5 %
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = 0,085$	1,78	/	5 %	5 %
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$	2,90	3,17	5 %	5 %

#### 4.4 Diskusija rezultatov

Pri konstrukcijah K1 in K2 je razlika med nihajnim časom za razpokani in nerazpokani prerez približno za faktor  $\sqrt{2}$ . To razmerje sledi iz formule (30) za nihajni čas ob predpostavki, da je togost razpokanega prereza enaka polovici togosti nerazpokanega prereza.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (30)$$

Če za pravilen in najbolj natančen izračun vzamemo nihajni čas po modalni analizi (ETABS, 2010), ugotovimo, da z Rayleighovo metodo dobimo praktično enake rezultate za nihajni čas konstrukcije v obeh smereh. S poenostavljenimi formulami (3), (10) in (11), ki upoštevajo le višino ali število etaž konstrukcije lahko ocenimo le osnovni nihajni čas v eni izmed vodoravnih smeri konstrukcije (v naših primerih je to X-smer). V preglednici 4 so prikazana odstopanja poenostavljenih postopkov od točnega izračuna osnovnega nihajnega časa za nerazpokan in razpokan prerez. Bolj natančne vrednosti, ki odstopajo za manj kot 20 % so pisane krepko. Pri alternativnem postopku (9) iz EC8-1 uporabimo model konstrukcije za izračun vodoravnega pomika na vrhu stavbe, zato lahko izračunamo nihajni čas posebej za nerazpokane in razpokane prerese. Sicer vidimo, da se rezultati ostalih poenostavljenih postopkov pri armiranobetonskih stenastih konstrukcijah večinoma bolje ujemajo z nihajnim časom izračunanim za konstrukcije z razpokanim prerezom, le formula po EC8-1 z alternativno vrednostjo koeficienta  $C_t$  nam daje nižji nihajni čas, ki se bolje ujema z rezultatom za nerazpokan prerez. To je razvidno tudi s slike 12, ki grafično prikazuje rezultate približnih metod v primerjavi s točnimi nihajnimi časi, ki smo jih izračunali ob upoštevanju nerazpokanih in razpokanih prerezov.

