

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



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

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

To je izvirna različica zaključnega dela.

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

Podgorelec, D., 2013. Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M., somentor Žižmond, J.): 101 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



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

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

This is original version of final thesis.

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

Podgorelec, D., 2013. Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo. Master Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M., co-supervisor Žižmond, J.): 101 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*

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



MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI
PROGRAM DRUGE STOPNJE
GRADBENIŠTVO
GRADBENE KONSTRUKCIJE

Kandidat:

DAMJAN PODGORELEC

**VPLIV STOPNJEVANJA SPREJEMLJIVEGA
POTRESNEGA TVEGANJA NA ARMIRANOBETONSKO
OKVIRNO KONSTRUKCIJO**

Magistrsko delo št.: 1/II. GR

**THE IMPACT OF THE ESCALATION OF
ACCEPTABLE SEISMIC RISK ON REINFORCED
CONCRETE FRAME STRUCTURE**

Master Thesis No.: 1/II. GR

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

Jure Žižmond

Član komisije:

Ljubljana, 1. 9. 2013

IZJAVE

Podpisani Damjan Podgorelec izjavljam, da sem avtor magistrskega dela z naslovom: »Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo«.

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

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

Ljubljana, 1. 9. 2013

Damjan Podgorelec

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.042.7:624.012.45
Avtor:	Damjan Podgorelec
Mentor:	izr. prof. dr. Matjaž Dolšek
Somentor:	Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Vpliv stopnjevanja sprejemljivega potresnega tveganja na armiranobetonsko okvirno konstrukcijo
Tip dokumenta:	Magistrsko delo
Obseg in oprema:	101 str., 47 pregl., 50 sl., 102 en.
Ključne besede:	potresno tveganje, potresna nevarnost, potresnoodporno projektiranje, nelinearna statična (potisna) analiza, zanesljivost konstrukcij, N2 metoda, armiranobetonski okvir

Izvleček

V skladu s trenutno veljavnim standardom za potresnoodporno projektiranje (Evrokod 8) mora biti konstrukcija projektirana tako, da sta izpolnjeni temeljni zahtevi po neporušitvi in omejitvi poškodb. Prvi zahtevi zadostimo, če dokažemo, da se konstrukcija ne poruši pri potresu s povratno dobo 475 let. Takšen postopek projektiranja je pomanjkljiv, saj temelji na pogojni verjetnosti porušitve. Dejstvo je, da se lahko pojavijo »močnejši« ali celo »šibkejši« potresi, ki bodo povzročili porušitev objekta. To pomanjkljivost obstoječih standardov za projektiranje objektov je mogoče odpraviti z uvedbo znanstveno bolj utemeljenega postopka projektiranja, kar je tudi glavni cilj magistrskega dela. Postopek projektiranja, ki ga uporabimo v nalogi, temelji na zagotavljanju ciljnega potresnega tveganja, ki ga izrazimo z letno sprejemljivo verjetnostjo porušitve objekta. Obravnavamo osemetažno okvirno konstrukcijo, ki jo projektiramo na različne stopnje potresnega tveganja, da bi ugotovili relacijo med ciljno zanesljivostjo in globalnimi parametri. Ugotovili smo, da stopnjevanje sprejemljivega tveganja za faktor 50 povzroči povečanje celotne projektne potresne sile približno za faktor 10. To se odraža v količini porabljenega materiala. Količina armature se poveča približno za 4,6-krat, medtem ko je količina betona večja za faktor 1,9. Izkaže se tudi, da okvirni konstrukcijski sistem ni primeren, če je kriterij sprejemljivega tveganja prestrog. Na osnovi rezultatov študije lahko zaključimo, da je predlagan postopek projektiranja na ciljno zanesljivost precej podoben postopku projektiranja po standardu Evrokod 8, saj se bistveno razlikuje le v definiciji potresne obtežbe, ki je po novem postopku odvisna od ciljne zanesljivosti.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:624.012.45
Author: Damjan Podgorelec
Supervisor: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph. D.
Co-supervisor: Jure Žižmond, B. Sc.
Title: The impact of the escalation of acceptable seismic risk on reinforced concrete frame structure
Document type: Master's Thesis
Scope and tools: 101 p., 47 tab., 50 fig., 102 eq.
Keywords: seismic risk, seismic hazard, design for earthquake safety, pushover analysis, reliability-based seismic action, N2 method, reinforced concrete frame

Abstract

Eurocode 8 prescribes that structures are sufficiently designed if they are capable to withstand a design seismic action, which is defined for a given earthquake recurrence interval associated with ultimate and serviceability limit state. The first requirement is fulfilled if it is proven that the structure does not collapse for a seismic action associated with return period of 475 years. A shortcoming of such design procedure is that the decision is based on conditional probability of failure. In reality, “stronger” or even “weaker” earthquake can cause collapse of the building. This shortcoming of the existing standards for seismic resistant design of buildings can be overcome by introducing more scientifically-oriented design procedures, which is the main objective of the research thesis. The new design procedure used in this research is based on target reliability that is expressed by the acceptable annual probability of collapse of structure. As a case study, an eight-storey reinforced concrete frame building was designed taking into account different level of acceptable seismic risk in order to investigate the relationship between the escalation of target reliability and the global parameters of the structure. We found that the escalation of acceptable risk by a factor of 50 resulted in an increase of the total design seismic forces by about a factor of 10. This was reflected in the quantity of materials used. The amount of reinforcement was increased by about 4.6 times, while the volume of the concrete was greater by a factor of 1.9. It appeared that the structural system is not suitable if the criterion of acceptable risk is very strict. Based on the results of the study it can be concluded that the proposed force-based design procedure to target reliability is quite similar to that prescribed by Eurocode 8, as it essentially differs only in the definition of the seismic action, which, according to the new procedure, depends on the target reliability rather than earthquake recurrence interval.

ZAHVALA

Iskreno se zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju Juretu Žižmondu, saj sta mi nudila vso strokovno pomoč in nasvete pri nastajanju magistrskega dela.

Posebna zahvala gre tebi Dajana, ker si mi stala ob strani tekom celotnega študija, bila razumljiva in me vedno navdajala s pozitivizmom.

Rad bi se zahvalil tudi staršem, prijateljem, sošolcem in vsem ostalim, ki so kakorkoli pripomogli pri nastanku magistrskega dela.

KAZALO VSEBINE

Izjave	I
Bibliografsko-dokumentacijska stran in izvleček	II
Bibliographic-documentalistic information and abstract	III
Zahvala	IV
1 UVOD	1
2 PROJEKTIRANJE OBJEKTOV PO STANDARDU EVROKOD 8	3
2.1 Faktor obnašanja q in redukcija potresnih sil	3
2.1.1 Redukcijski faktor R_{μ}	5
2.1.2 Faktor dodatne nosilnosti R_s	6
2.2 Potresni vpliv	7
2.3 Projektiranje na stopnjo duktilnosti DCM	9
2.3.1 Metoda načrtovanja nosilnosti	9
2.3.2 Zagotavljanje lokalne duktilnosti	10
2.3.3 Zahteve glede materiala	10
2.3.4 Določila za grede	13
2.3.5 Določila za stebre	15
3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI NA OSNOVI POTISNE ANALIZE	19
3.1 Splošno	19
3.2 Potisna (angl. <i>pushover</i>) analiza	19
3.2.1 Nelinearni model konstrukcije	20
3.2.2 Materialni zakoni za nelinearno analizo	22
3.2.3 PBEE toolbox	24
3.3 Idealizacija potisne krivulje	24
3.4 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo	25
3.5 Uporaba N2 metode	26
3.5.1 AD format elastičnega in neelastičnega sistema	27
3.5.2 Mejni pospešek in ciljni pomik	29
4 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA	31
4.1 Verjetnost porušitve	31
4.2 Ciljna zanesljivost in verjetnost porušitve konstrukcije	32
4.2.1 Določitev ciljnih zanesljivosti in verjetnosti porušitev na različne načine	32
4.2.1.1 Evrokod 0	32

4.2.1.2	JCSS	33
4.2.1.3	ISO	34
4.2.1.4	CIRIA	35
4.2.1.5	Allen	36
4.2.1.6	Helm	36
4.2.2	Primer določitve sprejemljive verjetnosti porušitve objekta glede na različne modele	37
4.3	Potresno tveganje	38
5	PROJEKTIRANJE OBJEKTOV NA CILJNO ZANESLJIVOST	41
5.1	Ciljni pospešek tal	41
5.2	Definiranje projektnega spektra pospeškov	43
5.3	Projektiranje na ciljno zanesljivost	43
6	PRIMER PROJEKTIRANJA AB STAVBE PO EVROKODU 8	45
6.1	Opis konstrukcije	45
6.1.1	Geometrija konstrukcije	45
6.1.2	Material	47
6.2	Določitev projektne obtežbe	47
6.2.1	Lastna in stalna obtežba	47
6.2.2	Spremenljiva obtežba	47
6.2.3	Potresna obtežba	48
6.3	Modalna analiza	49
6.3.1	Modeliranje	49
6.3.2	Sodelujoče širine gred	49
6.3.3	Mase in masni vztrajnostni momenti:	50
6.3.4	Vpliv slučajne ekscentričnosti:	51
6.3.5	Obtežne kombinacije za dimenzioniranje	52
6.3.6	Rezultati modalne analize	53
6.3.7	Mejno stanje uporabnosti	54
6.4	Dimenzioniranje	55
6.4.1	Opis procesa dimenzioniranja	55
6.4.1.1	Določitev geometrije	55
6.4.1.2	Predpostavke pri konstruiranju armature	56
6.4.2	Armatura variante EC8	57
6.5	Ocena potresne odpornosti na osnovi N2 metode	60
6.5.1	Potisna analiza	60
6.5.1.1	Predpostavke in vhodni podatki pri potisni analizi	60

6.5.1.2	Potisna krivulja in idealizacija	61
6.5.1.3	Poškodovanost konstrukcije	62
6.5.2	Mejni pospešek tal na osnovi N2 metode	66
6.5.3	Redukcijski faktor	68
7	PRIMER PROJEKTIRANJA NA CILJNO ZANESLJIVOST KONSTRUKCIJE	69
7.1	Opis konstrukcije	69
7.2	Določitev projektne obtežbe	70
7.2.1	Lastna in stalna obtežba	70
7.2.2	Spremenljiva obtežba	70
7.2.3	Potresna obtežba	70
7.2.3.1	Projektni spekter pospeškov	72
7.2.3.2	Komentar	73
7.3	Modalna analiza	73
7.3.1	Vhodni podatki za modalno analizo	73
7.3.2	Rezultati modalne analize	73
7.3.3	Mejno stanje uporabnosti	76
7.3.4	Komentar	77
7.4	Dimenzioniranje	77
7.4.1	Armatura v gredah	77
7.4.2	Armatura v stebrih	81
7.4.3	Komentar	84
7.5	Ocena potresnega tveganja	84
7.5.1	Potisna analiza	84
7.5.1.1	Potisna krivulja in idealizacija	85
7.5.1.2	Poškodovanost konstrukcije za mejno stanje NC	87
7.5.2	Mejni pospešek tal na osnovi N2 metode	89
7.5.3	Redukcijski faktor	89
7.5.4	Verjetnost porušitve	91
7.6	Diskusija	92
8	ZAKLJUČEK	96
	VIRI	98

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1:	Relacija med verjetnostjo porušitve P_f in indeksom zanesljivosti β	32
Preglednica 2:	Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja nosilnosti (SIST EN 1990:2004)	33
Preglednica 3:	Določitev razredov glede na posledice (SIST EN 1990:2004).....	33
Preglednica 4:	Ciljni indeks zanesljivosti β in verjetnost porušitve P_f pri mejnem stanju nosilnosti za dobo 1 leta (JCSS, 2000)	33
Preglednica 5:	Ciljne vrednosti β v življenjski dobi konstrukcije (ISO 2394:1998).....	35
Preglednica 6:	Tolerirano tveganje p' (Bhattacharya in sod. 2001)	35
Preglednica 7:	Faktor družbenega merila K_s (Melchers, 1999).....	35
Preglednica 8:	Tipične vrednosti faktorjev dejavnosti in opozorilnih faktorjev (Bhattacharya in sod. 2001)	36
Preglednica 9:	Verjetnost porušitve določena za različne standarde in modele. Odebeljeno so označene vrednosti, ki jih podajajo standardi in modeli	38
Preglednica 10:	Dimenzije prečnih prereзов gred in stebrov za varianto EC8	46
Preglednica 11:	Materialne karakteristike uporabljenega betona	47
Preglednica 12:	Materialne karakteristike uporabljenega jekla	47
Preglednica 13:	Določitev sodelujočih širin gred	50
Preglednica 14:	Mase in masni vztrajnostni momenti	51
Preglednica 15:	Vodoravne sile in torzijski momenti za X in Y smer.....	52
Preglednica 16:	Kontrola pomikov	55
Preglednica 17:	Armatura v gredah za varianto EC8	57
Preglednica 18:	Armatura v stebrih za varianto EC8	58
Preglednica 19:	Materialne karakteristike srednjih vrednosti uporabljene pri potisni analizi	61
Preglednica 20:	Karakteristične točke na potisni krivulji za varianto EC8	62
Preglednica 21:	Globalni parametri računa po N2 metodi za varianto EC8.....	67
Preglednica 22:	Redukcijski faktor za varianto EC8 v obeh smereh.....	68
Preglednica 23:	Variante pri različnih toleriranih tveganjih.....	69
Preglednica 24:	Dimenzije prečnih prereзов gred in stebrov za vse variante	70
Preglednica 25:	Obtežba zaradi lastne teže in stalne obtežbe pri posameznih variantah	70
Preglednica 26:	Pospeški tal za variante PF1 do PF4 ter njihova izbrana verjetnost porušitve	72
Preglednica 27:	Dimenzije gred in njihove sodelujoče širine za posamezne variante	74
Preglednica 28:	Dimenzije stebrov za posamezno varianto	74
Preglednica 29:	Mase in masni vztrajnostni momenti za posamezno varianto	74
Preglednica 30:	Nihajni časi in efektivne mase za posamezno varianto	74
Preglednica 31:	Prva nihajna oblika za posamezne variante	75

Preglednica 32:	Druga nihajna oblika za posamezne variante	75
Preglednica 33:	Skupna prečna sila ob vpetju za posamezno varianto v obeh smereh	75
Preglednica 34:	Vpliv projektnega pospeška tal $a_{g,d}$ in nihajnega časa T na velikost potresne obtežbe	76
Preglednica 35:	Kontrola pomikov za varianto PF4.....	76
Preglednica 36:	Vzdolžna armatura v gredah za variante PF1 do PF4	78
Preglednica 37:	Prečna armatura v gredah za variante PF1 do PF4.....	79
Preglednica 38:	Etaže pri katerih vpliva določen kriterij glede spodnje armature v gredah	81
Preglednica 39:	Vzdolžna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4	81
Preglednica 40:	Prečna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4.....	82
Preglednica 41:	Karakteristične točke na potisni krivulji (levo X smer, desno Y smer).....	86
Preglednica 42:	Globalni parametri računa po N2 metodi za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)	89
Preglednica 43:	Redukcijski faktor pri mejnem stanju NC za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)	90
Preglednica 44:	Dejanska in zahtevana ciljna verjetnost porušitve za mejno stanje NC	91
Preglednica 45:	Relacija med ciljno zanesljivostjo, parametri projektne potresne obtežbe in globalnimi parametri konstrukcije.....	92
Preglednica 46:	Relacija med ciljno zanesljivostjo in količino porabljenega materiala	93
Preglednica 47:	Delež nosilnosti v postkritičnem območju za mejno stanje NC, glede na maksimalno nosilnost za posamezne variante	94

KAZALO SLIK

Slika 1:	Redukcija potresnih sil za konstrukcije z osnovnim nihajnim časom a) $T \geq T_C$, b) $T < T_C$	4
Slika 2:	Redukcijski faktor R_μ v odvisnosti od nihajnega časa T	5
Slika 3:	Karta potresne nevarnosti - pospešek tal za povratno dobo 475 let (ARSO, 2012)	7
Slika 4:	Elastični in projektni spekter pospeškov	8
Slika 5:	Analogija med konstrukcijo in verigo z duktilnim šibkim členom (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij, Fajfar in sod., 2009)	9
Slika 6:	Konstitutivni zakon betona za linearno analizo (SIST EN 1992-1-1:2005)	11
Slika 7:	Bilinearna sovisnost med napetostjo in deformacijo (SIST EN 1992-1-1:2005)	11
Slika 8:	Konstantna porazdelitev napetosti (SIST EN 1992-1-1:2005)	12
Slika 9:	Sovisnost med napetostjo in deformacijo armaturnega jekla (A: idealiziran odnos, B in C: diagrama za dimenzioniranje) - (SIST EN 1992-1-1:2005)	12
Slika 10:	Velikost prečnih sil v gredah, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005)	14
Slika 11:	Velikost prečnih sil v stebrih, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005)	16
Slika 12:	Objetje betonskega jedra (SIST EN 1998-1:2005)	18
Slika 13:	Ovojnica moment – rotacija v plastičnih členkih armiranobetonskih elementov	21
Slika 14:	Shematska predstavitev sovisnosti med napetostjo in deformacijo betona za analizo konstrukcij (vrednost $0,4f_{cm}$ za definicijo E_{cm} je približna) - (SIST EN 1992-1-1:2005)	23
Slika 15:	Določitev idealizirane elastično – idealno plastične krivulje (SIST EN 1998-1:2005)	25
Slika 16:	Spekter pospeškov in pomikov v AD formatu	28
Slika 17:	Določitev maksimalnega pomika za območje srednjih nihajnih časov	29
Slika 18:	Določitev maksimalnega pomika za območje kratkih nihajnih časov	29
Slika 19:	Helmova krivulja pogostosti (Helm, 1996)	36
Slika 20:	Tloris konstrukcije. Stebri so označeni s črko S, grede pa s črko G. Številka poleg črke prikazuje zaporedno številko stebra oz. grede	45
Slika 21:	Prečni prerez konstrukcije	46
Slika 22:	Elastični in projektni spekter pospeškov	48
Slika 23:	Parametri sodelujoče širine pasnic (SIST EN 1992-1-1:2005)	49
Slika 24:	1. Nihajna oblika – Translacijska v Y smeri ($T_1 = 1,28$ s)	53
Slika 25:	2. Nihajna oblika – Translacijska v X smeri ($T_2 = 1,23$ s)	53
Slika 26:	Princip konstruiranja armature v gredah	56

Slika 27:	Princip konstruiranja armature v stebrih.....	57
Slika 28:	Armatura v gredah	59
Slika 29:	Armatura v stebrih	60
Slika 30:	Potisna krivulja za varianto EC8	62
Slika 31:	Poškodovanost konstrukcije pri prvi plastifikaciji F_y (levo X smer, desno Y smer).....	63
Slika 32:	Poškodovanost konstrukcije pri maksimalni nosilnosti F_{max} (levo X smer, desno Y smer)	63
Slika 33:	Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC (levo X smer, desno Y smer)	64
Slika 34:	Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC2 (levo X smer, desno Y smer)	65
Slika 35:	Etažni zamiki za varianto EC8 pri različnih mejnih stanjih v smeri X in Y	65
Slika 36:	Pomiki za varianto EC8 pri različnih mejnih stanjih v smeri X in Y	65
Slika 37:	Projektni spektri pospeškov za posamezne variante.....	72
Slika 38:	Zgornja vzdolžna armatura v gredah za posamezne variante	80
Slika 39:	Spodnja vzdolžna armatura v gredah za posamezne variante.....	80
Slika 40:	Prečna armatura v gredah za posamezne variante	80
Slika 41:	Vzdolžna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4.....	83
Slika 42:	Prečna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4	83
Slika 43:	Potisne krivulje za variante za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer).....	85
Slika 44:	Potisne krivulje za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)	86
Slika 45:	Poškodovanost za stanje NC v smeri X (levo PF4, desno PF3).....	87
Slika 46:	Poškodovanost za stanje NC v smeri X (levo PF2, desno PF1).....	87
Slika 47:	Etažni pomiki pri mejnem stanju NC v smeri X	88
Slika 48:	Pomiki pri mejnem stanju NC v smeri X	88
Slika 49:	Etažni pomiki pri mejnem stanju NC v smeri Y	88
Slika 50:	Pomiki pri mejnem stanju NC v smeri Y	88

