

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Klemen Podobnik

**Projektiranje armiranobetonske hale za različno
potresno ogroženi območji v Sloveniji ter ocena
stroškov izgradnje nosilne konstrukcije**

Diplomska naloga št.: 2916

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 23. 10. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **KLEMEN PODOBNIK** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»PROJEKTIRANJE ARMIRANOBETONSKE HALE ZA RAZLIČNO POTRESNO
OGROŽENI OBMOČJI V SLOVENIJI TER OCENA STROŠKOV IZGRADNJE
NOSILNE KONSTRUKCIJE«.**

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

(podpis)

Ljubljana, oktober 2006

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali profesorji konstrukcijske smeri:

DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.012.45:624.042.7(043.2)
Avtor:	Klemen Podobnik
Mentor:	doc. dr. Matjaž Dolšek
Naslov:	Projektiranje armiranobetonske hale za različno potresno ogroženi območji v Sloveniji ter ocena stroškov izgradnje nosilne konstrukcije
Obseg in oprema:	80 str., 26 pregl., 28 sl., 35 en.
Ključne besede:	okvirna konstrukcija, potresna obtežba, potresnoodporno projektiranje, vrednost investicije

Izvleček:

Standard EN 1998-1 je namenjen potresnoodpornemu projektiranju stavb. Določa potresno obtežbo, vrsto analize in pogoje dimenzioniranja konstrukcijskih elementov. Standard omogoča projektiranje armiranobetonskih stavb za tri stopnje duktilnosti. V nalogi so najprej podani nekateri principi projektiranja potresnoodpornih konstrukcij glede določitve potresne obtežbe, analize in dimenzioniranja za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), na osnovi katerih je obravnavana dejanska okvirna konstrukcija. Prikazano je projektiranje konstrukcije za dve potresno različno ogroženi območji v Sloveniji – v Novi Gorici in v Ljubljani. Sprememba lokacije objekta se odraža tako v različni obtežbi snega kot tudi različni potresni obtežbi, iz primerjave pa je izključen vpliv tal na velikost potresnih sil. Za analizo in dimenzioniranje konstrukcij v skladu z EN 1992-1 sem uporabil program ETABS. Dodatne kontrole potresnoodpornega projektiranja, ki jih predpisuje EN 1998-1, sem izvedel s predhodno pripravljenimi tabelami v okolju EXCEL. V nalogi sta podrobno prikazana postopka določitve vzdolžne in strižne armature za primer ene grede in enega stebra, za ostale elemente pa so podani le rezultati računa. Sprememba lokacije objekta ne vpliva samo na obtežbo konstrukcije in posledično na potrebno vzdolžno in strižno armaturo elementov, ampak tudi na ceno izgradnje nosilne konstrukcije. Vrednosti investicij sta določeni na podlagi popisa gradbenih del. Prikazana sta tudi način izračuna gradbenih količin in primerjava sestave ter velikosti stroškov za obe konstrukciji.

DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.012.45:624.042.7(043.2)
Author: Klemen Podobnik
Supervisor: Assist. Prof. Matjaž Dolšek
Title: Designing of a reinforced concrete hall for two different seismic regions in Slovenia and construction costs estimation of a building structural system
Notes: 80 pa., 26 tab., 28 fig., 35 eq.
Key words: frame building, seismic actions, earthquake resistance design, value of investment

Abstract:

The standard EN 1998-1 enables designing of structures for earthquake resistance. It prescribes seismic action, type of structural analysis and conditions for designing of structural members. A reinforced concrete building can be designed for three ductility classes. In the diploma thesis basic principles for earthquake resistance design, in terms of seismic actions, analysis and design for medium ductility class (DCM), are introduced and applied to the actual frame building. The frame building is designed for two different seismic regions in Slovenia – in Nova Gorica and in Ljubljana. In addition to different intensity of the seismic action also different intensity of the snow load was employed in design due to different location of building. However, the influence of the soil type on seismic forces was eliminated from the comparison. The computer program ETABS was used for the analysis and design of both buildings. Additional requirements of earthquake resistance design, prescribed by standard EN 1998-1, were checked by using a predetermined EXCEL tool. Procedures of the determination of longitudinal and the shear reinforcement are presented throughout an example of the selected beam and column. For other members only final results are given. The location of the building does not influence only on loads applied on the structure and consequently on a quantity of longitudinal and shear reinforcement of structural members, but also on costs of building constructions. Therefore the value of investments were also determined, based on the inventory of construction works, and compared for both buildings. In addition, a calculation method for construction quantities and comparison of structure and magnitude of costs are shown as well.

KAZALO

KAZALO	VI
KAZALO PREGLEDNIC	VIII
KAZALO SLIK	IX
1 UVOD	1
2 EVROKOD 8 – PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ	2
2.1 Potresni vpliv	2
2.2 Projektiranje potresno odpornih AB okvirjev	5
2.2.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)	5
2.2.1.1 Pogoj nosilnosti	6
2.2.1.2 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti	6
2.2.1.3 Pogoj ravnotežja	7
2.2.1.4 Nosilnost vodoravnih diafragem	7
2.2.1.5 Nosilnost temeljev	8
2.2.2 Omejitev poškodb	8
2.3 Dimenzioniranje primarnih seizmičnih elementov AB okvirjev po EN 1998-1 za DCM	9
2.3.1 Grede	9
2.3.2 Stebri	12
2.3.3 Vozlišča	15
3 ANALIZA IN RAČUN ARMIRANOBETONSKEGA OKVIRJA – NOVA GORICA	16
3.1 Tehnični opis konstrukcije	16
3.1.1 Zasnova konstrukcije in geometrija	16
3.1.2 Materiali	18
3.1.3 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)	19
3.2 Analiza obtežbe	19
3.2.1 Statična obtežba	19
3.2.1.1 Lastna teža in stalna obtežba konstrukcije (G)	19
3.2.1.2 Koristna obtežba (Q_i)	20
3.2.1.3 Obtežba snega (S)	21
3.2.1.4 Obtežba vetra (W)	22
3.2.2 Potresna obtežba	22
3.2.3 Obtežne kombinacije in izračun mas	23
3.3 Modeliranje in analiza s programom ETABS	25
3.3.1 Začetni model	25
3.3.2 Model 2	28
3.3.3 Rezultati modalne analize in primerjava modelov	29
3.3.3.1 Nihajni časi, oblike in efektivne mase	29

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1 : Nihajni časi (s) modelov 1 in 2.....	29
Preglednica 2 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v X – smeri (% celotne mase).....	30
Preglednica 3 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v Y – smeri (% celotne mase).....	30
Preglednica 4 : Etažne potresne sile za reducirano vrednost spektra pospeškov	31
Preglednica 5 : Vpliv TDR – račun koeficientov θ	32
Preglednica 6 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja A in F).....	38
Preglednica 7 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirji B, C, D in E).....	39
Preglednica 8 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja 1 in 3).....	39
Preglednica 9 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvir 2).....	40
Preglednica 10 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirja A in F).....	46
Preglednica 11 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirji B, C, D in E).....	47
Preglednica 12 : Nihajni časi (s) modelov 1 in 2 za Novo Gorico in Ljubljano	58
Preglednica 13 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v X – smeri (% celotne mase).....	59
Preglednica 14 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v Y – smeri (% celotne mase).....	59
Preglednica 15 : Etažne potresne sile za reducirano vrednost spektra pospeškov (model 2)	60
Preglednica 16 : Etažni premiki modela 1	60
Preglednica 17 : Vpliv TDR – račun koeficientov θ	61
Preglednica 18 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja A in F).....	63
Preglednica 19 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirji B, C, D in E).....	64
Preglednica 20 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja 1 in 3).....	64
Preglednica 21 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvir 2).....	65
Preglednica 22 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirja A in F).....	66
Preglednica 23 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirji B, C, D in E).....	67
Preglednica 24 : Prikaz stroškov zemeljskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani	73
Preglednica 25 : Prikaz stroškov betonskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani.....	74
Preglednica 26 : Prikaz stroškov tesarskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani.....	75

KAZALO SLIK

Slika 1 : Elastični spekter pospeškov tipa 1	2
Slika 2 : Določitev prečnih sil v gredah s postopkom načrtovanja nosilnosti	10
Slika 3: Sodelujoče širine pasnic v odvisnosti od položaja grede	11
Slika 4 : Določitev prečnih sil v stebri s postopkom načrtovanja nosilnosti	13
Slika 5 : Armiranje pravokotnega stebra.....	15
Slika 6 : Konstrukcijska zasnova obravnavanega objekta	17
Slika 7 : Tloris konstrukcije z dimenzijami	17
Slika 8 : Razpored nosilnih elementov po konstrukciji.....	18
Slika 9 : Razporeditev koristne obtežbe (po tlorisu) v posamezni obtežni kombinaciji.....	21
Slika 10 : Projektni spekter pospeškov za $q = 1,0$ in $q = 3,9$ (stopnja duktilnosti DCM).....	23
Slika 11 : Geometrija začetnega modela.....	25
Slika 12: Model 2 – grede modelirane kot 'T' prerez.....	29
Slika 13 : Oznake elementov v izračunih.....	32
Slika 14 : Potrebna vzdolžna armatura gred v okvirjih A in F v potresnem (levo) in trajnem (desno) projektnem stanju.....	33
Slika 15 : Izbrana armatura in projektna upogibna nosilnost grede G1	35
Slika 16 : Interakcijski diagram za notranje vozlišče grede G1 pri osni sili 0 kN – program DIAS ...	35
Slika 17 : Prikaz strižnega armiranja grede G1 okvirjev A in F	37
Slika 18 : Potrebna vzdolžna armatura stebrov v okvirjih A in F v potresnem (levo) in trajnem (desno) projektnem stanju	41
Slika 19 : Izbrana vzdolžna armatura stebrov S1 in S2.....	42
Slika 20 : Interakcijski diagram stebrov S1 in S2 v vozlišču – program DIAS	43
Slika 21 : Model temelja v programu SAFE	48
Slika 22 : Potek kontaktnih tlakov pod temeljem pri najbolj neugodni obtežni kombinaciji	49
Slika 23 : Spodnja (levo) in zgornja (desno) potrebna armatura temeljev stebrov v okvirjih A in F (cm^2).....	50
Slika 24 : Razpored nosilnih elementov po konstrukciji – okvirji B, C, D in E.....	52
Slika 25 : Projektni spekter pospeškov za $q = 1,0$ in $q = 3,9$ (stopnja duktilnosti DCM).....	54
Slika 26 : Potrebna vzdolžna armatura gred v sredinskih prečnih okvirjih v potresnem projektnem stanju za objekta v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno).....	62
Slika 27 : Potrebna vzdolžna armatura gred v sredinskih prečnih okvirjih v trajnem projektnem stanju za objekta v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno).....	63
Slika 28 : Potrebna vzdolžna armatura stebrov krajnjih prečnih okvirjih v potresnem projektnem stanju za konstrukcijo locirano v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno)	66

1 UVOD

Običajno objekte gradimo za daljše časovno obdobje, v katerem je možnost pojava potresa sorazmerno velika. Verjetnost pojava šibkejših potresov je večja od verjetnosti pojava močnega potresa. Za prvo vrsto potresov moramo preprečiti poškodbe konstrukcije, medtem ko pri močnejših ne dovolimo porušitve dela konstrukcije ali konstrukcije v celoti. Zato je pri projektiranju potresno odpornih konstrukcij potrebno posvetiti posebno pozornost vsem fazam projektiranja, od zasnove in dimenzioniranja do same izgradnje.

Značilnost močnih potresov je ta, da v konstrukcijo vnesejo veliko energije, ki jo je potrebno na nek način v nosilnih elementih konstrukcije disipirati. Ker stavbe projektiramo tako, da med močnejšim potresom dopustimo poškodbe konstrukcije, jih je neekonomično projektirati na dejanske potresne obremenitve, saj lahko s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi zagotovimo deformiranje konstrukcije v plastičnem področju ne da bi prišlo do porušitve le-te. Alternativno pa lahko predpostavimo veliko potresno obtežbo in projektiramo nedisipativno konstrukcijo, kjer dodatnih ukrepov za doseganje ustrezne duktilnosti ni potrebno upoštevati.

V nalogi obravnavam dejansko dvoetažno armiranobetonsko monolitno okvirno konstrukcijo, ki jo projektiram v skladu s standardom EN 1998-1. Odločil sem se za projektiranje konstrukcije v skladu z zahtevami standarda za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) za dve potresno različno ogroženi območji v Sloveniji – v Novi Gorici in v Ljubljani. Sprememba lokacije objekta se odraža tako v različni obtežbi snega kot tudi v različni potresni obtežbi, iz primerjave pa sem izključil vpliv tipa tal na velikost potresne obremenitve. Ker program ETABS omogoča dimenzioniranje elementov le po EN 1992-1, sem rezultate, dobljene s tem programom, uporabil kot izhodišče za določitev potrebne armature gred in stebrov ob upoštevanju zahtev potresnoodpornega projektiranja, pri čemer sem si pomagal s predhodno pripravljenimi tabelami v okolju EXCEL. Temelje sem dimenzioniral s pomočjo računalniškega programa SAFE.

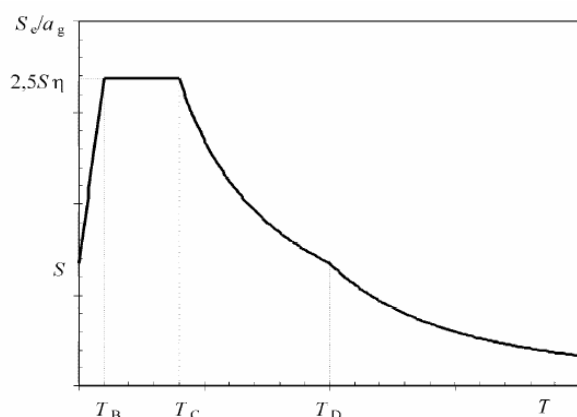
Sprememba lokacije objekta vpliva tudi na ceno izgradnje nosilne konstrukcije, zato sta v petem poglavju obe obravnavani konstrukciji cenovno ovrednoteni, prikazana pa je tudi primerjava sestave in velikosti stroškov. Stroškovni analizi sta narejeni na podlagi popisa gradbenih del, pri določanju vrednosti posameznih del sem si pomagal z ustrežno literaturo.

2 EVROKOD 8 – PROJEKTIRANJE POTRESNOODPORNIH KONSTRUKCIJ

Evropski standard EN 1998 se uporablja za projektiranje in gradnjo stavb in inženirskih objektov v potresnih področjih. Namen ustrezne gradnje je v primeru potresa zaščititi človeška življenja, omejiti škodo in zagotoviti, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne. Vse konstrukcije v potresnih območjih morajo biti torej projektirane in zgrajene tako, da sta izpolnjeni zahtevi po neporušitvi in po omejitvi poškodb. To pomeni, da mora konstrukcija prenesti ustrezen projektni potresni vpliv ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote, potresne vplive, ki imajo večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, pa mora prenesti ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije.

2.1 Potresni vpliv

Običajno so ozemlja posamezne države razdeljena na več območji glede na potresno nevarnost. V večini primerov le-to določa en sam parameter, in sicer referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A. V okviru standarda je potresno gibanje na površini predstavljeno v obliki elastičnega spektra pospeškov oz. elastičnega spektra odziva. Upoštevamo ga neodvisno v dveh ortogonalnih smereh, za projektiranje stavb v Sloveniji pa se uporablja spekter tipa 1, ki je prikazan na sliki 1. Njegova oblika je primerna tako za kontrolo mejnega stanja nosilnosti kot tudi za kontrolo omejitve poškodb.



Projektni spekter pospeškov je definiran z naslednjimi parametri:

- kategorija terena (tal)
- dušenje
- referenčni maksimalni pospešek tal
- kategorija pomembnosti objekta
- faktor obnašanja objekta

Slika 1¹ : Elastični spekter pospeškov tipa 1

¹ Slovenski standard SIST EN 1998-1, 2005, str. 37

Za vodoravno komponento vpliva je elastični spekter odziva določen z naslednjimi funkcijami (običajno pri projektiranju predpostavimo 5 % dušenje, zaradi česar je $\eta = 1,0$):

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (4)$$

kjer je:

$S_d(T)$ – elastičen spekter odziva,

T – nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,

a_g – projektni pospešek za tla tipa A,

T_B, T_C – spodnja in zgornja meja nihajnega časa na območju 'platoja' konstantnih pospeškov,

T_D – vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti pomikov,

S – faktor kategorije tal,

η – faktor za korekcijo vpliva dušenja.

Vrednost projektnega pospeška tal na tleh kategorije A določimo z izrazom:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5)$$

kjer je γ_I faktor pomembnosti objekta (stavbe so razdeljene v štiri skupine v odvisnosti od posledic porušitve na življenje ljudi in njihovo varnost ter vpliva na civilno zaščito v obdobju neposredno po potresu) in a_{gR} referenčni pospešek tal na tleh A kategorije, ki je določen za vsako posamezno potresno območje v Sloveniji.

Vse ostale parametre, s katerimi definiramo elastični spekter odziva, lahko določimo na podlagi standarda EN 1998-1. Vrste tal so podane v poglavju 3.1.2, vrednosti mejnih nihajnih časov (T_B, T_C in T_D) in faktorji kategorije tal v 3.2.2.2, v poglavju 4.2.5 pa so podane vrednosti faktorja pomembnosti objekta.

Betonske stavbe so glede na obnašanje med potresom razdeljene v več konstrukcijskih tipov (v splošnem lahko konstrukciji priredimo različna konstrukcijska tipa v dveh pravokotnih smereh). Vsak tip konstrukcije ima drugačno sposobnost sipanja energije, na osnovi katere je določen faktor obnašanja q :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (6)$$

pri čemer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, k_w pa faktor, ki opisuje prevladujoči porušni mehanizem pri konstrukcijskih sistemih s stenami; pri okvirnih konstrukcijah zavzame vrednost 1,0. V primeru, da stavba ni pravilna bodisi v tlorisu bodisi po višini, je potrebno faktor obnašanja reducirati za 20 %.

Za okvirne sisteme, mešane sisteme ter sisteme povezanih sten se osnovni faktor obnašanja za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) določi na naslednji način:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_l} \quad (7)$$

kjer je α_u faktor, s katerim pomnožimo horizontalno potresno obtežbo, da dobimo plastični mehanizem, α_l pa nam na enak način določa nastanek prvega plastičnega členka. Vrednost njunega razmerja za okvirne in mešane sisteme z večimi etažami in večimi polji znaša 1,3.

Na zgoraj opisan način se določijo faktorji obnašanja za stavbe, ki so pravilne po tlorisu in po višini. Stavba, ki je opredeljena kot tlorisno pravilna mora izpolnjevati naslednje pogoje:

- približno simetrična razporeditev togosti in mase v obeh pravokotnih smereh
- obod etaže prestavlja poligonalno konveksno linijo
- togost medetažnih konstrukcij velika
- vitkost $\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4,0$ (8)

($L_{\max, \min}$ – maksimalna in minimalna tlorisna dimenzija objekta)

- za vsako smer in za vsako etažo mora veljati:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (9)$$

$$r_i \geq l_s \quad (10)$$

kjer je e_{oi} – razdalja med središčem togosti in masnim središčem,

r_i – kvadratni koren razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo ('torzijski polmer'),

l_s – vztrajnostni polmer mase etaže v vodoravni ravnini.

'Torzijski polmer' se izračuna kot:
$$r_i = \sqrt{\frac{M}{\varphi} \cdot \frac{u_j}{F_j}} \quad (11)$$

kjer je u_j pomik konstrukcije zaradi poljubne sile F_j v središču togosti, φ pa zasuk zaradi delovanja torzijskega momenta M v isti točki (i in j predstavljata koordinatni smeri x in y). e_{0i} in l_s se določi na osnovi rezultatov analize s programom ETABS.

Kot stavba, pravilna po višini, pa se obravnava tista, pri kateri sistemi za prenos horizontalnih sil potekajo neprekinjeno od temeljev do vrha stavbe oz. do vrha posameznega dela stavbe, pri kateri sta togost v vodoravni smeri in masa konstantni v vseh etažah ali se enakomerno zmanjšujeta proti vrhu, kjer se razmerje dejanske nosilnosti etaže proti računski nosilnosti ne spreminja v različnem razmerju po posameznih etažah, zadostiti pa mora tudi pogojem spreminjanja tlorisa po višini (glej EN 1998-1 poglavje 4.2.3.3).

2.2 Projektiranje potresno odpornih AB okvirjev

2.2.1 Mejno stanje nosilnosti (MSN)

Mejno stanje nosilnosti se nanaša na porušitev konstrukcije. Merodajni potres za kontrolo je potres s povratno dobo 475 let (to je 'verjetnost', da se bo tak potres v življenjski dobi konstrukcije (50 let) pojavil, je 10 %). Ker stavbe projektiramo tako, da med močnejšim potresom dopustimo poškodbe konstrukcije, jih je neekonomično projektirati na dejanske potresne obremenitve (stavba naj bi v takem primeru ostala v elastičnem področju), saj lahko s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi zagotovimo deformiranje konstrukcije v plastičnem področju, ne da bi prišlo do porušitve le-te. Zato običajne stavbe projektiramo na reducirane potresne sile, izbrani faktor redukcije pa vpliva na nekatere zahteve pri projektiranju.

²Osnovna naloga projektanta je torej, da konstrukciji zagotovi zadostno sposobnost sipanja energije. Zato mora:

- Zagotoviti zadostno lokalno nosilnost in ugodni porušni mehanizem. Izogniti se mora preobremenitvam in poškodbam ključnih elementov ter neduktilnim strižnim

² Matej Fischinger, Projektiranje potresno odpornih armiranobetonskih konstrukcij, Ljubljana 1999, str. 43

porušitvam. To lahko doseže z ustreznim načrtovanjem nosilnosti posameznih elementov.

- Zagotoviti celovitost elementov konstrukcije tudi po večjem številu ciklov potresne obtežbe.
- Zagotoviti ustrezno duktilnost elementov, kar doseže s primerno izbiro materiala in dimenzij ter z uporabo stremen in omejevanjem tlačnih obremenitev.
- Upoštevati minimalne zahteve, s katerimi skušamo zagotoviti primerno stopnjo varnosti kljub številnim nezanesljivostim.

Zaradi tega je pri močnih potresnih obremenitvah potrebno izpolniti naslednje pogoje:

2.2.1.1 Pogoj nosilnosti

Nosilnost je največja obremenitev, ki jo je konstrukcija sposobna prevzeti. Za vse konstrukcijske elemente, vključno s spoji, in relevantne nekonstrukcijske elemente mora biti izpolnjen naslednji odnos:

$$E_d \leq R_d \quad (12)$$

kjer E_d predstavlja projektno obremenitev pri potresni projektni kombinaciji, R_d pa ustrezno projektno nosilnost elementa. Pri računu projektne obremenitve je potrebno teorijo drugega reda (TDR) upoštevati po P- Δ metodi, v primeru, da je za vsako etažo izpolnjena enačba (13), pa njenega vpliva ni potrebno upoštevati.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (13)$$

θ - koeficient občutljivosti za etažne pomike

P_{tot} – celotna gravitacijska obtežba iz potresne obtežne kombinacije za posamezno etažo

V_{tot} – celotna prečna sila v etaži zaradi potresa

d_r – projektni medetažni zamik

h – etažna višina

2.2.1.2 Pogoj globalne in lokalne duktilnosti

Potrebno je preveriti, ali imajo posamezni konstrukcijski elementi in konstrukcija kot celota zadostno duktilnost, ki zavisi od izbranega sistema in faktorja obnašanja, preprečen pa mora

biti tudi nastanek plastičnih mehanizmov v mehki etaži. Te zahteve so izpolnjene, če je v vseh vozliščih primarnih in sekundarnih (potresnih) nosilcev s stebri izpolnjen pogoj:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (14)$$

kjer je $\sum M_{Rc}$ vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov, ki se stikajo v vozlišču (upoštevati je potrebno celotno območje osnih sil, ki se pojavijo v potresnem projektnem stanju), $\sum M_{Rb}$ pa vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred, ki se stikajo v vozlišču.

Enačba (14) mora biti izpolnjena v dveh pravokotnih navpičnih ravninah upogiba, v vrhni etaži večetažne stavbe pa teh pravil ni potrebno upoštevati. V primeru ravninskih okvirjev z vsaj štirimi stebri približno enakih dimenzij pa je pravila načrtovanja nosilnosti potrebno upoštevati le za tri na vsake štiri stebre.