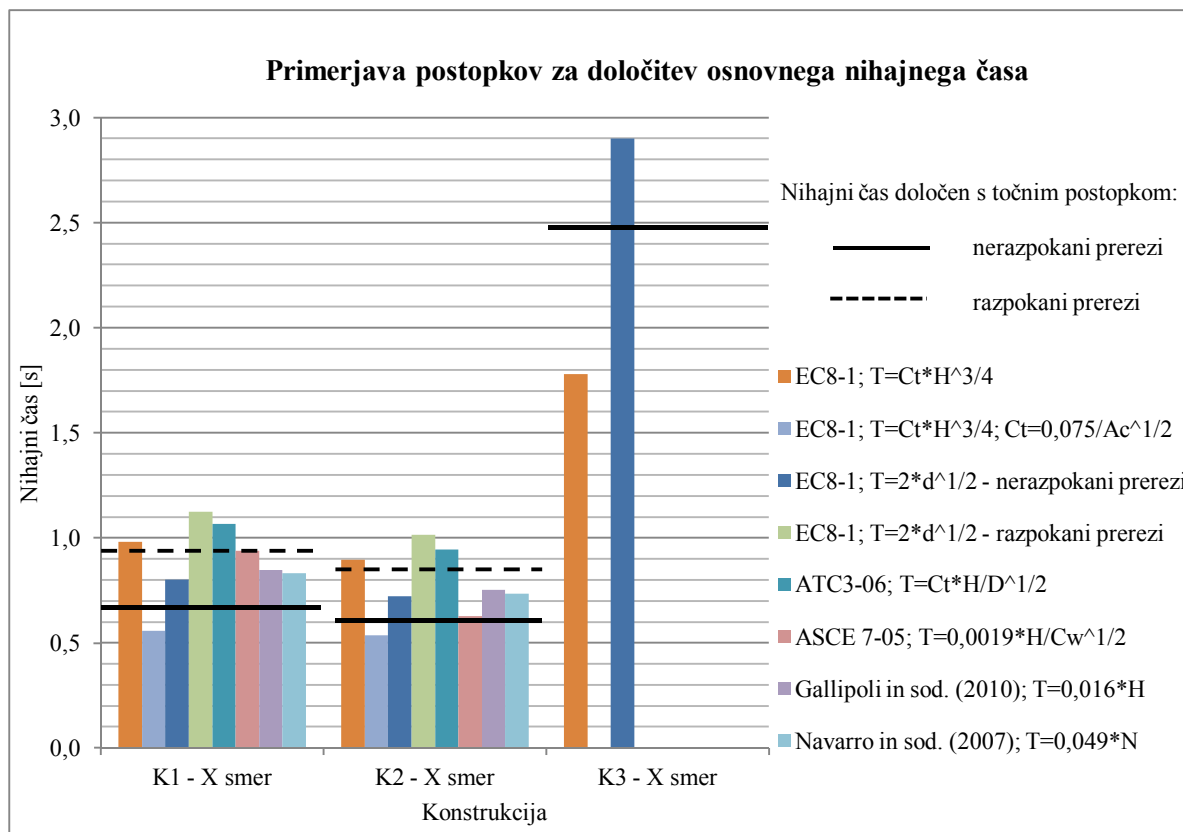
Pri formuli za račun nihajnega časa po EC8-1 z alternativno vrednostjo koeficienta  $C_t$  smo naleteli na nekaj težav pri računanju, saj efektivna površina sten oziroma efektivni prerez posamezne stene ni jasno definiran in je možno, da je zaradi tega prišlo do napake pri izračunu nihajnega časa. Ker obravnavamo visoke stavbe z relativno tankimi stenami, smo pri izračunu efektivne površine sten uporabili originalno formulo (7b), saj z (7a) dobimo še večjo napako. Največje odstopanje navzgor pri armiranobetonskih stavbah za razpokan prerez, in sicer 19 % in 20 %, dobimo z alternativno formulo (9) iz standarda EC8-1. Nam pa ta formula z enako natančnostjo poda tudi nihajni čas za nerazpokan prerez. Sklepamo lahko, da je med formulami iz standarda EC8-1 najboljša izbira formula (3) s koeficientom  $C_t$  za ostale konstrukcije, pri katerem je odstopanje od točnega izračuna za razpokan prerez v naših primerih le 5 %. Pri primerjavi potresnih sil na sliki 13 zopet vidimo, da je postopek iz EC8-1, ki upošteva alternativno vrednost koeficienta  $C_t$ , dokaj blizu potresni sili izračunani za nerazpokane prerese, zato obstaja možnost, da ta postopek ne upošteva razpokanosti. Napaka pri določitvi nihajnega časa jeklene konstrukcije nima vpliva na rezultate, saj je v tem primeru potresna sila določena na osnovi pogoja minimalnega pospeška ( $0,2 \cdot a_g$ ).