LIST OF TABLES

Table 1:	Relation between probability of failure P_f and reliability index β	32
Table 2:	Recommended minimum values for reliability index β for ultimate limit states (SIST EN 1990:2004)	33
Table 3:	Definition of consequences classes (SIST EN 1990:2004).....	33
Table 4:	Target reliability index β and probability of failure P_f related to one year reference period and ultimate limit states (JCSS, 2000).....	33
Table 5:	Target reliability index β in lifetime of the structure (ISO 2394:1998).....	35
Table 6:	Target reliability p' (Bhattacharya et al. 2001).....	35
Table 7:	Social criteria factor K_s (Melchers, 1999).....	35
Table 8:	Typical values of activity and warning factors (Bhattacharya et al. 2001).....	36
Table 9:	Probability of failure for different standards and models. Bold marked values are provided by standards and models.....	38
Table 10:	Cross-section dimensions for beams and columns for variant EC8.....	46
Table 11:	Material properties for used concrete.....	47
Table 12:	Material properties for used reinforcing steel.....	47
Table 13:	Determination of the effective width of beams.....	50
Table 14:	Mass and mass moment of inertia.....	51
Table 15:	Horizontal forces and torsional moments for X in Y direction.....	52
Table 16:	Displacement control.....	55
Table 17:	Reinforcement in beams for variant EC8.....	57
Table 18:	Reinforcement in columns for variant EC8.....	58
Table 19:	Material properties of the mean values used in the pushover analysis.....	61
Table 20:	Pushover characteristic point for variant EC8.....	62
Table 21:	Global parameters of N2 method for variant EC8.....	67
Table 22:	Reduction factor for variant EC8 in both direction.....	68
Table 23:	Name of variants and their tolerable risk.....	69
Table 24:	Cross-section dimensions for beams and columns for all variants.....	70
Table 25:	Permanent load for variants.....	70
Table 26:	Ground acceleration and probability of failure for variants PF1 to PF4.....	72
Table 27:	Cross-section dimensions of the beams and effective width for each variant.....	74
Table 28:	Cross-section dimensions of the columns for each variant.....	74
Table 29:	Mass and mass moment of inertia for each variant.....	74
Table 30:	The elastic periods and the effective masses for each variant.....	74
Table 31:	First mode shape for each variant.....	75

Table 32:	Second mode shape for each variant	75
Table 33:	Story shears for each variant in both direction	75
Table 34:	The impact of the design ground acceleration a_g , d and period T of seismic load	76
Table 35:	Displacement control for variant PF4.....	76
Table 36:	The longitudinal reinforcement in beams for each variant	78
Table 37:	Transverse reinforcement in beams for each variant	79
Table 38:	Stories where the impact of certain criteria regarding the lower reinforcement in beams	81
Table 39:	The longitudinal reinforcement in columns for each variant.....	81
Table 40:	Transverse reinforcement in columns for each variant.....	82
Table 41:	Characteristic points for Pushover curve (left X direction, right Y direction).....	86
Table 42:	Global parameters of N2 method for each variant (left - X direction, right - Y direction).....	89
Table 43:	Reduction factor for the near-collapse limit state for each variant (left - X direction, right - Y direction)	90
Table 44:	Actual and required target probability of failure for the near-collapse limit state.....	91
Table 45:	The relationship between target reliability, seismic design parameters and global parameters of structure	92
Table 46:	The relationship between the target reliability and the amount of material used	93
Table 47:	Ratio between strength in the post-critical area for the near-collapse limit state and maximum strength for each variant	94

LIST OF FIGURES

Figure 1:	Reduction of seismic forces for structures with period a) $T \geq T_C$, b) $T < T_C$	4
Figure 2:	Relationship between reduction factor R_μ and period T	5
Figure 3:	Seismic hazard map – peak ground acceleration for return period of 475 years (ARSO, 2012)	7
Figure 4:	Elastic and design response spectrum	8
Figure 5:	The analogy between the structure and the weakest ductile link of chain (Piročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij, Fajfar in sod., 2009)	9
Figure 6:	Stress-strain relationship for concrete under compression for design of sections (SIST EN 1992-1-1:2005)	11
Figure 7:	Bi-linear stress-strain relation (SIST EN 1992-1-1:2005)	11
Figure 8:	Rectangular stress distribution (SIST EN 1992-1-1:2005)	12
Figure 9:	Stress-strain diagram for reinforcing steel (A: idealized relationship, B and C: diagram for design) - (SIST EN 1992-1-1:2005)	12
Figure 10:	Capacity design values of shear forces in beams (SIST EN 1998-1:2005)	14
Figure 11:	Capacity design values of shear forces in columns (SIST EN 1998-1:2005)	16
Figure 12:	Confinement of concrete core (SIST EN 1998-1:2005)	18
Figure 13:	Moment – rotation relationship of a plastic hinge in reinforced concrete elements	21
Figure 14:	Stress-strain relationship for concrete under compression for non-linear structural analysis (the use $0,4f_{cm}$ for the definition of E_{cm} is approximate) - (SIST EN 1992- 1-1:2005)	23
Figure 15:	Determination of the idealized elastic – perfectly plastic force displacement relationship (SIST EN 1998-1:2005)	25
Figure 16:	Demand spectra for constant ductility in AD format	28
Figure 17:	Determination of the maximum displacement for the mid-long period range	29
Figure 18:	Determination of the maximum displacement for the short period range	29
Figure 19:	Helm's Frequency – Fatality curve (Helm, 1996)	36
Figure 20:	Plan view of structure. The columns are marked with the letter S, beams with the letter G. The number next to the letter shows the number of the column or beam	45
Figure 21:	Elevation view of structure	46
Figure 22:	Elastic and design acceleration spectrum	48
Figure 23:	Effective flange width parameters (SIST EN 1992-1-1:2005)	49
Figure 24:	First mode shape – translational in Y direction ($T_1 = 1,28$ s)	53
Figure 25:	Second mode shape – translational in X direction ($T_2 = 1,23$ s)	53
Figure 26:	Principle detailing of reinforcement in beams	56

Figure 27: Principle detailing of reinforcement in columns.....	57
Figure 28: Reinforcement in beams	59
Figure 29: Reinforcement in columns.....	60
Figure 30: Pushover curve for variant EC8.....	62
Figure 31: Damage pattern corresponding to first yielding F_y (left X direction, right Y direction).....	63
Figure 32: Damage pattern corresponding to maximum strength F_{max} (left X direction, right Y direction).....	63
Figure 33: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state (left X direction, right Y direction).....	64
Figure 34: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state 2 (left X direction, right Y direction).....	65
Figure 35: Story drifts for variant EC8 at different limit states in X and Y direction.....	65
Figure 36: Displacements for variant EC8 at different limit states in X and Y direction	65
Figure 37: Design acceleration spectrum for all variants.....	72
Figure 38: The upper longitudinal reinforcement in beams for each variant	80
Figure 39: The lower longitudinal reinforcement in beams for each variant	80
Figure 40: Transverse reinforcement in beams for each variant	80
Figure 41: The longitudinal reinforcement in columns for each variant.....	83
Figure 42: Transverse reinforcement in columns for each variant.....	83
Figure 43: Pushover curve for each variant (left - X direction, right - Y direction)	85
Figure 44: Pushover curve for each variant (left - X direction, right - Y direction)	86
Figure 45: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state in X direction (left PF4, right PF3)	87
Figure 46: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state in X direction (left PF2, right PF1)	87
Figure 47: Story drifts for the near-collapse limit state in X direction	88
Figure 48: Displacement for the near-collapse limit state in X direction	88
Figure 49: Story drifts for the near-collapse limit state in Y direction	88
Figure 50: Displacement for the near-collapse limit state in Y direction	88

SEZNAM KRATIC

AD	<i>Acceleration – Displacement</i> (pospešek – pomik)
C	<i>Collapse</i> (porušitev)
CC	<i>Consequence Classes</i> (razred glede na posledice)
CD	<i>Capacity Design</i> (načrtovanje nosilnosti)
CIRIA	<i>Construction Industry Research and Information Association</i>
DCM	<i>Ductility Class Medium</i> (razred srednje duktilnosti)
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
JCSS	<i>Joint Committee of Structural Safety</i>
LS	<i>Limit State</i> (mejno stanje)
MDOF	<i>Multi Degree of Freedom</i> (sistem z več prostostnimi stopnjami)
N2	<i>Nonlinear 2</i> (N: nelinearen, 2: dva modela - SDOF in MDOF)
NC	<i>Near Collapse</i> (blizu porušitve)
OpenSees	<i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i> (odprtokodno programsko orodje za izvajanje analiz potresnega odziva)
PBEE	<i>Performance Based Earthquake Engineering</i> (potresno inženirstvo na osnovi kontroliranega odziva)
RC	<i>Reliability Classes</i> (razred glede na zanesljivost)
SDOF	<i>Single Degree of Freedom Classes</i> (sistem z eno prostostno stopnjo)

1 UVOD

Glavni namen projektiranja gradbenih konstrukcij je zagotovitev zadostne varnosti pred potencialnimi izgubami, ki se lahko v življenjski dobi objekta pojavijo zaradi različnih zunanjih vplivov. Nekateri vplivi so precej predvidljivi, medtem ko so drugi zelo negotovi in naključni. Med prve štejemo stalne in spremenljive vplive, ki jih znamo določiti z dovolj veliko natančnostjo, med druge pa nezgodne vplive, med katere štejemo tudi potres. Vpliv potresa določamo na podlagi preteklih opazovanj oz. z verjetnostno analizo. Ker z današnjim znanjem še ni možno napovedati, kdaj se bo močan potres zgodil, je edini učinkovit način zaščite pred katastrofalnimi posledicami potresa gradnja potresnoodpornih objektov.

V Sloveniji za potresnovarno gradnjo uporabljamo standard Evrokod 8 (SIST EN 1998-1:2005), ki temelji na načelu da se konstrukcija lahko močno poškoduje, ne sme pa se porušiti v primeru projektnega potresa, ki je predpisan za lokacijo objekta. S takim projektiranjem zavarujemo človeška življenja pred potencialnimi močnimi potresi, za katere v življenjski dobi konstrukcije (50 let) obstaja 10 % verjetnosti. Prav tako omogočimo ekonomično gradnjo objektov, saj je nemogoče pričakovati, da bi konstrukcije pri močnih potresih ostale nepoškodovane. Varnost konstrukcije pred potresi je v Evrokodu 8 odvisna predvsem od projektne potresne obtežbe, ki temelji na elastičnem spektru pospeškov in faktorju obnašanja q , s katerim implicitno zajamemo tudi sposobnost konstrukcije za sipanje energije s poškodbami varovalk v konstrukciji. S faktorjem obnašanja q reduciramo elastične spektre pospeškov. Večja kot je razpoložljiva duktilnost in dodatna nosilnost konstrukcije, večji je faktor obnašanja. Evrokod 8 podaja priporočene vrednosti faktorja obnašanja za različne konstrukcijske sisteme, vendar se v praksi večkrat pojavlja vprašanje o primernosti teh vrednosti.

Evrokod 8 zahteva, da mora biti konstrukcija projektirana tako, da prenese potres s točno določeno povratno dobo. V zadnjem času pa se vse bolj uveljavljajo postopki, kjer na podlagi verjetnostnih metod analize ocenjujemo verjetnost pojava izbranega mejnega stanja konstrukcije oz. verjetnost porušitve. To verjetnost nekateri standardi in modeli opisujejo s sprejemljivo ali tolerirano verjetnostjo porušitve. Po naši definiciji se sprejemljiva verjetnost porušitve nanaša na poškodbe konstrukcije in ekonomske posledice, tolerirana pa na izgubo življenja. Tolerirana verjetnost za izgubo življenja je običajno nekajkrat manjša od sprejemljive verjetnosti porušitve objekta. Na osnovi sprejemljivega tveganja je osnovan tudi krovni standard Evrokod 0 (SIST EN 1990:2004), ki pravi, da je konstrukcijo potrebno projektirati oz. izvesti tako, da bo v predvideni življenjski dobi s primerno zanesljivostjo lahko prenašala vse vplive in bo lahko ob primernih stroških služila svojemu namenu. Omenjeni standard stopnjo zanesljivosti opiše tudi z indeksom zanesljivosti, vendar pa je le-ta definiran za primer porušitve objekta, ki ni posledica potresne obtežbe. Od tod tudi motivacija za izbrano temo magistrskega dela.

Glavni cilj magistrskega dela je zato usmerjen v projektiranje konstrukcij na osnovi ciljne zanesljivosti objekta, kar je v standardu Evrokod 8 trenutno pomanjkljivo rešeno. Zanimalo nas je predvsem, kakšna je relacija med dimenzijami nosilne konstrukcije in ciljno zanesljivostjo. V ta namen smo projektirali osem-etažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo na osnovi različnih sprejemljivih verjetnosti porušitve. Velikostni red le-teh smo določili iz izbranih standardov in modelov za določitev sprejemljivega tveganja za porušitev konstrukcije ali toleriranega tveganja za izgubo življenja. Za osnovo smo pri projektiranju vzeli konstrukcijo, ki zadosti zahtevam Evrokoda 8. Nato smo dimenzije konstrukcije določili še za potresno obtežbo, ki je konsistentna z izbrano ciljno zanesljivostjo konstrukcije. Pri tem smo za dimenzioniranje upoštevali določila Evrokoda 8.

V prvem delu magistrskega dela so prikazana osnovna načela za potresnoodporno projektiranje konstrukcij. Podan je princip redukcije potresnih sil in določitev maksimalnega projektnega pospeška tal za določeno območje. Opisano je, kako z metodo načrtovanja nosilnosti določimo armaturo v posameznih prerezih in kako z N2 metodo naredimo oceno potresne odpornosti objekta. Poleg tega so podane tudi teoretične osnove za določitev potresnega tveganja. Na koncu prvega dela magistrskega dela je povzeta še izpeljava za določitev projektnega in odpornostnega spektra pospeškov na osnovi ciljne zanesljivosti za izbrano mejno stanje.

Drugi del magistrskega dela zajema primer projektiranja konstrukcij po standardu Evrokod 8 in primere projektiranja objekta za različne ciljne zanesljivosti. Pri drugem načinu smo za štiri izbrane tolerirane verjetnosti izgube življenja določili projektni spekter pospeškov, pri čemer smo redukcijski faktor določili za primer konstrukcije, ki je bila predhodno projektirana po Evrokodu. V vseh primerih smo projektirali osem-etažno armiranobetonsko konstrukcijo enakega gabarita. Na koncu analiziramo rezultate in prikazujemo vpliv stopnjevanja sprejemljivega tveganja na količino porabljenega materiala in faktor redukcije potresnih sil. Opredelimo tudi dejavnike, ki imajo največji vpliv na nosilnost in duktilnost konstrukcije.

2 PROJEKTIRANJE OBJEKTOV PO STANDARDU EVROKOD 8

Močni potresi, ki povzročijo hude posledice, se redko pojavijo, vendar jih je vseeno potrebno na nekakšen način upoštevati pri projektiranju objektov. Trenutno najbolj uveljavljen pristop za projektiranje objektov na potresno obtežbo izhaja iz načela, da so konstrukcije potresnoodporne, če jih projektiramo na potres z določeno povratno dobo, pri čemer se stopnjuje povratna doba projektnega potresa za objekte, ki so bolj pomembni. Na tem pristopu temelji tudi standard Evrokod 8.

V skladu s standardom Evrokod 8 je potrebno zadostiti naslednjima osnovnima zahtevama:

- zahteva po neporušitvi,
- zahteva po omejitvi poškodb.

Za izpolnitev prve zahteve mora biti konstrukcija projektirana in grajena tako, da prenese projektni potresni vpliv (glej poglavje 2.2) ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote konstrukcije. Za običajne objekte se projektni potresni vpliv določi na osnovi potresa s povratno dobo 475 let. Za takšen potres obstaja 10 % verjetnosti, da se pojavi v 50-ih letih. Šteje se, da je zahteva po neporušitvi izpolnjena, če določimo dimenzije konstrukcije glede na kontrole mejnega stanja nosilnosti (MSN), oz. dokažemo, da je konstrukcija sposobna sipati energijo in ima zadostno nosilnost.

Druga zahteva se nanaša na potres s povratno dobo 95 let, za katerega obstaja 10 % verjetnosti, da se zgodi v desetih letih. V tem primeru mora biti konstrukcija projektirana tako, da preživi potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv. Pri tem ne sme priti do takih poškodb, ki bi omejile uporabo oz. bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije. Tej zahtevi zadostimo z mejnim stanjem uporabnosti (MSU), kjer kontroliramo etažne pomike konstrukcije.

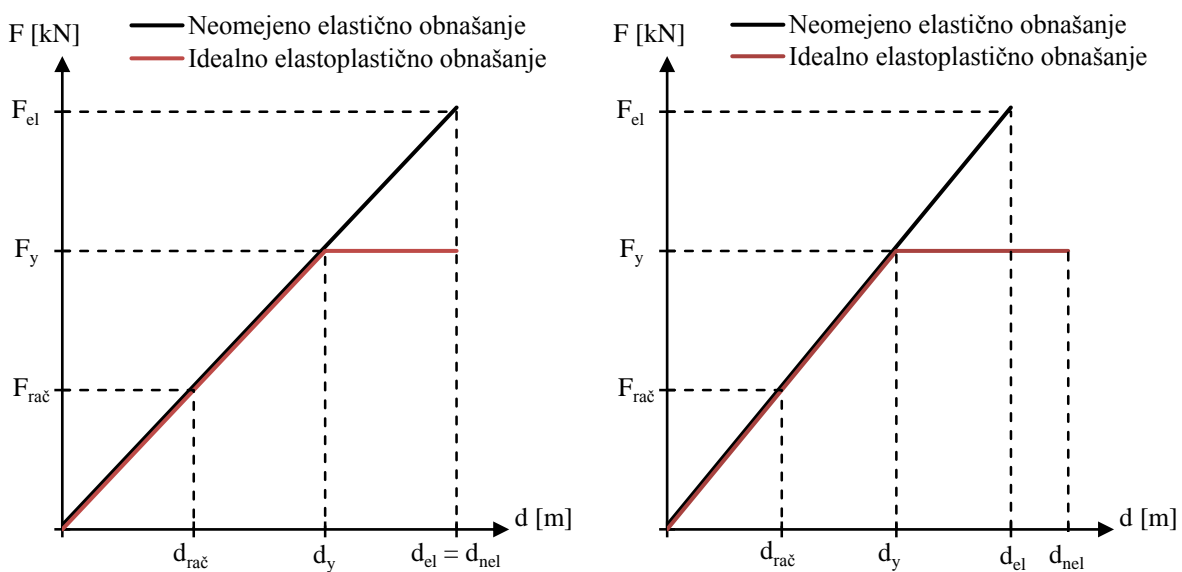
2.1 Faktor obnašanja q in redukcija potresnih sil

Vsak močnejši potres ki se zgodi, pomeni za večino konstrukcij najbolj kritično obremenitev, pri čemer je verjetnost, da se bo sploh pojavil v življenjski dobi objekta, zelo majhna. Konstrukcije se nam torej ekonomsko gledano, ne izplača projektirati tako, da bi med potresom ostala nepoškodovana. Projektirati jo moramo tako, da omejimo poškodbe in preprečimo porušitev. Vsaka konstrukcija, ki se med močnim potresom poškoduje, se obnaša nelinearno. V praksi se kot alternativa nelinearnim, pojavljajo metode, ki temeljijo na elastični analizi in nelinearnost upoštevajo s korekcijskim faktorjem oz. faktorjem obnašanja q , ki se ga lahko za različne konstrukcijske sisteme določi s točko 5.2.2.2 v Evrokodu 8.