2.2.1.3 Pogoj ravnotežja

Stavba mora v projektnem potresnem stanju ostati stabilna tudi glede prevrnitve in zdrsa. Stabilnost običajno preverjamo le pri pomembnejših objektih.

2.2.1.4 Nosilnost vodoravnih diafragm

Diafragme morajo imeti zadostno dodatno nosilnost zaradi učinkovitega prenosa potresnih sil na elemente za prenos vodoravne obtežbe s katerimi so povezane. Zato pri določanju projektnih obremenitev v potresnem projektnem stanju upoštevamo tudi faktor dodatne nosilnosti γ_d , ki je večji od 1,0. Masivne armiranobetonske plošče lahko obravnavamo kot diafragme v primeru, ko so te debelejše od 70 mm in so v obeh smereh armirane vsaj z minimalno armaturo, določeno po EN 1992-1-1:

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (15)$$

kjer je f_{ctm} srednja vrednost natezne trdnosti betona, f_{yk} karakteristična vrednost meje plastičnosti armature, b_t širina natezno obremenjenega dela prereza in d statična višina prereza.

2.2.1.5 Nosilnost temeljev

Za duktilne konstrukcije je potrebno projektne obremenitve na temelje v potresnem projektne stanju določiti ob uporabi metode načrtovanja nosilnosti in ob upoštevanju možne dodatne nosilnosti. Tako dobljene obremenitve naj bodo kvečjemu enake vrednostim, ki so dobljene pri potresnem projektne stanju ob predpostavki, da je obnašanje elastično (upoštevanje elastičnega spektra pospeškov). Projektne vrednosti učinkov potresnega vpliva na temelje se torej določi na naslednji način:

$$E_{F,d} = E_{F,G} + \gamma_{R,d} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (16)$$

$E_{F,G}$ – vpliv gravitacijske obtežbe iz potresne obtežne kombinacije na temelj

$E_{F,E}$ – projektni potresni vpliv na temelj

$\gamma_{R,d}$ – faktor dodatne nosilnosti, ki je enak $\begin{cases} 1,0 \dots q \leq 3,0 \\ 1,2 \dots q > 3,0 \end{cases}$

$$\Omega = \frac{R_{di}}{S_{di}} \leq q \quad (17)$$

Ω je razmerje med projektno nosilnostjo in projektno obremenitvijo posameznega elementa v potresnem projektne stanju v najnižjem prerezu, kjer se lahko formira plastični členek. V primeru temeljev nosilnih stebrov v pomičnih okvirjih je Ω manjša od vrednosti razmerja $M_{R,d}/M_{E,d}$, ki ju izračunamo za dve pravokotni smeri.

2.2.2 Omejitev poškodb

Poleg pogojev nosilnosti in duktilnosti je potrebno pri potresnoodpornem projektiranju zadostiti tudi pogojem omejitve poškodb. Ker želimo, da tudi običajni objekti pri manjših potresih ostanejo nepoškodovani, moramo omejiti etažne zamike pri potresu, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv. Mejne vrednosti medetažnih zamikov so:

a) za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene krhke nekonstrukcijske elemente:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (18)$$

b) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi iz duktilnih materialov:

$$d_r \cdot v = 0,0075 \cdot h \quad (19)$$

c) za stavbe z nekonstrukcijskimi elementi, na katere deformiranje konstrukcije ne vpliva:

$$d_r \cdot v = 0,010 \cdot h \quad (20)$$

kjer je:

d_r – projektni zamik etaže,

h – višina posamezne etaže,

ν – redukcijski faktor, s katerim upoštevamo manjšo povratno dobo potresa (glede na MSN).

2.3 Dimenzioniranje primarnih seizmičnih elementov AB okvirjev po EN 1998-1 za DCM

2.3.1 Grede

a) Materiali in geometrijske omejitve

V primarnih potresnih gredah je potrebno uporabljati beton trdnostnega razreda vsaj C16/20, za armiranje kritičnih območij posameznih elementov pa se lahko uporablja le rebrasta armatura (izjema so zaprta stremena) ter varjene mreže, ki te pogoje izpolnjujejo.

Za učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v steber je potrebno omejiti ekscentričnost grede glede na os stebra. Maksimalna ekscentričnost znaša:

$$e \leq \frac{b_c}{4} \quad (21)$$

kjer je b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra pravokotno na os grede. Ugoden vpliv tlačne osne sile v stebri na sprijemnost vodoravnih armaturnih palic, ki so položena skozi vozlišče, pa lahko izkoristimo, če širina primarne seizmične grede ustreza naslednjemu izrazu:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2 \cdot b_c\} \quad (22)$$

b_w – širina grede

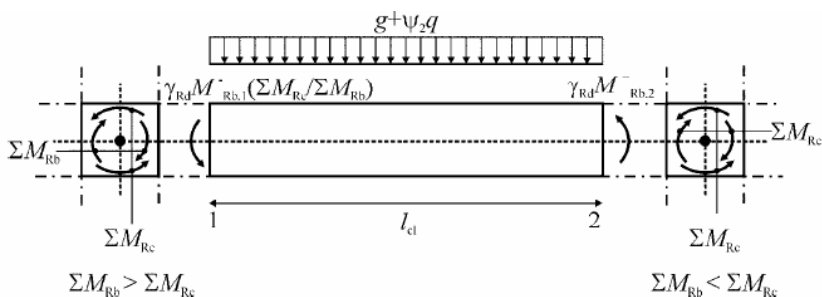
h_w – višina grede

b) Projektne notranje sile

Projektne vrednosti notranjih sil (upogibnih momentov in osnih sil) se določi s pomočjo analize konstrukcije za potresno projektno stanje ob upoštevanju teorije drugega reda, strižna obremenitev primarnih potresnih gred pa se mora določiti skladno s pravili načrtovanja nosilnosti. S tem onemogočimo nastanek strižnega porušnega mehanizma preden je dosežena maksimalna upogibna nosilnost, saj lahko krhke (strižne) porušitve disipirajo precej manjšo

količino energije kot duktilne (upogibne) porušitve. Prečne sile v posameznem elementu se določi na podlagi ravnotežja pri:

- prečni gravitacijski obtežbi, ki na gredo deluje v potresnem projektnejm stanju
- vozliščnih momentih, ki ustrezata stanju, ko se formirata plastična členka bodisi v krajiščih gred bodisi v stebrih, ki se stikajo v istih vozliščih kot grede.



Slika 2³ : Določitev prečnih sil v gredah s postopkom načrtovanja nosilnosti

Momente na krajiščih gred določimo na naslednji način:

$$M_{id} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left\{ 1,0; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right\} \quad (23)$$

$M_{Rb,i}$ – projektna upogibna nosilnost grede v vozlišču i

γ_{Rd} – faktor, s katerim zajamemo vpliv utrjevanja jekla (za DCM se privzame vrednost 1,0)

$\sum M_{Rb}$, $\sum M_{Rc}$ – vsota projektnih upogibnih nosilnosti gred in stebrov, ki se stikajo v vozlišču; upogibna nosilnost stebrov ustreza osni sili v stebru v potresnem projektnejm stanju.

Vrednost v oklepaju zaradi pogoja (enačbe) (14) največkrat zavzame vrednost 1,0, razen pri gredah v zgornji etaži, kjer tega pogoja ni potrebno upoštevati in pri nekaterih stebrih v okvirjih, kjer po pravilih načrtovanja nosilnosti dimenzioniramo le $\frac{3}{4}$ vseh stebrov. Vrednost 1,0 je na varni strani.

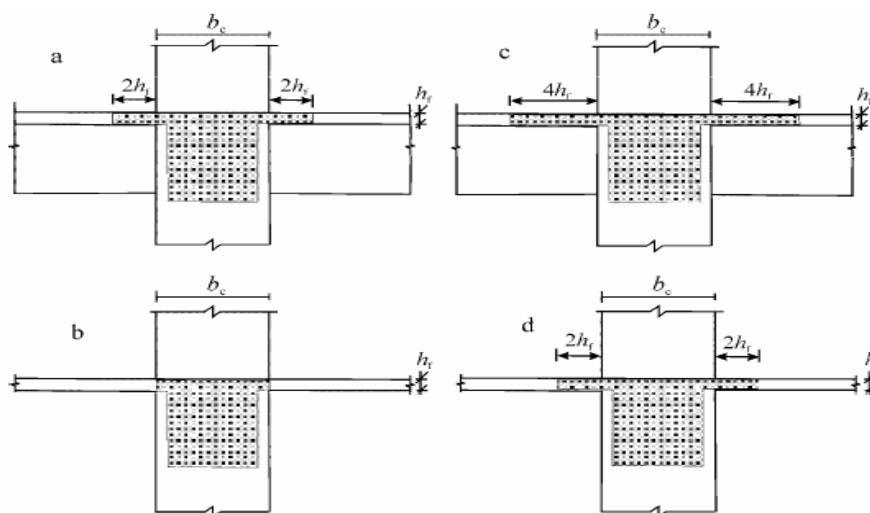
c) Preverjanje mejnih stanj in konstruiranje

Upogibno in strižno nosilnost gred računamo v skladu z EN 1992-1-1. Večino zgornje vzdolžne armature mora biti razporejene v območje širine grede, le manjši del pa se lahko

³ Slovenski standard SIST EN 1998-1, 2005, str. 88

namesti znotraj sodelujoče širine pasnice b_{eff} . Efektivna širina je odvisna od širine stebra, od pozicije vozlišča in tega, ali se na steber priključi greda tudi v prečni smeri:

- vozlišče ob zunanjem stebru s prečno gredo: $b_{eff} = b_c + 2 \cdot 2h_f$ (slika 3 a)
- vozlišče ob zunanjem stebru brez prečne grede: $b_{eff} = b_c$ (slika 3 b)
- vozlišče ob notranjem stebru s prečno gredo: $b_{eff} = b_c + 2 \cdot 4h_f$ (slika 3 c)
- vozlišče ob notranjem stebru brez prečne grede: $b_{eff} = b_c + 2 \cdot 2h_f$ (slika 3 d)



Slika 3⁴: Sodelujoče širine pasnic v odvisnosti od položaja grede

Za zagotavljanje ustreznega obnašanja primarnih potresnih gred je potrebno grede na razdalji $l_{cr} = h_w$ od krajnih prerezov obravnavati kot kritična območja (h_w predstavlja višino grede). V kritični coni vsake primarne potresne grede moramo zagotoviti zadostno rotacijsko kapaciteto. Upoštevamo lahko, da je temu pogoju zadoščeno, če v tlačni coni računsko potrebni armaturi v potresnem projektnem stanju dodamo še $\frac{1}{2}$ dejanskega prereza natezne armature in če delež natezne armature ne presega naslednje vrednosti:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (24)$$

pri čemer ρ in ρ' (deleža natezne in tlačne armature) normiramo z $b \cdot d$, kjer je b širina, d pa statična višina primarne potresne grede. Če je v natezni coni plošča, vrednost ρ vključuje tudi

⁴ Slovenski standard SIST EN 1998-1, 2005, str. 93

armaturo plošče znotraj sodelujoče širine definirane na sliki 3. V enačbi (24) je μ_{ϕ} faktor duktilne ukrivljenosti, $\varepsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti jekla, f_{cd} tlačna trdnost betona, f_{yd} pa projektna vrednost napetosti tečenja jekla.

Za doseganje ustrezne duktilnosti vzdolž celotne grede pa delež natezne armature ne sme biti manjši od ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (25)$$

f_{ctm} in f_{yk} sta definirana v poglavju 2.2.1.4.

V kritičnih območjih moramo tudi pri strižnem armiranju upoštevati nekatere omejitve:

- minimalni premer stremen je 6 mm
- prvo streme je lahko od priključka grede na steber odmaknjeno največ 50 mm
- maksimalna razdalja med stremen:

$$s_{\max} = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl} \right\} \quad (26)$$

d_{bw} – minimalni premer stremen

d_{bl} – premer najtanjše vzdolžne palice

2.3.2 Stebri

a) Materiali in geometrijske omejitve

Glede materialov veljajo za stebre iste zahteve kot za grede: uporaba betona trdnostnega razreda vsaj C16/20 in rebraste armature v kritičnih območjih.

b) Projektne notranje sile

Prečne sile v stebri se morajo določiti skladno s pravili načrtovanja nosilnosti. Upošteva se ravnotežje stebra pri vozliščnih momentih, ki ustrezata stanju, ko se formirata plastična členka bodisi na krajiščih gred, ki so povezane v istem vozlišču kot steber, bodisi v krajiščih stebra, karkoli se prej zgodi. Vrednost vozliščnih momentov M_{id} (slika 4) se izračuna na naslednji način:

$$M_{id} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min \left\{ 1, 0; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right\} \quad (27)$$

$M_{Rc,i}$ – projektna upogibna nosilnost stebra v vozlišču i

γ_{Rd} – faktor, s katerim zajamemo vpliv utrjevanja jekla

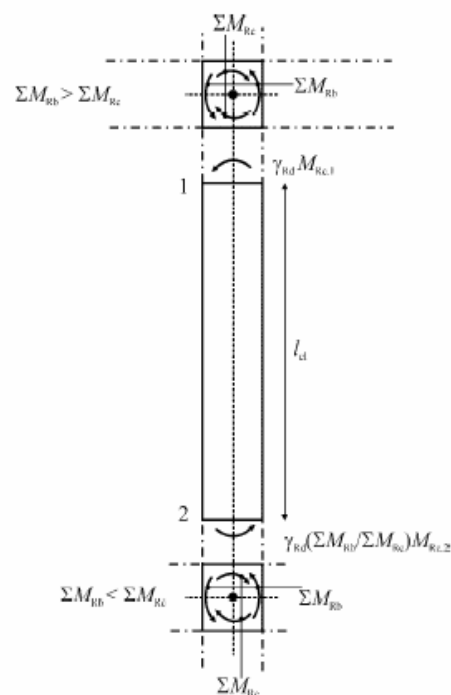
(za DCM se privzame vrednost 1,1)

$\sum M_{Rb}$ in $\sum M_{Rc}$ sta definirana v 2.3.1, vrednosti $M_{Rc,i}$ in

$\sum M_{Rc}$ pa ustrezata osni sili (silam) v stebri v potresnem projektanem stanju – izmed minimalne in maksimalne

vrednosti izberemo tisto, ki predstavlja bolj neugoden obtežni slučaj (običajno je to maksimalna vrednost osne

sile).



Slika 4⁵ : Določitev prečnih sil v stebri s postopkom načrtovanja nosilnosti

c) Preverjanje mejnih stanj in konstruiranje

Upogibno in strižno nosilnost stebrov se določi v skladu z EN 1992-1-1 ob upoštevanju osnih sil dobljenih iz analize za potresno projektano stanje. V računu se dvoosni upogib lahko obravnava ločeno po smereh, pri čemer je potrebno enoosno upogibno nosilnost zmanjšati za 30 %. Vrednost normirane osne sile v posameznem stebri ne sme biti večja od 0,65.

Za zagotovitev ustrezne lokalne duktilnosti primarnih potresnih stebrov je potrebno pri konstruiranju upoštevati naslednje pogoje:

- za simetrične prereze se uporabi simetrična armatura:

$$\rho = \rho' \quad (28)$$

- količina celotne vzdolžna armature je omejena:

$$0,01 \leq \rho_l \leq 0,04 \quad (29)$$

- med vogalne armaturne palice je vzdolž vsake stranice stebra potrebno dati vsaj po eno vmesno palico

⁵ Slovenski standard SIST EN 1998-1, 2005, str. 90

- stebre je potrebno na razdalji l_{cr} od obeh krajišč obravnavati kot kritično območje

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (30)$$

kjer je l_{cl} svetla višina stebra, h_c pa večja dimenzija prereza stebra

- da dosežemo ustrezno vrednost faktorja za duktilno ukrivljenost moramo, v primeru deformacij betona nad 0,0035, izgubo nosilnosti zaradi odluččenja betona nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Temu je zadoščeno, če v kritičnih območjih velja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (31)$$

V enačbi (31) je:

ω_{wd} – mehanski volumski delež stremen, ki objemajo betonsko jedro v kritičnem območju,

$$\omega_{wd} = \frac{V_{stremen}}{V_{bet.jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0,08 \quad (32)$$

b_c – celotna širina prereza stebra,

b_0 – širina objetega jedra (glede na os stremen),

ν_d – normirana projektna osna sila v potresnem projektnem stanju,

α – faktor učinkovitosti objetja jedra ($\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$).

Za stebre s pravokotnim prečnim prerezom je na sliki 5 prikazan tipičen način vzdolžnega in strižnega armiranja, s čimer zadostimo vsem zahtevam in dosežemo ustrezno objetje betonskega jedra. Poleg tega si lahko s sliko 5 pomagamo pri izračunu faktorjev α_n in α_s :

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (33)$$

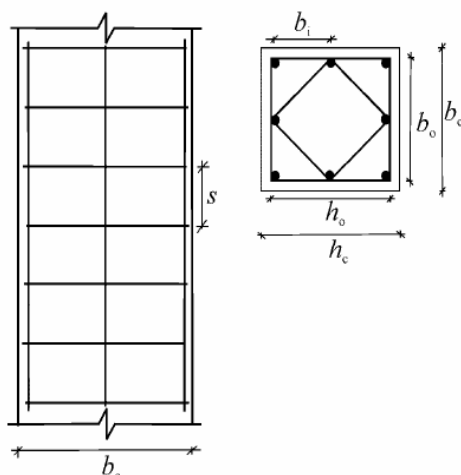
$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0} \right) \quad (34)$$

n – št. vzdolžnih palic, ki jih podpiramo s stremeni

b_i – razdalja med sosednjimi vzdolžnimi palicami

h_c – višina prereza stebra

h_0 – višina objetega jedra (glede na os stremen)



Slika 5⁶ : Armiranje pravokotnega stebra

Stremena morajo v kritičnem območju torej zagotavljati učinkovito objetje betonskega jedra, postavljena pa morajo biti tako, da je zagotovljena minimalna duktilnost in preprečen uklon tlačnih armaturnih palic. Temu je zadoščeno, če je v kritičnem območju minimalni premer stremen 6 mm, maksimalna razdalja med stremeni s_{\max} in razdalja med dvema podprtima vzdolžnima palicama manjša od 200 mm.

$$s_{\max} = \min \left\{ \frac{b_{0,\min}}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bL,\min} \right\} \quad (35)$$

2.3.3 Vozlišča

Horizontalna armatura za objetje vozlišč (horizontalna strižna armatura v vozlišču) ne sme biti manjša od tiste, ki je določena za kritično območje stebrov. V primeru, ko se v vozlišču stikajo grede iz vseh štirih strani in so širine gred vsaj $\frac{3}{4}$ ustrezne širine stebra, se lahko dovoljena računaska razdalja med stremeni podvoji, ne sme pa preseči 150 mm.

⁶ Slovenski standard SIST EN 1998-1, 2005, str. 97

3 ANALIZA IN RAČUN ARMIRANOBETONSKEGA OKVIRJA – NOVA GORICA

Uporaba armiranobetonskih okvirnih konstrukcijskih sistemov je v Sloveniji zelo pogost pojav, še posebno ko gre za objekte namenjene gospodarskim dejavnostim. Prednost takih konstrukcij je relativno nizka lastna teža, zaradi česar dobro prenašajo tudi močnejše potresne obremenitve, slabost pa velika deformabilnost, kar lahko vodi do poškodb nekonstrukcijskih elementov. Poleg enostavne izvedbe omogočajo okvirne konstrukcije tudi veliko fleksibilnost glede razporeditve notranjih prostorov, kar predstavlja še dodatno prednost pri odločanju o tipu konstrukcijskega sistema.

V nalogi obravnavam dejansko okvirno konstrukcijo v skladu s standardom EN 1998-1 (stopnja duktilnosti DCM) na dveh potresno različno ogroženih območjih v Sloveniji. V naslednjih poglavjih so torej prikazani postopki določitve obtežb, modeliranja in analize konstrukcije, določitve potrebne vzdolžne in strižne armature primarnih potresnih elementov ter rezultati računa za objekta na obeh območjih – v Novi Gorici in Ljubljani. Poleg tega sta konstrukciji v petem poglavju cenovno ovrednoteni, narejena pa je tudi primerjava sestave in velikosti stroškov za oba objekta.

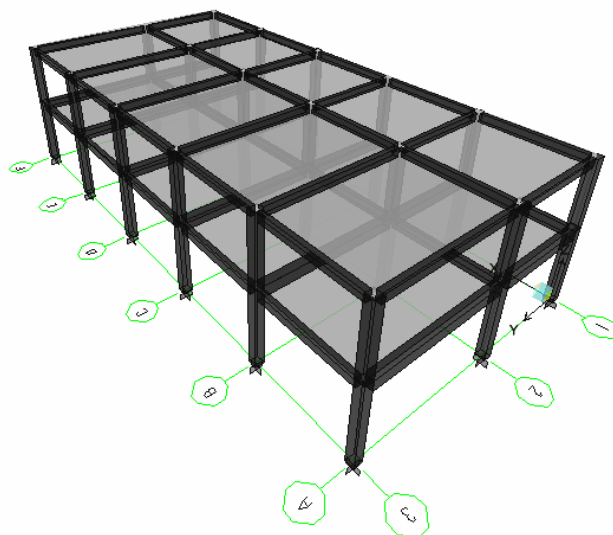
3.1 Tehnični opis konstrukcije

3.1.1 Zasnova konstrukcije in geometrija

Pri zasnovi konstrukcije sem izhajal iz dejanskih podatkov projekta (DIA d.o.o., Gradnja poslovnega objekta 6 v industrijski coni Solkan, junij 2005). Nespremenjene ostanejo tako geometrija celotne konstrukcije kot tudi dimenzije posameznih nosilnih elementov, ki jih bom med računom preveril in po potrebi tudi ustrezno spremenil.

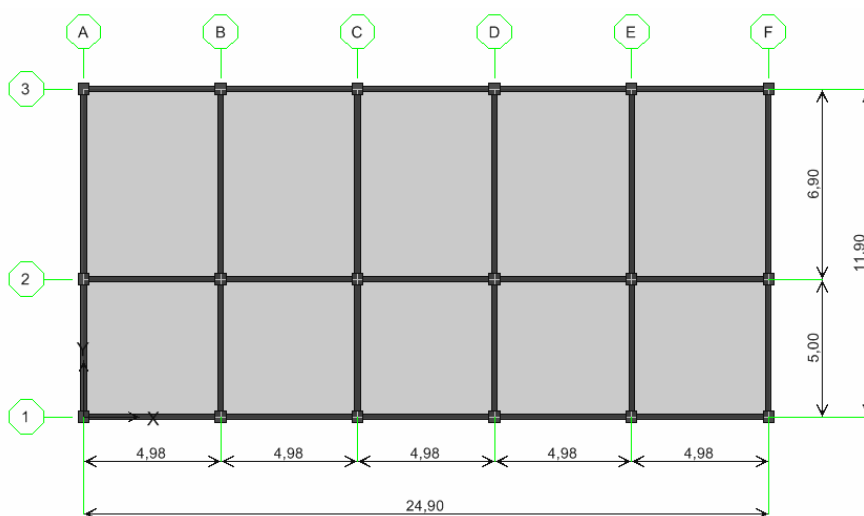
Objekt tlorisnih dimenzij 25,3 x 12,3 m združuje skladiščni del s pomožnimi prostori v pritličju ter poslovne prostore v nadstropju. Po svoji zasnovi je to prostorski okvir, sestavljen iz sistema šestih prečnih in treh vzdolžnih okvirjev. Konstrukcija je popolnoma simetrična v vzdolžni smeri, v prečni smeri pa je odstopanje od popolne simetrije minimalno, zaradi česar ne pričakujemo torzijsko podajnega sistema. Zaradi ugodne oblike in dimenzij konstrukcije na objektu ni predvidenih dilatacijskih rež.

Medetažna stropna konstrukcija in strešna konstrukcija sta izvedeni kot masivni armiranobetonski plošči, od koder se navpična obtežba preko gred in stebrov prenaša v temeljna tla. Horizontalne sile (obtežbo zaradi potresa) v celoti prevzamemo s pomočjo AB okvirjev.