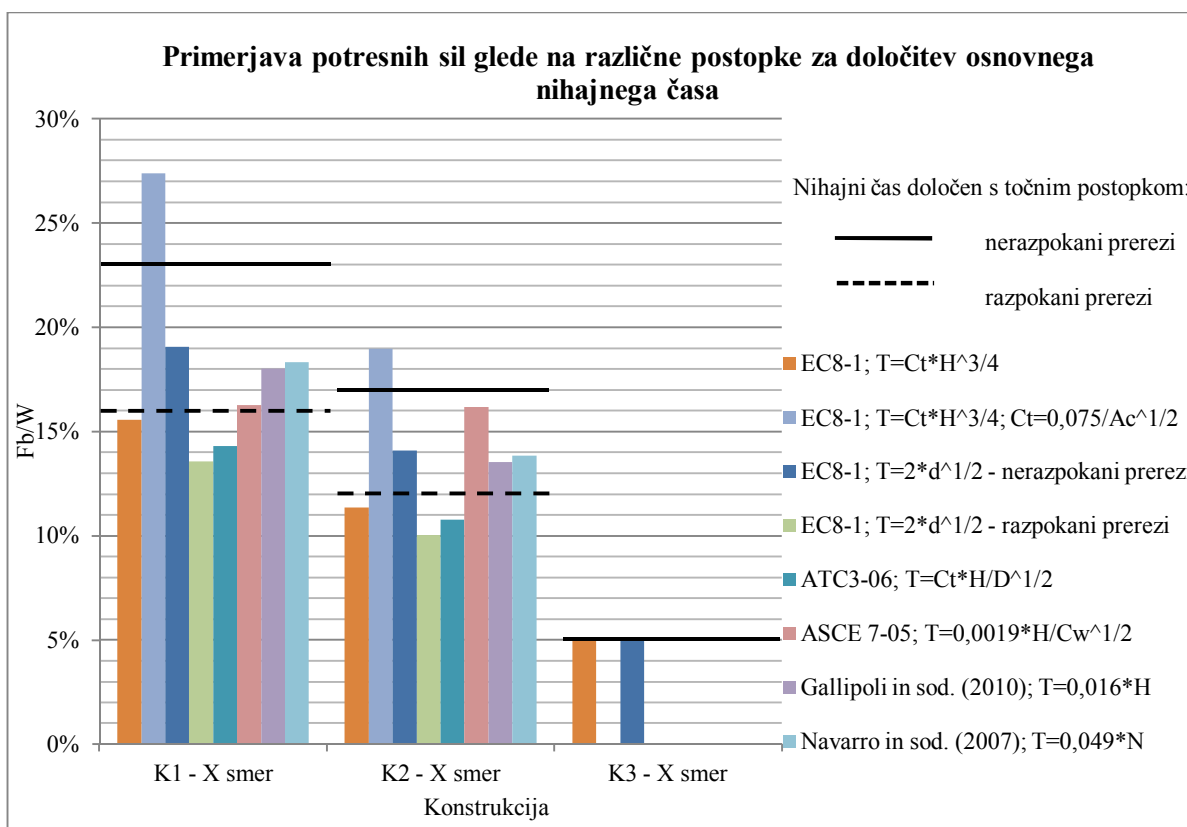
Nihajni časi izračunani po empiričnih formulah na podlagi študij ambientnih vibracij so tudi precej dobri. Rezultati se nahajajo nekje vmes med točnim izračunom za nerazpokan in razpokan prerez. Nihajni časi izračunani po formulah iz standarda ATC3-06 (1978) pa so bližje nihajnemu času razpokanega prereza. Izkazuje se, da po formuli iz ASCE 7-05 (2006) dobimo pri prvi konstrukciji celo enak nihajni čas kot z Rayleighovo metodo za razpokan prerez, pri drugi se pa boljše ujema s točnim izračunom za nerazpokan prerez.

Preglednica 4: Odstopanja poenostavljenih postopkov od točnega izračuna osnovnega nihajnega časa

Metoda	K1 nerazpokan prerez	K1 razpokan prerez	K2 nerazpokan prerez	K2 razpokan prerez	K3
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$	47 %	5 %	48 %	5 %	28 %
EC8-1; $T = C_t H^{3/4}$ ; $C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$	17 %	41 %	11 %	37 %	/
EC8-1; $T = 2 \cdot \sqrt{d}$	20 %	20 %	19 %	19 %	17 %
ATC3-06; $T = \frac{C_t H}{\sqrt{D}}$	59 %	14 %	56 %	11 %	/
ASCE 7-05; $T = \frac{0,0019}{\sqrt{C_w}} H$	40 %	0 %	4 %	26 %	/
Gallipoli in sod.; $T = 0,016H$	27 %	10 %	24 %	12 %	/
Navarro in sod.; $T = 0,049N$	24 %	11 %	21 %	14 %	/