Faktor obnašanja je definiran kot razmerje med elastično F_{el} in projektno potresno silo $F_{rač}$:

$$q = \frac{F_{el}}{F_{rač}} \quad (2.1)$$

Ker dovoljujemo poškodbe na konstrukciji v primeru močnega potresa, je nosilnost načrtovane konstrukcije manjša od elastične potresne sile. Na velikost faktorja obnašanja vpliva tudi razmerje med pomikom elastične in neelastične konstrukcije. Le-ti so v področju velikih nihajnih časov (večjih od T_C) zelo podobni. Iz tega sledi, da je maksimalni pomik konstrukcije, ki je posledica potresnega gibanja tal, neodvisen od nosilnosti (slika 1a). Za konstrukcije z majhnim nihajnim časom (manjših od T_C) ta lastnost ne velja, saj je pomik elastične konstrukcije manjši od pomika neelastične konstrukcije (slika 1b).



Slika 1: Redukcija potresnih sil za konstrukcije z osnovnim nihajnim časom a) $T \geq T_C$, b) $T < T_C$
Figure 1: Reduction of seismic forces for structures with period a) $T \geq T_C$, b) $T < T_C$

Faktor obnašanja ni odvisen le od zmožnosti konstrukcije, da se deformira v neelastično območje, ampak tudi od dodatne nosilnosti R_s , ki je definiran takole:

$$R_s = \frac{F_y}{F_{rač}} \quad (2.2)$$

kjer je F_y dejanska, $F_{rač}$ pa računski potresni sila. Sposobnost deformiranja konstrukcije v neelastično območje definiramo z duktilnostjo μ :

$$\mu = \frac{d_n}{d_y} \quad (2.3)$$

kjer je d_n maksimalni pomik neelastične konstrukcije in d_y pomik na meji elastičnosti. Duktilnost μ lahko v primeru, ko je nihajni čas konstrukcije T večji ali enak T_C iz podobnih trikotnikov določimo tudi na naslednji način:

$$\mu = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (2.4)$$

Sedaj duktilnost μ v odvisnosti od nihajnega časa pretvorimo v redukcijski faktor R_μ . Iz enačbe (2.2) in (2.4) sledi:

$$F_y = R_s \cdot F_{\text{rač}} \quad (2.5)$$

$$F_{\text{el}} = R_\mu \cdot F_y = R_\mu \cdot R_s \cdot F_{\text{rač}} \quad (2.6)$$

Faktor obnašanja q zapišemo kot produkt dodatne nosilnosti R_s in duktilnosti R_μ (Fajfar in sod., 2009):

$$q = R_\mu \cdot R_s \quad (2.7)$$

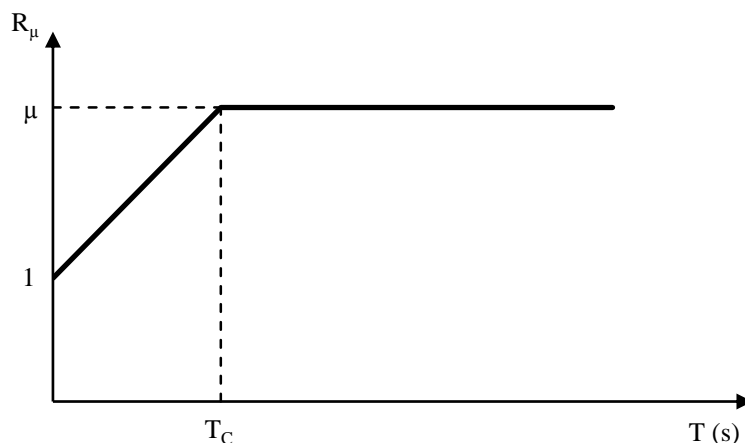
2.1.1 Redukcijski faktor R_μ

V področju kratkih nihajnih časov so pomiki neelastične konstrukcije večji od elastične, zato je v tem območju redukcijski faktor R_μ manjši od duktilnosti μ . V Evrokodu 8 je narejena poenostavljena varianta za določitev redukcijskega faktorja R_μ v odvisnosti od nihajnega časa T (t. i. R - μ - T odnos), in je določena s spodnjima enačbama (Fajfar, 2002):

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C \quad (2.8)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C \quad (2.9)$$

kjer je T_C spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralne hitrosti. Odnos prikažemo še grafično s sliko 2:



Slika 2: Redukcijski faktor R_μ v odvisnosti od nihajnega časa T

Figure 2: Relationship between reduction factor R_μ and period T

2.1.2 Faktor dodatne nosilnosti R_s

Faktor dodatne nosilnosti R_s je odvisen od statične nedoločenosti konstrukcije, razlike med projektnimi in dejanskimi vrednostmi mehanskih lastnosti materiala, ter razlike med računsko potrebno in dejansko izbrano količino armature.

Statično nedoločene konstrukcije imajo sposobnost prerazporeditve obtežbe na ostale elemente. Ko se pojavi plastifikacija prvega konstrukcijskega elementa ni dosežena maksimalna nosilnost. Nosilnost elementov se lahko še nekoliko poveča po tečenju armature, kar je posledica utrditve oz. duktilnosti materiala. Dodatna nosilnost je še večja, če konstrukcijo zasnujemo po metodi načrtovanja nosilnosti, saj s tem omogočimo večjo globalno duktilnost konstrukcije.

Ker pri projektiranju konstrukcije upoštevamo karakteristične in ne dejanske vrednosti materiala, dobimo na ta račun nekaj dodatne nosilnosti. Poleg tega pa pri konstruiranju armature naredimo nekaj poenostavitvev, kot so izbira armature (dejanska armatura je večja od računsko potrebne), tipiziranje pri dimenzioniranju (dimenzije najbolj obremenjenih elementov pripišemo tudi manj obremenjenim) in minimalne zahteve (uporabimo minimalne dimenzije oz. armaturo, čeprav to računsko ni potrebno).

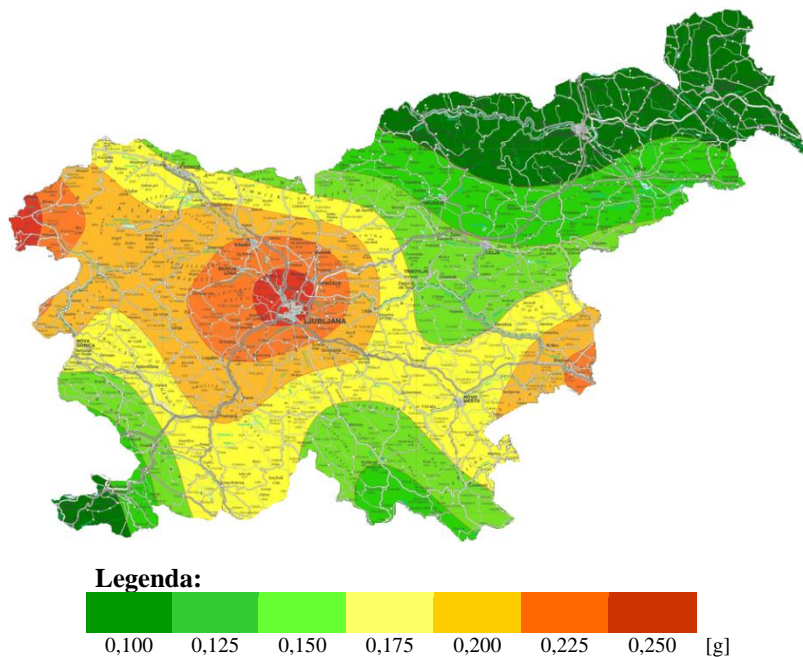
Vsaka od zgoraj omenjenih vplivov v splošnem poveča nosilnost konstrukcije. Za osem-etažno armiranobetonsko okvirno konstrukcijo, ki jo bomo obravnavali v poglavju 6 in 7 je bil faktor dodatne nosilnosti že razčlenjen v diplomskem delu Žižmonda (2012). Vrednosti so naslednje:

- $R_{s1} \approx 1,1$ povečanje nosilnosti zaradi statične nedoločenosti in minimalnih zahtev Evrokoda 2, v primerjavi s silo na katero nosilnost konstrukcije računamo,
- $R_{s2} \approx 1,35$ povečanje nosilnosti zaradi razlike med dejanskimi in računskimi materialnimi karakteristikami,
- $R_{s3} \approx 1,08$ povečanje nosilnosti zaradi dejanske izbrane armature v primerjavi z računsko potrebno,
- $R_{s4} \approx 1,05$ povečanje nosilnosti zaradi upoštevanja minimalnih zahtev Evrokoda 8,
- $R_{s5} \approx 1,0$ povečanje nosilnosti zaradi kriterijev uporabe metode načrtovanja nosilnosti.

Faktor R_{s5} je bil enak 1,0, ker so bile merodajne minimalne zahteve Evrokoda 8 glede armiranja (Žižmond, 2012). Razčlenjene faktorje dodatne nosilnosti zmnožimo med seboj in dobimo enoten faktor dodatne nosilnosti, ki v tem primeru znaša 1,68. Naj še poudarimo, da se faktor dodatne nosilnosti v splošnem spreminja od konstrukcije do konstrukcije, zato ga je potrebno v standardih določiti vnaprej na osnovi parametričnih študij. Podane vrednosti na tem mestu nam služijo zgolj zato, da dobimo občutek, koliko posamezni dejavniki vplivajo k dodatni nosilnosti.

2.2 Potresni vpliv

Potresni vpliv na konstrukcijo se upošteva v obliki spektra pospeškov, ki je definiran z obliko spektra in z maksimalnim pospeškom tal. Vrednost maksimalnega referenčnega pospeška v Sloveniji, na tleh tipa A, se za običajne stavbe določi na podlagi karte potresne nevarnosti za povratno dobo potresa 475 let (slika 3). Največji referenčni pospeški so ocenjeni za območje Bovca in Ljubljanske regije, in sicer na $a_{g,R} = 0,25$ g. Verjetnost prekoračitve pospeška tal na sliki 3 je 10 % v 50-ih letih.



Slika 3: Karta potresne nevarnosti - pospešek tal za povratno dobo 475 let (ARSO, 2012)

Figure 3: Seismic hazard map – peak ground acceleration for return period of 475 years (ARSO, 2012)

Spekter pospeškov je odvisen od temeljnih tal, deleža kritičnega dušenja in lokacije objekta, katere lahko razberemo iz Evrokoda 8. Pospešek temeljnih tal a_g moramo korigirati s faktorjem tal S (od 1,0 za tla tipa A do 1,7 za tla tipa E), kjer so tla tipa A najboljša. Podanih je tudi nekaj tipov tal, in sicer A, B, C, D, E, S1 in S2. Z izbiro tipa tal so določeni tudi nihajni časi T_B , T_C , T_D .

Evrokod 8 loči med projektnim in elastičnim spektrom pospeškov. Za določitev projektnih potresnih sil uporabljamo projektne spektre, kjer je redukcija potresnih sil zaradi sposobnosti sipanja energije in dodatne nosilnosti upoštevana s faktorjem obnašanja q . Projektni spekter, ki temelji na 5 % kritičnega dušenja, je določen z naslednjimi enačbami:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ad}(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ad}(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ad}(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T: S_{ad}(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.13)$$

kjer so:

$S_d(T)$ projektni spekter pospeškov,

T nihajni čas,

a_g projektni pospešek tal,

T_B spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pospeška,

T_C spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralne hitrosti,

T_D spodnja meja območja spektra s konstantno vrednostjo spektralnega pomika,

S faktor tal,

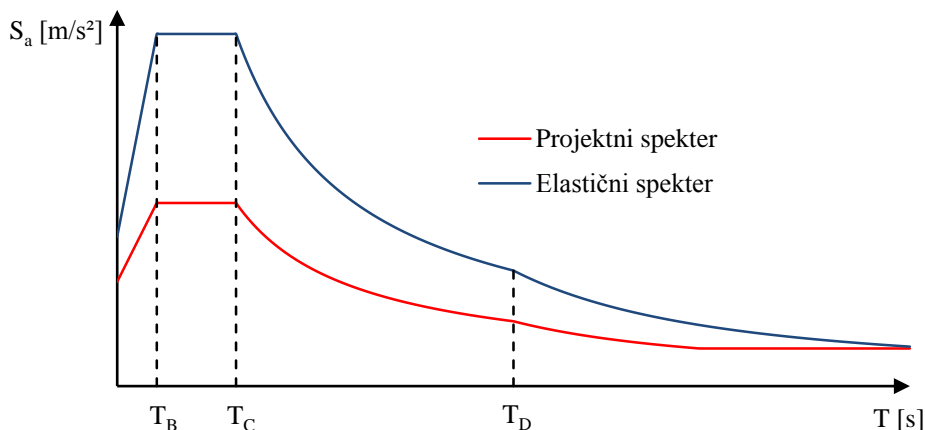
q faktor obnašanja,

β faktor, ki določa spodnjo mejo spektralnega pospeška, ki ga moramo upoštevati v analizi.

Priporočena vrednost znaša $\beta = 0,2$.

Elastični spekter predstavlja idealiziran spekter enotne potresne nevarnosti, ki je določen z verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Enačbe elastičnega spektra se za malenkost razlikujejo od projektnega spektra. Poleg faktorja obnašanja, ki se tukaj ne upošteva oz. se zanj privzame vrednost $q = 1$, območje nihajnih časov večjih od T_D ni omejeno navzdol z $\beta \cdot a_g$. V območju nihajnih časov $T \in [0, T_B]$ se upošteva linearna zveza, pri čemer vrednost pospeška pri nihajnem času $T = 0$ delimo z vrednostjo 1,5.

Primer elastičnega in projektnega spektra pospeškov po standardu Evrokod 8 prikazujemo na sliki 4:



Slika 4: Elastični in projektni spekter pospeškov

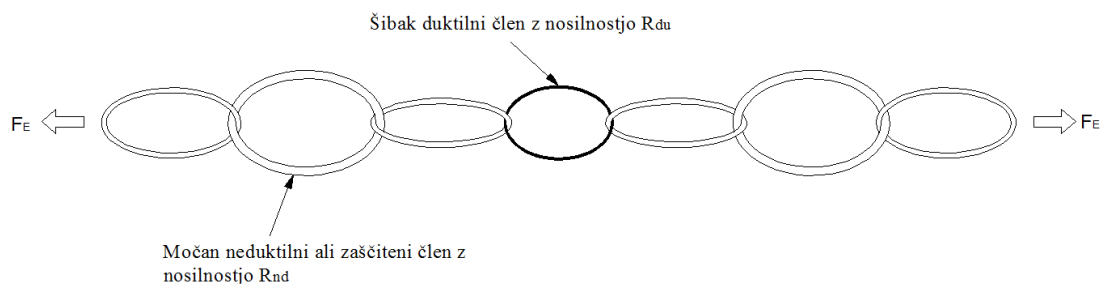
Figure 4: Elastic and design response spectrum

2.3 Projektiranje na stopnjo duktilnosti DCM

Projektiranje objektov na srednjo duktilnost (angl. *Ductility class medium*, DCM), je podano v Evrokodu 8 (SIST EN 1998-1:2005). Podane so različne geometrijske omejitve, minimalne zahteve za geometrijo, kvaliteto materiala in količino armature, kot tudi pravila za preverjanje mejnih stanj in konstruiranje.

2.3.1 Metoda načrtovanja nosilnosti

Metoda načrtovanja nosilnosti (angl. *Capacity design*, CD) se uporablja za zagotavljanje ustrezne lokalne in globalne duktilnosti elementov in konstrukcije. Potrebno je preprečiti koncentracijo plastičnih členkov v stebrih posamezne etaže, strižno porušitev elementov, porušitev stikov gred in stebrov, plastifikacijo temeljev ali katerega koli elementa, za katerega se pričakuje, da bo ostal v elastičnem območju. To storimo na način, da izbrane elemente konstrukcijskega sistema projektiramo tako, da lahko sipajo energijo med velikimi deformacijami. Vsem ostalim elementom moramo zagotoviti zadostno nosilnost, da je izbran način sipanja energije mogoč (Evrokod 8). Postopek načrtovanja nosilnosti lahko ponazorimo z verigo, kjer najšibkejši člen predstavlja varovalko (slika 5).



Slika 5: Analogija med konstrukcijo in verigo z duktilnim šibkim členom (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij, Fajfar in sod., 2009)

Figure 5: The analogy between the structure and the weakest ductile link of chain (Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij, Fajfar in sod., 2009)

Iz ravnotežja sil določimo nosilnost varovanega člena, ki mora biti večja od zunanje obtežbe, da se veriga ne bo pretrgala (Fajfar in sod., 2009):

$$R_{du} \geq F_E \quad (2.14)$$

Dejansko nosilnost $R_{du,dej}$ varovanega člena dobimo tako, da nosilnost R_{du} povečamo za faktor dodatne nosilnosti γ_{Rd} . S tem faktorjem nadomestimo morebitno večjo dejansko nosilnost varovalke od računske nosilnosti:

$$R_{du,dej} \geq \gamma_{Rd} \cdot R_{du} \quad (2.15)$$

Tako zagotovimo da bo varovani element ostal v elastičnem območju (ne bo se poškodoval), ko se bo plastificiral duktilen člen (se bo poškodoval). Z drugimi besedami povedano, s faktorjem γ_{Rd}

preprečimo, da bi bila dejanska nosilnost varovalke večja od nosilnosti varovanega elementa. V tem primeru bi se lahko varovan element prej plastificiral in bi se zaradi nezadostne duktilnosti porušil.

2.3.2 Zagotavljanje lokalne duktilnosti

Armiranobetonski prerez je lahko duktilen le v primeru, če pride do tečenja vzdolžne armature preden je dosežena tlačna trdnost v betonu, zato je potrebno duktilnost armiranobetonskih elementov primerno načrtovati. Lokalno duktilnost elementov zagotovimo tako, da imajo mesta, kjer lahko nastanejo plastični členki, veliko sposobnost plastične rotacije. To velja v primeru, ko so izpolnjeni naslednji pogoji (Evrokod 8, 5.2.3.4):

- zadostna duktilnost za ukrivljenost v vseh kritičnih območjih primarnih potresnih elementov vključno s krajišči stebrov,
- preprečen lokalni uklon tlačene armature na mestu morebitnih plastičnih členkov v primarnih potresnih elementih,
- zagotovitev lokalne duktilnosti z ustrezno izbiro jekla in betona.

Če nimamo natančnejših podatkov, standard Evrokod 8 določa, da je zadostna duktilnost za ukrivljenost zagotovljena, če je faktor duktilnosti za ukrivljenost μ_φ vsaj enak naslednjim izrazom:

$$\mu_\varphi = 2q_0 - 1 \quad T_1 \geq T_C \quad (2.16)$$

$$\mu_\varphi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \quad T_1 \leq T_C \quad (2.17)$$

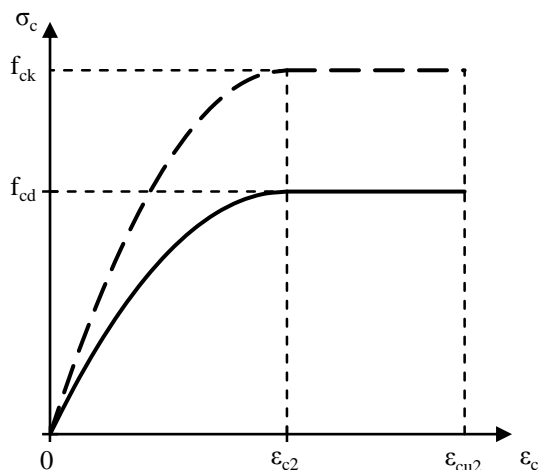
kjer je q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je definirana v preglednici 5.1 v Evrokodu 8, in je odvisna od konstrukcijskega sistema, T_1 nihajni čas konstrukcije, T_C pa zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstanto vrednost.

Faktor μ_φ , je definiran z razmerjem med ukrivljenostjo pri 85 % upogibne nosilnosti v postkritičnem območju in ukrivljenostjo na meji plastičnosti, ob pogoju, da mejni deformaciji betona ε_{cu} in armature $\varepsilon_{su,k}$, nista preseženi.