Slika 6 : Konstrukcijska zasnova obravnavanega objekta

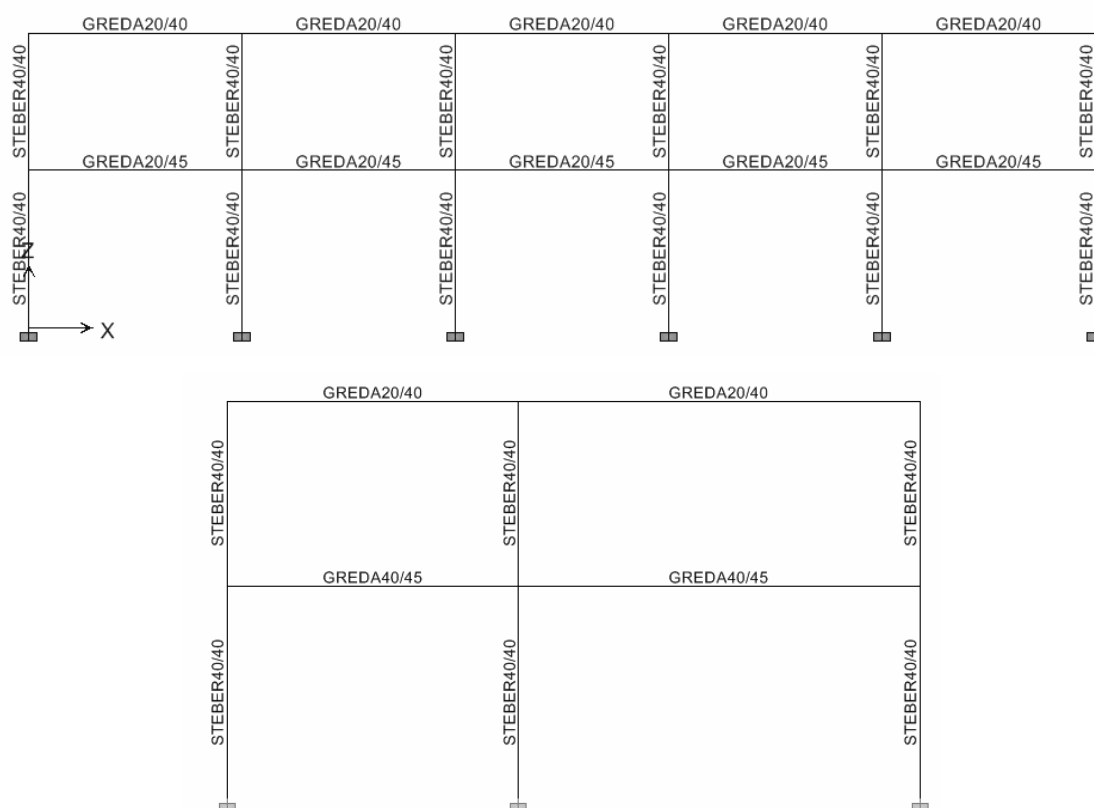
Vzdolžni raster osi stebrov je 4,98 m, prečni okvirji pa premeščajo dva razpona – 5,0 in 6,9 m. Višina pritličja znaša 3,67 m, medtem ko je nadstropje visoko 3,19 m. Tako znaša celotna višina objekta 6,68 m glede na težiščne osi gred v nadstropju oz. 6,88 m do zgornjega roba nosilnih elementov konstrukcije.



Slika 7 : Tloris konstrukcije z dimenzijami

V konstrukciji se pojavijo naslednji nosilni konstrukcijski elementi, katerih razpored v prečnih in vzdolžnih okvirjih konstrukcije je prikazan na sliki 8:

- armiranobetonski stebri dimenzij 40 x 40 cm višine 3,67 in 3,19 m,
- armiranobetonske grede dimenzij 40 x 45 cm razpona 6,9 in 5,0 m,
- armiranobetonske grede dimenzij 20 x 45 cm razpona 4,98 m,
- armiranobetonske grede dimenzij 20 x 40 cm razpona 6,9, 5,0 in 4,98 m,
- AB masivni stropni plošči debeline 15 cm.



Slika 8 : Razpored nosilnih elementov po konstrukciji

3.1.2 Materiali

- Beton C25/30

$$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cm} = 2,6 \text{ MPa} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 31 \text{ GPa} = 3100 \text{ kN/cm}^2$$

- Jeklo S400 (armatura)

$$\rho_c = 7800 \text{ kg/m}^3$$

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{cm} = 210 \text{ GPa} = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

3.1.3 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)

V analizi sem skladno s standardom upošteval naslednje vplive na konstrukcijo:

- lastno težo gred, stebrov, medetažne in strešne konstrukcije,
- stalno obtežbo tlakov in strešnega konstrukcijskega sklopa ter fasade,
- koristno obtežbo določeno glede na namembnost posameznih površin (po SIST ENV 1991-2-1),
- obtežbo snega (SIST ENV 1991-2-3),
- obtežbo vetra (SIST ENV 1991-2-4),
- potresni vpliv (EN 1998-1).

3.2 Analiza obtežbe

3.2.1 Statična obtežba

3.2.1.1 Lastna teža in stalna obtežba konstrukcije (G)

Računalniški program ETABS omogoča samodejno upoštevanje lastne teže konstrukcije v enem izmed obtežnih primerov. Masa se izračuna na osnovi geometrije modela ter lastnosti (specifične mase) uporabljenih materialov. Stike, kjer pride do prekrivanja elementov, program samodejno zazna in maso upošteva le enkrat. Poleg lastne teže konstrukcije sem v ta obtežni primer vključil tudi stalno obtežbo – obtežbo tlakov, strešnega konstrukcijskega sklopa ter lastno težo fasade, ki pa jo je potrebno dodatno upoštevati.

- STREHA

	d (m)	γ (kN/m ³)		g_s (kN/m ²)
- kritina (gumijasta membrana)	0,01	15	→	0,15
- toplotna izolacija	0,25	1,0	→	0,25
- viseč strop in instalacije		/	→	0,30
				<hr/>
				$\Sigma =$ 0,70

- MEDETAŽNA KONSTRUKCIJA

	d (m)	γ (kN/m ³)		g_s (kN/m ²)
- talna obloga	0,01	29	→	0,30
- cementni estrih	0,06	22	→	1,32
- toplotna izolacija	0,05	1,0	→	0,05
- predelne stene		/	→	0,60
- viseč strop in instalacije		/	→	0,30
			$\Sigma =$	2,57

- FASADA

	d (m)	γ (kN/m ³)		g_s (kN/m ²)
- fasadne plošče	0,01	15	→	0,15
- kovinska podkonstrukcija		/	→	0,08
- toplotna izolacija	0,17	1,0	→	0,17
- leseni tramiči		/	→	0,13
- mavčne plošče	0,025	8,4	→	0,21
			$\Sigma =$	0,62

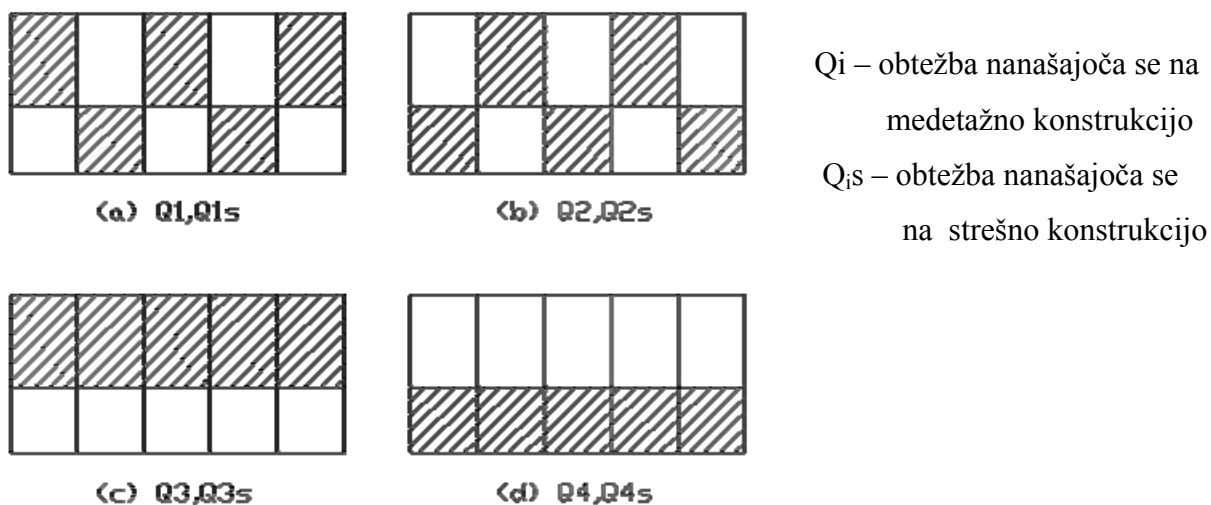
Stalna obtežba strešne in medetažne konstrukcije se upošteva kot enakomerno porazdeljena po celotni površini posamezne etaže, medtem ko obtežbo fasade upoštevam kot linijsko obtežbo krajnih gred:

- prečke v drugi etaži: $g_s' = 0,62 \cdot (0,5 \cdot 3,19 + 0,6) = 1,36 \text{ kN/m'}$
- prečke v prvi etaži: $g_s' = 0,62 \cdot 0,5 \cdot (3,67 + 3,19) = 2,13 \text{ kN/m'}$

3.2.1.2 Koristna obtežba (Q_i)

Karakteristične vrednosti koristne obtežbe so določene na osnovi standarda SIST ENV 1991-2-1 glede na namembnost posameznih površin. Tako znaša obtežba:

- ravne strehe kategorije H (strehe dostopne le za normalno vzdrževanje, manjša popravila in barvanje) z naklonom $\leq 20^\circ$ $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- medetažne konstrukcije namenjene poslovni dejavnosti (kat. B) $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$



Slika 9 : Razporeditev koristne obtežbe (po tlorisu) v posamezni obtežni kombinaciji

Koristno obtežbo po površini posamezne etaže upoštevam kot enakomerno porazdeljeno, v obtežnih kombinacijah pa zajamem tudi razporeditev koristne obtežbe po 'šahovnici', s čimer vplivam na velikost nekaterih notranjih sil. Razporeditev obtežbe ter ime posameznega obtežnega slučaja je prikazano na sliki 9.

3.2.1.3 Obtežba snega (S)

Obtežbo snega upoštevam pa navodilih standarda SIST ENV 1991-2-3. Objekt se nahaja v Novi Gorici, kar pomeni snežno cono A in nadmorsko višino približno 100 m. Karakteristično obtežbo snega dobim s pomočjo naslednjega izraza:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_i \cdot s_k$$

kjer je $s_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,8 \dots \text{ za } \alpha \leq 15^\circ$$

$$C_e = C_i = 1,0$$

To pomeni, da karakteristična vrednost snežne obtežbe za ravno streho znaša:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,25 = 0,20 \text{ kN/m}^2$$

Upoštevati je potrebno tako enakomerno porazdeljeno obtežbo po celotnem tlorisu strehe kot tudi primer ko se obtežba snega pojavi le na bolj neugodni polovici strehe, ko moramo upoštevati tudi polovično vrednost obtežbe. Ker je obtežba snega v obravnavanem primeru že

v osnovi relativno majhna in ima le minimalen vpliv na notranje sile in globalno obnašanje konstrukcije, upoštevam obtežbo snega le na celotni površini strehe.

3.2.1.4 Obtežba vetra (W)

Obtežbo vetra upoštevam pa navodilih standarda SIST ENV 1991-2-4. Objekt se nahaja v Novi Gorici, kar pomeni vetrovno cono A ter III. kategorijo terena (predmestje ali industrijske površine ter gozdovi). Karakteristično obtežbo vetra dobim s pomočjo naslednjega izraza:

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

kjer je $q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{ref}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (25 \text{ m/s})^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{in} \quad v_{ref} = 25 \text{ m/s}$$

in $c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot k_t}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \right] = 0,722^2 \cdot 1,0^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot 0,22}{0,722 \cdot 1,0} \right] = 1,633$

$$k_t = 0,22$$

$$z_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{min} = 8 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_t = 0,22 \\ z_0 = 0,3 \text{ m} \\ z_{min} = 8 \text{ m} \end{array} \right\} c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0,22 \cdot \ln(8/0,3) = 0,722$$

To pomeni, da karakteristična vrednost obtežbe vetra znaša:

$$w_e = 0,391 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,633 \cdot c_{pe} = 0,6378 \text{ kN/m}^2 \cdot c_{pe}$$

kjer so c_{pe} faktorji s katerimi upoštevamo velikost pritiska vetra na posamezno območje konstrukcije. V primeru vertikalnih sten le-ta na sprednji strani konstrukcije znaša 0,764, na zadnji strani pa -0,3. Vrednost celotne horizontalne (strižne) sile vetra je tako:

$$W = 0,6378 \text{ kN/m}^2 \cdot (25,3 \text{ m} \cdot 7,0 \text{ m}) \cdot (0,764 + 0,3) = 120,2 \text{ kN}$$

Ker je celotna sila vetra relativno majhna glede na celotno potresno silo ($S_a = 598 \text{ kN}$ – glej poglavje 3.3.3.2), v nadaljevanju obtežbe vetra ne upoštevam.

3.2.2 Potresna obtežba

Potres predstavlja obtežbo, pri kateri se konstrukciji vsiljujejo pomiki zaradi gibanja tal. Določena je na osnovi projektnega spektra pospeškov tal, ki je za dano lokacijo (Nova Gorica) definiran s pomočjo naslednjih parametrov:

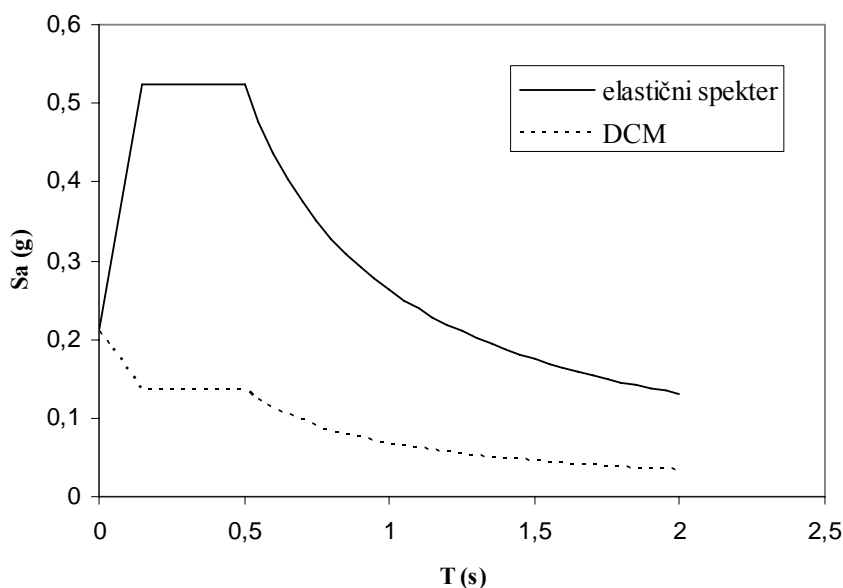
- projektni pospešek tal: $a_{g,max} = 0,175 \text{ g}$

- tla kategorije B → $S = 1,2$
→ $T_B = 0,15 \text{ s}, T_C = 0,5 \text{ s}, T_D = 2,0 \text{ s}$
- delež kritičnega dušenja: $\zeta = 0,5 \%$
- faktor pomembnosti objekta (kategorija II) → $\gamma_I = 1,0$
- srednji razred duktilnosti – DCM → faktor obnašanja:

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$$

... okvirni sistemi, mešani sistemi, sistemi povezanih sten + večetažni okvirji z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu

Faktor obnašanja q je določen ob upoštevanju pravilnosti stavbe po višini in tlorisne pravilnosti objekta. Za izračun tlorisne pravilnosti glej poglavje 3.1.1.



Slika 10 : Projektirni spekter pospeškov za $q = 1,0$ in $q = 3,9$ (stopnja duktilnosti DCM)

3.2.3 Obtežne kombinacije in izračun mas

Pri analizi obravnavane konstrukcije sem, za doseganje čim večjih obremenitev, upošteval naslednje obtežne kombinacije (kombinacije označene z začetno črko C zajemajo trajno projektno stanje, medtem ko tiste z oznako P_i pripadajo potresnemu projektному stanju):

C1	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_1s + Q_2s) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$
C2	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_1s + Q_2s) + 1,5 \cdot S$
C3	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_1 + Q_2s)$
C4	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_2 + Q_1s)$
C5	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_1 + Q_2s) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$
C6	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_2 + Q_1s) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$
C7	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (Q_1 + Q_2s) + 1,5 \cdot S$
C8	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (Q_2 + Q_1s) + 1,5 \cdot S$
C9	-	$1,35 \cdot (G + Q_1 + Q_2 + Q_1s + Q_2s + S)$
C10	-	$1,35 \cdot (G + Q_1 + Q_2s + S)$
C11	-	$1,35 \cdot (G + Q_2 + Q_1s + S)$
C12	-	$1,35 \cdot (G + Q_1 + Q_2s)$
C13	-	$1,35 \cdot (G + Q_2 + Q_1s)$
C14	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_3 + Q_4s)$
C15	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_4 + Q_3s)$
C16	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_3 + Q_4s) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$
C17	-	$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot (Q_4 + Q_3s) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot S$
P1	-	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_1s + Q_2s)$
P2	-	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_1 + Q_2s)$
P3	-	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_2 + Q_1s)$
P4	-	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_3 + Q_4s)$
P5	-	$1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_4 + Q_3s)$

Maso posamezne etaže konstrukcije program ETABS izračuna samodejno na osnovi naslednjih obtežnih kombinacij, ki sem jih določil v skladu s standardom EN 1998-1:

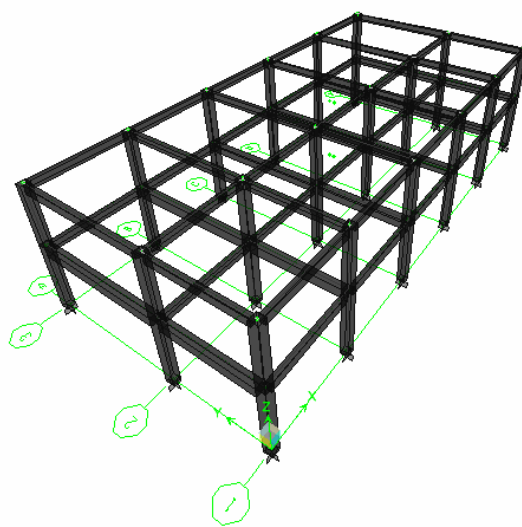
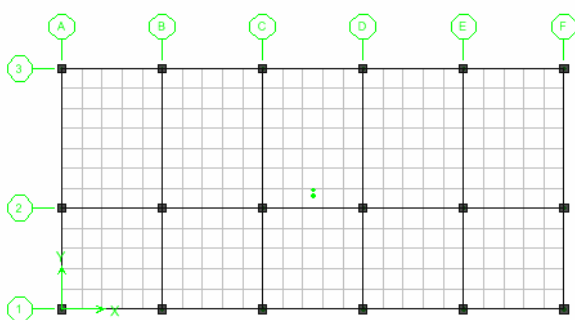
- 1. etaža: $1,0 \cdot G + 0,15 \cdot (Q_1 + Q_2)$
- 2. etaža: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot (Q_1s + Q_2s)$

3.3 Modeliranje in analiza s programom ETABS

3.3.1 Začetni model

Izbira ustreznega matematičnega modela je v procesu projektiranja zelo pomembna, saj različna togost modelov vpliva tako na velikost potresne obtežbe kot tudi na maksimalne premike konstrukcije. Vsako stavbo lahko modeliramo na več načinov, izmed vseh možnih pa je potrebno izbrati tistega, ki dejansko stanje najbolje simulira, hkrati pa je dovolj enostaven za nadaljnji račun.

V začetni fazi sem konstrukcijo, ki jo v nalogi obravnavam, modeliral tako, da sem za grede in stebre uporabil linijske elemente pravokotnega prereza, ploščo pa v etažnih višinah modeliral z lupinskimi ploskovnimi elementi dimenzij približno 100 x 100 cm (dodatno zgoščevanje mreže na rezultate nima večjega vpliva – cca. 1,5 %, medtem ko izračun močno podaljša). Stebri potekajo neprekinjeno od temeljev do strehe, na koti temeljev so popolnoma vpeti (uporabil sem nepomično nevrtiljivo podporo), grede pa se razdelijo na manjše elemente ustrezne mreži plošče, ki jo podpirajo. Zahteva standarda EN 1998-1 je, da je v analizi potrebno upoštevati razpokanost elementov, do česar pride pri močnejših potresnih obremenitvah. V modelu je to upoštevano s polovično vrednostjo strižne in upogibne togosti (polovična vrednost strižnega prereza in vztrajnostnega momenta). Vsi elementi so v etažnih višinah povezani s togo diafragmo. Geometrija tega modela je prikazana na spodnji sliki.



Slika 11 : Geometrija začetnega modela

Obtežbo, opisano v poglavju 3.2.1, modeliram kot enakomerno porazdeljeno obtežbo ploskovnih elementov ter kot linijsko gravitacijsko obtežbo zunanjih gred (obtežba fasade), medtem ko je za definiranje potresne obtežbe potrebna kontrola tlorisne pravilnosti, ki jo izvedemo s pomočjo opisanega modela. Obravnavani model zadosti vsem konstrukcijskim in geometrijskim pogojem, ki so opisani v poglavju 2.1 (razporeditev togosti in mase, oblika objekta, togost medetažnih konstrukcij, razmerje med tlorisnimi dimenzijami), za tlorisno pravilen objekt pa morajo biti za vse etaže in vse smeri izpolnjeni tudi naslednji pogoji:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad \text{in} \quad r_i \geq l_s$$

e_{oi} , r_i , l_s so definirani v istem poglavju.

1. etaža:	$m_1 = 292,05 \text{ t}$	$M_{m1} = 21379,56 \text{ tm}^2$	\rightarrow	$l_s = 8,56 \text{ m}$
	$e_{0x} = 0,0 \text{ m}$	$e_{0y} = 0,282 \text{ m}$		
	$F_x = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,009034 \text{ m}$	}
	$F_y = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,009019 \text{ m}$	
	$M_z = 1000 \text{ kNm}$	\rightarrow	$\varphi_z = 0,000114 \text{ rad}$	
				$r_x = 8,895 \text{ m}$
				$r_y = 8,902 \text{ m}$
2. etaža:	$m_2 = 190,77 \text{ t}$	$M_{m2} = 13685,63 \text{ tm}^2$	\rightarrow	$l_s = 8,47 \text{ m}$
	$e_{0x} = 0,0 \text{ m}$	$e_{0y} = 0,295 \text{ m}$		
	$F_x = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,021524 \text{ m}$	}
	$F_y = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,022203 \text{ m}$	
	$M_z = 1000 \text{ kNm}$	\rightarrow	$\varphi_z = 0,000233 \text{ rad}$	
				$r_x = 9,762 \text{ m}$
				$r_y = 9,615 \text{ m}$

Izkaže se, da je obravnavani objekt tlorisno pravilen in torzijsko nepodajen, zato se potresna obtežba izračuna tako kot je opisano v poglavju 3.2.2, sicer bi bilo potrebno faktor obnašanja konstrukcije q ustrezno reducirati.

Ker je možnost napake velika, je potrebno pravilnost obravnavanih modelov vedno dodatno preveriti. Sem spada tako kontrola mas oz. velikost vertikalnih in horizontalnih sil posamezne obtežne kombinacije kot tudi kontrola celotne potresne sile. Rezultati 'peš' računa so se za zgoraj opisani model od rezultatov, dobljenih s programom, razlikovali le minimalno, kar pomeni, da je tak model ustrezen. Zaradi dolžine izračuna mas po etažah konstrukcije so v nadaljevanju prikazani le rezultati:

1. etaža:	- plošča	$m_{pl} = 113,27$ ton	}	
	- grede	$m_{gr} = 49,89$ ton		$m_1 = 292,05$ ton
	- stebri	$m_{st} = 37,67$ ton		
	- tlaki	$m_{tl} = 77,63$ ton		$m_1' = 0,986$ ton/m ²
	- koristna obtežba	$m_{kor} = 13,59$ ton		

2. etaža:	- plošča	$m_{pl} = 113,27$ ton	}	
	- grede	$m_{gr} = 30,48$ ton		$m_2 = 190,77$ ton
	- stebri	$m_{st} = 19,08$ ton		
	- tlaki	$m_{tl} = 21,14$ ton		$m_2' = 0,644$ ton/m ²
	- koristna obtežba	$m_{kor} = 6,80$ ton		

Kontrola celotne potresne sile v prvi nihajni obliki pa se izvede na sledeči način:

- $T_1 = 0,4924$ s → $S_a(T_1) = 0,175 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{3,9} = 0,1346$

- $m_1 = 292,05$ t
- $m_2 = 190,77$ t

} $m = m_1 + m_2 = 482,82$ t

- masa, ki nastopa v 1. nihajni obliki: $m' = 0,9361 \cdot m = 451,96$ t
- potresna sila: $S_a = 0,1346 \cdot 9,81 \cdot 451,96 = 596,85$ kN
- potresna sila dobljena s programom: $S_a = 596,77$ kN

} → OK!