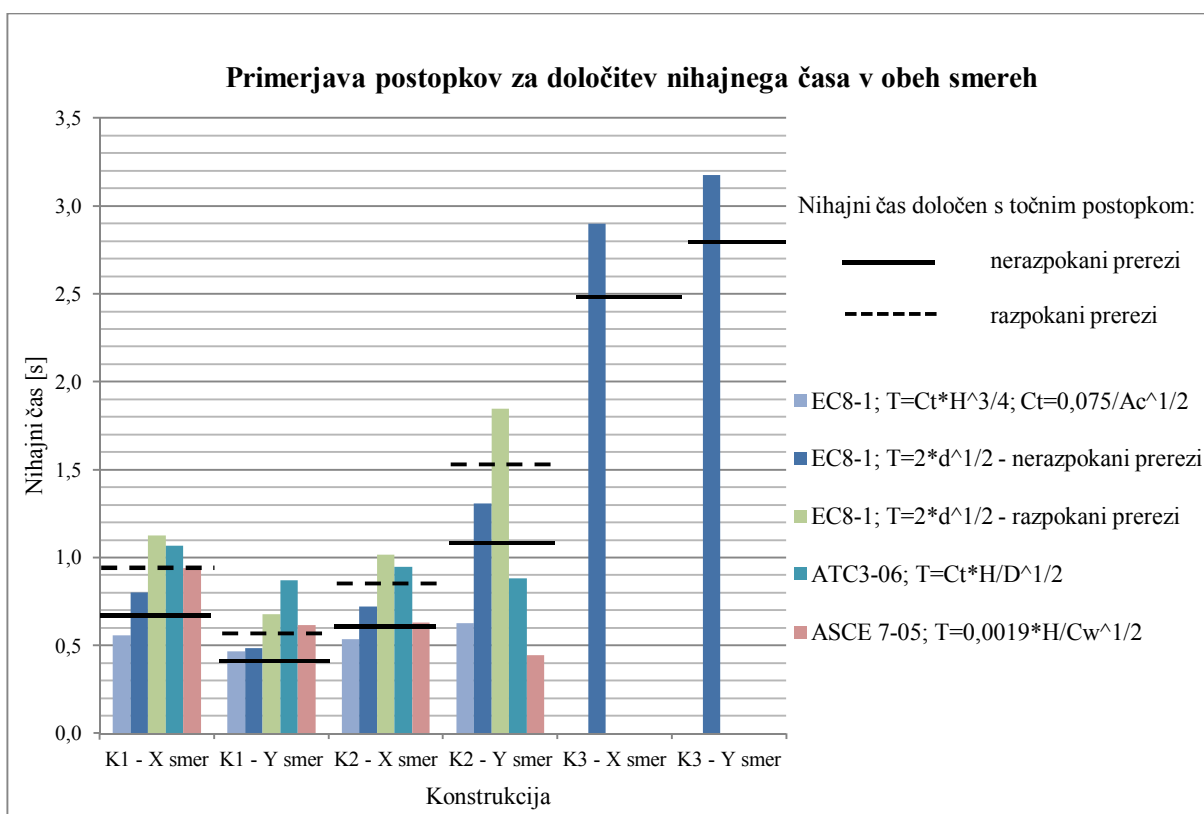
Slika 12: Primerjava postopkov za določitev osnovnega nihajnega časa