2.3.3 Zahteve glede materiala

Pri primarnih potresnih elementih mora biti tlačna trdnost betona večja ali enaka trdnostnemu razredu C16/20, v kritičnih območjih pa je potrebno uporabiti armaturno jeklo razredov B in C po določilih Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1:2005), preglednica C.1. V kritičnih območjih je potrebno uporabiti rebrasto armaturo, z izjemo zaprtih stremen in prečnih armaturnih vezi. Če so izpolnjeni vsi zgoraj naštetih pogoji, se lahko uporabljajo varjene mreže.

Pri določanju konstitutivnih zakonov glede materiala se Evrokod 8 navezuje na Evrokod 2, ne glede na izbiro razreda duktilnosti. Za dimenzioniranje prečnih prereзов armiranega betona Evrokod 2 priporoča sovisnost med napetostjo σ_c in deformacijo ϵ_c , kot je prikazano na sliki 6.



Slika 6: Konstitutivni zakon betona za linearno analizo (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 6: Stress-strain relationship for concrete under compression for design of sections (SIST EN 1992-1-1:2005)

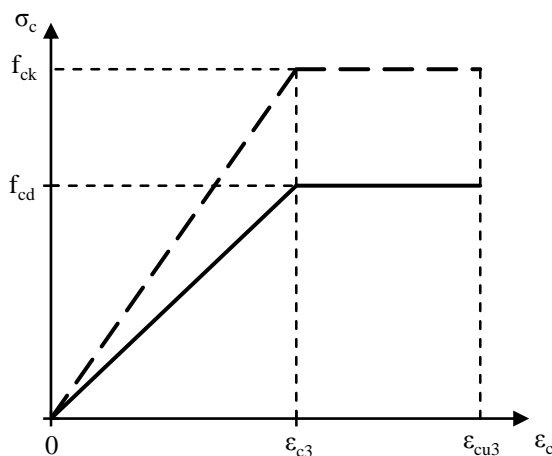
Matematično to zvezo podpremo tudi z naslednjima enačbama:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{za } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (2.18)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{za } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (2.19)$$

pri čemer so deformacija pri doseženi največji napetosti ϵ_{c2} , mejna deformacija ϵ_{cu2} in eksponent n določeni v preglednici 3.1 v Evrokodu 2.

Možno je uporabiti tudi druge, poenostavljene sovisnosti med napetostjo in deformacijo, kot so bilinearna sovisnost (slika 7). Vrednosti ϵ_{c3} in ϵ_{cu3} se tudi določijo v preglednici 3.1 v Evrokodu 2.



Slika 7: Bilinearna sovisnost med napetostjo in deformacijo (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 7: Bi-linear stress-strain relation (SIST EN 1992-1-1:2005)

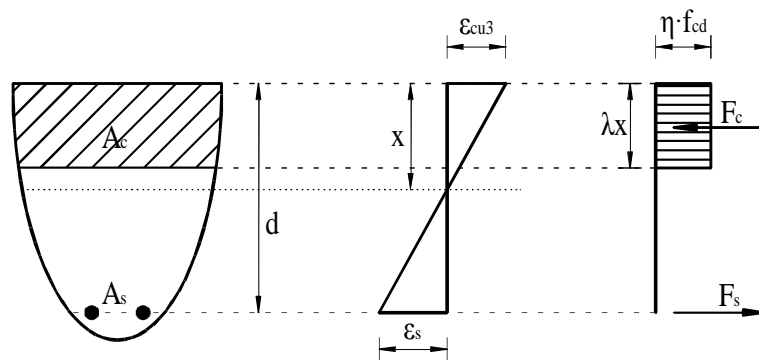
ETABS 9.7.4 (CSI, 2002), ki smo ga uporabili za dimenzioniranje armiranobetonskega okvira, upošteva konstantno porazdelitve napetosti v betonu (slika 8), kar dovoljuje tudi Evrokod 2. Faktor λ in η , s katerima je določena učinkovita višina tlačne cone oz. trdnost betona sta podana s spodnjimi enačbami:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{za } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.20)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{za } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2.21)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{za } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.22)$$

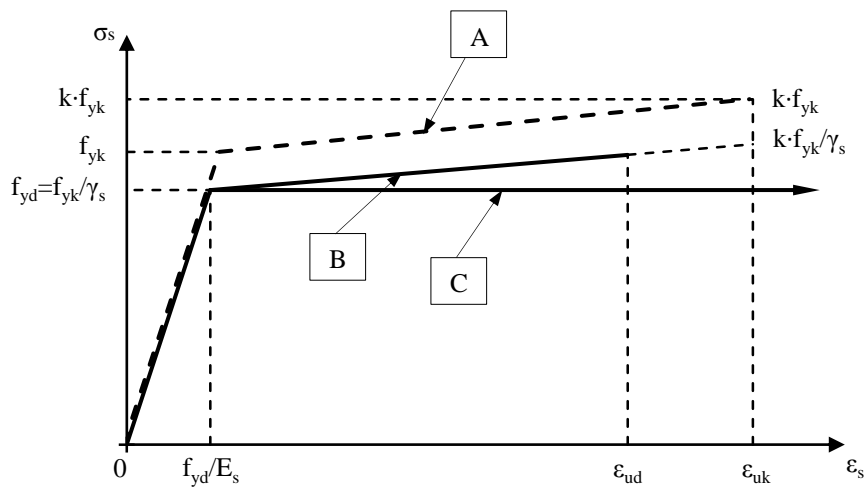
$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{za } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (2.23)$$



Slika 8: Konstantna porazdelitev napetosti (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 8: Rectangular stress distribution (SIST EN 1992-1-1:2005)

Pri jeklu za armiranje moramo pri dimenzioniranju prav tako izhajati iz karakterističnih materialnih vrednosti. Evrokod 2 priporoča sovisnost med napetostjo σ_s in deformacijo ϵ_s armaturnega jekla ob upoštevanju utrditve po meji tečenja (slika 9, C) ali pa brez utrditve (slika 9, B). Prav tako pa je na sliki 9 prikazan idealiziran odnos med napetostjo in deformacijo (A).



Slika 9: Sovisnost med napetostjo in deformacijo armaturnega jekla (A: idealiziran odnos, B in C: diagrama za dimenzioniranje) - (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 9: Stress-strain diagram for reinforcing steel (A: idealized relationship, B and C: diagram for design) - (SIST EN 1992-1-1:2005)

Omejitev glede razmerja med natezno trdnostjo in napetostjo na meji tečenja k in karakteristične deformacije pri največji sili ϵ_{uk} so podane v preglednici C1 v Evrokodu 2, za vrednost projektne deformacije ϵ_{ud} pri največji sili, pa Evrokod priporoča 94 % vrednosti karakteristične deformacije ϵ_{uk} (Evrokod 2, 3.2.7).

2.3.4 Določila za grede

Geometrijske zahteve:

Razdalja med težiščnima osema grede in stebra mora biti manjša od $b_c/4$, da lahko omejimo ekscentričnost osi grede glede na os stebra v katerega se greda vpenja. To omogoča učinkovit prenos cikličnih momentov iz primarne potresne grede v stebel. Širina primarne potresne grede b_w , mora biti izpolnjena z enačbo (2.24), da se lahko izkoristi ugoden vpliv tlačne sile v stebri na sprejemnost vodoravnih armaturnih palic:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (2.24)$$

kjer sta:

h_w višina grede,

b_c največja dimenzija prečnega prereza stebra, normalna na vzdolžno os grede.

Projektni učinki vplivov (notranje sile):

Prečne sile je potrebno v primarnih potresnih gredah določiti v skladu s pravili načrtovanja nosilnosti. Upoštevati se mora ravnotežje grede pri prečni obtežbi, ki deluje na gredo v potresnem projektnem stanju, kjer se v krajišču grede i izračunata najmanjša $V_{Ed,min}$ in največja $V_{Ed,max}$ prečna sila, ki ustrezata največjim pozitivnim in negativnim momentom $M_{i,d}$, ki se lahko pojavijo v krajiščih gred 1 in 2.

Poleg tega je potrebno zagotoviti ravnotežje momentov iz enačbe (2.25) v krajiščih grede $M_{i,d}$, ki ustreza stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obtežbe. Plastični členki se formirajo na krajiščih gred ali pa v navpičnih elementih, ki se stikajo v istih vozliščih kot grede (slika 10).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad (2.25)$$

kjer so:

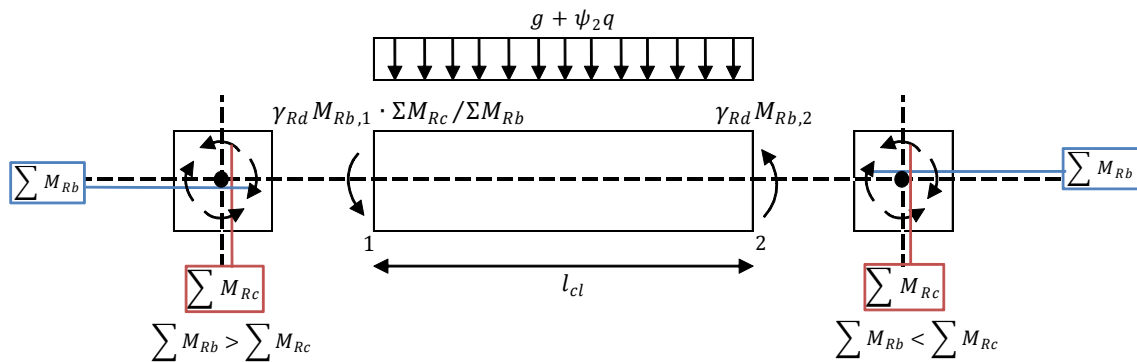
γ_{Rd} faktor dodatne nosilnosti, zaradi utrjevanja jekla. Pri gredah se v primeru DCM privzame vrednost 1,0,

$M_{Rb,i}$ projektna vrednost upogibne nosilnosti grede v krajišču i v smeri upogibnega momenta pri potresnem vplivu,

$\sum M_{Rc}, \sum M_{Rb}$ vsoti projektnih vrednosti upogibnih nosilnosti stebrov oz. gred, ki se stikajo v vozlišču, pri čemer vrednost $\sum M_{Rc}$ ustreza osnim silam v stebri pri projektnem potresnem stanju za upoštevano smer potresnega vpliva.

Enačba (2.25) se lahko uporabi, če je vsota projektnih upogibnih nosilnosti stebrov $\sum M_{Rc}$ večja od vsote vseh upogibnih nosilnosti prečk $\sum M_{Rb}$, pomnoženim s faktorjem 1,3:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.26)$$



Slika 10: Velikost prečnih sil v gredah, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005)

Figure 10: Capacity design values of shear forces in beams (SIST EN 1998-1:2005)

Upogibna in strižna nosilnost:

Upogibna in strižna nosilnost gred se določita v skladu z Evrokodom 2. Zgornja armatura se razporedi v območju širine stojine, v krajnih prerezih primarnih potresnih gred T in L prereza. Sodelujoča širina b_{eff} se lahko predpostavi pri primarnih potresnih gredah:

- ob zunanjih stebrih: upošteva se sodelujoča širina enaka širini stebra b_c , če v prečni smeri ni grede, v primeru da je, pa se lahko le-ta poveča na vsaki strani za $2h_f$,
- ob notranjih stebrih: zgoraj navedene vrednosti se lahko povečajo še za dodatnih $2h_f$, na vsako stran grede (Evrokod 8, točka 5.4.3.1.1).

Zagotavljanje lokalne duktilnosti primarnih potresnih elementov:

Lokalno duktilnost gred zagotovimo tako, da so izpolnjeni vsi pogoji v točki 5.4.3.1.2 Evrokoda 8:

- potrebno je obravnavati kritična območja primarne potresne grede na razdalji $l_{cr} = h_w$ (kjer h_w označuje višino grede) od krajnih prerezov, na obeh straneh kateregakoli prereza, saj tam lahko pride do plastifikacije pri projektnem stanju,
- v primeru da grede podpirajo neprekinjene navpične elemente, se kritična območja povečajo iz h_w na $2h_w$,
- delež armature v natezni coni ne sme biti manjši od minimalne vrednosti ρ_{min} ,

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.27)$$

- o prav tako pa delež armature v natezni coni ρ ne sme presegati vrednosti ρ_{\max} ,

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.28)$$

kjer je μ_{φ} faktor lokalne duktilnosti, ki se določi v odvisnosti od nihajnega časa in faktorja obnašanja q , $\varepsilon_{sy,d}$ pa projektna deformacija armaturnega jekla pri meji tečenja,

- o premer stremen d_{bw} ne sme biti manjši od 6 mm, prvo streme na krajišču grede ne sme biti oddaljeno več kot 50 mm in razmik stremen s ne sme biti večji od:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225\text{mm}; 8d_{bl}\} \quad (2.29)$$

kjer sta:

d_{bl} polmer najtanjše vzdolžne palice (v milimetrih),

h_w višina grede (v milimetrih).

Zahtevam za lokalno duktilnost v kritičnih območjih primarnih potresnih gred zadostimo v primeru, da je v tlačni coni položena armatura s prerezom vsaj polovice prereza dejanske natezne armature:

$$A'_s \geq 0,5 \cdot A_s \quad (2.30)$$

2.3.5 Določila za stebre

Geometrijske omejitve:

Pri stebrih moramo zagotoviti, da dimenzije prečnega prereza primarnih potresnih stebrov niso manjše od desetine večje razdalje med prevojno točko in krajiščema stebra, razen v primerih, ko je izpolnjen pogoj določen z enačbo (2.31), ko vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati:

$$\vartheta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_t}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,1 \quad (2.31)$$

kjer so:

ϑ koeficient občutljivosti za etažne pomike,

P_{tot} celotna osna sila v obravnavani etaži in nad njo, upoštevana pri potresnem projektnem stanju,

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

V_{tot} celotna prečna sila v etaži,

h višina etaže.

Projektni učinki vplivov (notranje sile):

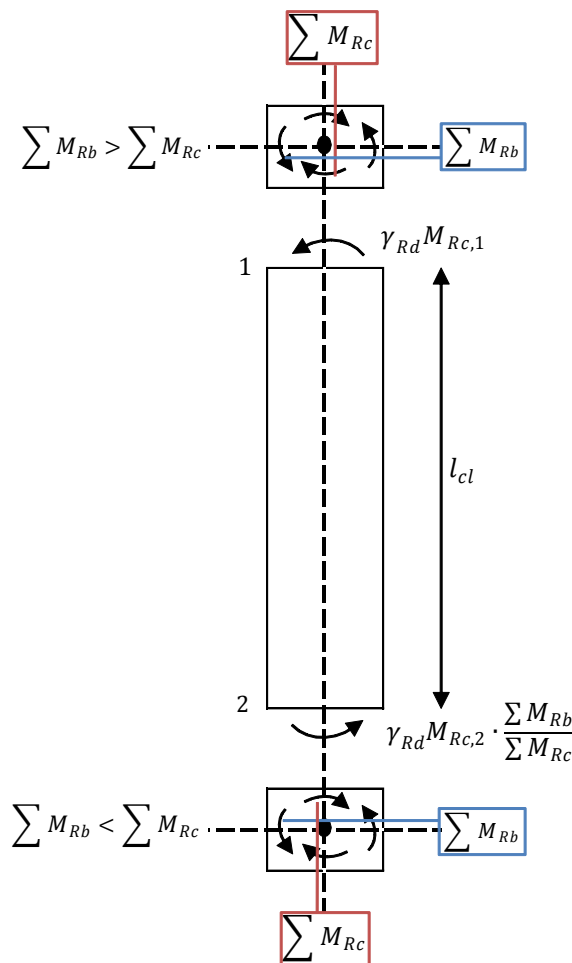
V primarnih potresnih stebrih mora biti prečna sila določena na osnovi načrtovanja nosilnosti. Obveljati mora ravnotežje iz enačbe (2.32) pri delovanju momentov $M_{i,d}$ na krajiščih, ki ustrezajo stanju, ko se formirajo plastični členki za pozitivno in negativno smer delovanja potresne obremenitve. Plastični členki se pojavijo na krajiščih gred, ki so povezane v istem vozlišču kot steber ali pa v krajiščih stebra (slika 11).

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{RC,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (2.32)$$

kjer sta:

γ_{Rd} faktor dodatne nosilnosti, zaradi utrjevanja jekla in objetja betona v tlačni coni prereza. Za DCM se privzame se vrednost 1,1,

$M_{RC,i}$ projektna vrednost upogibne nosilnosti stebra v krajišču i v smeri upogibnega momenta pri potresnem vplivu, pri čemer vrednosti $\sum M_{Rc}$ in $\sum M_{RC,i}$ ustrežata osnim silam v stebri pri potresnem projektnem stanju za upoštevanje smer potresnega vpliva.



Slika 11: Velikost prečnih sil v stebrih, določena s postopkom načrtovanja nosilnosti (SIST EN 1998-1:2005)

Figure 11: Capacity design values of shear forces in columns (SIST EN 1998-1:2005)

Strižna in upogibna nosilnost:

Pri stebrih se strižna in upogibna nosilnost določita v skladu z Evrokodom 2, le da se vrednost osne sile uporabi iz analize za potresno projektno stanje. Pri dvoosnem upogibu se lahko poenostavi tako, da se preveri vsaka smer ločeno in pri tem upošteva 30 % zmanjšana enoosna upogibna nosilnost, vendar vrednost normirane osne sile v primarnih potresnih stebrih ne sme preseči 0,65.

Zagotavljanje lokalne duktilnosti primarnih potresnih elementov:

Da zagotovimo lokalno duktilnost stebrov, morajo biti v skladu s točko 5.4.3.2.2 Evrokoda 8, izpolnjeni naslednji pogoji:

- o delež vzdolžne armature mora biti med $0,01 < \rho < 0,04$,
- o vzdolž vsake stranice stebra je potrebno poleg vogalnih palic postaviti še vsaj eno vmesno, da se zagotovi integriteta vozlišč stebrov z gredami,
- o kot kritična območja se obravnavajo elementi na razdalji l_{cr} od obeh krajišč stebra,
- o v primeru da nimamo dovolj informacij na voljo, se lahko dolžina kritičnega območja l_{cr} (v metrih) izračuna z izrazom:

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} \quad (2.33)$$

kjer sta:

h_c največja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih),

l_{cl} svetla višina stebra (v metrih),

- o v primeru da velja $l_{cl}/h_c < 3$, je potrebno primarni potresni steber po celotni višini upoštevati kot kritično območje in ga ustrezno tudi armirati,
- o v kritičnem območju ob vpetju morata biti izpolnjeni enačbi (2.16) oz. (2.17). V primeru, da je za izpolnitev tega pogoja, potrebna deformacija v betonu večja od $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, je treba izgubo nosilnosti zaradi luščenja betona nadomestiti z ustreznim objetjem betonskega jedra s stremeni. Ti dve zahtevi sta izpolnjeni v primeru da velja:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq \mu_{\varphi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (2.34)$$

kjer so:

μ_{φ} zahtevana vrednost faktorja duktilnosti za ukrivljenost,

v_d normirana projektna osna sila $v_d = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$,

ω_{wd} mehanski volumenski delež zaprtih stremen, ki objemajo betonsko jedro kritičnega območja:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.35)$$

$\varepsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji elastičnosti za natezno armaturo,

h_0, b_0 višina in širina objetega jedra,

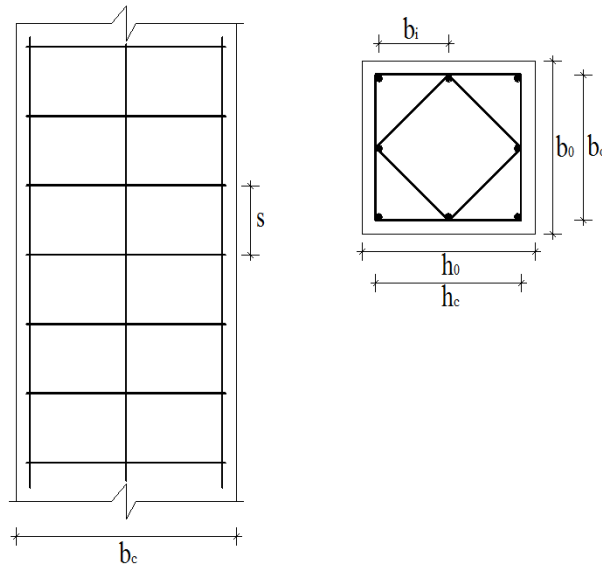
b_c širina celega betonskega prereza,

α faktor učinkovitosti objekta betonskega jedra, določen z izrazom $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, kjer sta:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \quad (2.36)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (2.37)$$

kjer je n skupno število vzdolžnih armaturnih palic, ki v prečni smeri podpirajo stremena ali prečne vezi, b_i pa razdalja med sosednjimi podprtimi palicami (slika 12).