Poleg kontrol ustreznosti modela je pred nadaljnjim računom potrebno izvesti tudi kontrole ustreznosti same konstrukcije. Tako je potrebno preveriti velikost pomikov v primeru delovanja potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv (stanje omejenih poškodb – poglavje 2.2.2). V primeru, da konstrukcija tem pogojem ne bi zadostila, bi bilo potrebno povečati dimenzije nekaterih elementov ali poiskati ustrežnejši konstrukcijski sistem. Maksimalni premiki konstrukcije v etažnih višinah so v obravnavanem primeru naslednji (program ETABS – vozlišče F3):

- 1. etaža: $U_{\max} = 0,5 \cdot 2,76 = 1,38$ cm
- 2. etaža : $U_{\max} = 0,5 \cdot 4,62 = 2,31$ cm ,

maksimalni medetažni zamik pa je zamik spodnje etaže, ki znaša 1,38 cm. Če upoštevamo, da sta maksimalna dovoljena medetažna zamika v primeru krhkih nekonstrukcijskih elementov enaka:

- 1. etaža: $d_{r,dov} = 0,005 \cdot 367 = 1,835\text{cm}$
- 2. etaža: $d_{r,dov} = 0,005 \cdot 3,19 = 1,595\text{cm}$

ugotovimo, da je pogoj izpolnjen za obe etaži tudi v primeru najstrožjih omejitev.

3.3.2 Model 2

Pri duktilnih konstrukcijah grede dimenzioniramo na projektne obremenitve iz analize ob upoštevanju pogojev lokalne duktilnosti. Ker v začetnem modelu ploščo modeliram s ploskovnimi lupinskimi elementi, obtežbo v veliki meri prevzame tudi plošča sama, zaradi česar so grede manj obremenjene. Če želim celotno obtežbo plošč prenesti na grede moram model ustrezno spremeniti.

Model 2 je sestavljen iz linijskih elementov, kjer za doseganje ustrezne togosti konstrukcije grede modeliram kot 'L' oz. 'T' prereze v odvisnosti od sodelujoče širine plošče. Če ni potrebna večja natančnost, lahko sodelujoče širine, ki jih predpostavimo po celotni dolžini grede, izračunamo na podlagi naslednjih izrazov (EN 1992-1-1, poglavje 5.3.2.1):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0$$

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

kjer je: b_{eff} – sodelujoča širina plošče,

b_w – širina grede,

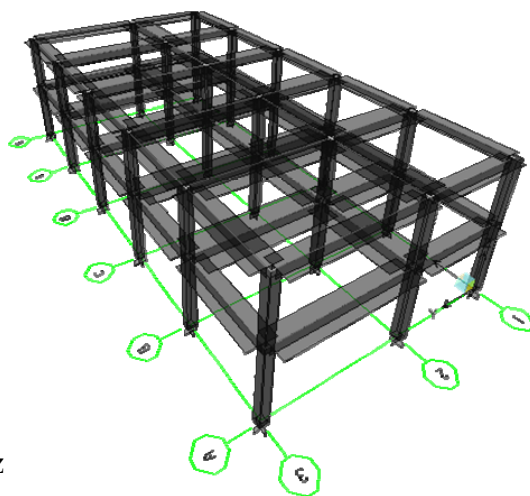
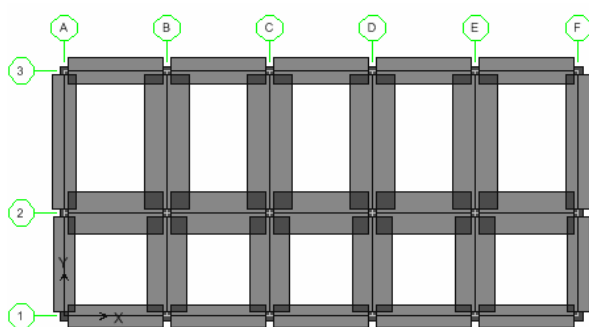
b_i – polovica svetlega razpona plošče levo in desno od obravnavane grede,

l_0 – razdalje med točkami ničelnih momentov grede.

Grede imajo v splošnem tako različne prečne prereze kot tudi različne sodelujoče širine plošče. Ploščo tokrat modeliram s ploskovnimi membranskimi elementi, ki k togosti konstrukcije ne pripomorejo, ampak služijo le za prenos obtežbe, ki sem jo podal kot ploskovno obtežbo teh elementov. Ker se v takem primeru lastna teža plošče na območju

sodelujočih širin upošteva dvojno, sem v smislu čim večje podobnosti vhodnih podatkov to korigiral z negativno gravitacijsko obtežbo gred v velikosti teže sodelujoče širine.

Transformacija togosti gred bistveno ne vpliva na odziv stavbe, zato lahko v takem modelu povsod predpostavimo 'T' prerez gred (namesto 'L'), kar nam olajša modeliranje predvsem zaradi lokalnega koordinatnega sistema. V primeru 'L' gred smo včasih prisiljeni rotirati lokalni koordinatni sistem, zaradi česar so lahko rezultati analize podani na napačnih straneh grede.



Slika 12: Model 2 – grede modelirane kot 'T' prerez

3.3.3 Rezultati modalne analize in primerjava modelov

3.3.3.1 Nihajni časi, oblike in efektivne mase

Nihajni časi konstrukcije so odvisni tako od togosti kot tudi od mase modela. Glede na to, da se obravnavana modela med seboj glede vhodnih podatkov malenkostno razlikujeta, je pričakovati tudi minimalna odstopanja nihajnih časov. V preglednici 1 so prikazani nihajni časi vseh šestih nihajnih oblik (tri prostostne stopnje v vsaki etaži – dva pomika in zasuk) za model 1 (začetni model) in model 2:

Preglednica 1 : Nihajni časi (s) modelov 1 in 2

Model / Nih. oblika	1	2	3	4	5	6
Model 1	0,4924	0,4892	0,4263	0,1701	0,1666	0,1475
Model 2	0,4751	0,4709	0,4033	0,1671	0,1620	0,1424

V nasprotju z nihajnimi časi, kjer se vrednosti med seboj bistveno ne razlikujejo, pa opazimo razliko pri nihajnih oblikah. Ker sta prvi dve obliki med seboj zelo blizu (to je razvidno tudi iz zelo podobnih nihajnih časov) se pri modelu 2 zgodi preskok – konstrukcija v prvi nihajni obliki niha v X – smeri, medtem ko začetni model niha v Y – smeri. To vpliva tudi na drugo nihajno obliko, medtem ko vse ostale pri obeh modelih sovpadajo, kar je razvidno iz učinkovitih mas, ki v posamezni obliki nastopajo (velikosti učinkovitih mas se za posamezno nihajno obliko med seboj bistveno ne razlikujejo):

Preglednica 2 : Učkovne mase nihajnih oblik za vzbujanje v X – smeri (% celotne mase)

Model / Nih. oblika	1	2	3	4	5	6
Model 1	0,00	92,98	1,12	0,00	5,81	0,09
Model 2	93,93	0,00	0,60	0,00	5,40	0,06

Preglednica 3 : Učkovne mase nihajnih oblik za vzbujanje v Y – smeri (% celotne mase)

Model / Nih. oblika	1	2	3	4	5	6
Model 1	93,61	0,00	0,00	6,39	0,00	0,00
Model 2	0,00	94,03	0,00	5,97	0,00	0,00

Iz rezultatov lahko tudi razberemo, da je konstrukcija glede na globalno os Y popolnoma simetrična, saj učinkovne mase v smeri te osi nastopajo le v 1. oz 2. ter 4. nihajni obliki – v nihajnih oblikah, kjer konstrukcija niha v smeri osi Y. V nasprotju pa konstrukcija glede na globalno os X ni simetrična, zato se učinkovne mase v tej smeri pojavijo tudi v torzijskih nihajnih oblikah.

3.3.3.2 Potresne sile

Nihajni čas modela oz. vrednost v projektnem spektru pospeškov za posamezno nihajno obliko ima bistven vpliv na potresno obtežbo. Večina nihajnih oblik se nahaja na platoju potresnega spektra (nihajni časi posameznih nihajnih oblik se nahajajo med 0,15 in 0,5 s), tako da so potresne sile obeh modelov zelo podobne in so odvisne predvsem od mase celotne konstrukcije. Ker so nihajni časi in masa modela 2 nekoliko manjši od nihajnih časov in mase začetnega modela, je pričakovati tudi nekoliko manjše etažne potresne sile v primeru drugega

modela. Maksimalne absolutne vrednosti etažnih sil (dve strižni sili in torzijski moment) obeh modelov so predstavljene v preglednici 4.

Preglednica 4 : Etažne potresne sile za reducirano vrednost spektra pospeškov

Etaža	Model 1			Model 2		
	V_x (kN)	V_y (kN)	M_t (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)	M_t (kNm)
2	313	317	4850	303	306	4667
1	597	598	9190	586	586	8971

Etažni potresni sili V_x in V_y spodnje etaže predstavljata tudi celotni potresni sili ob vpetju, dobljeni kot kombinacija potresnih sil v posameznih nihajnih oblikah konstrukcije.

3.4 Dimenzioniranje

Elemente duktilnih stavb dimenzioniramo v skladu s standardom EN 1992-1, pri čemer je potrebno upoštevati vse dodatne kriterije, ki so opisani v poglavju 2.3 – stopnja duktilnosti DCM. To pomeni, da potrebno vzdolžno armaturo v gredah določimo glede na projektne obremenitve iz analize, medtem ko je potrebna nosilnost stebrov odvisna tudi od dejanske upogibne nosilnosti gred in ne samo od projektnih obremenitev. Strižno obremenitev posameznega elementa vedno določimo po pravilu načrtovanja nosilnosti.

Ker program ETABS omogoča dimenzioniranje elementov po EN 1992-1, sem te rezultate uporabil kot izhodišče za določitev potrebne armature gred in stebrov ob upoštevanju zahtev potresnoodpornega projektiranja. Za poenostavitev računa sem si predhodno v okolju EXCEL pripravil tabelo, ki uporabniku omogoča tudi enostaven pregled nad vhodnimi podatki in rezultati. Dimenzioniranje sem izvedel na podlagi modela 2, pri računu pa ni bilo potrebno upoštevati teorije drugega reda, saj znaša vrednost koeficienta θ (po enačbi (12)) za vse smeri in za obe etaži manj kot 0,1. Izkazalo se je, da predpostavljene dimenzije elementov zadostijo vsem pogojem za zagotavljanje lokalne duktilnosti.

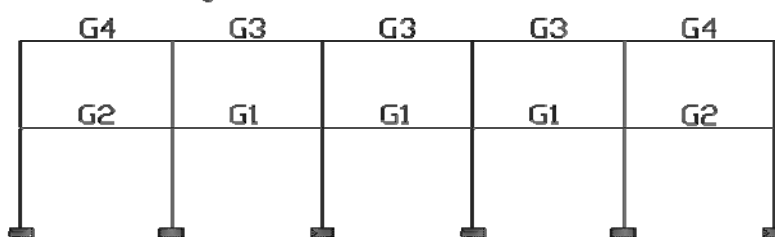
Preglednica 5 : Vpliv TDR – račun koeficientov θ

Etaža	Smer	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	d_r (m)	h_{et} (m)	θ
2	X	313	2007	0,0172	3,19	0,0345
	Y	317		0,0187		0,0370
1	X	597	5057	0,0265	3,67	0,0612
	Y	598		0,0276		0,0635

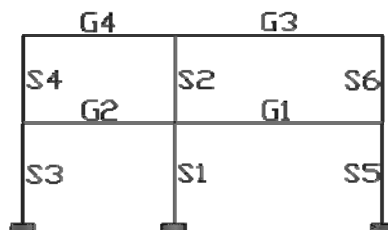
Na podlagi simetričnosti konstrukcije in rezultatov programa ETABS sem se odločil, da armaturo določim ločeno za štiri karakteristične okvirje (glej slike 6 in 7) – v prečni smeri armiram okvirja v oseh A in F enako, za okvirje v oseh B, C, D in E pa določim armaturo posebej. Podobno velja tudi za okvirje v vzdolžni smeri, kjer okvir v osi 2 armiram drugače kot okvirja 1 in 3.

Postopek računa je za vse istovrstne elemente enak, zato bom v nadaljevanju prikazal natančen postopek določitve vzdolžne in strižne armature le za primer ene grede in enega stebra. Za vse ostale elemente bom prikazal le izbrano vzdolžno in strižno armaturo, natančen izračun vzdolžne armature vseh gred in stebrov pa je priložen na zgoščenki. Oznake elementov, ki se pojavljajo v sledečih poglavjih so prikazane na naslednji sliki:

Vzdolžni okvirji



Prečni okvirji



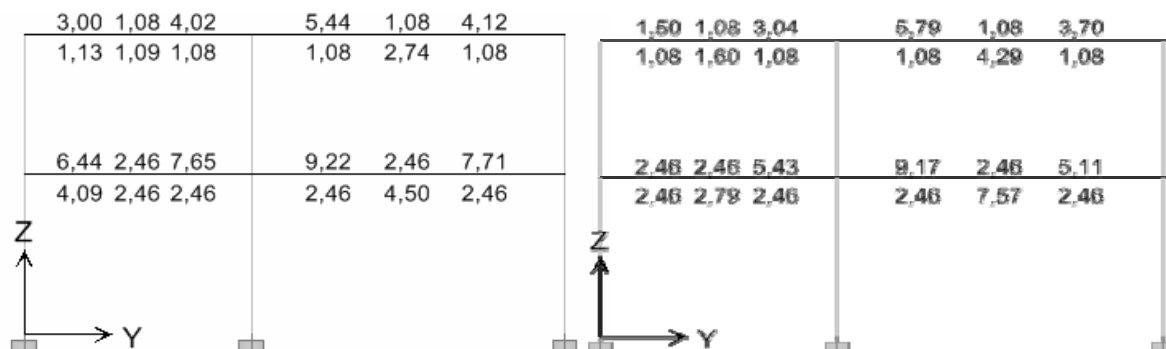
Slika 13 : Oznake elementov v izračunih

3.4.1 Grede

Grede dimenzioniramo glede na projektne obremenitve iz analize, pri čemer je potrebno upoštevati vse zahteve standarda za doseganje ustrezne lokalne duktilnosti, strižno obremenitev pa izračunamo po pravilih načrtovanja nosilnosti. Tako določimo natezno armaturo v gredah ob upoštevanju maksimalnega in minimalnega dovoljenega deleža armature, tlačno vzdolžno armaturo pa določimo na dva načina: v primeru močno obremenjenih gred, ko potrebujemo tudi računsko tlačno armaturo, moramo tej dodati še polovico dejanske natezne armature, sicer pa mora biti prezek tlačne armature vsaj polovica dejanske površine natezne armature. Osne sile v vseh gredah so zaradi predpostavke o etažnih diafragmah enake 0. Pri določitvi potrebne vzdolžne armature kot tudi pri računu projektne upogibne nosilnosti elementov upoštevam 'T' prereze, kjer sodelujočo širino plošče določim po EN 1998-1 (slika 3). Znotraj sodelujoče širine plošče predpostavim v zgornji in spodnji coni mrežo Q 226 oz. armaturne palice Φ_R 6/12,5 cm.

Pri izbiri vzdolžne armature gred v posameznih prečnih prerezih sem zaradi vodenja armature vzdolž elementa upošteval tudi potrebno oz. izbrano armaturo v sosednjih prerezih, zaradi česar so lahko nekateri odseki gred močnejše armirani kot je potrebno. S strižno armaturo kritičnega območja pa sem armiral elemente do take razdalje od obeh podpor, da sem obremenitve v polju lahko prevzel z izbrano manjšo oz. minimalno strižno armaturo (razdaljo od obeh podpor sem določil na podlagi nosilnosti strižne armature v polju in poteka strižnih obremenitev po elementu). Grede armiram samo z vertikalnimi stremeni.

3.4.1.1 Primer dimenzioniranja grede (greda G1 okvirjev v oseh A in F)



Slika 14 : Potrebna vzdolžna armatura gred v okvirjih A in F v potresnem (levo) in trajnem (desno) projektne stanju

- Geometrija: $b/h = 40/45$ cm $\rightarrow l_{cr} = h_w = 45$ cm

$$l = 6,9 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \begin{cases} 100 \text{ cm ... notranja podpora} \\ 70 \text{ cm ... zunanja podpora} \end{cases} \quad (\text{po EN 1998-1, poglavje 5.4.3.1.1})$$

a) Račun vzdolžne armature

- Potrebna vzdolžna natezna armatura (glej sliko 14):

	Notranja podpora	Polje	Zunanja podpora
Zgoraj (cm ²)	9,220	/	7,710
Spodaj (cm ²)	/	7,570	/

- Vzdolžno natezno armaturo izberem ob upoštevanju armature plošče znotraj sodelujoče širine ter potrebne dodatne vzdolžne armature zaradi striga ($A_{st} = 1,564$ cm² – glej točko b) – le-to v prvem koraku predpostavim in v primeru, da je predpostavljena količina premajhna ali prevelika (glede na račun strižne obremenitve), izbiro vzdolžne armature ponovim:

	Notranja podpora	Polje	Zunanja podpora
Zgoraj	5 Φ_R 14	/	2 Φ_R 14 + 2 Φ_R 16
Spodaj	/	5 Φ_R 16	/
$A_{s,plošča}$ (cm ²)	3,616	/	2,260
$A_{s,nat.}$ (cm ²)	11,313	10,053	9,360

- Potrebna vzdolžna armatura v tlačni coni – polovični prerez dejanske natezne armature v kritičnem območju oz. dejansko potrebna tlačna armatura v polju:

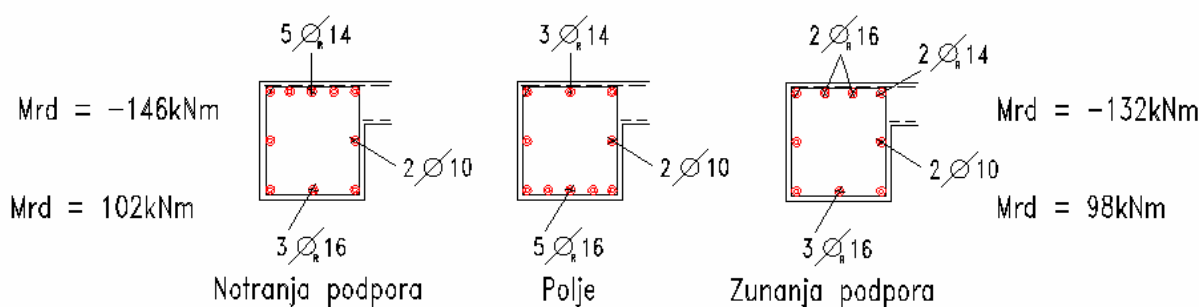
	Notranja podpora	Polje	Zunanja podpora
Zgoraj (cm ²)	/	2,46	/
Spodaj (cm ²)	5,656	/	4,680

- Izbrana vzdolžna tlačna armatura (ob upoštevanju pogoja minimalnega vzdolžnega armiranja $\pm 2 \Phi_R$ 14):

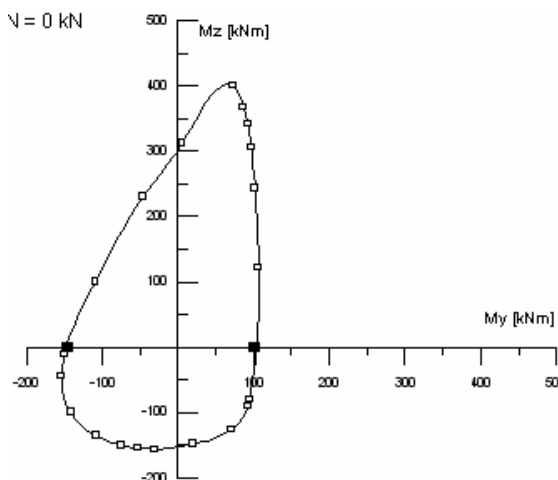
	Notranja podpora	Polje	Zunanja podpora
Zgoraj	/	3 Φ_R 14	/
Spodaj	3 Φ_R 16	/	3 Φ_R 16

Na podlagi izbrane vzdolžne armature je potrebno izračunati projektno upogibno nosilnost grede ob obeh vozliščih, na osnovi katerih se izvrši račun projektних strižnih obremenitev – pravilo načrtovanja nosilnosti.

Izbrana vzdolžna armatura ter upogibna projektna nosilnost grede G1 je prikazana na naslednji sliki, pri računu nosilnosti pa sem si pomagal z interakcijskimi diagrami računalniškega programa DIAS (slika 16).



Slika 15 : Izbrana armatura in projektna upogibna nosilnost grede G1



Slika 16 : Interakcijski diagram za notranje vozlišče grede G1 pri osni sili 0 kN – program DIAS

Ali smo z izbiro takšnih dimenzij prečnega prereza in vzdolžne armature zadostili vsem zahtevam minimalne lokalne duktilnosti po EN 1998-1 nam pokažejo naslednje kontrole, ki so prikazane za notranjo podporo grede G1:

$$b_w = 40\text{cm} \leq \min(40 + 40; 2 \cdot 40) = 80\text{cm}$$

$$\frac{A_{s,c}}{A_{s,t}} = \frac{6,032}{11,313} = 0,533 \geq 0,5$$

$$\mu_{\varphi} = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1} = 1 + 2 \cdot (3,9 - 1) \cdot \frac{0,5}{0,4751} = 7,104$$

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \left(\frac{0,256}{40} \right) = 0,32\%$$

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00368 + \frac{0,0018}{7,104 \cdot 0,00174} \cdot \frac{1,667}{34,78} = 1,066\%$$

$$\rightarrow \rho_{\min} \beta \rho_{dej} = 0,690 \% \beta \rho_{\max}$$

b) Račun strižne armature

V gredah se prečne sile določijo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Upošteva se ravnotežje grede pri delovanju momentov na krajiščih, ki ustrezajo stanju formiranja plastičnih členkov za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe, in pri gravitacijski obtežbi, ki nastopa v potresni obtežni kombinaciji. Tako dobimo naslednje vrednosti prečnih sil:

- načrtovanje nosilnosti

$$\rightarrow V_{sd} = \frac{M^+ + |M^-|}{l} \cdot \gamma_{rd} + V_{g+0,3q} = \frac{98 + |-146|}{6,9} \cdot 1,0 + 66,13 = 101,49 kN$$

- trajno projektno stanje $\rightarrow \underline{V_{sd} = 108,8 kN}$

V primeru obravnavane grede je prečna sila, ki se v potresnem projektnem stanju v gredi lahko pojavi, manjša kot prečna sila zaradi statične obtežbe, zato stremensko armaturo določim na podlagi slednje.