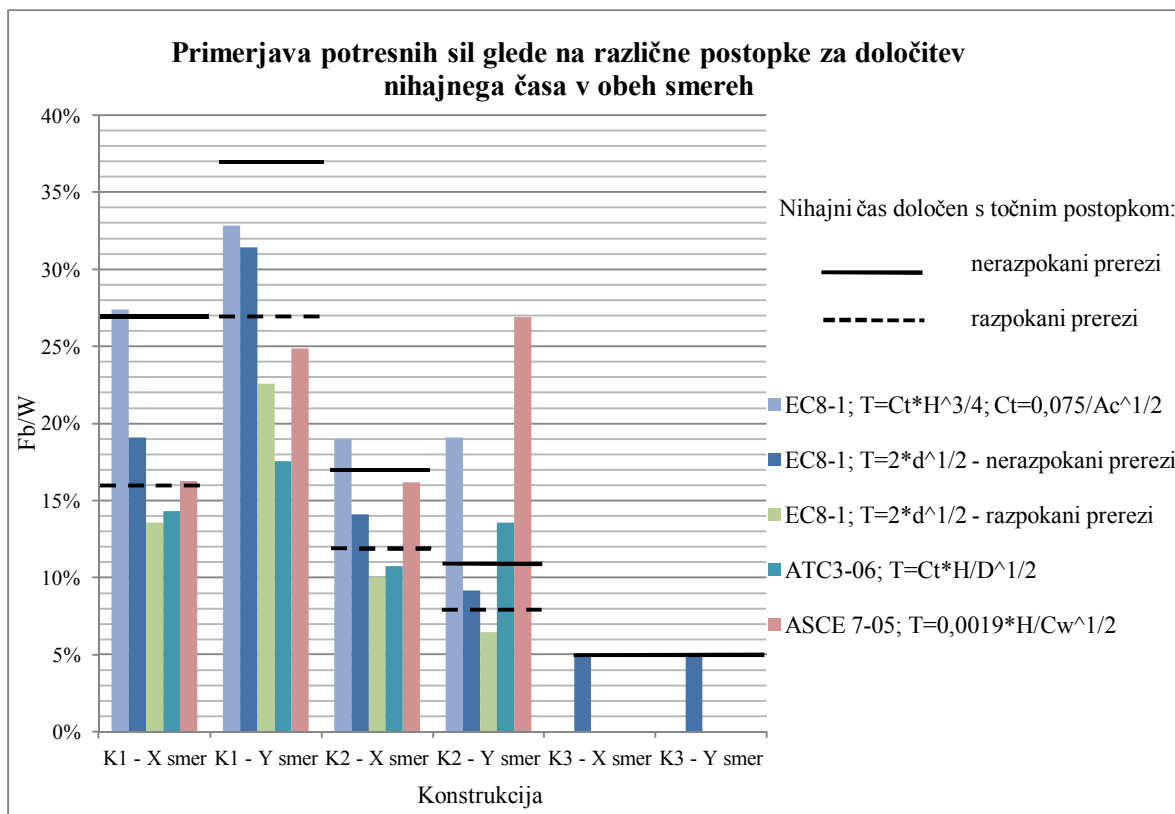
Slika 13: Primerjava potresnih sil glede na različne postopke za določitev osnovnega nihajnega časa

Na slikah 14 in 15 sta prikazani primerjavi postopka (3) z alternativno vrednostjo koeficienta  $C_t$  ter postopkov (5), (8) in (9), ki omogočajo račun nihajnega časa v obeh smereh. Izkaže se, da so poenostavljeni postopki zanesljivi le, ko računamo osnovni nihajni čas konstrukcije, saj so odstopanja od natančnega izračuna v drugi smeri velika, predvsem pri konstrukciji K2.