Slika 12: Objetje betonskega jedra (SIST EN 1998-1:2005)

Figure 12: Confinement of concrete core (SIST EN 1998-1:2005)

Stremena morajo imeti premer vsaj 6 mm, da se prepreči lokalni uklon vzdolžnih armaturnih palic in je zagotovljena najmanjša duktilnost, razmik stremen s (v milimetrih) pa ne sme presežati:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{b1}\} \quad (2.38)$$

kjer sta:

b_0 največja dimenzija betonskega jedra (v milimetrih),

b_1 najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic (v milimetrih).

3 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI NA OSNOVI POTISNE ANALIZE

3.1 Splošno

Osnovni cilj projektiranja gradbenih objektov na potresnih območjih je preprečitev porušitve in s tem varovanje človeških življenj. Poleg tega je potrebno tudi omejiti materialno škodo v predvidenih mejah. V ta namen se že približno 30 let razvija t. i. projektiranje kontroliranega obnašanja. Cilj takega načina je projektiranje konstrukcij, ki se bodo predvidljivo in kontrolirano obnašale pri potresih različne pogostosti. To informacijo je zelo pomembno predati investitorju, saj lahko na podlagi tega z določeno verjetnostjo v življenjski dobi objekta pričakuje kakšne poškodbe bo utrpela konstrukcija.

Osnovo za oceno potresnega tveganja predstavljajo metode nelinearne analize. Z metodami linearne analize namreč ne moremo simulirati poškodovanosti konstrukcije med potresi, saj z linearnim modelom opišemo le togost konstrukcije, medtem ko v nelinearnem modelu simuliramo tudi nosilnost in deformacijsko kapaciteto. Za določitev nelinearnega modela zato potrebujemo bistveno več podatkov, kot na primer podatke o armaturi konstrukcijskih elementov, trdnost materiala in podobno. Poenostavljena nelinearna metoda, ki se precej uporablja v potresnem inženirstvu, povezuje nelinearno statično oz. potisno (angl. *pushover*) analizo z odzivom ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (Fajfar, 2000). Teoretične osnove te metode, ki se imenuje N2 metoda, podajamo v nadaljevanju tega poglavja.

3.2 Potisna (angl. *pushover*) analiza

Nelinearno statično (v nadaljevanju potisno) analizo izvedemo tako, da model konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (angl. *Multi Degree of Freedom*, MDOF) obremenimo z neko določeno obliko horizontalnih potresnih sil in potisnemo konstrukcijo vse do porušitve. Običajno se pri potisni analizi krmilijo pomiki, pri čemer se zagotavlja oblika horizontalnih potresnih sil. Pri konstrukciji z elementi, katerih nosilnost se po tvorbi plastičnega mehanizma s povečanjem deformacije zmanjšuje, je ta analiza tudi edina možna. Potisna analiza temelji na predpostavki, da je za nihanje med potresom pomembna samo ena nihajna oblika, ki ni odvisna od poškodovanosti. Uporaba potisne analize je predpisana tudi z Evrokodom 8, ki zahteva uporabo najmanj dveh oblik obtežbe, in sicer:

- »enakomerno« porazdelitev sil, kjer so vodoravne sile sorazmerne z masami etaž,
- »modalno« porazdelitev sil, kjer so vodoravne sile sorazmerne potresnim silam, ki so določene modalno analizo.

»Enakomerna« porazdelitev sil ustreza konstantni nihajni obliki $\emptyset = 1$, »modalna« porazdelitev pa izhaja iz potresnih sil glede na modalno analizo, vendar se modalna porazdelitev sil sorazmerno dobro

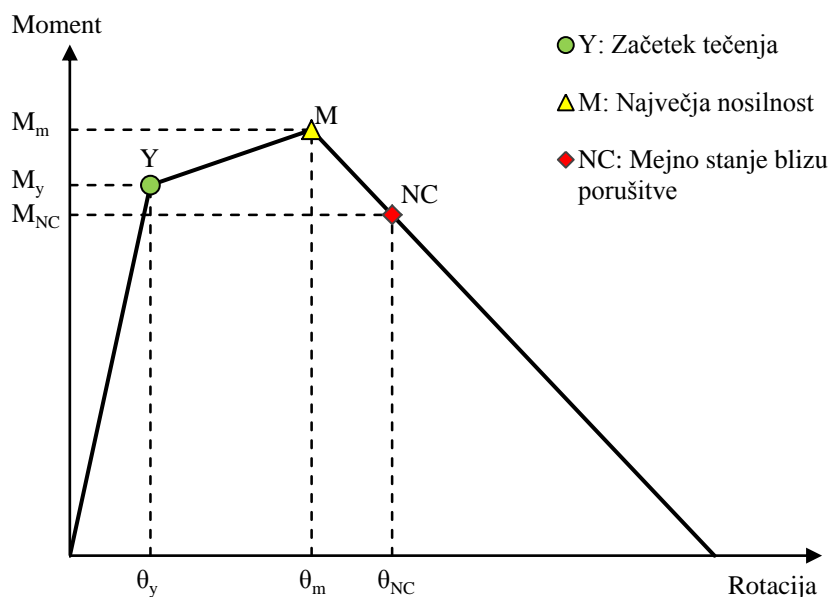
aproximira bodisi na osnovi prve nihajne oblike ali pa deformacijske oblike, ki ustreza obrnjenemu trikotniku.

Oblika horizontalnih sil se med analizo ne spreminja, medtem ko se njegova velikost povečuje ali zmanjšuje v odvisnosti od pomika. Pri določeni velikosti pomika oz. obtežbe pride do plastifikacije prvega elementa konstrukcije, pri nadaljnjem povečevanju pa še v ostalih elementih. Togost konstrukcije se postopoma zmanjšuje, dokler ne pride do plastičnega mehanizma. Nosilnost se po ustvarjenem plastičnem mehanizmu lahko poveča le še na račun utrjevanja materiala. V nasprotnem primeru se material zmehta, povečevanje pomikov pa se vrši v postkritičnem območju. Togost je takrat negativna, nosilnost pa pada. Porušitev konstrukcije nastopi pri deformaciji, kjer nosilnost teoretično pade na 0, vendar se v praksi upoštevajo dogovorjene vrednosti, običajno 80 % maksimalne nosilnosti (Ganc, 2009).

Rezultat potisne analize je odnos med celotno prečno silo ob vpetju in pomikom na vrhu konstrukcije, v kateri na abscisno os nanašamo pomik vrhnje etaže, na ordinatno os pa skupno prečno silo ob vpetju. Potisno krivuljo v primeru nesimetrije naredimo za vsako smer posebej.

3.2.1 Nelinearni model konstrukcije

Pri potresni analizi ne smemo računati odziv dela konstrukcije, ampak moramo konstrukcijo obravnavati kot celoto, saj je potresna obtežba na konstrukcijo odvisna od konstrukcije. Nelinearni model naredimo na osnovi linearnega modela konstrukcije. Najenostavneje je, da matematični model, ki se običajno uporablja pri linearni elastični analizi, dopolnimo s podatki o nelinearnem odnosu med obtežbo in deformacijo za posamezen element konstrukcije. Najbolj pogosto se uporablja linijski model, kjer posameznemu elementu predpostavimo koncentrirano plastičnost na obeh koncih, ki so zasnovani na osnovi tipičnih plastičnih mehanizmov armiranobetonskih okvirnih sistemov, ter opisujejo nelinearen odnos med momentom in rotacijo ($M-\theta$ odnos), kot prikazuje slika 13. V splošnem take ovojnice zajemajo rotacije elementa v elastičnem območju do meje tečenja, plastične rotacije po meji tečenja v območju utrjevanja do največje nosilnosti, ter del plastičnih rotacij v območju padanja nosilnosti elementa.



Slika 13: Ovojnica moment – rotacija v plastičnih členkih armiranobetonskih elementov

Figure 13: Moment – rotation relationship of a plastic hinge in reinforced concrete elements

Točka Y predstavlja točko tečenja, kjer nastopi moment na meji elastičnosti M_y . Moment se izračuna za stanje, ko armatura zapusti elastično območje ali pa beton preseže mejno tlačno deformacijo. θ_y predstavlja rotacijo ko nastopi tečenje armature v prvi točki:

$$\theta_y = \frac{M_y L_0}{3EI} \quad (3.1)$$

kjer je L_0 razdalja med koncem elementa in nično točko momenta, E elastični modul betona, I pa vztrajnostni moment prereza.

Točka M predstavlja zgornjo mejo področja utrjevanja in hkrati maksimalno nosilnost elementa M_m . Točka NC označuje mesto blizu porušitve. Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3:2005) predpisuje, da se za moment M_{NC} lahko privzame 80 % maksimalne nosilnosti, rotacijo pa lahko izračunamo s pomočjo enačbe:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016(0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (3.2)$$

kjer je:

γ_{el} enak 1,5 za primarne in 1,0 za sekundarne potresne elemente,

h višina prečnega prereza,

$L_v = \frac{M}{V}$ razmerje momenta in prečne sile v obravnavanem prerezu,

$\rho = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c}$ (b = širina tlačne cone, N = osna sila pozitivna za tlak),

ω', ω delež armature v tlačnem oz. nateznem delu,

f_c, f_{yw} srednja tlačna trdnost betona in jekla na meji tečenja v MPa,

$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w} s_h$ delež stremenske armature vzporedno s smerjo obtežbe, kjer je s_h razdalja med stremeni,

ρ_d delež diagonalne armature,

α faktor objetja betonskega dela, določen s spodnjo enačbo:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad (3.3)$$

kjer je:

h_0 in b_0 širina in globina objetega dela betonskega jedra,

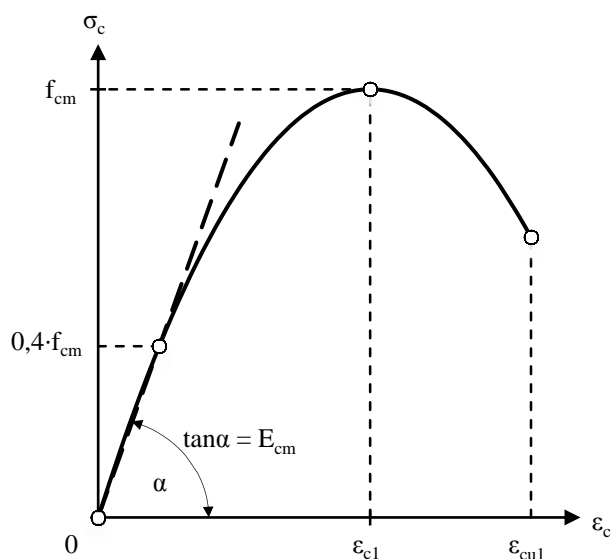
b_i razdalje med posameznimi objetimi vzdolžnimi armaturnimi palicami.

Evrokod 8-3 tudi določa, da moramo za elemente brez konstrukcijskih detajlov primernih za potresna območja, zmanjšati mejno rotacijo s faktorjem 0,825. Precej negotovosti je glede določitve rotacije pri popolni porušitvi in rotaciji pri maksimalnem momentu. Ker teh podatkov ne znamo izračunati, se lahko na podlagi eksperimentalnih rezultatov določi razmerje rotacij med momentom pri porušitvi in maksimalnim momentom. Priporočene vrednosti so med 3 in 4. V poglavju 6 in 7, kjer prikazujemo projektiranje konstrukcije po Evrokodu 8 in za različne ciljne povratne dobe mejnega stanja blizu porušitve, smo za ta faktor predpostavili vrednost 3,5.

3.2.2 Materialni zakoni za nelinearno analizo

Materialno nelinearnost po priporočilih Evrokoda 8 za nelinearne analize definiramo v diskretnih točkah, v t. i. plastičnih členkih. Za odnos moment – rotacija (slika 13), je potrebno poleg dimenzije prereza in izbrane armature, definirati tudi materialne karakteristike in konstitutivne zakone za beton in armaturo.

Pri določanju konstitutivnih zakonov se Evrokod 8 za armiran beton navezuje na Evrokod 2. Za nelinearne analize Evrokod 2 določa sovisnost med napetostjo σ_c in deformacijo ε_c za kratkotrajno enosno obremenitev (slika 14).



Slika 14: Shematska predstavitev sovisnosti med napetostjo in deformacijo betona za analizo konstrukcij (vrednost $0,4f_{cm}$ za definicijo E_{cm} je približna) - (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 14: Stress-strain relationship for concrete under compression for non-linear structural analysis (the use $0,4f_{cm}$ for the definition of E_{cm} is approximate) - (SIST EN 1992-1-1:2005)

To zvezo lahko zapišemo na naslednji način:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.4)$$

kjer je koeficient k določen z izrazom spodaj:

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad \text{za } 0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}| \quad (3.5)$$

pri čemer je η razmerje med deformacijo v betonu ϵ_c in deformacijo pri največji tlačni napetosti ϵ_{c1} , f_{cm} srednja tlačna trdnost, E_{cm} elastični modul, ϵ_{cu1} pa nazivna mejna deformacija. Vse vrednosti je mogoče dobiti v preglednici 3.1 v Evrokodu 2, ki se za različne kvalitete betona razlikujejo. Ta konstitutivni zakon bomo v našem primeru uporabili pri potisni analizi.

Pri jeklu za nelinearno analizo odvisnost napetost – deformacija ni posebej podana. Standard Evrokod 8 sicer zahteva uporabo srednjih vrednosti materialnih karakteristik, definira pa le srednje vrednosti za trdnost betona. V okviru magistrskega dela smo se odločili, da bomo uporabili srednje natezne trdnosti jekla f_{ym} , ki so bile že uporabljene v diplomskem (Žižmond, 2012) oz. magistrskem delu (Drobnič, 1997). Srednja natezna trdnost f_{ym} armaturnega jekla S500 je enaka 570MPa. V poglavju 6 in 7, kjer izvedemo potisno analizo, smo uporabili sovisnost med napetostjo in deformacijo, ki je definirana v poglavju 2.3.3 na sliki 9 za diagram brez utrditve, pri čemer smo upoštevali srednje vrednosti.

3.2.3 PBEE toolbox

Za izvajanje zahtevnejših računskih analiz, povezanih z določevanjem nelinearnega potresnega odziva konstrukcij, kot je na primer potisna analiza, potrebujemo ustrezno programsko orodje. V ta namen smo uporabili programski paket PBEE toolbox (angl. *Performance Based Earthquake Engineering*), (Dolšek, 2010), ki deluje v kombinaciji s programom OpenSees (angl. *Open System for Earthquake Engineering Simulation*), (McKenna in Fenves, 2007). PBEE toolbox omogoča avtomatsko generiranje vhodnih datotek programa OpenSees, poleg tega pa nudi napredno orodje za obdelavo rezultatov analize v programu Matlab.

Model konstrukcije v PBEE toolbox-u sledi določilom Evrokoda 8 za nelinearno analizo stavb. Kot vsak odprtokodni program, ima tudi ta uvedenih nekaj predpostavk, ki poenostavijo modeliranje.

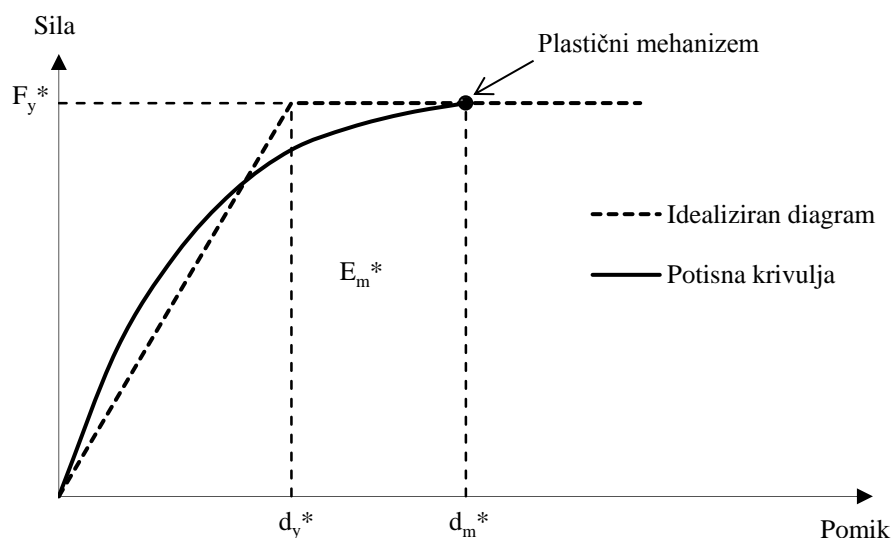
Osnovne predpostavke so:

- na nivoju etaž so predpostavljene diafragme, ki so toge v svoji ravnini, mase in masni vztrajnostni momenti pa so koncentrirani v težišču etaže,
- stebri in grede so modelirani z elastičnim elementom, njihovo upogibno obnašanje pa je definirano z odnosom moment – rotacija na krajiščih tega elementa. Pri tem je predpostavljeno, da je nična momentna točka na sredini elementa. Pri gredah je plastični členek definiran kot momentni členek v primeru upogiba izven ravnine plošče, pri stebrih pa sta upoštevana dva neodvisna momentna členka za posamezno upogibno os,
- odnos moment – rotacija se lahko do območja mehčanja modelira z bilinearnim ali trilinearnim odnosom. V našem primeru bomo uporabili bilinearni odnos (glej poglavje 3.2.1), s katerim definiramo lastnosti plastičnih členkov. Pri računu odnosa moment – rotacija se za grede upošteva osno silo enako nič, pri stebrih pa se upošteva osna sila zaradi vertikalne obtežbe. Upoštevano je, da negativna togost linearno pada po doseženem največjem momentu,
- gravitacijska obtežba se upošteva kot enakomerno porazdeljena na gredah ali s koncentrirano silo na vrhu stebrov.

3.3 Idealizacija potisne krivulje

Za nadaljnji račun je potrebno odnos med prečno silo in pomikom potisne krivulje idealizirati. Po Fajfarju (2002) se uporablja elastično plastična idealizacija (bilinearna oblika), kjer elastičnemu območju sledi plastično tečenje brez utrditve. Če se račun na SDOF modelu vrši z nelinearno dinamiko, pa v splošnem ni omejitve glede oblike idealizacije potisne krivulje. Rezultati analize so odvisni predvsem od izbire ekvivalentne elastične togosti. V skladu z Evrokodom 8, dodatek B3, je sila tečenja F_y , ki predstavlja tudi nosilnost idealiziranega sistema, enaka celotni prečni sili pri tvorbi

plastičnega mehanizma. Začetna togost idealiziranega sistema se določi tako, da sta površini pod dejanskim in idealiziranim odnosom med obtežbo in deformacijo enaki (Slika 15).



Slika 15: Določitev idealizirane elastično – idealno plastične krivulje (SIST EN 1998-1:2005)

Figure 15: Determination of the idealized elastic – perfectly plastic force displacement relationship (SIST EN 1998-1:2005)

Pri tej predpostavki je pomik d_y^* na meji tečenja idealiziranega diagrama določen z:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.6)$$

kjer je E_m^* dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma.

Tak način idealizacije je primeren tedaj, ko so neelastične deformacije velike. V primeru da so te deformacije majhne, je bolj ustrezno, da za pomik vzamemo manjšo vrednost. Evrokod 8 dovoljuje iteracijski postopek, kjer pri določitvi idealizacije bilinearnega odnosa upoštevamo pomik sistema, izračunan v prejšnjem koraku.

3.4 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo

V okviru N2 metode se ciljni pomik za dano potresno obtežbo, ali mejna intenziteta za dano mejno stanje določita na osnovi odziva sistema z eno prostostno stopnjo (angl. *Single degree of Freedom*, SDOF). V ta namen moramo idealiziran sistem z več prostostnimi stopnjami (angl. *Multi degree of Freedom*, MDOF) prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo SDOF.