- Potrebna dodatna vzdolžna armatura zaradi strižne obremenitve (med postopkom dimenzioniranja že upoštevana pri izbiri ustrezne natezne armature):

$$\Delta A_{sl} = \frac{V_{sd}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{108,8 kN \cdot cm^2}{2 \cdot 34,8 kN} = 1,564 cm^2$$

- Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal v betonskem prerezu:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250}\right) \cdot \frac{f_{cd}}{\text{ctg } \vartheta + \text{tg } \vartheta}$$

$$V_{Rd,max} = 40\text{cm} \cdot 0,9 \cdot 41\text{cm} \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{1,667\text{kNcm}^{-2}}{1+1} = 664,35\text{kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{sd} = 108,8\text{kN} \quad \rightarrow \quad \text{OK!}$$

- Izračun potrebne strižne armature (samo vertikalna stremena):

$$A_{sw} = \frac{V_{sd} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{108,8\text{kN} \cdot 100\text{cm}}{0,9 \cdot 41\text{cm} \cdot 34,8\text{kNcm}^{-2}} = 8,47\text{cm}^2 / \text{m}$$

- pogoj minimalnega strižnega armiranja:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot s \cdot b_w$$

$$A_{sw,min} = 0,0013 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 5,2\text{cm}^2 / \text{m} \leq A_{sw} \quad \rightarrow \quad \text{OK!}$$

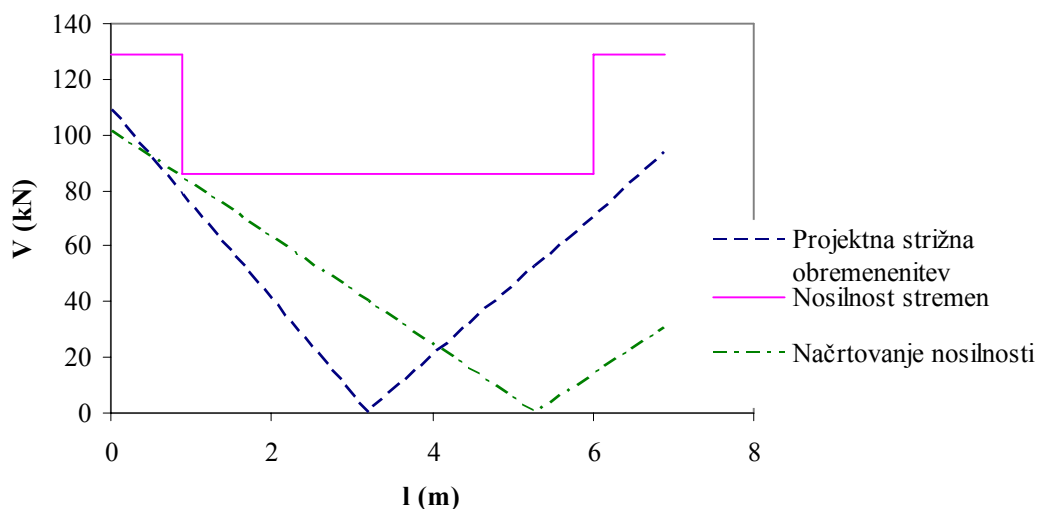
- Izbrana strižna armatura:

$$s_{max} = \min\left\{\frac{450}{4}; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 14\right\} = 11,2\text{cm}$$

$$d_{bw} \geq 6\text{mm}$$

→ 2-strižno streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,9 m od podpor

Φ_R 8/15 cm sicer



Slika 17 : Prikaz strižnega armiranja grede G1 okvirjev A in F

Zgornji diagram prikazuje strižno obremenitev ter armiranje grede G1 krajnih okvirjev. S strižno armaturo, ki jo potrebujemo v kritičnem območju grede, armiram element do take razdalje od obeh podpor, da lahko z manjšo izbrano armaturo v polju prevzamemo vse obremenitve. To razdaljo sem določil na podlagi nosilnosti strižne armature v polju in poteka strižnih obremenitev po elementu.

Na podlagi zgornjega diagrama lahko sklepamo naslednje:

- V kritičnih območjih grede je najbolj strog kriterij maksimalna razdalja med strižno armaturo, zaradi katerega potrebujemo več armature, kot je potrebno za prevzem projektnih strižnih sil.
- V primeru gred večjih razponov so za določitev strižne armature v kritičnem območju merodajne statične obtežne kombinacije, pri krajših gredah pa strižna obremenitev, določena po pravilih načrtovanja nosilnosti. To se pokaže tudi pri dimenzioniranju gred z manjšim razponom v nadaljevanju.

3.4.1.2 Rezultati dimenzioniranja gred

Preglednica 6 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja A in F)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	5 Φ_R 14	3 Φ_R 14	2 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14
	spodaj	3 Φ_R 16	5 Φ_R 16	3 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G2	zgoraj	4 Φ_R 14	3 Φ_R 14	4 Φ_R 14
	spodaj	3 Φ_R 14	3 Φ_R 16	3 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	2 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 1,3 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				

* levo, desno – glede na položaj gred na sliki 13

Preglednica 7 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirji B, C, D in E)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	3 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	3 Φ_R 14	2 Φ_R 19 + 2 Φ_R 14
	spodaj	1 Φ_R 22 + 2 Φ_R 19	2 Φ_R 22 + 3 Φ_R 19	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 10/10 cm na območju 1 m od podpor; Φ_R 10/15 cm sicer				
G2	zgoraj	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	3 Φ_R 14	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16
	spodaj	3 Φ_R 14	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	1 Φ_R 22 + 2 Φ_R 19
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
	spodaj	2 Φ_R 19 + 1 Φ_R 14	1 Φ_R 22 + 2 Φ_R 19	2 Φ_R 19
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 19 + 1 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				

Preglednica 8 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja 1 in 3)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	2 Φ_R 16**	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 1,1 m od podpor; Φ_R 6/14 cm sicer				
G2	zgoraj	3 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 1 m od podpor; Φ_R 6/13 cm sicer				
G3	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,7 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,8 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				

* G2, G4 - leva podpora = zunanja podpora; desna podpora = notranja podpora

** velja samo za podporo med gredama 1 in 2, sicer enako kot desna podpora

Preglednica 9 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvir 2)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	3 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
		2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,6 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer		
G2	zgoraj	3 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	3 Φ_R 14	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
		2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,7 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer		
G3	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
		2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer		
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
		2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer		

* G2, G4 - leva podpora = zunanja podpora; desna podpora = notranja podpora

3.4.2 Stebri

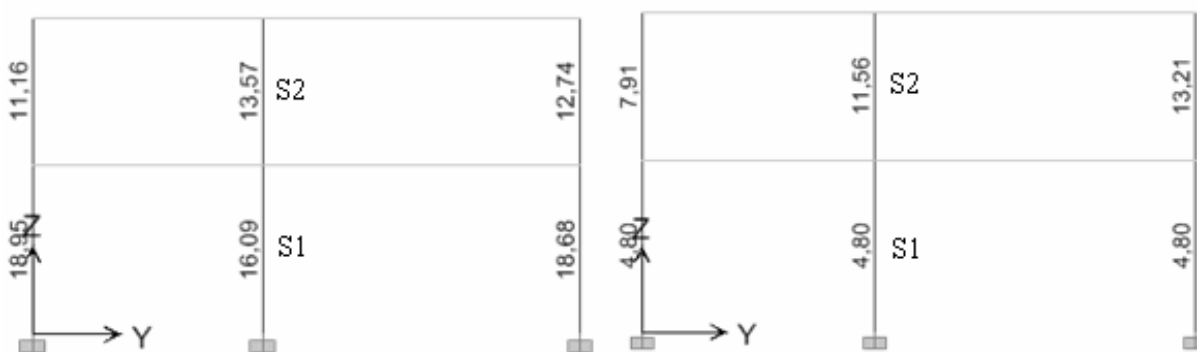
Vzdolžno armaturo stebrov določimo glede na projektne obremenitve iz analize ob upoštevanju pravila načrtovanja nosilnosti, ki je definirano z enačbo (14). Pri tem upoštevamo dejansko upogibno nosilnost gred v kombinaciji z osno silo, ki se v stebri pojavlja v potresnem projektne stanju. Tako so najbolj kritični tisti stebri, na katere se priključujejo močno armirane grede. V obravnavanem primeru na vogalne stebre in krajne stebre prečnih okvirjev omenjeni pogoj nima posebnega vpliva. Ker je upogibna nosilnost stebra odvisna od nivoja osne sile, je za kontrolo nosilnosti vozlišč običajno merodajna obtežna kombinacija z minimalno osno silo (posledično minimalno upogibno nosilnostjo), pri računu strižnih obremenitev pa kombinacija z maksimalno vrednostjo osne sile (maksimalna upogibna nosilnost in posledično tudi večja vrednost strižnih sil). Dodatno je pri dimenzioniranju stebrov potrebno preveriti še odstotek celotne vzdolžne armature ter učinkovitost objekta jedra po enačbi (31). Vsi stebri so kvadratnega prereza dimenzij 40 x 40 cm, tako da mora biti vzdolžna armatura vsakega stebra:

$$16,0 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 64,0 \text{ cm}^2$$

Tudi pri določevanju potrebne vzdolžne armature stebrov sem si pomagal z rezultati programa ETABS. Za izbrano armaturo pa je bilo potrebno preveriti še pogoj nosilnosti vozlišč ter določiti projektno strižno obremenitev po pravilih načrtovanja nosilnosti.

3.4.2.1 Primer dimenzioniranja stebra (stebra S1 in S2 okvirjev v oseh A in F)

Ker je dimenzioniranje stebrov, ki se stikajo v istem vozlišču, medsebojno povezano, je v nadaljevanju prikazan natančen postopek določitve vzdolžne armature za oba stebra (S1 in S2 – sredinska stebra prečnih okvirjev), medtem ko sta prikaza določitve strižne armature ter kontrole objetja betonskega jedra omejena le na steber S1.



Slika 18 : Potrebna vzdolžna armatura stebrov v okvirjih A in F v potresnem (levo) in trajnem (desno) projektnejm stanju

- Geometrija:

- steber S1: $b/h = 40/40$ cm

$$H_1 = 3,67 \text{ m} \rightarrow l_{cr} = 62 \text{ cm}$$

- steber S2: $b/h = 40/40$ cm

$$H_2 = 3,19 \text{ m} \rightarrow l_{cr} = 54 \text{ cm}$$

a) Račun vzdolžne armature

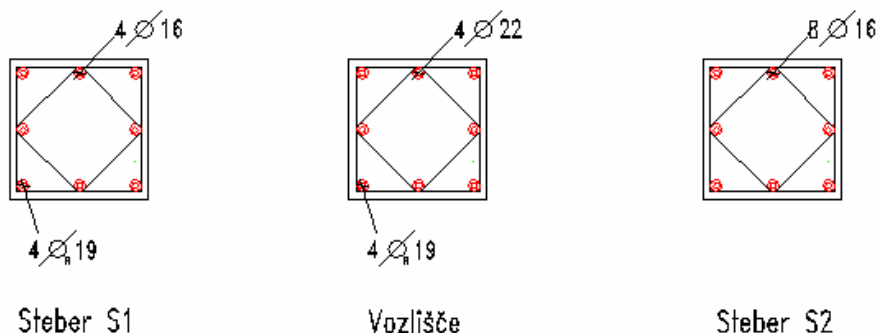
- Potrebna vzdolžna armatura stebrov (glej sliko 18):

	Steber S1	Steber S2
Trajno projektno stanje (cm ²)	4,80	11,56
Potresno projektno stanje (cm ²)	16,09	13,57

Pri izbiri potrebne vzdolžne armature v stebrih moramo poleg rezultatov programa upoštevati tudi potrebno nosilnost stebrov v vozliščih. Ker je upogibna nosilnost odvisna od nivoja osne sile v stebru, dobimo najbolj neugoden slučaj v primeru minimalne osne sile. Tako moramo armaturo v kritičnem območju (vozlišče v prvi etaži; za zgornje etaže okvirnih konstrukcij tega pogoja ni potrebno upoštevati) določiti tudi na podlagi upogibne nosilnosti stebra pri naslednjih osnih silah:

- minimalna tlačna osna sila v stebru S1 v zgornjem vozlišču: $N_{min} = -223,25 \text{ kN}$
 (kombinacija obtežnega slučaja P3 in potresne obremenitve)
- minimalna tlačna osna sila v stebru S2 v spodnjem vozlišču: $N_{min} = -96,01 \text{ kN}$
 (kombinacija obtežnega slučaja P2 in potresne obremenitve)

- Na podlagi zgornjih zahtev izberem potrebno vzdolžno armaturo v stebrih S1 in S2 (kot vozlišče je obravnavano območje stikovanja gred in stebrov v spodnji etaži – kritično območje):



Slika 19 : Izbrana vzdolžna armatura stebrov S1 in S2

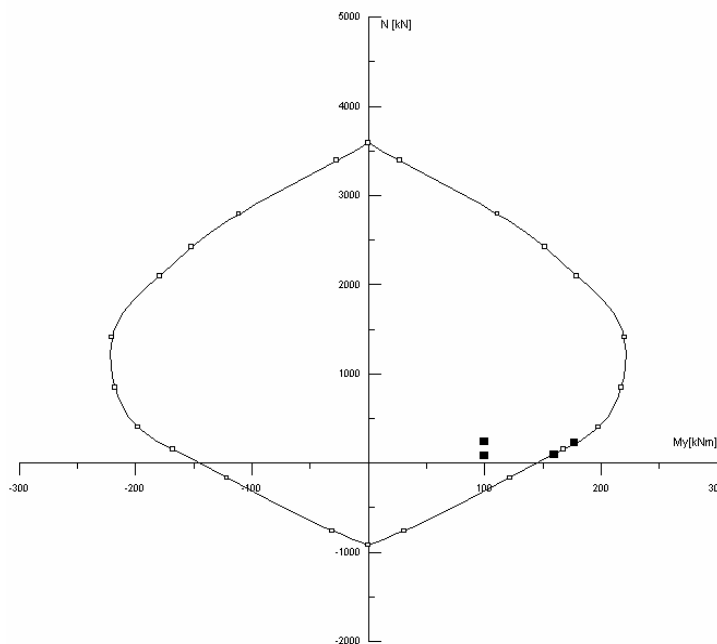
- Kontrola minimalnih zahtev lokalne duktilnosti po EN 1998-1 za steber S1 in kontrola nosilnosti vozlišča (pri kontroli normirane osne sile upoštevam maksimalno vrednost tlačne osne sile v stebru S1 ob vpetju, medtem ko pri izračunu nosilnosti vozlišča upoštevam njeno minimalno vrednost v vozlišču v stebrih S1 in S2):

$$N_{Ed,max} = 287,68 \text{ kN} \rightarrow v_d = \frac{N_{Ed,max}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{287,68 \text{ kN}}{1600 \text{ cm}^2 \cdot 1,667 \text{ kNcm}^{-2}} = 0,108 \leq 0,65$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{dej} = 1,21\% \leq \rho_{max} \quad \dots \quad \text{nekritično območje}$$

$$\rho_{min} \leq \rho_{dej} = 1,66\% \leq \rho_{max} \quad \dots \quad \text{kritično območje}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Ed,min}^{S1} &= -223,25kN && \rightarrow && M_{Rd}^{S1} &= 177kNm \\
 N_{Ed,min}^{S2} &= -96,01kN && \rightarrow && M_{Rd}^{S2} &= 160kNm \\
 \sum M_{RC} &= (177 + 160)kNm = 337,0kNm \\
 1,3 \cdot \sum M_{RB} &= 1,3 \cdot (101 + 146)kNm = 321,1kNm && \left. \vphantom{\sum M_{RC}} \right\} && \sum M_{RC} &\geq 1,3 \cdot \sum M_{RB}
 \end{aligned}$$



Slika 20 : Interakcijski diagram stebrov S1 in S2 v vozlišču – program DIAS

b) Račun strižne armature – steber S1

V stebrih se prečne sile določijo v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Upošteva se ravnotežje stebra pri delovanju momentov na krajiščih, ki ustrezajo stanju formiranja plastičnih členkov za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe. Ker moramo pri določitvi armature stebrov upoštevati tudi upogibno nosilnost gred (nosilnost stebrov pri dejanski osni sili v vozlišču je ustrezno večja od upogibne nosilnosti gred), je izraz v oklepaju enačbi (27) vedno manjši od 1,0, le v primeru vozlišč v najvišjih etažah, kjer pogoja nosilnosti vozlišč ni potrebno upoštevati, lahko ta izraz zavzame vrednost 1,0.

Večji momenti kot se lahko v stebri razvijejo, večja je tudi prečna sila, ki pri se pri tem v stebri pojavi. Zato je v primeru računa strižne armature merodajen obtežni primer, ki v potresnem projektne stanju da največje osne sile:

- maksimalna tlačna osna sila v stebru S1 v zgornjem vozlišču:

$$N_{max} = -274,44 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad M_{Rd} = 183 \text{ kNm}$$

(kombinacija obtežnega slučaja P1 in potresne obremenitve)

- maksimalna tlačna osna sila v stebru S1 v spodnjem vozlišču:

$$N_{max} = -287,68 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad M_{Rd} = 151 \text{ kNm}$$

(kombinacija obtežnega slučaja P1 in potresne obremenitve)

Ob upoštevanju upogibnih nosilnosti prečk, ki se v vozlišču prve etaže priključujejo na steber, znaša velikost upogibnega momenta za izračun strižne sile (po enačbi (27)):

$$M_{Rd} = 130,26 \text{ kNm},$$

medtem ko moment ob vpetju ostane nespremenjen. Tako strižna obremenitev stebra znaša:

$$V_{Ed} = \frac{M^+ + |M^-|}{l} \cdot \gamma_{Rd} = \frac{(130,26 + 151) \text{ kNm}}{3,67 \text{ m}} \cdot 1,1 = 84,30 \text{ kN}$$

- Kontrola nosilnosti tlačnih diagonal v betonskem prerezu:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} [\text{MPa}]}{250} \right) \cdot \frac{f_{cd}}{\text{ctg } \vartheta + \text{tg } \vartheta}$$

$$V_{Rd,max} = 40 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 36 \text{ cm} \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250} \right) \cdot \frac{1,667 \text{ kNcm}^{-2}}{1+1} = 583,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{sd} = 84,30 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{OK!}$$

- Izračun potrebne strižne armature (samo vertikalna stremena):

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{84,30 \text{ kN} \cdot 100 \text{ cm}}{0,9 \cdot 36 \text{ cm} \cdot 34,8 \text{ kNcm}^{-2}} = 7,48 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- pogoj minimalnega strižnega armiranja:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot s \cdot b_w$$

$$A_{sw,min} = 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{m} \leq A_{sw} \quad \rightarrow \quad \text{OK!}$$

- Izbrana strižna armatura:

$$s_{max} = \min \left\{ \frac{350}{2}; 175; 8 \cdot 19 \right\} = 15,2 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{zgornje vozlišče}$$

$$s_{max} = \min \left\{ \frac{350}{2}; 175; 8 \cdot 16 \right\} = 12,8 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{vpetje stebra}$$

$$d_{bw} \geq 6mm$$

- 4-strižno streme Φ_R 6/12 cm v območju vpetja stebra
 Φ_R 6/15 cm v zgornjem vozlišču
 Φ_R 6/15 cm sicer

V primeru dimenzioniranja stebrov je poleg določitve potrebne vzdolžne in strižne armature potrebna še kontrola učinkovitosti objetja betonskega jedra. V primeru zgornjega vozlišča stebra S1 dobimo, ob upoštevanju izbrane armature in maksimalne osne sile v potresnem projektnem stanju, naslednje rezultate (glej enačbe (31), (32), (33) in (34)):

- volumski delež stremen:

$$\varpi_{wd} = \frac{34,8}{1,667} \cdot \frac{0,6^2 \cdot \pi \cdot 100 \cdot 4 \cdot 35 \cdot 2}{34,6^2 \cdot 100 \cdot 4 \cdot 15} = 0,092$$

$$- 30 \cdot \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 0,00862$$

$$\mu_\varphi = 1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} = 7,104$$

$$\nu_d = \frac{274,44kN}{1600cm^2 \cdot 1,667kNcm^{-2}} = 0,1029$$

$$- \alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,478$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{8 \cdot 14,4^2 cm^2}{6 \cdot 35^2 cm^2} = 0,7743$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{15cm}{2 \cdot 35cm}\right)^2 = 0,6173$$

Pogoj se v celoti torej glasi: $\varpi_{wd} = 0,092 \geq 0,08$ → OK!

$\alpha \cdot \varpi_{wd} = 0,04398 \geq 0,00862$ → OK!

Iz računa potrebne strižne armature je razvidno, da v primeru manj obremenjenih stebrov v kritičnih območjih predstavljajo merodajne kriterije za dimenzioniranje maksimalna dovoljena razdalja med stremeni, kriterij objetja jedra ter največja dovoljena razdalja med

podprtimi vzdolžnimi palicami. Zadnja dva tudi narekujejo uporabo 4 – strižne prečne armature. Vse to vodi do strižnega armiranja, ki je največkrat precej močnejše od računsko potrebnega.

Ker je račun za vse ostale stebre obravnavanega objekta analogen zgoraj opisanemu, so v naslednjem poglavju predstavljeni le rezultati dimenzioniranja – izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov.

3.4.2.2 Rezultati dimenzioniranja stebrov

Preglednica 10 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirja A in F)

		Spodnje vozlišče*	Polje	Zgornje vozlišče*
S1	4-str. streme	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	4 Φ_R 22 + 4 Φ_R 19 Φ_R 6/15 cm
S2	4-str. streme	4 Φ_R 22 + 4 Φ_R 19 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S3	4-str. streme	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S4	4-str. streme	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S5	4-str. streme	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S6	4-str. streme	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm

* dolžina spodnjega in zgornjega vozlišča se nanaša na kritično območje posameznega stebra (S1, S3 in S5 – $l_{cr} = 62$ cm; S2, S4 in S6 – $l_{cr} = 54$ cm)

Preglednica 11 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirji B, C, D in E)

		Spodnje vozlišče*	Polje	Zgornje vozlišče*
S1	4-str. streme	8 Φ_R 16 Φ_R 6/11 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/11 cm	12 Φ_R 22 Φ_R 6/11 cm
S2	4-str. streme	12 Φ_R 22 Φ_R 6/11 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/11 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/11 cm
S3	4-str. streme	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S4	4-str. streme	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S5	4-str. streme	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S6	4-str. streme	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm

* dolžina spodnjega in zgornjega vozlišča se nanaša na kritično območje posameznega stebra (S1, S3 in S5 – $l_{cr} = 62$ cm; S2, S4 in S6 – $l_{cr} = 54$ cm)

Iz zgornjih preglednic je razvidno, da so stebri okvirjev A in F v spodnji etaži močnejše armirani kot stebri sredinskih okvirjev. To je posledica manjših tlačnih osnih sil v stebrih krajnih okvirjev ob približno enakih obremenitvah z upogibnim momentom, kar predstavlja manj ugoden obtežni primer.

3.4.3 Temelji

Zavedati se moramo, da sta za izpolnitev temeljnih zahtev standarda EN 1997-1 običajno dobro poznavanje pogojev tal in kontrola izvedbe pomembnejša kot natančnost računskih modelov in varnostnih faktorjev. Kljub temu moramo razviti ustrezen računski model, ki opisuje predvideno obnašanje tal v obravnavanem mejnem stanju, kjer je vedno potrebno zagotoviti, da velja:

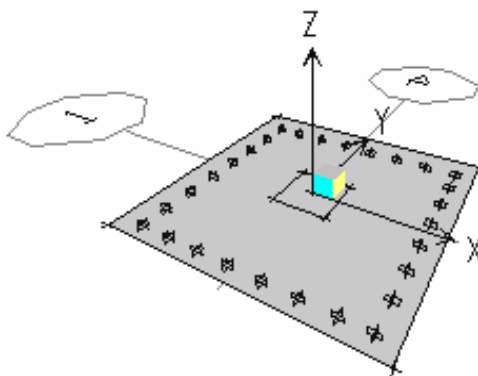
$$E_d \leq R_d$$

Pri dimenzioniranju temeljev pa moramo poleg dimenzij temeljne ploskve in potrebne armature določiti tudi ustrezno globino temeljenja, ki je odvisna od globine nosilne plasti,

globine zmrzovanja, nivoja talne vode, izpodjedanja temelja in znaša v obravnavanem primeru 1 m (povzeto po podatkih projekta).

Račun temeljev sem izvedel na osnovi geotehničnega poročila, ki je bilo priloženo originalnemu projektu in iz katerega je razvidno, da objekt temelji na terenu z dopustno nosilnostjo $p_d = 280 \text{ kN/m}^2$. Glede na obtežbo in značilnosti konstrukcije sem se odločil za točkovne temelje. Ker so temelji poleg statične obtežbe obremenjeni tudi z obtežbo v potresnem projektnem stanju (ta obtežba odvisna od velikosti vplivov gravitacijske obtežbe, vključene v potresno projektno stanje, in od dejanske upogibne nosilnosti stebrov v najnižjem prerezu) sem velikost in potrebno armaturo temeljev določil ločeno za okvirja A in F ter za temelje stebrov v okvirjih B, C, D in E.

Pri modeliranju in računu sem si pomagal s programom SAFE, ki omogoča modeliranje temeljev na osnovi že vnaprej pripravljene šablone, zaradi katere se celoten postopek precej poenostavi.