Empirične formule pridobljene na podlagi meritev ambientnih vibracij veljajo le za stenaste stavbe, za jeklene konstrukcije pa takšnih formul nismo našli v obstoječi literaturi. Zato smo točni nihajni čas določili le s postopki iz standarda EC8-1. Prav tako nismo mogli preveriti linearne zveze med višino in nihajnim časom, ki sta jo predlagala Crowley in Pinho (2010), saj smo obravnavali večetažne stavbe. V pregledani literaturi niti nismo zasledili nobene formule, ki opisuje linearno zvezo med višino in nihajnim časom za jeklene konstrukcije. Osnovni nihajni časi po formulah iz standarda EC8-1 odstopajo od točnih izračunov za 28 % in 17 %. Ker pa je spektralni pospešek navzdol omejen na  $0,2 \cdot a_g$ , je potresna sila v vseh primerih enaka. Formula (9) iz EC8-1 nam pri armiranobetonskih stavbah daje najslabše rezultate za razpokan prerez, medtem ko se pri jekleni konstrukciji rezultati tega alternativnega postopka dobro ujema s točnim računom v obeh smereh.



Slika 14: Primerjava postopkov za določitev nihajnega časa v obeh smereh



Slika 15: Primerjava potresnih sil glede na različne postopke za določitev nihajnega časa v obeh smereh

## 5 ZAKLJUČEK

Diplomska naloga je razdeljena na dva dela. V teoretičnem delu opišemo postopek za določitev celotne potresne sile na konstrukcijo v primeru uporabe metode s horizontalnimi silami. Sledi pregled literature o poenostavljenih formulah za oceno osnovnega nihajnega časa konstrukcije. V drugem delu uporabimo poenostavljene postopke za določitev nihajnega časa na treh primerih visokih stavb ter te rezultate primerjamo z nihajnimi časi, ki jih dobimo s točno metodo.

Ugotovimo, da so postopki oziroma formule za izračun nihajnega časa odvisne od vrste konstrukcije. Le-te lahko razdelimo v tri skupine: momentni okviri, stenaste konstrukcije in kombinacija obeh. Jasno je definirano, katere formule uporabljamo za prvi dve skupini. Za kombinacijo momentnih okvirov in sten pa ne obstajajo specifično določene formule in moramo biti nekoliko bolj pazljivi. Podobno velja, če so v konstrukciji opečne predelne stene in polnila, kar tudi bistveno prispeva k togosti konstrukcije in vpliva na nihajni čas. Za take konstrukcije je bolj primerno, da za določitev nihajnega časa uporabimo empirične formule, ki so bile razvite za stenaste konstrukcije.

V splošnem lahko nihajni čas konstrukcije določimo s pomočjo meritev vibracij ali pa numerično. Slednji postopek moramo vedno uporabiti v fazi projektiranja, pri čemer standard dopušča tudi uporabo poenostavljenih metod. V primeru, ko je model konstrukcije na voljo, je najbolje, da se nihajni čas izračuna s pomočjo modalne analize ali z Rayleighovo metodo. Poenostavljeni postopki za določitev nihajnega časa s pomočjo empiričnih enačb dajejo zelo grobe rezultate. Zato uporabo teh enačb odsvetujemo v fazi projektiranja objekta, podobno kot to priporoča Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih (Beg in Pogačnik, 2009). Uporaba poenostavljenih postopkov za določitev nihajnega časa je smiselna le za preliminarne analize in seveda za oceno potresnega tveganja stavbenega fonda.

V drugem delu obravnavamo tri stavbe, katerim smo nihajne čase ocenili z uporabo različnih poenostavljenih postopkov. Poleg nihajnih časov smo izračunali tudi pripadajočo potresno silo ter jo izrazili z razmerjem med celotno prečno silo in težo celotne konstrukcije. Za armiranobetonski stenasti stavbi smo imeli na razpolago veliko empiričnih formul, medtem ko smo nihajni čas za jekleno konstrukcijo izračunali le po metodah iz standarda EC8-1.