Pretvorbe naredimo za obe vodoravni smeri X in Y. Postopek, ki je znan iz dinamike konstrukcij za linearne sisteme (Fajfar, 1984), razširimo na nelinearne sisteme (Fajfar, 2000) in dobimo enačbe za pretvorbo sil in pomikov, ki temeljijo na predpostavki, da je nihajna oblika konstrukcije časovno

nespremenljiva. Transformacijski faktor Γ , ki je odvisen od predpostavljenega približka za nihajno obliko ϕ in prerezporeditve mas m_i je v Evrokodu 8 določen kot:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.7)$$

kjer je m_i masa i -te etaže, ϕ_i normirana komponenta pomika v vektorju, ki se uporabi za izračun horizontalne sile na konstrukcijo in m^* masa ekvivalentnega modela z eno prostostno stopnjo SDOF, določena z enačbo:

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (3.8)$$

V enačbah je upoštevano, da je deformacijska oblika normirana tako, da pomik na vrhu znaša $\phi_n = 1$. Transformacijski faktor Γ pa je razen v posebnem primeru, ko predpostavimo konstantno obliko po višini ($\Gamma = 1$), večji od 1.

Za ekvivalenten SDOF sistem velja isti diagram obtežba-deformacije kot za MDOF. Ker je pretvorba za sile in pomike enaka, se oblika ohrani za diagram obtežba-deformacija, prav tako pa se ohranijo tudi togosti in nihajni čas. Enačbi za pretvorbo sil in pomikov zapišemo s spodnjima enačbama, kjer je F_y^* sila in d_y^* pomik ekvivalentnega SDOF:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} \quad (3.9)$$

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} \quad (3.10)$$

Nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema izračunamo kot:

$$T^* = 2 \pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2 \pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.11)$$

kjer je F_y^* meja tečenja, d_y^* pomik na meji tečenja, m^* masa in k^* togost ekvivalentnega SDOF.

Razmerje F_y^*/m^* predstavlja kapaciteto neelastične konstrukcije v smislu pospeška. Idealiziran odnos med silo in pomikom primerjamo z zahtevami potresa, ki so definirane v AD formatu, zato moramo silo F_y^* deliti z maso m^* SDOF sistema. Pospešek lahko poimenujemo diagram kapacitete (angl. *capacity diagram*).

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (3.12)$$

3.5 Uporaba N2 metode

N2 metoda, (N - nelinearen, 2 - dva matematična modela: MDOF in SDOF) ki je bila razvita v sredini osemdesetih let na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo IKPIR (Fajfar,

2002) je vključena tudi v trenutno veljavni Evrokod 8. Temelji na nelinearni statični analizi modela konstrukcije z več prostostnimi stopnjami (MDOF sistem) pri monotoni naraščajoči horizontalni obtežbi in neelastičnih spektrih odziva, ki so podani za sisteme z eno prostostno stopnjo (SDOF). N2 metoda se uporablja tako za projektiranje novih, kot tudi za oceno obnašanja starih konstrukcij (Fajfar, 2002).

Ker so nelinearne metode analize običajno zelo zahtevne, jih je za njihovo praktično uporabo potrebno čim bolj poenostaviti, zato ima N2 metoda določene predpostavke, ki omejuje njeno uporabnost. Zadovoljive rezultate daje predvsem pri konstrukcijah, ki nihajo pretežno v eni sami nihajni obliki. Pri visokih stavbah, kjer so lahko pomembne tudi višje nihajne oblike, pa z metodo tega običajno ne izpolnimo. Pri prostorskih modelih stavb pogoja ne izpolnjujejo torzijsko podajne konstrukcije, saj je njihova osnovna nihajna oblika torzijska. Problem nastane tudi, če se odnos med obtežbo in deformacijo ne da idealizirati z idealnim elasto-plastičnim odnosom. V takšnih primerih obstaja možnost, da ciljni pomik določimo z uporabo nelinearne dinamične analize, ki jo izvedemo za ekvivalentni SDOF sistem.

Rezultat N2 metode je zveza med mero poškodovanosti in seizmično intenziteto. Običajno za ti dve količini uporabimo maksimalni pospešek tal ali spektralni pospešek pri nihajnem času ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in pomik na vrhu konstrukcije. Ti dve količini sta predstavljeni v formatu pospešek-pomik (angl. *Accelerogram – Displacement*, AD format). Z N2 metodo lahko nato določimo mejni pospešek pri izbranem mejnem stanju ali ciljni pomik in pripadajočo poškodovanost za izbrano intenziteto potresa. (Fajfar, 2002)

3.5.1 AD format elastičnega in neelastičnega sistema

Potresna obtežba se običajno podaja v obliki elastičnega spektra pospeškov S_{ae} , kjer so pospeški SDOF sistema podani v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije. Elastični spekter pomikov S_{de} je neposredno povezan z elastičnim spektrom pospeškov S_{ae} z naslednjim izrazom:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.13)$$

kjer se pospešek S_{ae} , ki povzroči izbrano mejno stanje, določi z enačbo:

$$S_{ae} = S_{ay} R_{\mu} \quad (3.14)$$

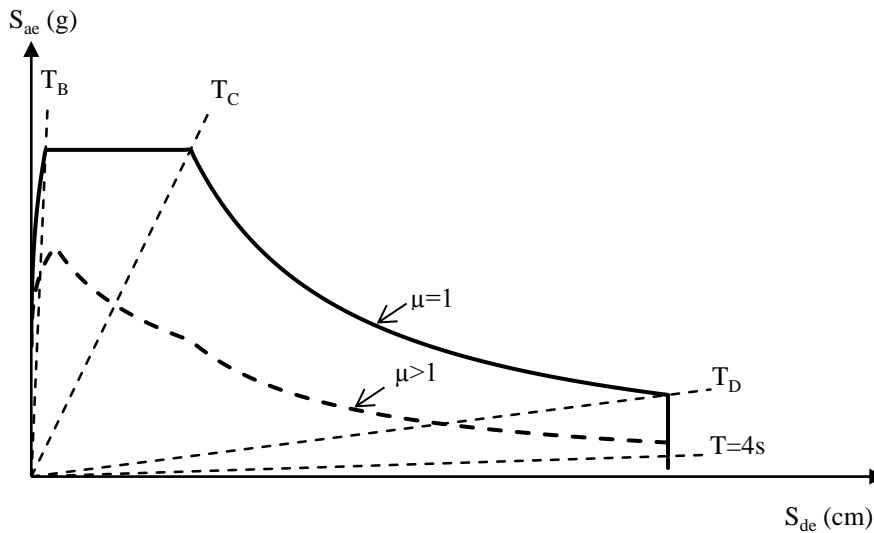
R_{μ} je t. i. redukcijski faktor zaradi razpoložljive ali zahtevane duktilnosti. Določimo ga z enačbama (2.8) in (2.9). S_{ay} je pospešek na meji elastičnosti, ki je določen z enačbo (3.12).

Neelastični spekter v AD formatu, določimo s pomočjo neelastičnega spektra pomikov S_{dne} in pospeškov S_{ane} , ki sta definirana s spodnjima enačbama:

$$S_{ane} = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}(\mu, T)} \quad (3.15)$$

$$S_{dne} = \frac{\mu}{R_{\mu}(\mu, T)} S_{de} \quad (3.16)$$

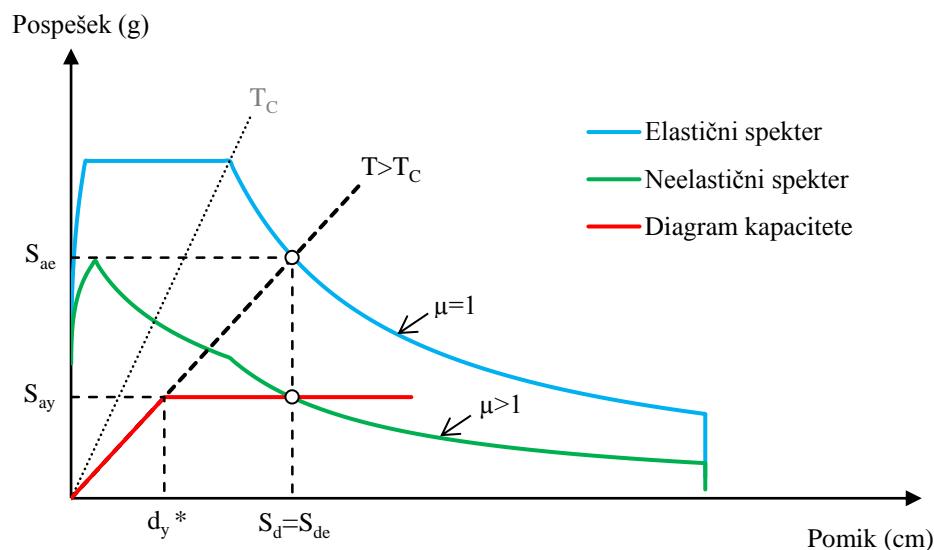
Spekter pospeškov in pomikov lahko prikažemo v AD formatu, kjer vodoravna os predstavlja pomik, vertikalno os pa pospešek (slika 16).



Slika 16: Spekter pospeškov in pomikov v AD formatu
Figure 16: Demand spectra for constant ductility in AD format

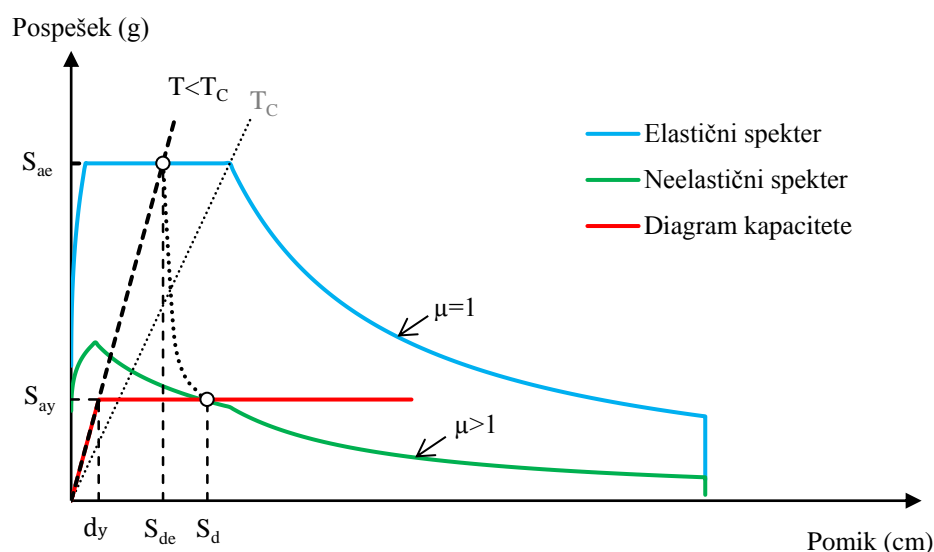
Presečišče radialne linije, ki prestavlja elastični nihajni čas T^* idealiziranega bilinearnega sistema, z elastičnim spektrom $S_e(T^*)$, določa zahteve potresa, izražene s pospeškom oz. nosilnostjo, ki bi ga morala konstrukcija prenesti v elastičnem območju in pomikom, ki bi ga taka konstrukcija morala prenesti.

V primeru, ko je nihajni čas ekvivalentnega SDOF sistema T^* večji ali enak T_C , velja pravilo o enakosti pomikov, pri katerem je pomik elastične konstrukcije S_{de} enak pomiku neelastične konstrukcije S_{dne} . Ta odnos je tudi prikazan na sliki 17.



Slika 17: Določitev maksimalnega pomika za območje srednjih nihajnih časov
 Figure 17: Determination of the maximum displacement for the mid-long period range

Pri kratkih nihajnih časih ($T^* < T_C$), je pomik neelastične konstrukcije S_{dne} običajno večji od pomika elastične konstrukcije S_{de} . Pomika sta enaka, le v primeru če velja $F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$. Odnos je prikazan na sliki 18.



Slika 18: Določitev maksimalnega pomika za območje kratkih nihajnih časov
 Figure 18: Determination of the maximum displacement for the short period range

3.5.2 Mejni pospešek in ciljni pomik

Mejni spektralni pospešek $S_{ae,LS}$, ki povzroči mejno stanje LS, neposredno določimo z N2 metodo. Nato lahko dobimo tudi zvezo med mejnim pospeškom tal in mejnim spektralnim pospeškom. Za ta namen uporabimo elastični spekter pospeškov, kot je definiran v Evrokodu 8 (enačbe (2.10)-(2.13)), le da enačbe nekoliko obrnemo:

$$a_{g,LS} = a_{gR,LS} \cdot S = \frac{S_{ae,LS}(T^*)}{[1 + \frac{T^*}{T_B}(\eta \cdot 2,5 - 1)]} \quad 0 \leq T^* \leq T_B \quad (3.17)$$

$$a_{g,LS} = a_{gR,LS} \cdot S = \frac{S_{ae,LS}(T^*)}{\eta \cdot 2,5} \quad T_B \leq T^* \leq T_C \quad (3.18)$$

$$a_{g,LS} = a_{gR,LS} \cdot S = \frac{S_{ae,LS}(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T^*}} \quad T_C \leq T^* \leq T_D \quad (3.19)$$

$$a_{g,LS} = a_{gR,LS} \cdot S = \frac{S_{ae,LS}(T^*)}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{(T^*)^2}} \quad T_D \leq T^* \leq 4s \quad (3.20)$$

Ciljni pomik je pomik, ki ga mora konstrukcija prenesti med potresom. Določimo ga tako, da SDOF sistem prevedemo na sistem MDOF s pomočjo transformacijskega faktorja Γ :

$$d_t = \Gamma S_{dne} \quad (3.21)$$

4 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA

4.1 Verjetnost porušitve

Pri načrtovanju konstrukcije se moramo odločiti, na katero stopnjo zanesljivosti bomo konstrukcijo projektirali. Tveganje, ki smo ga pripravljene na osnovi različnih posledic sprejeti, je v literaturi označeno kot sprejemljivo oz. tolerirano. Standardi, kot so Evrokod 0 (SIST EN 1990:2004), JCSS (JCSS, 2000), ISO (ISO 2394:1998) nudijo priporočila za sprejemljivo verjetnost, ki se nanaša na poškodbe konstrukcije in ekonomske posledice. Poudariti velja, da s humanega stališča, ne moremo govoriti o sprejemljivi verjetnosti za izgubo človeškega življenja, saj družba do neke mere tolerira tragične dogodke, če se le-ti zelo redko pojavljajo. Zato bomo definirali še tolerirano verjetnost za izgubo človeškega življenja, ki je običajno nekajkrat manjša kot sprejemljiva verjetnost (Lazar, 2011). Kadar projektiramo konstrukcije, nas običajno ne zanima tolerirana, ampak sprejemljiva verjetnost porušitve, zato je potrebno upoštevati medsebojno transformacijo. Če ni bolj natančno definirano, se predpostavi, da je tolerirana verjetnost, enaka 15 % sprejemljive (Jaiswal, 2010):

$$P_{f,tol} = 0,15 \cdot P_{f,spr} \quad (4.1)$$

Običajno je tolerirana verjetnost opisana z raznimi modeli kot so npr. CIRIA in Allen (Bhattacharya in sod., 2001) ali Helm (Helm, 1996), ki bodo prikazani v naslednjem podpoglavju.

Letno sprejemljivo verjetnost prekoračitve mejnega stanja lahko definiramo za različne stopnje poškodovanosti. Najbolj kritično mejno stanje se nanaša na porušitev konstrukcije. Verjetnost porušitve za določeno obdobje dobimo z enačbo (4.2), kjer predpostavimo, da se pojav potresa v določenem časovnem obdobju porazdeljuje s Poissonovo porazdelitvijo (Žižmond, 2012):

$$P_f^n = 1 - e^{-P_f n} \quad (4.2)$$

kjer je:

P_f verjetnost porušitve v enem letu,

n obdobje v letih, za katerega verjetnost porušitve konstrukcije iščemo.

Enačba (4.2) velja, če predpostavimo, da je verjetnost pojava potresa neodvisna od predhodnih pojavov, ter da je verjetnost za več kot en pojav potresa v krajšem časovnem obdobju zanemarljiva.

V končni fazi moramo presoditi ali je verjetnost prekoračitve mejnega stanja za nas sprejemljiva ali ne. Ta dvom lahko odpravimo tako, da določimo sprejemljive oz. tolerirane verjetnosti na več načinov. Ti načini se med seboj razlikujejo zaradi upoštevanja različnih posledic porušitve kot so npr. izguba človeških življenj, ekonomska škoda in stroški tveganja.

4.2 Ciljna zanesljivost in verjetnost porušitve konstrukcije

V procesu projektiranja gradbenih konstrukcij inženirji poskušajo posredno zagotoviti, da je zanesljivost konstrukcije proti porušitvi primerna. Ciljno zanesljivost, ki se nanaša na sprejemljivo verjetnost porušitve konstrukcije, običajno izrazimo z indeksom zanesljivosti β (Cornell, 1996):

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.3)$$

kjer je Φ porazdelitvena funkcija standardno normalno porazdeljene slučajne spremenljivke. Indeks zanesljivosti je mogoče izraziti tudi na naslednji način (Cornell, 1996):

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (4.4)$$

kjer sta R (odpornost) in S (obtežba) slučajni spremenljivki porazdeljeni normalno in sta μ_R in μ_S njuni srednji vrednosti, σ_S^2 in σ_R^2 pa njuni standardni deviaciji. V primeru da gre indeks zanesljivosti proti nič, je verjetnost porušitve konstrukcije velika, v primeru ko je indeks zanesljivosti velik, pa je verjetnost porušitve konstrukcije majhna. Verjetnost porušitve je večja takrat, ko je razlika med srednjima vrednostma odpornosti in porušitve manjša, ali pa takrat ko se ena ali obe izmed standardnih deviacij povečata.

Da si lažje predstavljamo odnos med indeksom zanesljivosti β in verjetnostjo porušitve P_f , so v preglednici 1 pri določenih verjetnostih porušitve konstrukcije prikazani vrednosti indeksa zanesljivosti.

Preglednica 1: Relacija med verjetnostjo porušitve P_f in indeksom zanesljivosti β

Table 1: Relation between probability of failure P_f and reliability index β

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,2

4.2.1 Določitev ciljnih zanesljivosti in verjetnosti porušitev na različne načine

V tem poglavju so prikazani postopki za določitev ciljne zanesljivosti oz. verjetnosti porušitve konstrukcije različnih standardov kot so Evrokod 0 (SIST EN 1990:2004), JCSS (JCSS, 2000) in ISO (ISO 2394:1998). Prikazani so tudi nekateri modeli za določitev toleriranega tveganja.

4.2.1.1 Evrokod 0

V standardu Evrokod 0 so določene priporočene vrednosti indeksa zanesljivosti β v povezavi z razredi zanesljivosti. V preglednici 2 so te vrednosti prikazane za referenčno dobo enega leta in petdesetih let.

Preglednica 2: Priporočene najmanjše vrednosti indeksa zanesljivosti β za mejna stanja nosilnosti (SIST EN 1990:2004)

Table 2: Recommended minimum values for reliability index β for ultimate limit states (SIST EN 1990:2004)

Razred zanesljivosti	Najmanjše vrednosti β	
	referenčna doba 1 leto	referenčna doba 50 let
RC1	4,2	3,3
RC2	4,7	3,8
RC3	5,2	4,3

Evrokod 0 pri določevanju ciljne zanesljivosti upošteva finančne izgube, poškodbe konstrukcije ali izgubo življenja. Trije razredi zanesljivosti RC (angl. *Reliability Classes*), so lahko povezani s tremi razredi, določenimi glede na posledice CC (angl. *Consequence Classes*), kot je prikazano v preglednici 3. Določitev ciljne zanesljivosti po standardu Evrokod 0 je podrobneje opisana v dodatku B.