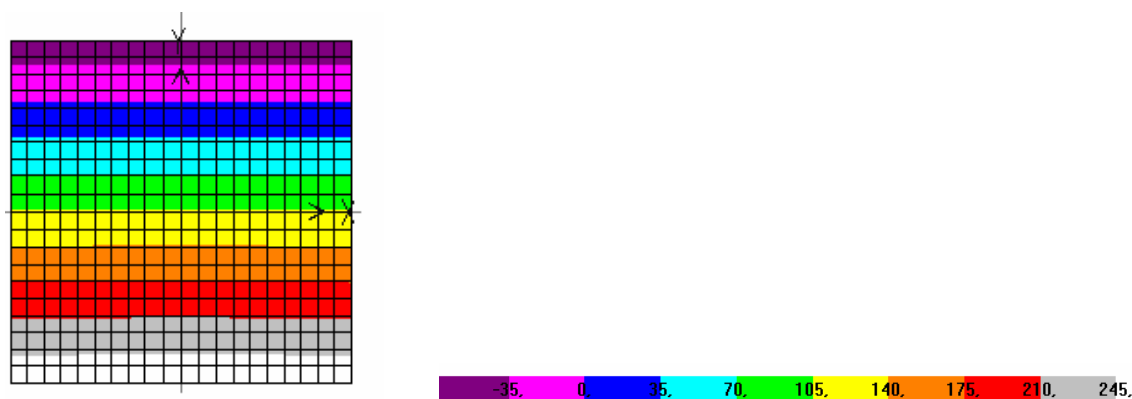
Slika 21 : Model temelja v programu SAFE

3.4.3.1 Temelji stebrov v okvirjih A in F

Velikost in potrebno armaturo temelja določimo na podlagi najbolj neugodne obtežne kombinacije, pri čemer moramo upoštevati tako statično obtežbo kot tudi obtežbo temelja, ki izhaja iz potresnega projektnega stanja in se določi po enačbi (4). Splošno določilo je, da naj bi bil temelj v primeru trajne obtežbe v celoti tlaččen, v primerih, kjer ekscentričnost obtežbe preseže $\frac{1}{3}$ širine pravokotnega temelja (slučaj potresne obremenitve – veliki upogibni momenti in relativno majhne osne sile), pa so potrebni previdnostni ukrepi, ki vključujejo

natančen pregled projektnih vrednosti vplivov in upoštevanje geometrijskih odstopanj pri izvedbi.

Preveriti je torej potrebno obtežne kombinacije z minimalnim in maksimalnim momentom ter minimalno in maksimalno osno silo, pri čemer sem upošteval tudi težo nasutja nad temeljem, medtem ko lastno težo temelja program upošteva samodejno. Izkaže se, da velikost temelja narekuje potresno projektno stanje, in sicer obtežna kombinacija z maksimalno osno silo (posledično tudi z maksimalnim momentom). Pri velikosti temelja 1,9 x 1,9 m je v takem primeru nosilnost tal ravno izkoriščena, potek napetosti pod temeljem pa je prikazan na naslednji sliki.



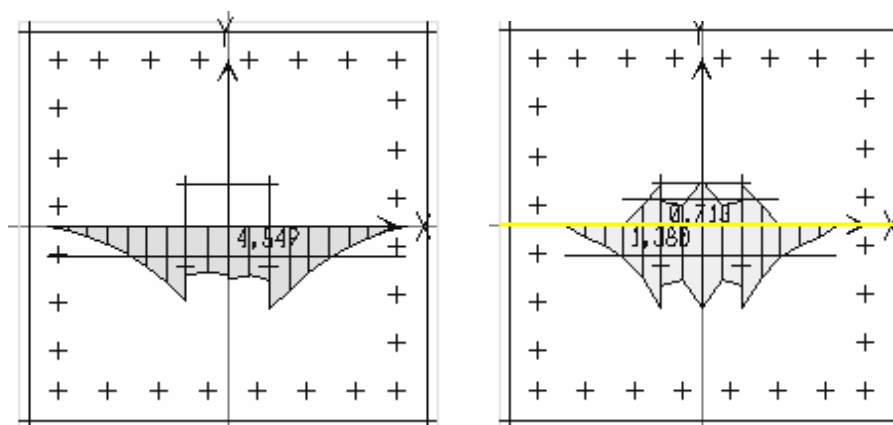
Slika 22 : Potek kontaktnih tlakov pod temeljem pri najbolj neugodni obtežni kombinaciji

Ker je v potresnem projektne stanju temelj obremenjen z relativno majhno tlačno osno silo in z velikim momentom, pride na enem robu do dvigovanja temelja od podlage. Zaradi tega se v temelju pojavijo natezne napetosti tudi na zgornjem robu pete in sta za določitev armature temelja potrebni dve obtežni kombinaciji:

- spodnjo armaturo določim na podlagi trajnega projektne stanja – obtežna kombinacija z maksimalno osno silo, ko so kontaktni tlaki najbolj enakomerni,
- zgornjo armaturo pa na podlagi potresnega projektne stanja – obtežna kombinacija z minimalno osno silo (posledično minimalnim momentom)

Na podlagi dobljenih rezultatov, ki so prikazani na sliki 23, izberem:

- spodaj v obe smeri Φ_R 10/15 cm
- zgoraj v obe smeri Φ_R 6/20 cm



Slika 23 : Spodnja (levo) in zgornja (desno) potrebna armatura temeljev stebrov v okvirjih A in F (cm^2)

3.4.3.2 Temelji stebrov v okvirjih B, C, D in E

Sredinski okvirji (osi B, C, D in E) so od krajnih bolj obremenjeni, hkrati pa so stebri v spodnjih prerezi manj armirani. Vse to vodi do večjih dimenzij teh temeljev in manjše potrebne armature v zgornji coni temelja.

Za določitev velikosti temelja kot tudi za določitev potrebne zgornje armature je merodajno potresno projektno stanje, potrebna spodnja armatura pa je določena na podlagi trajnega projektnega stanja (merodajne obtežne kombinacije so enake kot v primeru temeljev v oseh A in F). Kontaktni tlaki pod temeljem ne presežejo dovoljene vrednosti v primeru velikosti temelja 2,0 x 2,0 m, za prevzem projektnih obremenitev pa zadošča spodnja armatura Φ_R 12/14 cm in zgornja Φ_R 6/20 cm.

Račun potrebne površine temelja in potrebne armature je analogen postopku, opisanem v poglavju 3.4.3.1.

4 ANALIZA IN RAČUN ARMIRANOBETONSKEGA OKVIRJA – LJUBLJANA

V diplomski nalogi obravnavam dejansko armiranobetonsko okvirno konstrukcijo na dveh različno potresno ogroženih območjih. V predhodnem poglavju je prikazan postopek določitve obtežbe, modeliranja in analize konstrukcije ter računa potrebne vzdolžne in strižne armature primarnih potresnih elementov konstrukcije v Novi Gorici, v nadaljevanju pa so predstavljene le razlike v analizi in računu za konstrukcijo locirano v Ljubljani.

Vse razlike, tako v zvezi z zasnovo konstrukcije kot tudi z dimenzioniranjem, izhajajo iz obtežbe – glede na konstrukcijo, locirano v Novi Gorici, se razlikujeta obtežba snega, katere vrednost je 7,6 x večja ter potresna obtežba določena z vrednostjo maksimalnega pospeška tal, ki v Ljubljani znaša 0,25g. Posledica povečane obtežbe je bila sprememba dimenzij gred druge etaže v okvirjih v oseh B,C, D in E ter uporaba močnejše armature tako v gredah kot tudi v stebrih.

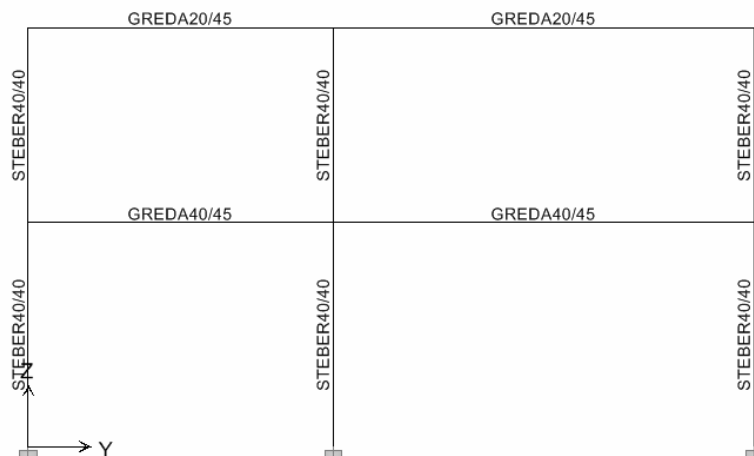
4.1 Tehnični opis konstrukcije

4.1.1 Zasnova konstrukcije in geometrija

Zasnova in geometrija obravnavane konstrukcije ostane, glede na dejanske podatke projekta, nespremenjena – objekt tlorisnih dimenzij 25,3 x 12,3 m je sestavljen iz sistema šestih prečnih ter treh vzdolžnih okvirjev, medetažno in strešno konstrukcijo pa predstavljata masivni armiranobetonski plošči debeline 15 cm. Konstrukcijska zasnova ter tlorisne dimenzije objekta so prikazane na slikah 6 in 7.

Glede na rezultate dimenzioniranja konstrukcije za lokacijo objekta Nova Gorica in povečano obtežbo je bilo pričakovati potrebo po povečanju prečnega prereza gred v drugi etaži okvirjev v oseh B, C, D in E (kot posledica zagotavljanja zadostne lokalne duktilnosti elementov oz. kriterija maksimalnega dovoljenega procenta vzdolžne natezne armature – poglavje 2.3.1). Ker je bilo predvidevanje pravilno, sem se odločil za povečanje višine teh gred s 40 na 45 cm (svetla višina druge etaže to omogoča), kar vpliva tako na velikost prečnega prereza kot tudi na količino potrebne vzdolžne armature za prevzem vseh obremenitev (povečanje statične višine elementa). Na naslednji sliki je prikazan spremenjen razpored konstrukcijskih

elementov v sredinskih prečnih okvirjih (okvirji B, C, D in E), za ostale okvirje pa velja razporeditev, ki je prikazana na sliki 8.



Slika 24 : Razpored nosilnih elementov po konstrukciji – okvirji B, C, D in E

4.1.2 Materiali

Pri analizi in računu uporabim materiale:

- beton trdnostnega razreda C25/30
- jeklo S400

4.1.3 Vplivi na konstrukcijo (obtežba)

Glede na objekt v Novi Gorici ostanejo nespremenjeni naslednji vplivi na konstrukcijo:

- lastna teža stebrov, medetažne in strešne konstrukcije,
- stalna obtežba tlakov in strešnega konstrukcijskega sklopa ter fasade,
- koristna obtežba določena glede na namembnost posameznih površin (po SIST ENV 1991-2-1),
- obtežba vetra (SIST ENV 1991-2-4), ki jo v nadaljnji analizi ne upoštevam (vrednost celotne strižne sile vetra je relativno majhna glede na celotno potresno silo – glej poglavje 3.2.1.4),

medtem ko se vrednosti naslednjih obtežb s spremembo lokacije spremenijo:

- lastna teža gred,
- obtežba snega (SIST ENV 1991-2-3),
- potresni vpliv (EN 1998-1).

4.2 Analiza obtežbe

4.2.1 Statična obtežba

Lastno težo konstrukcije računalniški program ETABS upošteva samodejno v enem izmed obtežnih primerov. Ker ostajajo uporabljeni materiali nespremenjeni je razlika v lastni teži konstrukcije izključno posledica spremembe dimenzij gred v drugi etaži, medtem ko razlik pri stalni ter koristni obtežbi ni (enaki konstrukcijski sklopi ter nespremenjena namembnost površin konstrukcije). Statične obtežbe, razen obtežbo fasade, upoštevam kot enakomerno porazdeljene po celotni površini posamezne etaže, medtem ko je fasada modelirana kot linijska obtežba krajnih gred.

Vrednosti posameznih obtežb so podane v poglavju 3.2.1.

4.2.1.1 Obtežba snega (S)

Obtežbo snega upoštevam pa navodilih standarda SIST ENV 1991-2-3. Objekt se nahaja v Ljubljani, kar pomeni snežno cono C in nadmorsko višino približno 300 m. Karakteristično obtežbo snega dobim s pomočjo naslednjih parametrov:

$$s_k = 1,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,8 \dots \text{ za } \alpha \leq 15^\circ$$

$$C_e = C_i = 1,0$$

To pomeni, da karakteristična vrednost snežne obtežbe za ravno streho znaša:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,9 = 1,52 \text{ kN/m}^2$$

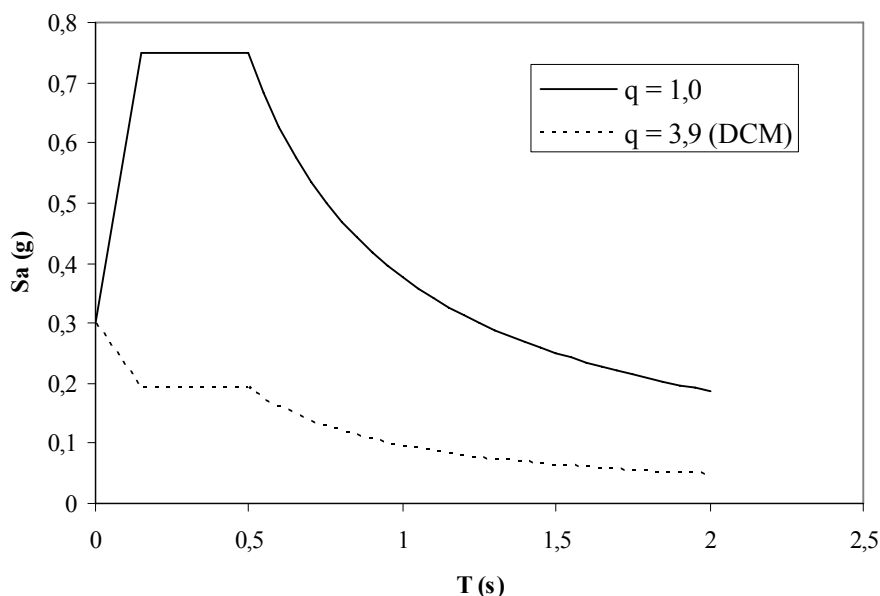
Ker je streha ravna in brez napuščev ni potrebno upoštevati dodatne obtežbe snega, ki visi preko roba strehe kot tudi ne obtežbe, ki nastane kot posledica trenja med snegom in streho. Zaradi podobnosti z objektom, ki jo lociran v Novi Gorici, in ker ima le minimalen vpliv na globalno obnašanje konstrukcije, obtežbo snega upoštevam le po celotni površini strehe.

4.2.2 Potresna obtežba

Potresna obtežba za objekt, lociran v Ljubljani, se od obtežbe objekta v Novi Gorici razlikuje zaradi različne vrednosti maksimalnega pospeška tal, za katerega so vrednosti podane glede na posamezna območja v Sloveniji. V smislu čim večje podobnosti med objektoma oz. zato,

da na velikost potresne obtežbe vpliva le sprememba lokacije objekta in ne tudi druge mikrolokacijske značilnosti, pa sem vse ostale parametre, ki določajo velikost le-te, ohranil nespremenjene. Obtežba je določena na osnovi projektnega spektra pospeškov tal, ki ga za Ljubljano definirajo naslednji parametri :

- projektni pospešek tal: $a_{g,max} = 0,25g$
- tla kategorije B → $s = 1,2$
→ $T_B = 0,15\text{ s}, T_C = 0,5\text{ s}, T_D = 2,0\text{ s}$
- delež kritičnega dušenja: $\zeta = 0,5\%$
- faktor pomembnosti objekta (kategorija II) → $\gamma = 1,0$
- srednji razred duktilnosti – DCM
→ faktor obnašanja (nespremenjen tip konstrukcije in upoštevanje tlorisne pravilnosti objekta ter pravilnosti po višini):
 $q_0 = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$



Slika 25 : Projektirni spekter pospeškov za $q = 1,0$ in $q = 3,9$ (stopnja duktilnosti DCM)

4.2.3 Obtežne kombinacije in izračun mas

Obtežne kombinacije za doseganje čim večjih obremenitev konstrukcijskih elementov kot tudi za izračun mas ostanejo nespremenjene in so enake tistim, opisanim v poglavju 3.2.3.

4.3 Modeliranje in analiza s programom ETABS

Modela, ki sem razvil za obravnavo konstrukcije v Novi Gorici, sem z manjšimi spremembami (sprememba dimenzij gred in velikosti obtežbe) uporabil tudi pri projektiranju objekta, lociranega v Ljubljani. Začetni model, kjer so grede in stebri modelirani z linijskimi elementi pravokotnega prečnega prereza, plošči v etažnih višinah pa z lupinskimi ploskovnimi elementi (glej sliko 11) sem uporabil za kontrolo pravilnosti in ustreznosti samega modela in konstrukcije. Pri tem sem upošteval razpokanost prerezov, obtežbo pa kot enakomerno porazdeljeno po ploskovnih elementih ter kot linijsko gravitacijsko obtežbo zunanjih gred (obtežba fasade).

Kontrola tlorisne pravilnosti je potrebna za definiranje potresne obtežbe (vrednosti faktorja obnašanja objekta) in ker se geometrijske značilnosti konstrukcije niso spremenile, se od konstrukcije v Novi Gorici razlikuje le izračun ekscentričnosti mase glede središča togosti, izračun vztrajnostnega polmera mase etaže ter kvadratnega korena razmerja med torzijsko in translacijsko togostjo. Tako mora tudi za ta objekt za vsako etažo in vsako smer veljati:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad \text{in} \quad r_i \geq l_s$$

kjer so e_{oi} , r_i in l_s definirani v poglavju 2.1.

1. etaža:	$m_1 = 292,05 \text{ t}$	$M_{m1} = 21379,56 \text{ tm}^2$	\rightarrow	$l_s = 8,56 \text{ m}$
	$e_{0x} = 0,0 \text{ m}$	$e_{0y} = 0,282 \text{ m}$		
	$F_x = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,009030 \text{ m}$	} $r_x = 9,85 \text{ m}$
	$F_y = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,009018 \text{ m}$	
	$M_z = 1000 \text{ kNm}$	\rightarrow	$\varphi_z = 0,000093 \text{ rad}$	} $r_y = 9,84 \text{ m}$

2. etaža:	$m_2 = 191,90 \text{ t}$	$M_{m2} = 13741,27 \text{ tm}^2$	\rightarrow	$l_s = 8,46 \text{ m}$
	$e_{0x} = 0,0 \text{ m}$	$e_{0y} = 0,295 \text{ m}$		
	$F_x = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,021876 \text{ m}$	} $r_x = 9,37 \text{ m}$
	$F_y = 1000 \text{ kN}$	\rightarrow	$u_x = 0,021496 \text{ m}$	
	$M_z = 1000 \text{ kNm}$	\rightarrow	$\varphi_z = 0,000231 \text{ rad}$	} $r_y = 9,65 \text{ m}$

Izkaže se, da je tudi rahlo spremenjeni objekt tlorisno pravilen in torzijsko nepodajen, zato se potresna obtežba izračuna tako kot je opisano v poglavju 4.2.2.

Možnost napake, ki se pri modeliranju lahko pojavi, izključimo z dodatno kontrolo modelov, kamor spada tako kontrola mas oz. velikost vertikalnih in horizontalnih sil v posamezni obtežni kombinaciji kot tudi kontrola celotne potresne sile. Te kontrole sem izvedel s pomočjo zgoraj opisanega modela. Rezultati 'peš' računa so se od rezultatov dobljenih s programom razlikovali le minimalno, kar je bilo pričakovano, saj sem za analizo uporabil model, ki sem ga izpeljal iz že preverjenega modela – modela konstrukcije v Novi Gorici. Glede na nespremenjeno spodnjo etažo konstrukcije ostane nespremenjena tudi masa te etaže (glej poglavje 3.3.1), medtem ko se masa zgornje etaže pri objektu, lociranem v Ljubljani, zaradi drugačnih dimenzij gred spremeni:

2. etaža:	- plošča	$m_{pl} = 113,27$ ton	}	$m_2 = 191,90$ ton
	- grede	$m_{gr} = 31,61$ ton		
	- stebri	$m_{st} = 19,08$ ton		
	- tlaki	$m_{tl} = 21,14$ ton		
	- koristna obtežba	$m_{kor} = 6,80$ ton		
				$m_2' = 0,648$ ton/m ²

Zaradi dolžine izračuna mas po etažah konstrukcije so prikazane le končne vrednosti, v nadaljevanju pa je prikazana tudi kontrola potresne sile v prvi nihajni obliki:

-	$T_1 = 0,4914$ s	→	$S_a(T_1) = 0,25 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{3,9} = 0,19231$
-	$m_1 = 292,05$ t	}	$m = m_1 + m_2 = 483,95$ t
-	$m_2 = 191,90$ t		
-	masa, ki nastopa v 1. nihajni obliki:		$m' = 0,9384 \cdot m = 454,12$ t
-	potresna sila:		$S_a = 0,19231 \cdot 9,81 \cdot 454,12 = 856,71$ kN
-	potresna sila dobljena s programom:		$S_a = 856,61$ kN
			} → OK!

Kontrolo 'zahteve po omejitvi poškodb' se izvede kot kontrolo velikosti pomikov v primeru delovanja potresnega vpliva, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv. V

primeru konstrukcije, locirane v Novi Gorici, se izkaže, da velikost medetažnih zamikov zadosti tudi najstrožjemu kriteriju – primer krhkih nekonstrukcijskih elementov. Za objekt v Ljubljani pa dobimo s pomočjo programa ETABS naslednje vrednosti pomikov konstrukcije v etažnih višinah (vozlišče F3):

- 1. etaža: $U_{\max} = 0,5 \cdot 3,947 = 1,974\text{cm}$
- 2. etaža: $U_{\max} = 0,5 \cdot 6,568 = 3,284\text{cm}$,

maksimalni medetažni zamik pa je zamik spodnje etaže, ki znaša 1,974 cm. Če upoštevamo, da sta maksimalna dovoljena medetažna zamika v primeru krhkih nekonstrukcijskih elementov enaka:

- 1. etaža: $d_{r,dov} = 0,005 \cdot 367 = 1,835\text{cm}$
- 2. etaža: $d_{r,dov} = 0,005 \cdot 3,19 = 1,595\text{cm}$

ugotovimo, da je pogoj izpolnjen le za drugo etažo, medetažni zamik spodnje etaže pa zadosti pogojem v primeru duktilnih nekonstrukcijskih elementov:

- 1. etaža: $d_{r,dov} = 0,0075 \cdot 367 = 2,75\text{cm}$

Ker obravnavana konstrukcija vsebuje le duktilne nekonstrukcijske elemente (lahka aluminijasta fasada,...), je pogoju dovoljenih medetažnih zamikov zadoščeno, sicer pa bi bilo potrebno povečati dimenzije nekaterih elementov ali izbrati ustrežnejši konstrukcijski sistem.

Dimenzioniranje konstrukcije izvedemo na podlagi modela, ki dejansko stanje najbolje simulira, hkrati pa je dovolj enostaven za nadaljnji račun. Tako kot pri objektu v Novi Gorici za določitev potrebne vzdolžne armature elementov uporabim model, kjer so grede modelirane z linijskimi elementi s 'T' prerezom, medetažne konstrukcije pa s ploskovnimi membranskimi elementi, ki k togosti konstrukcije ne pripomorejo, ampak služijo le za prenos obtežbe, ki sem jo podal kot enakomerno porazdeljeno ploskovno obtežbo (model 2). Primerljiva togost konstrukcije je v takem primeru dosežena z ustreznimi sodelujočimi širinami plošče, ki jih upoštevam pri modeliranju in so določene po enačbah v poglavju 3.3.2. Glede na model konstrukcije, ki je locirana v Novi Gorici, ostanejo vse sodelujoče širine plošče nespremenjene, saj sem zaradi pogojev lokalne duktilnosti povečal višino gred v drugi etaži, ki pa na efektivne širine nima vpliva. V primeru, ko arhitektura konstrukcije povečanja

višine gred ne bi omogočala, bi bilo potrebno povečati njihovo širino, s tem pa bi se spremenile tudi sodelujoče širine plošč.

Pri takem modelu in samodejnem upoštevanju lastne teže konstrukcije pride do dvojnega upoštevanja teže sodelujočih širin, kar korigiram z negativno gravitacijsko linijsko obtežbo gred v velikosti teže sodelujoče širine plošče. Vrednosti te obtežbe so enake vrednostim upoštevanim pri modeliranju konstrukcije, locirane v Novi Gorici.

Model uporabljen za dimenzioniranje je prikazan na sliki 12.

4.3.1 Rezultati modalne analize in primerjava modelov

4.3.1.1 Nihajni časi, oblike in efektivne mase

Zaradi sprememb, ki so bile narejene pri modeliranju konstrukcije, locirane v Ljubljani, glede na model konstrukcije v Novi Gorici, se povečata tako masa druge etaže kot tudi togost konstrukcije. Pričakovati je bilo, da bo na obnašanje konstrukcije imelo večji vpliv povečanje togosti (povečanje mase je minimalno). Ker se je sprememba togosti zgodila samo v eni smeri (v smeri globalne Y-osi), ima ta vpliv le na nekatere nihajne oblike, medtem ko se nihajni časi ostalih nihajnih oblik povečajo (vpliv povečanja mase konstrukcije).