Ugotovili smo, da je nihajni čas po Rayleighovi metodi enak točnemu nihajnemu času, čeprav so stavbe višje od 40 m, kar po standardu predstavlja mejo za uporabo poenostavljenih postopkov za določitev nihajnega časa. Rezultati analize s poenostavljenimi postopki pokažejo, da so osnovni nihajni časi primerljivi do neke mere natančnosti, vendar to ne velja za drugi nihajni čas, saj je za to količino razpršenost rezultatov večja. To je posebej izrazito za stavbo K2. Formula (3) s koeficientom

$C_t$ , ki velja za ostale konstrukcije, se je pri računu nihajnega časa ob upoštevanju razpokanih prerezov izkazala za najbolj zanesljivo, medtem ko z ostalima alternativnima postopkoma iz istega standarda EC8-1 ne dobimo zadovoljivih rezultatov. Pri računu nihajnega časa ob upoštevanju razpokanosti bi ju lahko zamenjali s formulama (5) in (8) iz standardov ATC3-06 (1978) in ASCE 7-05 (2006), po katerih dobimo boljšo oceno za nihajni čas. Če računamo brez upoštevanja razpokanih prerezov, pa alternativna postopka iz EC8-1 dajeta najboljše rezultate. Prav tako sta dokaj zanesljivi enačbi pridobljeni z in-situ meritvami, po katerih se nihajni čas nahaja nekje vmes med nihajnim časom za nerazpokane in razpokane prereze. Formuli sicer veljata za armiranobetonske momentne okvire, a predvidevamo, da so bila pri teh okvirjih prisotna tudi polnila in predelne stene, ki jih moramo upoštevati in zaradi katerih konstrukcije ne moremo obravnavati kot čisti okvir.

Dokazali smo, da je uporaba poenostavljenih postopkov primerna le za preliminarne ocene osnovnega nihajnega časa konstrukcije. Za račun drugega nihajnega časa pa moramo uporabiti Rayleighovo metodo ali modalno analizo. Potrebne so nadaljnje analize, opazovanja in meritve na obstoječih jeklenih konstrukcijah, saj imamo za tak tip stavbe malo empiričnih formul, ki ne dajejo natančnih rezultatov. Preveriti je potrebno možnost linearne zveze med nihajnim časom in višino pri nižjih stavbah. Prav tako manjkajo postopki za določitev nihajnega časa v primeru momentnih okvirjev z velikim deležem zidanih polnil.

## VIRI

ASCE 7-05. 2006. Minimum design loads for buildings and other structures. Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers.

ATC3-06. 1978. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. Paolo Alto, California, Applied Technology Council.

Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.). 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 8. poglavje.

Crowley, H., Pinho, R. 2010. Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2010, 39: 223-235.

[doi:10.1002/eqe.949](https://doi.org/10.1002/eqe.949).

ETABS – Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems. 2010. Berkeley, California, Computers and Structures, Inc.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: str. 132, 248, 415, 419, 445

Gallipoli, M. R., Mucciarelli, M., Šket-Motnikar, B., Zupančić, P., Gosar, S., Prevolnik, S., Herak, M., Stipičević, J., Herak, D., Milutinović, M., Olumčeva, T. 2010. Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bull Earthquake Eng* 2010, 8:593-607.

[doi:10.1007/s10518-009-9133-6](https://doi.org/10.1007/s10518-009-9133-6).

Goel, R. K., Chopra, A. K. 1997. Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 123, 11: 1454-1461.

Goel, R. K., Chopra, A. K. 1998. Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 124, 4: 426-433.

Navarro, M., Vidal, F., Enomoto, T., Alcalá, F. J., García-Jerez, A., Sánchez, F. J., Abeki, N. 2007. Analysis of the weightiness of site effects on reinforced concrete (RC) building seismic behaviour: The Adra town example (SE Spain). *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2007, 36: 1363-1383.

Oliveira, C. S., Navarro, M. 2010. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bull Earthquake Eng* 2010, 8: 609-642.

[doi:10.1007/s10518-009-9162-1](https://doi.org/10.1007/s10518-009-9162-1).

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