Preglednica 3: Določitev razredov glede na posledice (SIST EN 1990:2004)

Table 3: Definition of consequences classes (SIST EN 1990:2004)

Razred glede na posledice	Opis posledic	Primeri stavb in gradbenih inženirskih objektov
CC3	Številne izgube človeških življenj ali velika gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Tribune in javne stavbe, kjer so posledice odpovedi velike
CC2	Srednje velike izgube človeških življenj, občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Stanovanjske, poslovne in javne stavbe, kjer so posledice srednje velike
CC1	Maloštevilne izgube človeških življenj in majhna ali zanemarljiva gospodarska, družbena ali okoljska škoda	Kmetijske stavbe, v katerih so ljudje le izjemoma (npr. skladišča, rastlinjaki)

4.2.1.2 JCSS

Vrednosti indeksa zanesljivosti β so v JCSS (angl. *Joint Committee of Structural Safety*) podane na podlagi analize stroškov projekta. Indeksi zanesljivosti so določeni glede na velikost posledic porušitve in relativnih varnostnih stroškov za referenčno dobo enega leta.

Preglednica 4: Ciljni indeks zanesljivosti β in verjetnost porušitve P_f pri mejnem stanju nosilnosti za dobo 1 leta (JCSS, 2000)

Table 4: Target reliability index β and probability of failure P_f related to one year reference period and ultimate limit states (JCSS, 2000)

Relativni stroški varnostnih ukrepov	Posledice porušitve		
	Majhne	Zmerne	Velike
Veliki (A)	$\beta=3,1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta=3,3$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-4}$)	$\beta=3,7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Zmerni (B)	$\beta=3,7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta=4,2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-5}$)
Majhni (C)	$\beta=4,2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-6}$)	$\beta=4,7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)

Razredi glede na posledice porušitve so opisno zelo podobni kot v Evrokodu 0. Za razred 1 velja, da je tveganje življenja ob porušitvi majhna, okoljska in gospodarska škoda pa sta majhni in zanemarljivi. Pri razredu 3 je tveganje življenja veliko, okoljska in gospodarska škoda pa prav tako veliki.

4.2.1.3 ISO

Standard ISO (angl. *International Organization for Standardization*) 2394:1998 v dodatku E podaja sprejemljivo verjetnost porušitve konstrukcije in tolerirano verjetnost izgube življenja.

Pri prvem načinu je za posledico porušitve upoštevana izguba človeškega življenja, saj temelji na varnosti ljudi. Maksimalna dovoljena verjetnost porušitve je torej odvisna od pogojne verjetnosti izgube življenja ob porušitvi. V našem primeru tako tveganje imenujemo tolerirano tveganje.

$$P_{f,tol} = P(f|year) \cdot P(d|f) \leq 10^{-6} \quad (4.5)$$

kjer je, $P(d|f)$ verjetnost, da človek prisoten v stavbi v času porušitve konstrukcije umre, $P(f|year)$ pa verjetnost porušitve konstrukcije v dobi 1 leta. Enačba velja za stavbe, v katerih je malo ljudi in je tudi pogojena, saj verjetnost izgube življenja zaradi porušitve ne sme presegati 10^{-6} . Za stavbe, kjer bi v primeru porušitve lahko umrlo večje število ljudi, pa standard podaja enačbo:

$$P_{f,tol} \leq A \cdot N^{-\alpha} \quad (4.6)$$

kjer je N pričakovano število žrtev. A in α sta konstanti, priporočljive vrednosti pa so $A = 0,01$ ali $0,1$ in $\alpha = 2$. V primeru da je narejen evakuacijski načrt je možno vrednosti reducirati. Ker je šele pri številu žrtev nad 100 in pri predpostavljeni konstanti $A = 0,01$ verjetnost manjša od 10^{-6} , lahko sklepamo, da je uporaba enačbe uporabna šele ko velja $P_f \leq 10^{-6}$.

Drugi način za določanje verjetnosti porušitve izhaja iz ekonomskih vidikov. Upoštevano je razmerje med finančno izgubo pri porušitvi in stroški za zmanjšanje tveganja v življenjski dobi konstrukcije. Sprejemljivo verjetnost porušitve za življenjsko dobo stavbe P_f izračunamo iz celotnih stroškov C_{tot} :

$$C_{tot} = C_b + C_m + \sum P_f C_f \quad (4.7)$$

kjer so:

C_b stroški gradnje,

C_m vzdrževalni stroški,

C_f stroški porušitve,

P_f sprejemljiva verjetnost porušitve v življenjski dobi konstrukcije.

V primeru, da po obeh načinih, verjetnosti porušitve ne moremo določiti, navaja standard tudi indekse zanesljivosti β za življenjsko dobo konstrukcije pri različnih stroških varnostnih ukrepov in različnih posledicah porušitve.

Preglednica 5: Ciljne vrednosti β v življenjski dobi konstrukcije (ISO 2394:1998)

Table 5: Target reliability index β in lifetime of the structure (ISO 2394:1998)

Relativni stroški varnostnih ukrepov	Posledice porušitve			
	Majhne	Nekaj	Zmerne	Velike
Veliki	0	1,5	2,3	3,1
Zmerni	1,3	2,3	3,1	3,8
Majhni	2,3	3,1	3,8	4,3

4.2.1.4 CIRIA

V združenju CIRIA (angl. *Construction Industry Research and Information Association*) je Flint razvil empirično formulo za tolerirano letno verjetnost porušitve (Bhattacharya in sod. 2001):

$$P_f = \frac{K_s}{n_r} p' \quad (4.8)$$

kjer so:

p' tolerirana letna verjetnost smrti posameznega člana družbe, določena v preglednici 6,

K_s faktor družbenega merila, odvisen od posameznikove pripravljenosti tveganja. Različne vrednosti faktorja so podane v preglednici 7,

n_r faktor odpora oz. število izpostavljenih tveganju. Javni odpor do nesreče je neposredno sorazmeren s številom izpostavljenih življenj.

Preglednica 6: Tolerirano tveganje p' (Bhattacharya in sod. 2001)

Table 6: Target reliability p' (Bhattacharya et al. 2001)

10^{-3}	Redke nezgode. Ko se verjetnost približuje tej točki, bi bilo potrebno zmanjšati nevarnost
10^{-4}	Ljudje so pripravljeni prispevati denar, da bi zmanjšali tveganje. (npr. prometni znaki, policija, zakoni)
10^{-5}	Ljudje se skušajo izogniti večjim nevarnostim (npr. požar, zastrupitev, utopitev)
10^{-6}	Povprečen človek se zaveda nevarnosti, vendar misli da se njemu ne more nič zgoditi. Dejanje višje sile.

Preglednica 7: Faktor družbenega merila K_s (Melchers, 1999)

Table 7: Social criteria factor K_s (Melchers, 1999)

Tip konstrukcije	K_s
Stavbe, kjer se zbirajo ljudje, pregrade	0,005
Stanovanja, pisarne, trgovine, tovarne	0,05
Mostovi	0,5
Stolpi, jambori, konstrukcije na morju	5

4.2.1.5 Allen

Allen je leta 1981 predlagal nekoliko drugačno formulo za določitev tolerirane letne verjetnosti porušitve (Bhattacharya in sod. 2001):

$$P_f = \frac{A}{W\sqrt{n_r}} 10^{-5} \quad (4.9)$$

kjer so n_r faktor odpora, A faktor aktivnosti in W opozorilni faktor. Faktorja A in W sta določena v preglednici 8.

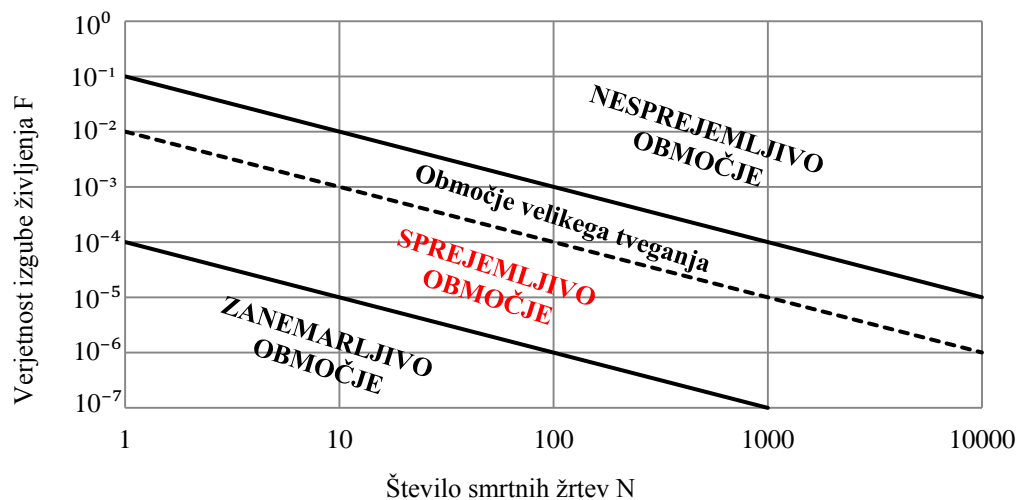
Preglednica 8: Tipične vrednosti faktorjev dejavnosti in opozorilnih faktorjev (Bhattacharya in sod. 2001)

Table 8: Typical values of activity and warning factors (Bhattacharya et al. 2001)

Tip dejavnosti	A
Dejavnosti po nesreči	0,3
<i>Običajne dejavnosti</i>	
Stavbe	1,0
Mostovi	3,0
Bolj izpostavljene konstrukcije	10,0
Vrsta opozorila	W
Varno stanje	0,01
Postopna porušitev	0,1
Postopna porušitev na nevidnem mestu	0,3
Hipna porušitev brez predhodnega opozorila	1,0

4.2.1.6 Helm

Helm (1996) je definirano tveganje, ki se izraža s številom smrtnih žrtev N in pogostostjo da pride do smrtne žrtve F. Tveganje je razdeljeno na štiri območja, in sicer: zanemarljivo območje, sprejemljivo območje (čim nižje smo, boljše je), območje velikega tveganja ter nesprejemljivo območje.



Slika 19: Helmova krivulja pogostosti (Helm, 1996)

Figure 19: Helm's Frequency – Fatality curve (Helm, 1996)

4.2.2 Primer določitve sprejemljive verjetnosti porušitve objekta glede na različne modele

Tolerirano potresno tveganje, ki se glede na definicijo nanaša na izgubo človeškega življenja, in sprejemljivo potresno tveganje za porušitev konstrukcije smo določili glede na različne modele oz. standarde (glej poglavje 4.2.1). Nekateri modeli se nanašajo le na tolerirano tveganje, nekateri le na sprejemljivo, določeni modeli pa definirajo oba tipa tveganja. Glavni namen tega podpoglavja je, da dobimo občutek, v katerem območju (red velikosti) se gibljejo letne verjetnosti za izgubo človeškega življenja v povezavi s sprejemljivim potresnim tveganjem za porušitev osem-etažnega objekta, ki ga obravnavamo v nadaljevanju. Standardi oz. modeli podajajo ciljne zanesljivosti na različne načine, zato smo izhajali iz podobnih predpostavk oz. posledic, ki smo jih pripravljene sprejeti ob porušitvi osem-etažnega objekta. Ciljna zanesljivost je namreč precej subjektivna mera in se od družbe do družbe precej spreminja.

Primerjavo smo naredili za osem-etažno poslovno stavbo, kjer pričakujemo zmerne posledice in zmerne stroške varnostnih ukrepov. Posledica porušitve objekta so srednje velike izgube človeških življenj. Med seboj smo primerjali 6 standardov in modelov. Stopnjo tveganja smo določili za povratno dobo 1 in 50-ih let ob upoštevanju naslednjih modelov:

- ECO: razred glede na posledice: CC2 (Srednje velike izgube človeških življenj, občutna gospodarska, družbena ali okoljska škoda); razred zanesljivosti: RC2

$$\beta_{\text{spr},11\text{eto}} = 4,7; \beta_{\text{spr},50\text{let}} = 3,8 \text{ (preglednica 2).}$$

- JCSS: zmerni relativni stroški varnostnih ukrepov in zmerne posledice porušitve:

$$\beta_{\text{spr},11\text{eto}} = 4,2 \text{ (preglednica 4).}$$

- ISO: $P_{f,\text{tol}} = 1 \cdot 10^{-6}$ (enačba (4.5)); zmerni relativni stroški varnostnih ukrepov in zmerne posledice porušitve: $\beta_{\text{spr},50\text{let}} = 3,1$ (preglednica 5).

- CIRIA: $p' = 1 \cdot 10^{-4}$ (Ljudje so pripravljene prispevati denar, da bi zmanjšali tveganje. (npr. prometni znaki, policija, zakoni), (preglednica 6)), $K_s = 0,05$ (Stanovanja, pisarne, trgovine, tovarne, (preglednica 7)), $n_r = 80$ (ocenjeno število ljudi izpostavljenih tveganju):

$$P_{f,\text{tol}} = \frac{K_s}{n_r} p' = \frac{0,05}{80} 1 \cdot 10^{-4} = 6,25 \cdot 10^{-8} \text{ (enačba (4.8)).}$$

- Allen: $A = 1$ (Tip dejavnosti: stavbe) in $W = 1$ (Vrsta opozorila: hipna porušitev brez predhodnega opozorila, (preglednica 8)), $n_r = 80$ (ocenjeno število ljudi izpostavljenim tveganju):

$$P_{f,\text{tol}} = \frac{A}{W\sqrt{n_r}} 10^{-5} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \sqrt{80}} 10^{-5} = 1,12 \cdot 10^{-6} \text{ (enačba (4.9))}$$

- Helm: $n_r = 80$ (ocenjeno število ljudi izpostavljenim tveganju):

$$P_{f,\text{tol}} = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ (odčitek iz slike 19 na osnovi mejne črte med zanemarljivim in sprejemljivim območjem)}$$

V preglednici 9 je prikazano tolerirano oz. sprejemljivo tveganje v dobi enega in petdesetih let. Z debelim tiskom so prikazani indeksi zanesljivosti oz. verjetnosti porušitve, katere smo določili pri posameznem standardu oz. modelu. Verjetnosti, katerih standardi oz. modeli ne podajajo, smo prevedli s pomočjo enačb (4.1) in (4.2).

Preglednica 9: Verjetnost porušitve določena za različne standarde in modele. Odebeljeno so označene vrednosti, ki jih podajajo standardi in modeli

Table 9: Probability of failure for different standards and models. Bold marked values are provided by standards and models

Stanje	Pf, β	Standardi			Modeli		
		EC0	JCSS	ISO	CIRIA	Allen	Helm
1 leto	β,tolerirana	5,07	4,61	4,75	5,29	4,73	4,72
	Pf,tolerirana	$2 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$6,25 \cdot 10^{-8}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$1,2 \cdot 10^{-6}$
	β,sprejemljiva	4,7	4,2	4,35	4,93	4,33	4,31
	Pf,sprejemljiva	$1,3 \cdot 10^{-6}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-6}$	$4,2 \cdot 10^{-7}$	$7,5 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$
50 let	β,sprejemljiva	3,8	3,21	3,1	4,1	3,37	3,35
	Pf,sprejemljiva	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-4}$	$9,7 \cdot 10^{-4}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$

Sorazmerno majhno vrednost za tolerirano in sprejemljivo tveganje smo določili na osnovi Evrokoda 0 (EC0), vendar so te vrednosti v standardu definirane za primer porušitve objekta, ki ni posledica potresne obtežbe. Najmanjše indekse zanesljivosti za sprejemljivo tveganje dobimo s standardom JCSS, najstrožje zahteve pa podaja CIRIA. Pri slednjem veliko vpliva izbira vhodnih podatkov. Potresno tveganje se pri omenjenima standardoma v tem primeru razlikuje za faktor 30.

4.3 Potresno tveganje

Poenostavljen način ocene potresnega tveganja temelji na srednji letni frekvenci prekoračitve mejnega stanja P_f . V splošnem jo lahko zapišemo kot produkt verjetnosti nastopa potresa v dobi enega leta na določenem območju P_e in verjetnosti, da stopnja poškodovanosti D preseže kapaciteto konstrukcije C pri izbranem mejnem stanju (Dolšek, 2000):

$$P_f = P_e \cdot P[D > C] \quad (4.10)$$

Potresno zahtevo D oz. kapaciteto konstrukcije C lahko izrazimo neposredno s pomikom ali kakšnim drugim parametrom potresnih zahtev. Po drugi strani lahko to storimo tudi posredno preko intenzitete potresa (npr. maksimalni pospešek tal). Tako osnovani formulaciji imenujemo metoda pomikov oz. metoda intenzitete. V našem primeru se bomo omejili le na metodo intenzitete, namesto oznak D in C pa vpeljemo oznaki S_D in S_C , ki predstavljata obtežbo in kapaciteto izraženo z intenziteto potresa:

$$P_f = P_e \cdot P[S_D > S_C] \quad (4.11)$$

Za desni del zgornje enačbe uporabimo izrek o popolni verjetnosti dogodka, s katerim račun verjetnosti razdelimo na več obvladljivih delov (Žižmond in Dolšek, 2013):

$$P[S_D > S_C] = \int_0^{\infty} P[S_D = s] \cdot P[S_D \geq S_C | S_D = s] ds = \int_0^{\infty} P[s \geq S_C] \cdot P[S_D = s] ds \quad (4.12)$$

Člen $P[s \geq S_C]$ predstavlja verjetnost, da je izbrana intenziteta večja od kapacitete konstrukcije, $P[S_D = s]$ pa verjetnost nastopa izbrane intenzitete s .

Enačbi (4.11) in (4.12) sedaj združimo, verjetnost nastopa izbrane intenzitete $P[S_D = s]$ pa zapišemo s funkcijo gostote verjetnosti intenzitete potresa $f_{S_D}(s)$:

$$P_f = P_e \cdot \int_0^{\infty} P[s \geq S_C] \cdot f_{S_D}(s) ds \quad (4.13)$$

Vpeljemo še funkcijo potresne nevarnosti $H_s(s)$, ki nam pove, kakšna je srednja letna frekvenca pojava potresa z intenziteto, večjo ali enako vrednosti s . $H_s(s)$ zapišemo kot produkt porazdelitvene funkcije intenzitete potresa in verjetnosti pojava potresa v obdobju enega leta:

$$H_s(s) = P_e \cdot \int_s^{\infty} f_{S_D}(s) ds = 1 - P_e \cdot \int_{-\infty}^s f_{S_D}(s) ds \quad (4.14)$$

Enačbo sedaj odvajamo po intenziteti s ter vstavimo v enačbo (4.13):

$$\frac{dH_s(s)}{ds} = P_e \cdot f_{S_D}(s) \quad (4.15)$$

$$P_f = \int_0^{\infty} P[s \geq S_C] \cdot \left(\frac{-dH_s(s)}{ds} \right) ds \quad (4.16)$$

Enačbo (4.16) sedaj integriramo, pri tem pa upoštevamo, da je verjetnost prekoračitve mejnega stanja pri intenziteti $s = 0$ enaka 0, ter da se potres z intenziteto $s = \infty$ ne more zgoditi:

$$P_f = \int_0^{\infty} \frac{dP[s \geq S_C]}{ds} \cdot H_s(s) ds \quad (4.17)$$

Enačbo (4.17) lahko uporabimo za izračun verjetnosti porušitve, vendar moramo uvesti nekaj predpostavk. Kapaciteta konstrukcije S_C je logaritemsko normalno porazdeljena slučajna spremenljivka s parametroma \tilde{m}_{S_C} in $\sigma_{\ln S_C}$, funkcijo potresne nevarnosti pa zapišemo kot (Cornell, 1996):

$$H_s(s) = k_0 \cdot s^{-k} \quad (4.18)$$

kjer sta:

k_0 naklon premice v logaritemski domeni,

k srednja letna frekvenca za pospešek tal 1g.

Enačba (4.18) predstavlja aproksimacijo funkcije potresne nevarnosti, ki je v splošnem določena z verjetnostno analizo potresne nevarnosti. Pri določanju konstant k_0 in k , potrebujemo za določeno območje različne vrednosti intenzitete, ki jih je mogoče dobiti z raziskavami. Konstanti k_0 in k lahko na poenostavljen način določimo tudi iz kart potresne nevarnosti za vsaj dve povratni dobi potresa (npr. za povratno dobo 475 let je verjetnost pojava potresa enaka obratni vrednosti povratne dobe $H_s = 0,0021$ in povratno dobo 1000 let, kjer je $H_s = 0,001$), odčitamo pospeške tal in iz dveh enačb dobimo ti dve neznaniki.