V naslednji preglednici so prikazani nihajni časi vseh šestih nihajnih oblik za modela 1 in 2 (glej poglavji 3.3.1 in 3.3.2) locirana v Novi Gorici in Ljubljani:

Preglednica 12 : Nihajni časi (s) modelov 1 in 2 za Novo Gorico in Ljubljano

Model / Nih. oblike	1	2	3	4	5	6	
Model 1	NG	0,4924	0,4892	0,4263	0,1701	0,1666	0,1475
	LJ	0,4914	0,4900	0,4263	0,1685	1,6668	0,1470
Model 2	NG	0,4751	0,4709	0,4033	0,1671	0,1620	0,1424
	LJ	0,4760	0,4686	0,4030	0,1639	0,1621	0,1416

Iz primerjave nihajnih časov je razvidno, da se ti v nihajnih oblikah, v katerih konstrukcija niha v smeri globalne Y-osi, zmanjšajo zaradi povečanja togosti konstrukcije. Ta vpliv je, tudi zaradi povečanja mase druge etaže, zanemarljiv. V primeru modela 1 sta to 1. in 4. nihajna

oblika, pri modelu 2 pa pride do preskoka in konstrukcija niha v Y-smeri globalnega koordinatnega sistema v nihajnih oblikah 2 in 4. Pri ostalih nihajnih oblikah pa se, ker ima povečanje mase konstrukcije večji vpliv, nihajni časi rahlo povečajo. To je razvidno predvsem v glavnih (v prvih treh) nihajnih oblikah.

Tako kot pri nihajnih časih tudi v primeru efektivnih mas med posameznimi lokacijami ni bistvene razlike. Tudi pri konstrukciji v Ljubljani sta prvi dve nihajni obliki zelo blizu (razvidno iz zelo podobnih nihajnih časov v prvi in drugi nihajni obliki), zaradi česar pride do preskoka – model 2 v prvi nihajni obliki niha v smeri globalne X – osi, medtem ko začetni model niha v Y – smeri globalnega koordinatnega sistema. To ima vpliv tudi na drugo nihajno obliko, vse ostale oblike pa med seboj sovpadajo. Ker je podobnost efektivnih mas med modeloma, lociranima v Novi Gorici in Ljubljani, minimalna, je v preglednicah 13 in 14 prikazana primerjava le za model 2.

Preglednica 13 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v X – smeri (% celotne mase)

Model / Nih. oblika	1	2	3	4	5	6
Model 2 NG	93,93	0,00	0,60	0,00	5,40	0,06
Model 2 LJ	93,94	0,00	0,58	0,00	5,43	0,06

Preglednica 14 : Efektivne mase nihajnih oblik za vzbujanje v Y – smeri (% celotne mase)

Model / Nih. oblika	1	2	3	4	5	6
Model 2 NG	0,00	94,03	0,00	5,97	0,00	0,00
Model 2 LJ	0,00	94,46	0,00	5,54	0,00	0,00

4.3.1.2 Potresne sile

Sprememba lokacije objekta vpliva predvsem na velikost nekaterih obtežb – obtežbe snega in potresne obtežbe. Potresna obtežba je določena na podlagi večih parametrov, izmed katerih se po spremembi lokacije spremeni le maksimalni pospešek tal, ki je v primeru konstrukcije, locirane v Ljubljani, za 42,9 % večji od pospeška tal v Novi Gorici, vrednosti etažnih sil zaradi potresne obtežbe pa se spremenijo za približno 43,4 %. Ta razlika nastane zaradi povečanja dimenzij nekaterih gred konstrukcije, kar vodi do povečanja togosti ter mase konstrukcije.

Maksimalne absolutne vrednosti etažnih sil modela 2 v Novi Gorici in Ljubljani so predstavljene v preglednici 15.

Preglednica 15 : Etažne potresne sile za reducirano vrednost spektra pospeškov (model 2)

Etaža	Model 2 – Nova Gorica			Model 2 – Ljubljana		
	V_x (kN)	V_y (kN)	M_t (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)	M_t (kNm)
2	303	306	4667	435	438	6672
1	586	586	8971	840	843	12885

Iz preglednice je razvidno, da v Ljubljani celotna potresna sila v posamezni smeri predstavlja približno 17,1 % teže konstrukcije, medtem ko zanaša ta odstotek pri objektu v Novi Gorici le 11,9 %.

4.3.1.3 Premiki konstrukcije

Premiki konstrukcije so odvisni od togosti in mase konstrukcije ter tudi od velikosti potresne obtežbe. Pri spremembi lokacije objekta se, tako kot etažne potresne sile, tudi premiki konstrukcije povečajo za približno 43 %. Velikosti etažnih premikov (dva pomika in zasuk konstrukcije) modela 1 so za obe lokaciji prikazane v naslednji preglednici.

Preglednica 16 : Etažni premiki modela 1

Etaža	Model 1 – Nova Gorica			Model 1 – Ljubljana		
	u_x (cm)	u_y (cm)	φ_z (mrad)	u_x (cm)	u_y (cm)	φ_z (mrad)
2	4,37	4,62	0,265	6,25	6,56	0,377
1	2,65	2,76	0,157	3,80	3,95	0,224

4.4 Dimenzioniranje

Dimenzioniranje elementov konstrukcije, locirane v Ljubljani, poteka na popolnoma enak način kot je opisano v poglavju 3.4. Elemente duktilnih stavb torej dimenzioniramo v skladu s standardom EN 1998-1, ki glede na standard EN 1992-1 upošteva še dodatne kriterije za zagotavljanje ustrezne lokalne in globalne duktilnosti elementov. Potrebno vzdolžno armaturo gred določimo na podlagi projektnih obremenitev iz analize, medtem ko je potrebna nosilnost

stebrov odvisna tudi od dejanske upogibne nosilnosti gred. Strižne obremenitve elementov vedno določimo po pravilu načrtovanja nosilnosti.

Potrebno armaturo primarnih potresnih elementov konstrukcije sem določil na podlagi analize modela 2, pri čemer ni bilo potrebno upoštevati vpliva teorije drugega reda. Koeficienti θ so za obe smeri in obe etaži približno enaki kot pri konstrukciji, locirani v Novi Gorici, njihova vrednost pa je manjša od 0,1.

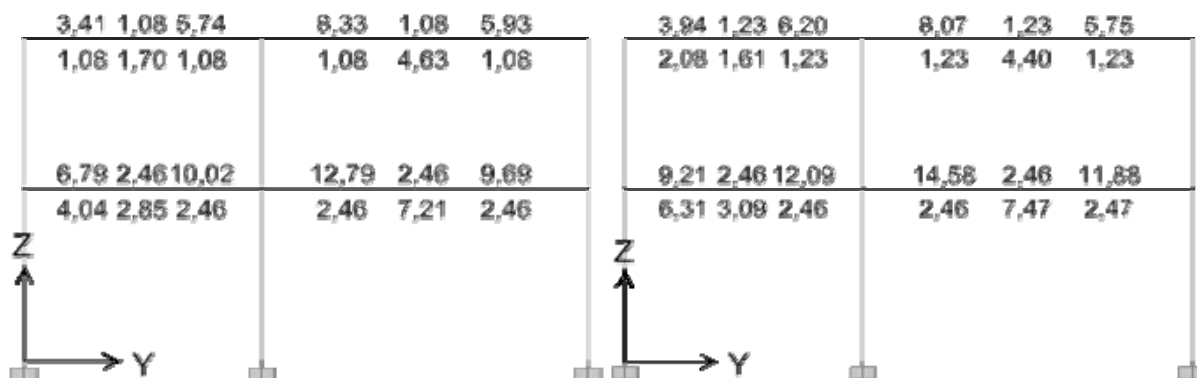
Preglednica 17 : Vpliv TDR – račun koeficientov θ

Etaža	Smer	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	d_r (m)	h_{et} (m)	θ
2	X	450	2019	0,025	3,19	0,035
	Y	455		0,026		0,037
1	X	855	5069	0,038	3,67	0,061
	Y	859		0,040		0,064

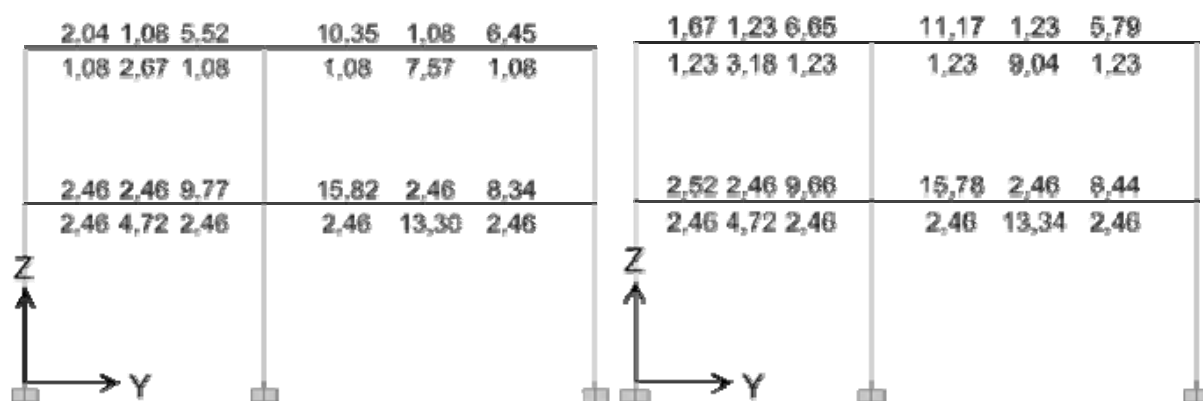
4.4.1 Grede

Pri dimenzioniranju gred se izkaže, da je bilo, zaradi povečanja obtežbe snega in potresne obtežbe, posledično večje potrebne vzdolžne armature, ter na podlagi kriterijev za zagotavljanje lokalne duktilnosti, potrebno povečati dimenzije gred druge etaže v okvirjih B, C, D in E. Ker je svetla višina druge etaže dovolj velika, sem se odločil za povečanje višine gred s 40 na 45 cm. S tem dosežem zmanjšanje procenta natezne armature zaradi povečanja prečnega prereza kot tudi zaradi manjše potrebne količine vzdolžne armature za prevzem vseh obremenitev (povečanje statične višine elementa). Pri določitvi potrebne vzdolžne armature in pri računu upogibne nosilnosti gred sem upošteval 'T' prereze, kjer sodelujoče širine plošče določim po ENV 1998-1, te pa so enake tistim, ki sem jih določil za konstrukcijo v Novi Gorici (povečanje višine grede na sodelujočo širino plošče nima vpliva). V območju le-teh predpostavim v zgornji in spodnji coni mrežo Q226 oz. armaturne palice Φ_R 6/12,5 cm (nespremenjeno glede na račun konstrukcije, locirane v Novi Gorici). S spremembo obtežbe konstrukcije se je spremenila tudi potrebna vzdolžna armatura elementov. Ta sprememba ima na različne elemente različen vpliv:

- Za daljše grede v prvi etaži sredinskih prečnih okvirjev se izkaže, da ima v primeru objekta, lociranega v Novi Gorici, nanje merodajen vpliv statična obtežba. Za prevzem teh obremenitev je potrebna količina vzdolžne armature precej večja kot tista za prevzem obremenitev v potresnem projektnem stanju. Ker sprememba lokacije objekta na statično obtežbo teh gred nima vpliva, ostanejo obremenitve zaradi le-te skoraj nespremenjene, medtem ko je potreben prerez armature nad podporo v potresnem projektnem stanju večji za približno 15 %. Kljub temu ostanejo merodajne statične obtežne kombinacije, zaradi česar do večjih razlik pri armiranju elementov ne pride.
- Krajše grede okvirjev in grede, ki so s statično obtežbo manj obremenjene (grede G2 v sredinskih prečnih okvirjih ter grede v spodnji etaži vseh ostalih okvirjev), je potrebno v primeru objekta v Ljubljani predvsem nad podporo močnejše armirati. To je posledica povečanja potresne obtežbe in tega, da je bila ta obtežba povečini merodajna že v Novi Gorici. Primerjava med potrebno vzdolžno armaturo gred v sredinskih prečnih okvirjih za objekta, locirana v Novi Gorici in Ljubljani, je prikazana na slikah 26 in 27 (na slikah upoštevana sprememba dimenzij gred; sicer bi potrebna armatura bila nekoliko večja).
- V primeru gred v zgornji etaži pa je mogoče zaradi spremembe lokacije zaznati povečanje obremenitev tako zaradi statične (obtežba snega) kot tudi zaradi potresne obtežbe (velja za krajše grede prečnih okvirjev). Predvsem za grede prečnih okvirjev velja, da so zaradi tega močnejše armirane (obremenitve zaradi statične obtežbe večje za približno 15 % kljub povečanju višine, sicer bi bile okoli 30 %), medtem ko so grede vzdolžnih okvirjev v primeru objekta v Novi Gorici močnejše armirane kot je računsko potrebno (upoštevanje kriterija minimalnega vzdolžnega armiranja elementov), zaradi česar taka armatura zadošča tudi za prevzem vseh obremenitev objekta v Ljubljani.



Slika 26 : Potrebna vzdolžna armatura gred v sredinskih prečnih okvirjih v potresnem projektnem stanju za objekta v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno)



Slika 27 : Potrebna vzdolžna armatura gred v sredinskih prečnih okvirjih v trajnem projektne stanju za objekta v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno)

Postopek določitve potrebne vzdolžne in strižne armature gred je analogen tistemu, ki je prikazan v poglavju 3.4.1.1, zato so v nadaljevanju podani le rezultati dimenzioniranja elementov za konstrukcijo, locirano v Ljubljani.

Preglednica 18 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja A in F)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	3 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	3 Φ_R 14	2 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16
	spodaj	2 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	5 Φ_R 16	3 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 1,1 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G2	zgoraj	2 Φ_R 16 + 3 Φ_R 14	3 Φ_R 14	3 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	3 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,7 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	3 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
	spodaj	3 Φ_R 14	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	3 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				

* levo, desno – glede na položaj gred na sliki 13

Preglednica 19 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirji B, C, D in E)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	3 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	3 Φ_R 14	3 Φ_R 19 + 2 Φ_R 14
	spodaj	1 Φ_R 22 + 2 Φ_R 19	2 Φ_R 22 + 3 Φ_R 19	3 Φ_R 19
2-str. streme Φ_R 10/10 cm na območju 1 m od podpor; Φ_R 10/15 cm sicer				
G2	zgoraj	2 Φ_R 19 + 1 Φ_R 16	3 Φ_R 14	3 Φ_R 19
	spodaj	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	1 Φ_R 22 + 2 Φ_R 19
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 1,0 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	4 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
	spodaj	2 Φ_R 19 + 1 Φ_R 16	2 Φ_R 19 + 3 Φ_R 16	2 Φ_R 19
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 1,1 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	3 Φ_R 14	2 Φ_R 19 + 1 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				

Preglednica 20 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvirja 1 in 3)

		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16
	spodaj	3 Φ_R 14**	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,8 m od podpor; Φ_R 6/13 cm sicer				
G2 ***	zgoraj	3 Φ_R 16	2 Φ_R 14	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
	spodaj	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	3 Φ_R 14	3 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,7 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				
G4 ***	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 6/10 cm na območju 0,8 m od podpor; Φ_R 6/15 cm sicer				

* G2, G4 - leva podpora = zunanja podpora; desna podpora = notranja podpora

** velja samo za podporo med gredama 1 in 2, sicer enako kot desna podpora

Preglednica 21 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura gred (okvir 2)

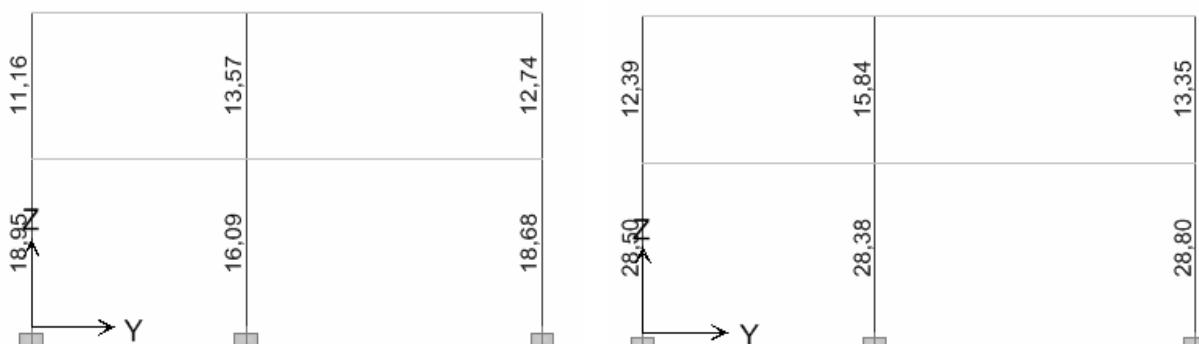
		Leva podpora*	Polje	Desna podpora*
G1	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	3 Φ_R 16**	3 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,6 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G2	zgoraj	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	2 Φ_R 14	3 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	1 Φ_R 19 + 2 Φ_R 16	3 Φ_R 16
2-str. streme Φ_R 8/10 cm na območju 0,9 m od podpor; Φ_R 8/15 cm sicer				
G3	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				
G4	zgoraj	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14	2 Φ_R 14
	spodaj	2 Φ_R 16	2 Φ_R 16 + 1 Φ_R 14	1 Φ_R 16 + 2 Φ_R 14
2-str. streme Φ_R 8/10 cm v kritičnem območju; Φ_R 8/15 cm sicer				

* G2, G4 - leva podpora = zunanja podpora; desna podpora = notranja podpora

4.4.2 Stebri

Če bi stebri bili obremenjeni samo s statično obtežbo, bi že za objekt, lociran v Novi Gorici, veljalo, da je za prevzem le-te povečini potrebna le minimalna vzdolžna armatura. Ker povečanje osnih sil v stebri (povečanje obtežbe snega in lastne teže konstrukcije) ugodno vpliva na nosilnost elementov, večjih razlik pri objektu v Ljubljani ne bi bilo. Večji vpliv pa ima povečanje potresne obtežbe – ob relativno majhni spremembi osnih sil v stebrih se velikost upogibnega momenta, s katerim so stebri v potresnem projektnem stanju obremenjeni, močno poveča. To predstavlja manj ugoden obtežni slučaj, kar se odraža tudi v količini potrebne vzdolžne armature stebrov (glej sliko 28) – glede na konstrukcijo, locirano v Novi Gorici, potrebujemo za prevzem obremenitev v potresnem projektnem stanju približno 55 % več vzdolžne armature. Ker se morajo prečne sile elementov določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti, so le-te odvisne od projektne upogibne nosilnosti stebrov v vozliščih, kar seveda vodi tudi do močnejše prečne armature po celotni višini stebrov. Stebre močnejše armiram z izbiro armaturnih palic večjega premera, kar vpliva tudi na maksimalno dovoljeno razdaljo med stremeni v kritičnih območjih stebrov. Ker sta večji tako strižna obremenitev

stebrov (v primerjavi s konstrukcijo v Novi Gorici) kot tudi dovoljena razdalja med stremeni, strižno armaturo v kritičnih območjih ne narekuje več pogoj učinkovitega objetja jedra ampak računski obremenitev (določena po pravilih načrtovanja nosilnosti).



Slika 28 : Potrebna vzdolžna armatura stebrov krajnih prečnih okvirjih v potresnem projektnejem stanju za konstrukcijo locirano v Novi Gorici (levo) in Ljubljani (desno)

Natančen postopek določitve potrebne vzdolžne in prečne armature stebrov je prikazan v poglavju 3.4.2.1, zato so v preglednicah 22 in 23 podani le rezultati dimenzioniranja stebrov objekta, lociranega v Ljubljani.

Preglednica 22 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirja A in F)

		Spodnje vozlišče*	Polje	Zgornje vozlišče*
S1	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/12 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/12 cm
S2	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S3	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm
S4	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S5	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm
S6	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm

Preglednica 23 : Izbrana vzdolžna in strižna armatura stebrov (okvirji B, C, D in E)

		Spodnje vozlišče*	Polje	Zgornje vozlišče*
S1	4-str. streme	4 Φ_R 22 + 4 Φ_R 19 Φ_R 8/15 cm	4 Φ_R 22 + 4 Φ_R 19 Φ_R 8/15 cm	12 Φ_R 22 Φ_R 8/15 cm
S2	4-str. streme	12 Φ_R 22 Φ_R 8/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 8/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/11 cm
S3	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/14 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/14 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/14 cm
S4	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/14 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm
S5	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/15 cm	8 Φ_R 22 Φ_R 6/12 cm
S6	4-str. streme	8 Φ_R 22 Φ_R 6/12 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/15 cm	4 Φ_R 19 + 4 Φ_R 16 Φ_R 6/12 cm

* dolžina spodnjega in zgornjega vozlišča se nanaša na kritično območje posameznega stebra (S1, S3 in S5 – $l_{cr} = 62$ cm; S2, S4 in S6 – $l_{cr} = 54$ cm)

4.4.3 Temelji

Pri dimenzioniranju temeljev se izkaže, da so za določitev potrebne velikosti kontaktne ploskve in armature merodajne iste obtežne kombinacije kot pri objektu, lociranem v Novi Gorici – velikost temelja in potrebno zgornjo armaturo določim na podlagi potresnega projektnega stanja (obtežna kombinacija v kateri nastopa maksimalna oz. minimalna vrednost osne sile), potrebno spodnjo armaturo pa določim na podlagi trajnega projektnega stanja (obtežna kombinacija z maksimalno osno silo), kjer je razpored kontaktnih tlakov najbolj enakomeren in s tem tudi najbolj neugoden. Rezultanta, ki povzroča upogib pete temelja, je pri taki obtežni kombinaciji največja.

Analizo izvedem s pomočjo računalniškega programa SAFE, pri tem pa upoštevam enako kvaliteto tal kot sem jo pri računu temeljev objekta v Novi Gorici – dopustna nosilnost terena je $p_d = 280$ kN/m². Glede na obremenitve in armiranje posameznih stebrov objekta sem se

odločil, da tudi pri objektu v Ljubljani velikost in potrebno armaturo temeljev določim ločeno za okvirja v oseh A in F ter za okvirje B, C, D in E.

Pri dimenzioniranju je potrebno preveriti tako obtežne kombinacije v trajnem kot tudi v potresnem projektnem stanju, kjer so obremenitve temeljev odvisne od velikosti vplivov gravitacijske obtežbe, vključene v to stanje, in od dejanske upogibne nosilnosti stebrov (enačba (4)). Zaradi tega so temelji obremenjeni s približno enako velikimi osnimi silami in hkrati precej večjimi upogibnimi momenti, kar vodi do večjih kontaktnih tlakov na eni strani ter večje privzdignjene površine na drugi strani temelja. V primeru trajnega projektnega stanja pa so osne sile, s katerimi so temelji obremenjeni, precej večje kot pri objektu v Novi Gorici – vpliv povečanja lastne teže konstrukcije in predvsem obtežbe snega, zaradi česar potrebujemo večjo količino spodnje armature.

Kontaktni tlaki pod temelji v okvirjih A in F tako ne presežejo dovoljene vrednosti v primeru velikosti temelja 2,0 x 2,0 m, za prevzem projektnih obremenitev pa zadošča spodnja armatura Φ_R 10/15 cm in zgornja Φ_R 6/20 cm. V okvirjih B, C, D in E pa je, tako kot pri objektu, lociranem v Novi Gorici, potrebna večja površina temeljev – pogojem nosilnosti tal je zadoščeno pri velikosti temelja 2,2 x 2,2 m, potrebna armatura pa znaša Φ_R 12/11 cm v spodnji in Φ_R 6/20 cm v zgornji coni temelja.

5 STROŠKI IZGRADNJE KONSTRUKCIJE

Sprememba lokacije objekta ne vpliva samo na obtežbo, potrebne dimenzije ter vzdolžno in strižno armaturo posameznih elementov, ampak posledično tudi na ceno izgradnje nosilne konstrukcije. Poleg pravilne zasnove objekta je pri projektiranju pomembna tudi ekonomičnost gradnje, ki jo dosežemo s pravilnim dimenzioniranjem, z ekonomično izbiro gradiva ter ekonomičnim načinom izdelave. Temu pa se lahko približamo s podrobnim analiziranjem gradbenih stroškov oz. s kalkulacijo gradbenih del.

V petem poglavju sta izgradnji obeh obravnavanih konstrukcij cenovno ovrednoteni, prikazana pa je tudi primerjava sestave in velikosti stroškov. Stroškovni analizi za objekta, locirana v Novi Gorici in Ljubljani, sta narejeni na podlagi popisa potrebnih del za izgradnjo osnovne nosilne konstrukcije objektov. Pri vrednotenju sem si pomagal z literaturo, kjer so cene del in materialov oblikovane na osnovi standardiziranih opisov in normativov v gradbeništvo (Žemva, Š. 1990. Gradbeni normativi; Pajk, M. 1978. Kalkulacije gradbenih del. 6. izdaja; Inženiring biro Marinko d.o.o.. 2003. Cening – gradbena dela 31).

5.1 Popis del in stroškovnik

Popis del določa detajlno kvaliteto materialov, kvaliteto izdelkov, tehnologijo izdelave in natančen sestav konstrukcijskih sestavin posameznih elementov. Je osnova za izračun vrednosti objekta, razvrščen pa je po področjih del, ki na objektu nastopajo. Običajno so dela razvrščena na:

- gradbena dela,
- obrtniška dela,
- instalacije,

gradbena dela pa navadno razčlenimo še na postavke (to je osnovni element opisa vrste del) po vrsti dela in v zaporedju, kakor se dela izvajajo. To velja predvsem za manjša dela, medtem ko jih pri obsežnejših projektih, zaradi večje preglednosti, razčlenimo še naprej na posamezne skupine:

- zemeljska dela,
- tesarska dela in opaževanje,
- betonska in armiranobetonska dela,
- zidarska dela,
- kanalizacija.

V kolikor poznamo pravila za obračunavanje posameznih gradbenih in obrtniških del in vsaki postavki priredimo ustrezno ceno za mersko enoto, lahko naredimo izračun predvidenih stroškov za neki objekt. Ta mora natančno prikazati količinske in vrednostne podatke za posamezne postavke (določene v popisu del), seštevek zneskov pa nam določa vrednost objekta. Opis posamezne postavke mora zajemati le osnoven, tehnološko zaključen postopek ali fazo dela, sestavljen pa naj bo iz:

- vrste dela ali storitve,
- vrste proizvoda ali elementa objekta,
- vrste in kvalitete materiala z označbo,
- končnega izgleda ali dimenzije proizvoda,
- pogojev izdelave,
- enote mere.

5.2 Izračun gradbenih količin

Količine posameznih gradbenih postavk računamo običajno iz načrtov glavnega projekta, pri čemer uporabljamo dogovorjene merske enote in pravila merjenja. Pri razvrščanju opisov posameznih postavk moramo za vsako skupino ali vrsto gradbenih del upoštevati tudi okoliščine v katerih se delo izvaja oz. se bo izvajalo, saj lahko le na ta način predpostavimo odstopanja od optimalnih učinkov.

a) Zemeljska dela

Merska enota za merjenje zemeljskih del je odvisna od vrste del, ki jih izvajamo. Po m² merimo površine iz katerih odstranjujemo grmovje in humus, nasipanje zemlje manjših debelin (do 20 cm), planiranje terena, dna izkopov za temelje in gradbenih jam, medtem ko po m³ merimo vse izkope, nasipe, utrjevanja in transport zemeljskega materiala. Pri obračunavanju zemeljskih del je potrebno dela razporediti po posameznih postavkah na podlagi kategorije tal (odvisna izključno od odpora, ki ga zemljišče nudi pri izkopavanju, s tem pa je povezana tako poraba časa kot tudi materiala), širine in globine izkopa, oteževalnih okoliščin in načina dela (strojno oz. ročno delo). Izmere se naredi glede na dejansko stanje pred in po izvedbi zemeljskih del.

b) Betonska in armiranobetonska dela

Pri betonskih in armiranobetonskih delih obračunavamo v ločenih postavkah beton in jekleno armaturo. Kot enota za merjenje betonskih del se uporablja m^3 – prostornina polnega betonskega elementa, od katere ne odštevamo prostornine, ki jo v elementu zavzema armatura oz. drugi elementi manjšega premera od 5 cm. V kolikor je premer večji, elemente v računu upoštevamo. Posamezne postavke razvrstimo glede na kompliciranost vgrajevanja (prerez betonskih elementov), marko betona, redkeje pa tudi glede na vrsto uporabljenih sestavin betona. V primeru konstrukcij z dvema izrazitima dimenzijama lahko kot mersko enoto uporabljamo tudi m^2 , pri linijskih konstrukcijah pa tudi dolžinski meter posameznih elementov.

Betonsko jeklo obračunavamo po teži v kilogramih ali tonah. Težo potrebne armature določimo na podlagi dolžin palic iz armaturnih načrtov ter normirane teoretične teže posameznega profila na m^1 . Pri obračunavanju moramo armaturo razporediti na posamezne postavke na podlagi treh točk:

- kompliciranosti armature (enostavna, srednje komplicirana in komplicirana),
- profila železa (do Φ 12 – višji produkcijski stroški in dražje obdelovanje na gradbišču kot pri premeru nad 14 mm),
- kvalitete jekla.

c) Tesarska dela in opaževanje

K tesarskim delom prištevamo izdelavo tesarskih konstrukcij, opaževanje in postavitve ter uporabo različnih stavbnih odrov, za vsako izmed del pa poznamo različna pravila za merjenje.

Opažerska dela obračunavamo po površini stične ploskve opaža z betonskim elementom – enota je m^2 . Merimo le tiste ploskve betonskega elementa, ki so opažene, površine opaža, ki ne pridejo v stik z betonom pa iz obračuna odštevamo.

Stavbni odri so odri, ki omogočajo delavcem dostop do delovnega mesta ter donos do mesta vgraditve manjših količin materiala, ki se sproti vgrajuje. Te odre delimo na lahke premične, lahke nepomične in fasadne odre. Obračunavamo jih po m^2 horizontalne (delavni odri) oz.

vertikalne (fasadni odri) ploskve odra. Pri fasadnih odrih površino določimo glede na dolžino zunanje konture odra in višino od tal pa do 1 m nad najvišjim podom odra.

5.3 Sestava in velikost stroškov izgradnje konstrukcije

Stroškovnik izgradnje nosilne konstrukcije za objekta, locirana v Novi Gorici in Ljubljani, sem naredil na osnovi popisa del. Pri tem sem upošteval razdelitev dejavnosti, pravila opisa posameznih del in pravila izračuna gradbenih količin, ki so opisana v predhodnih poglavjih. Ker v nalogi ocenjujem le vrednost izgradnje nosilne konstrukcije posameznega objekta, sem se pri izdelavi popisa del srečal le z gradbenimi deli, ki sem jih razdelil v tri skupine:

- zemeljska dela,
- betonska in armiranobetonska dela,
- tesarska dela in opaževanje.

V vsaki skupini nastopa več posameznih del, ki so definirana z natančnim opisom, obračunsko količino in vrednostjo dela na enoto, ki sem ga določil s pomočjo literature. Vsa dela sem, kolikor je bilo mogoče, upošteval v zaporedju kakor se izvajajo, v nasprotnem primeru pa sem jih razvrstil glede na skupne značilnosti. Obračunske količine zemeljskih, betonskih in tesarskih del sem določil na podlagi arhitekturnih načrtov dejanskega projekta z manjšimi spremembami (sprememba velikosti temeljev, nekaterih gred), medtem ko sem količino potrebne armature za posamezen objekt določil s pomočjo armaturnih načrtov, ki sem jih za ta namen izdelal. Pri vrednotenju zemeljskih del sem za oba objekta vedno predpostavil delo v normalnih pogojih (delo brez oteževalnih okoliščin, kot npr. delo v mokrih tleh, v tleh, kjer nastopajo korenine,...), medtem ko sem pri stroških krivljenja in vezanja armaturnih palic upošteval srednje komplicirano armaturo – armatura nosilcev, preklad in plošč preko več polj. Natančen izračun gradbenih količin je priložen na zgoščenki.

V spodnjih preglednicah so prikazani stroški posameznih del v procesu izgradnje nosilne konstrukcije za objekta v Novi Gorici in Ljubljani. Zaradi lažje primerjave posameznih vrednosti so stroški za oba objekta prikazani v isti preglednici. Posamezne celice v stolpcih Količina in Strošek skupaj so razdeljene v dve vrstici – v zgornji so prikazane vrednosti za objekt v Novi Gorici, v spodnji pa za objekt, lociran v Ljubljani. Zaradi večje preglednosti so vse količine, ki se nanašajo na objekt v Ljubljani, vedno napisane s poševno pisavo.

Preglednica 24 : Prikaz stroškov zemeljskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani

I. Zemeljska dela					
1 € = 239,64 sit					
	Postavka	Enota	Količina (enot)	Strošek/enoto (sit)	Strošek skupaj (sit)
1	Površinski odkop humusa do globine 20 cm z deponiranjem na gradbišču	m ³	90,99 <i>92,46</i>	529,00	48.133,71 <i>48.911,34</i>
2	Široki strojni izkop v terenu III. kategorije	m ³	90,99 <i>92,46</i>	310,00	28.206,90 <i>28.662,60</i>
3	Izkop točkovnih temeljev z deponiranjem na gradbišču	m ³	106,76 <i>121,18</i>	753,00	80.390,28 <i>91.248,54</i>
4	Priprava planuma na koto -1,1 m; v ceni zajeta izravnava z obstoječim materialom ter valjanje planuma z nabijanjem	m ²	118,62 <i>134,64</i>	420,00	49.820,40 <i>56.548,80</i>
5	Zasip za točkovnimi temelji z nabijanjem v plasteh	m ³	70,78 <i>78,99</i>	12.794,00	905.559,32 <i>1.010.598,06</i>
6	Strojna izdelava tamponske podloge iz naravnega tampona	m ³	90,41 <i>91,88</i>	7.446,00	673.192,86 <i>684.183,48</i>
Skupaj		objekt v Novi Gorici: 1.785.303,47 sit objekt v Ljubljani: <i>1.920.152,82 sit</i>			
Delež celotne investicije		objekt v Novi Gorici: 11,7 % objekt v Ljubljani: <i>12,0 %</i>			

Iz preglednice 24 je razvidno, da je razlika v vrednosti zemeljskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani približno 7,0 %, kar je izključno posledica različne velikosti točkovnih temeljev. Razlike pri površinskem odkopu humusa, širokem strojnem izkopu ter izdelavi tamponske podloge so minimalne (gledano površinsko in cenovno), ker so te količine deloma odvisne tudi od tlorisnih dimenzij objekta, ki pa ostanejo nespremenjene, medtem ko je količina izkopanega materiala za temelje, zasip za temelji in površina ureditve planuma na koti dna točkovnih temeljev odvisna izključno od velikosti le-teh. Glede na vrednost celotne investicije predstavljajo zemeljska dela v obeh primerih približno enak delež, torej z večanjem vrednosti konstrukcije skoraj enakomerno narašča tudi vrednost zemeljskih del.

Preglednica 25 : Prikaz stroškov betonskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani

II. Betonska dela					1 € = 239,64 sit
	Postavka	Enota	Količina (enot)	Strošek/enoto (sit)	Strošek skupaj (sit)
1	Dobava in montaža podložnega betona debeline 10 cm pod točkovne temelje	m ³	8,45 9,82	20.178,00	170.504,10 198.147,96
2	Dobava in montaža betona C25 preseka nad 0,3 m ³ /m' – točkovni temelji	m ³	34,83 41,04	20.473,00	713.074,59 840.211,92
3	Dobava in montaža betona C25 preseka nad 0,12 do 0,2 m ³ /m' – stebri	m ³	20,94 20,94	23.749,00	497.304,06 497.304,06
4	Dobava in montaža betona C25 preseka nad 0,08 do 0,12 m ³ /m' – grede	m ³	17,01 17,45	25.833,00	439.419,33 450.785,85
5	Dobava in montaža betona C25 preseka nad 0,12 do 0,20 m ³ /m' – grede	m ³	11,99 11,99	23.749,00	284.750,51 284.750,51
6	Dobava in vgradnja betona C25 – plošče	m ³	82,04 82,04	20.473,00	1.679.604,92 1.679.604,92
7	Dobava in vgradnja armature S400 do Φ 12	kg	3.139,83 3.703,27	238,00	747.279,54 881.378,26
8	Dobava in vgradnja armature S400 nad Φ 14	kg	4.252,83 6.004,43	167,00	710.189,21 1.002.739,81
9	Dobava in vgradnja armaturnih mrež od 3 do 5 kg/m ²	kg	5.530,00 5.530,00	167,00	932.510,00 932.510,00
Skupaj		objekt v Novi Gorici: 6.174.636,26 sit objekt v Ljubljani: 6.767.433,29 sit			
Delež celotne investicije		objekt v Novi Gorici: 40,6 % objekt v Ljubljani: 42,4 %			

Največja razlika v vrednosti investicij nastane pri betonskih delih. Za obravnavani konstrukciji je vrednost del pri objektu, lociranem v Ljubljani, za 9,6 % večja od vrednosti za

objekt v Novi Gorici, kar je posledica večje potresne obtežbe in obtežbe snega konstrukcije v Ljubljani. To se odraža tako v večjih dimenzijah nekaterih gred in točkovnih temeljev, posledično v večji porabi podložnega in konstrukcijskega betona, kot tudi v večji količini potrebne armature za prevzem vseh obremenitev (cca. 31,3 %). Betonska dela predstavljajo v primeru objekta v Novi Gorici manjši delež celotne investicije kot pri objektu v Ljubljani. Ta razlika nastane, ker se vrednosti posameznih skupin del z vrednostjo celotne investicije ne povečujejo sorazmerno in je povečanje vrednosti nosilne konstrukcije za objekt v Ljubljani predvsem posledica povečanja vrednosti betonskih del.

Preglednica 26 : Prikaz stroškov tesarskih del za objekta v Novi Gorici in Ljubljani

III. Tesarska dela in opaževanje					1 € = 239,64 sit
	Postavka	Enota	Količina (enot)	Strošek/enoto (sit)	Strošek skupaj (sit)
1	Opaz točkovnih temeljev	m ²	70,80 76,80	2.661,00	188.398,80 204.364,80
2	Opaz stebrov – viden beton A kvalitete	m ²	184,90 184,90	7.089,00	1.310.756,10 1.310.756,10
3	Opaz nosilcev s podpiranjem do višine 4 m – viden beton A kvalitete	m ²	247,57 252,25	6.570,00	1.626.534,90 1.657.282,50
4	Opaz ravnih ab plošč z opažnimi ploščami in višino podpiranja do 4 m	m ²	546,93 546,93	3.146,00	1.720.641,78 1.720.641,78
5	Dobava, postavitvev in demontaža fasadnih odrov	m ²	599,84 599,84	2.485,00	1.490.602,40 1.490.602,40
6	Postavitvev in odstranitev premičnega delovnega odra od 2 do 4 m višine	m ²	592,62 592,62	1.521,00	901.375,02 901.375,02
Skupaj			objekt v Novi Gorici: 7.238.309,00 sit objekt v Ljubljani: 7.285.022,60 sit		
Delež celotne investicije			objekt v Novi Gorici: 47,6 % objekt v Ljubljani: 45,6 %		

Najmanj razlik v vrednosti del pa je pri tesarskih delih z opaževanjem. V primeru obravnavanih objektov ta znaša le 0,6 %, saj velik del teh stroškov predstavljajo opaži elementov, katerih dimenzije ostanejo nespremenjene, ter stroški dobave, postavitve in demontaže stavbnih odrov, ki so vezani na dimenzije konstrukcije in ne na geometrijske značilnosti posameznih elementov. Razlike v ceni nastanejo torej zaradi sprememb dimenzij nekaterih gred in točkovnih temeljev, ki pa imajo na vrednost tesarskih del le minimalen vpliv. Vrednost teh del je za oba objekta približno enaka, zaradi česar predstavljajo tesarska dela z opaževanjem pri objektu v Novi Gorici večji delež v celotni investiciji izgradnje nosilne konstrukcije kot v primeru objekta, lociranega v Ljubljani.

Na osnovi popisa del in znane vrednosti posameznega dela na obračunsko enoto lahko določimo stroške izgradnje celotne nosilne konstrukcije za oba objekta, ki jih dobimo tako, da stroške posameznih skupin del med seboj seštejemo:

- objekt v Novi Gorici: 15.198.248,83 sit
- objekt v Ljubljani: 15.972.608,71 sit

S povečanjem obtežbe se povečajo tudi stroški izgradnje nosilne konstrukcije. Velik del stroškov pri tem ostane nespremenjen – stroški, ki so vezani na dimenzije celotne konstrukcije in tisti stroški, ki so vezani na elemente, katerih lastnosti se bistveno ne spremenijo (opaž ter količina betona elementov, katerih dimenzije ostanejo nespremenjene, potrebna armatura nekaterih gred). Zaradi spremembe lokacije objekta je bilo potrebno povečati dimenzije nekaterih elementov, potrebna pa je bila tudi večja količina armature za prevzem vseh obremenitev. To se odraža v velikosti investicij, ki se za oba objekta razlikujeta za približno 4,8 %, kar je manj od pričakovanega, največji vpliv na stroške izgradnje pa ima sprememba vrednosti betonskih del.

Najverjetneje bi dobili drugačne rezultate, če povečanje višine gred druge etaže v sredinskih okvirjih ne bi bilo mogoče. V takem primeru bi za izgradnjo nosilne konstrukcije v Ljubljani potrebovali še večjo količino betona (povečati bi morali širino gred, kar ima na delež natezne armature v elementu precej manjši vpliv), poleg tega pa bi za prevzem vseh obremenitev potrebovali tudi večjo količino armature (nespremenjena statična višina).

6 ZAKLJUČEK

V nalogi sem obravnaval dejansko okvirno konstrukcijo po evropskem standardu EN 1998-1 (srednja stopnja duktilnosti), vpliv spremembe lokacije objekta na dimenzije nosilnih elementov in količino potrebne armature ter ocenil in primerjal stroške izgradnje nosilne konstrukcije za oba objekta – objekt v Novi Gorici in v Ljubljani. Analiza je bila opravljena z računalniškim programom ETABS, s katerim lahko modeliramo, analiziramo in dimenzioniramo (po EN 1992-1) različne tipe konstrukcij, tudi AB okvirje, pogoje potresnoodpornega projektiranja elementov pa sem upošteval s pomočjo programa EXCEL.

Izbira ustreznega računskega modela je v procesu projektiranja zelo pomembna, saj različna togost modelov vpliva tako na velikost potresne obtežbe kot tudi na maksimalne premike konstrukcije. Dejansko stanje konstrukcije najbolje simulira model 1, ki sem ga uporabil za kontrolo pravilnosti zastavljenega modela kot tudi za kontrolo primernosti konstrukcije. Ker pa velik del ploskovno podane obtežbe pri takem modelu prevzamejo ploskovni elementi (torej so grede manj obremenjene), sem za dimenzioniranje uporabil model, pri katerem ploščo modeliram z membranskimi ploskovnimi elementi, ustrezno togost konstrukcije pa dosežem z upoštevanjem sodelujočih širin plošče – grede modeliram kot 'T' prereze. Ustreznost drugega modela se potrdi pri primerjavi rezultatov modalne analize, kjer se tako nihajni časi kot tudi potresne sile razlikujejo za manj kot 5 %. Izkaže se, da je drugi model bolj tog. Nepričakovano pride do preskoka nihajnih oblik, kar se zgodi zaradi zelo podobnih nihajnih časov v prvih dveh oblikah in sprememb lastnosti konstrukcije – z uvedenimi spremembami se togost modela v eni izmed koordinatnih smeri bolj poveča kot v drugi.

Standard EN 1998-1 omogoča dimenzioniranje konstrukcij na tri načine. Odločil sem se za projektiranje v skladu z zahtevami standarda za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), kjer potresne sile reduciramo s faktorjem obnašanja N_a na ta način dopuščamo deformiranje konstrukcije v neelastično področje. Zato moramo upoštevati pravila načrtovanja nosilnosti in dodatna pravila za zagotavljanje lokalne duktilnosti elementov, ki jih predpisuje standard EN 1998-1. Ugodno obnašanje konstrukcije med potresom dosežemo z upoštevanjem hierarhije nosilnosti elementov in projektiranjem na tak način, da omogočimo razvoj duktilnega globalnega porušnega mehanizma. V prvem koraku določimo vzdolžno armaturo varovalk (v

primeru okvirnih konstrukcij so to grede) in zadostimo vsem dodatnim zahtevam za doseganje lokalne duktilnosti. Nazadnje določimo strižno armaturo na osnovi dejanske upogibne nosilnosti teh elementov. Na podoben način dimenzioniramo tudi varovane elemente (stebri, temelji), pri čemer pa moramo vedno upoštevati dejansko upogibno nosilnost varovalk. To pravilo ima največji vpliv na stebre, na katere se priključujejo močno armirane grede, ter na temelje, medtem ko pri robnih stebrih običajno to ni merodajno.

Sprememba lokacije objekta ima na konstrukcijo več vplivov od katerih sem upošteval le spremembo obtežbe. Stalna in koristna obtežba ostaneta nespremenjeni, lastna teža je odvisna od dimenzij nosilnih elementov, do sprememb pa pride pri obtežbi snega (7,6 krat večja) in potresni obtežbi, ki je za približno 43 % večja od tiste v Novi Gorici. Za podoben odstotek se razlikujejo tudi potresne sile na konstrukcijo, ker pa je bilo med procesom dimenzioniranja potrebno povečati dimenzije nekaterih gred, se spremenijo tudi nihajni časi – v nihajnih oblikah, kjer konstrukcija niha v smeri povečane togosti, se zmanjšajo, kjer konstrukcija niha v njej pravokotni smeri pa se, zaradi povečanja mase konstrukcije, povečajo. Sprememba obtežbe snega ima pričakovano vpliv le na armaturo in dimenzije elementov strešne konstrukcije, medtem ko potresna obtežba vpliva na grede konstrukcije, pri katerih so v Novi Gorici obremenitve zaradi statične obtežbe podobne tistim, ki nastanejo zaradi potresne obtežbe, najmočnejše pa na stebre ter posledično tudi na temelje.

Večja količina betona in jeklene armature, ki je potrebna pri objektu v Ljubljani, vpliva tudi na stroške izgradnje nosilne konstrukcije. Sprememba vrednosti investicije je manjša od pričakovane, večinoma pa je posledica spremembe vrednosti betonskih del, medtem ko je razlika pri zemeljskih, predvsem pa tesarskih delih minimalna, saj je velik del stroškov vezan na tlorisne dimenzije konstrukcije ali na elemente, katerih lastnosti se bistveno ne spremenijo.

Na dimenzioniranje konstrukcije vpliva torej več dejavnikov – lokacija objekta, namembnost površin konstrukcije, izbrana stopnja duktilnosti, zasnova konstrukcijskega sistema. Vse to se odraža v zahtevnosti projektiranja in zahtevnosti izgradnje same konstrukcije, poleg dimenzij primarnih potresnih elementov in potrebne količine armature, pa posledično vpliva tudi na stroške izgradnje nosilne konstrukcije.

VIRI IN LITERATURA

CEN, 1995a. Eurocode 1: Basis of design and actions on structure – Part 2-1: Actions on structure – Densities, self weight and imposed loads, ENV 1991-2-1. Brussels.

CEN, 1995b. Eurocode 1: Basis of design and actions on structure – Part 2-3: Actions on structure – Snow loads, ENV 1991-2-3. Brussels.

CEN, 1995c. Eurocode 1: Basis of design and actions on structure – Part 2-3: Actions on structure – Wind actions, ENV 1991-2-4. Brussels.

CEN, 1994. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1. Brussels.

CEN, 2004a. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, EN 1997-1. Brussels.

CEN, 2004b. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1. Brussels.

Computers and Structures Inc. 2002. ETABS – Integrated Building Design Software: An Introduction to ETABS. Version 8. Berkeley, California, USA.

Computers and Structures Inc. 2002. ETABS – Integrated Building Design Software: Concrete Frame Design Manual. Version 8. Berkeley, California, USA.

Computers and Structures Inc. 2001. SAFE – Integrated Analysis and Design of Slabs by The Finite Element Method. Version 6. User's Manual. Berkeley, California, USA.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, UL, FGG. 550 str.

Inženiring biro Marinko d.o.o.. 2003. Cening – gradbena dela 31. Ljubljana.

Pajk, M. 1978. Kalkulacije gradbenih del. 6. izdaja. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG.

Pašalić, E. 2005. Projektiranje potresno odpornih AB okvirjev po prEN 1998-1. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer. 100 str.

Žemva, Š. 1990. Gradbeni normativi. Ljubljana, Gradis, Center za izobraževanje.