Enačbo (4.17) lahko pod določenimi pogoji analitično integriramo. Gostoto verjetnosti logaritemsko normalne porazdeljene kapacitete konstrukcije zapišemo na naslednji način (Žižmond in Dolšek 2013):

$$f_{S_c}(s) = \frac{1}{s \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \sigma_{\ln S_c}} \cdot e^{-\frac{(\ln(s) - \ln(\tilde{m}_{S_c}))^2}{2\sigma_{\ln S_c}^2}} \quad (4.19)$$

Sedaj vstavimo enačbi (4.18) in (4.19) v enačbo (4.17) in dobimo:

$$P_f = \int_0^{\infty} f_{S_c}(s) \cdot H_s(s) ds = \int_0^{\infty} \frac{1}{s \cdot \sqrt{2\pi} \cdot \sigma_{\ln S_c}} \cdot e^{-\frac{(\ln(s) - \ln(\tilde{m}_{S_c}))^2}{2\sigma_{\ln S_c}^2}} \cdot k_0 \cdot s^{-k} ds \quad (4.20)$$

Enačbo integriramo, in dobimo enostavno enačbo za izračun verjetnosti porušitve (Cornell 1996):

$$P_f = k_0 \cdot \tilde{m}_{S_c}^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \sigma_{\ln S_c}^2}{2}} = H_s(\tilde{m}_{S_c}) \cdot e^{\frac{k^2 \cdot \sigma_{\ln S_c}^2}{2}} \quad (4.21)$$

5 PROJEKTIRANJE OBJEKTOV NA CILJNO ZANESLJIVOST

Glavni namen tega poglavja je prikazati projektiranje konstrukcij na osnovi ciljne zanesljivosti, kar je trenutno pomanjkljivo rešeno v standardu Evrokod 8. V zadnjem času se namreč vse bolj uveljavljajo postopki, kjer na podlagi verjetnostnih metod analize ocenjujemo verjetnost pojava izbranega mejnega stanja konstrukcije oz. verjetnost porušitve. Standard za potresnoodporno projektiranje konstrukcij Evrokod 8 zahteva, da mora biti konstrukcija projektirana tako, da prenese potres s točno določeno povratno dobo. Takšen način projektiranja ni skladen s principi krovnega standarda Evrokod 0, ki temelji na zagotavljanju primerne zanesljivosti objekta, kar se izrazi z verjetnostjo nastopa določenega mejnega stanja, in ne z verjetnostjo pojava obtežbe kakor je to obravnavano v standardu Evrokod 8. Dejstvo je, da mora biti konstrukcija sposobna prenesti bistveno močnejšo obtežbo, kot je projektni potres, za katerega obstaja 10 % verjetnosti, da se pojavi v 50 letih. Ta učinek je sicer lahko dosežen zaradi varnosti pri projektiranju in sposobnosti konstrukcije za sipanje energije z mehanskimi poškodbami, vendar bomo v tem primeru projektno obtežbo definirali na osnovi ciljne zanesljivosti konstrukcije in ne na osnovi verjetnosti pojava potresa (Žižmond in Dolšek 2013).

V nadaljevanju so podane teoretične osnove za določitev t.i. odpornostnega in projektnega spektra pospeškov na osnovi ciljne zanesljivosti za izbrano mejno stanje (Žižmond in Dolšek 2013). Odpornostni spekter je elastični spekter pospeškov, namenjen pa je kontroli odpornosti konstrukcije za izbrano mejno stanje, ki jo izvedemo z uporabo nelinearne analize. Projektni spekter ustreza manjši povratni dobi potresa v primerjavi s povratno dobo potresa, ki ustreza odpornostnemu spektru. Projektni spekter je tudi elastični spekter pospeškov, vendar je povratna doba potresa za katero je določen, odvisna od izbranega mejnega stanja, pripadajoče ciljne zanesljivosti, t.i. varnosti pri projektiranju in sposobnosti konstrukcije za sipanje energije s poškodbami, če je mejno stanje definirano v območju poškodb. Projektni spekter na osnovi ciljne zanesljivosti se od projektnega spektra po Evrokodu 8 po obliki razlikuje le v območju nihajnih časov, ki so manjši od nihajnega časa T_B , namenjen pa je za projektiranje konstrukcije na osnovi elastične analize.

5.1 Ciljni pospešek tal

Želimo določiti odpornostni spekter pospeškov, ki temelji na izbrani ciljni zanesljivosti objekta $P_{f,spr}$ za izbrano mejno stanje (angl. *Limit State*, LS). Izhajamo iz pogoja, da bo dejanska verjetnost porušitve $P_{f,dej}$ manjša od ciljne zanesljivosti objekta oz. sprejemljive verjetnosti porušitve konstrukcije $P_{f,spr}$:

$$P_{f,dej} \leq P_{f,spr} \quad (5.1)$$

Enačbo (4.21) vstavimo v enačbo (5.1), namesto mediane pospeška \tilde{m}_{S_c} uporabimo zahtevani pospešek tal $a_{g,LS}$, ki ga mora konstrukcija prenesti, za zagotovitev ciljne zanesljivosti in dobimo:

$$k_0 \cdot a_{g,LS}^{-k} \cdot e^{\frac{k^2 \sigma_{\ln a_{g,LS}}^2}{2}} \leq P_{f,spr} \quad (5.2)$$

Enačbo nekoliko obrnemo in izrazimo mediano pospeška tal $a_{g,LS}$, ki povzroči mejno stanje LS na naslednji način:

$$a_{g,LS} \geq \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \sigma_{\ln a_{g,LS}}^2}{2}}}{P_{f,spr}} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (5.3)$$

Z enačbo (5.3) lahko, na podlagi predpostavljenih koeficientov potresne nevarnosti k_0 in k , ki jih dobimo iz kart projektnih pospeškov za različne povratne dobe (poglavje 2.2), predpostavljenega standardnega odklona logaritmov intenzitete potresa, pri kateri je doseženo stanje LS $\sigma_{\ln a_{g,LS}}$, ter izbrane ciljne zanesljivosti oz. sprejemljive verjetnosti porušitve $P_{f,spr}$, določimo ciljni pospešek tal $a_{g,LS}$, ki ga mora konstrukcija prenesti, ne da bi dosegla stanje LS. Na osnovi $a_{g,LS}$, ter oblike spektra, ki jo predpisuje standard Evrokod 8, lahko določimo odpornostni spekter pospeškov, ki ga uporabimo za oceno potresne odpornosti konstrukcije, pri čemer predpostavimo, da se oblika spektra ne spreminja s povratno dobo.

V splošnem lahko z enačbo (5.3) določimo ciljni pospešek tal za poljubno mejno stanje konstrukcije, vendar se moramo zavedati, da ciljni pospešek ustreza ciljni zanesljivosti $P_{f,spr}$, za izbrano mejno stanje LS. V nadaljevanju se bomo omejili samo na zagotovitev ciljne zanesljivosti glede porušitve konstrukcije. Ker so simulacije porušitve objekta zelo negotove in računsko zahtevne, v nadaljevanju uporabljamo mejno stanje blizu porušitve (angl. *Near Collapse*, NC). Razmerje med pospeškom, ki ustreza porušitvi konstrukcije (angl. *Collapse*, C) in mejnemu stanju blizu porušitve konstrukcije NC je definirano s faktorjem R_C (Žižmond in Dolšek 2013):

$$R_C \geq \frac{a_{g,C}}{a_{g,NC}} \quad (5.4)$$

kjer je $a_{g,C}$ mediana pospeška tal, ki povzroči porušitev konstrukcije, ter $a_{g,NC}$ mediana pospeška tal, ki povzroči mejno stanje NC.

S tem postopkom tako najprej določimo mediano ciljnega pospeška porušitve konstrukcije, ga reduciramo z redukcijskim faktorjem R_C in v nadaljnje za definicijo odpornostnega spektra uporabimo mediano ciljnega pospeška za mejno stanje blizu porušitve (Žižmond in Dolšek 2013):

$$a_{g,NC} \geq \frac{a_{g,C}}{R_C} \quad (5.5)$$

5.2 Definiranje projektnega spektra pospeškov

Zgoraj definirani pospešek tal, s katerim definiramo odpornostni spekter pospeškov za določeno mejno stanje, se ne more uporabiti v fazi projektiranja na osnovi elastične analize. Potrebna je redukcija odpornostnega spektra zaradi varnosti pri projektiranju in sposobnosti konstrukcije za sipanje energije, saj smo se osredotočili le na mejno stanje blizu porušitve konstrukcije. Redukcija potresnih sil je podrobneje prikazana v poglavju 2.1.

V našem primeru želimo določiti projektno potresno obtežbo, s katero bi določili obremenitev konstrukcije in po trenutno veljavnih standardih dosegli, da je zanesljivost tako projektirane konstrukcije enaka ciljni zanesljivosti. Projektni pospešek tal $a_{g,d}$ dobimo tako, da pospešek tal $a_{g,NC}$ reduciramo s primernim redukcijskim faktorjem R , zaradi varnosti pri projektiranju ter sposobnosti konstrukcije za deformiranje v neelastično območje:

$$a_{g,d} \geq \frac{a_{g,NC}}{R} = \frac{a_{g,C}}{R \cdot R_C} \geq \left(\frac{k_0 \cdot e^{\frac{k^2 \sigma_{1na,g,C}^2}{2}}}{P_{f,spr}} \right)^{\frac{1}{k}} \cdot (R \cdot R_C)^{-1} \quad (5.6)$$

Redukcijski faktor R je potrebno predpisati glede na dodatno nosilnost in razpoložljivo duktilnost konstrukcije. V našem primeru bomo uporabili redukcijski faktor R za konstrukcijo, pri kateri bo potresna obtežba določena po Evrokodu 8.

Projektni pospešek tal $a_{g,d}$ je odvisen od funkcije potresne nevarnosti, ki se spreminja v odvisnosti od lokacije objekta, raztrosa pospeška tal $a_{g,C}$ zaradi slučajnosti, ki povzroči mejno stanje C (porušitev konstrukcije), izbrane ciljne zanesljivosti konstrukcije, ter redukcijskih faktorjev R in R_C .

S takšno formulacijo projektnega pospeška vpeljemo možnost za stopnjevanje zanesljivosti na nivoju projektne obtežbe. Natančnost te metode je predvsem odvisna od natančnosti modela za redukcijski faktor, ki ga je potrebno razviti za različne konstrukcijske sisteme in postopke projektiranja.

5.3 Projektiranje na ciljno zanesljivost

Za potrebe projektiranja na ciljno zanesljivost konstrukcije izhajamo iz definirane stopnje sprejemljivega potresnega tveganja. Ker se projektiranje vrši na osnovi elastične analize, je podobno kot v standardu Evrokod 8, potrebno definirati še redukcijski faktor (dodatna nosilnost in razpoložljiva duktilnost konstrukcije), ki je v splošnem odvisna od konstrukcijskega sistema, števila etaž, izbranega načina dimenzioniranja in podobnih parametrov. Model za redukcijski faktor je v splošnem potrebno razviti na osnovi parametričnih študij za tipične objekte. V okviru magistrskega dela smo redukcijski faktor določili na osnovi konstrukcije, ki je bila dimenzionirana po standardu Evrokod 8, ter

predpostavili, da je neodvisen od stopnje zanesljivosti. Dobljeni redukcijski faktor smo uporabili pri določitvi novega projektne spektra, kateri je odvisen tudi od ciljne zanesljivosti konstrukcije. Na tem mestu smo zajeli sposobnost konstrukcije za sipanje energije vse do mejnega stanja blizu porušitve, in tako določili potresno obtežbo na osnovi ciljne zanesljivosti in razpoložljive redukcije potresnih sil.

Tako določena projektna potresna obtežba odpravlja neskladje med standardoma Evrokod 0 in Evrokod 8, saj je izhodišče ciljna zanesljivost. Ker smo redukcijski faktor določili glede na varnost pri projektiranju, ki izhaja iz standarda Evrokod 2 in 8, se dimenzioniranje lahko vrši na način, ki je predpisan v Evrokodu 2 in 8. Za obravnavano konstrukcijo je ta postopek opisan v poglavju 2.

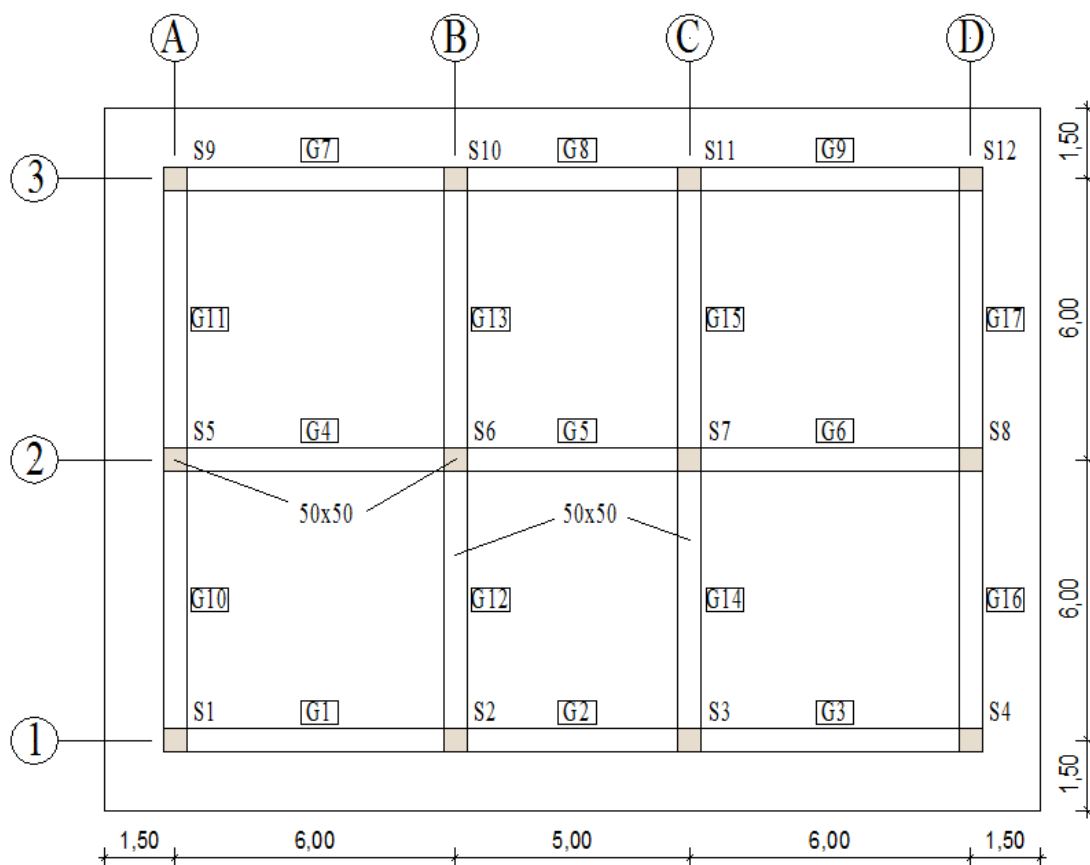
6 PRIMER PROJEKTIRANJA AB STAVBE PO EVROKODU 8

V tem poglavju prikazujemo projektiranje konstrukcije na potresne obremenitve v skladu s standardoma SIST EN 1992-1-1:2005 in SIST EN 1998-1:2005, v nadaljevanju Evrokod 2 in Evrokod 8. Obravnavana bo osem-etažna okvirna armiranobetonska stavba, ki jo v X smeri sestavljajo trije, v Y smeri pa dva okvira. Konstrukcijo dimenzionirano v tem poglavju, smo poimenovali varianta EC8.

6.1 Opis konstrukcije

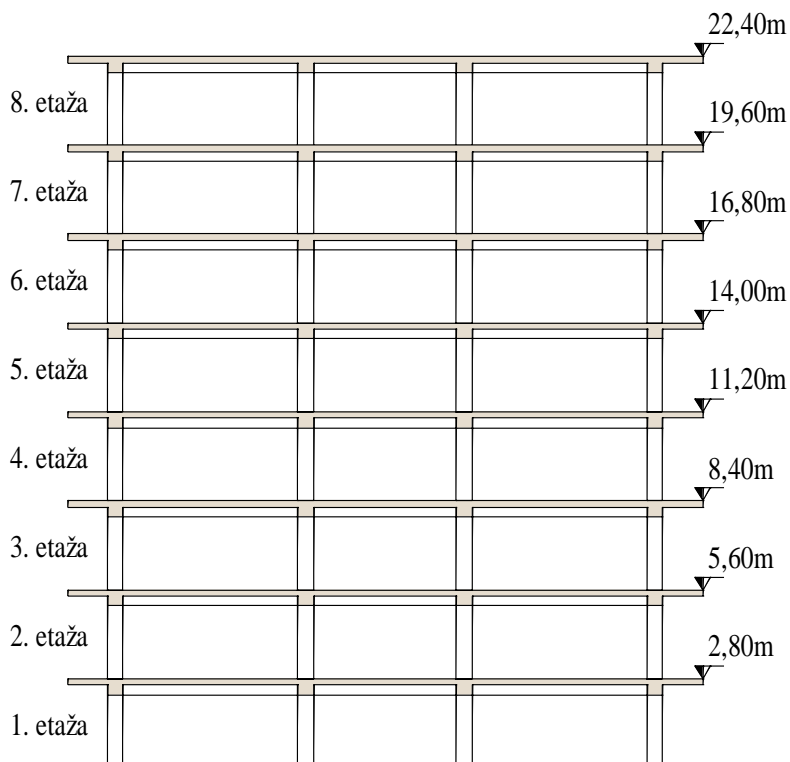
6.1.1 Geometrija konstrukcije

V nadaljevanju obravnavamo osem-etažno armirano betonsko stavbo, katere konstrukcijski sistem je prostorski okvir. Geometrija stavbe (slika 20 in 21) je povzeta po diplomah (Zupančič, 2011) in (Žižmond, 2012). Okvir sestavljajo stebri in grede, ki so za osnovno konstrukcijo dimenzije 50/50 cm in so neodvisni od etaže objekta. Okviri so toga vpeti v klet. Etažna višina je v vseh nadstropjih enaka 2,8 m. Medetažna konstrukcija je armirano betonska plošča debeline 20 cm. Dolžina konstrukcije znaša v X smeri 20 m v Y pa 15 m. Konstrukcija je dvojno simetrična.



Slika 20: Tloris konstrukcije. Stebri so označeni s črko S, grede pa s črko G. Številka poleg črke prikazuje zaporedno številko stebra oz. grede

Figure 20: Plan view of structure. The columns are marked with the letter S, beams with the letter G. The number next to the letter shows the number of the column or beam



Slika 21: Prečni prerez konstrukcije
Figure 21: Elevation view of structure

Dimenzije gred in stebrov osnovne konstrukcije (Zupančič, 2011 in Žižmond, 2012) smo zaradi večje togosti in same potresne obtežbe (glej nadaljevanje poglavja) ustrezno povečali, tako, da smo zadostili pogojem Evrokoda 2 in 8 glede armiranja. Podroben opis določitve le-teh je prikazan v poglavju 6.4.1.1. Dimenzije prečnih prerezov elementov osnovne konstrukcije in naše na novo dimenzionirane konstrukcije (varianta EC8) so prikazane v preglednici 10.

Preglednica 10: Dimenzije prečnih prerezov gred in stebrov za varianto EC8
Table 10: Cross-section dimensions for beams and columns for variant EC8

	Osn. kon.	EC8
G1-17 $b_v=h$ [cm]	50	50
S1,S4,S9,S12 $b=h$ [cm]	50	50
S2,S3,S10,S11 $b=h$ [cm]	50	50
S5,S8 $b=h$ [cm]	50	55
S6,S7 $b=h$ [cm]	50	55
% povečanja geometrije	/	3 %

Odstotek povečanja geometrije je bil določen iz razmerja med masami gred in stebrov osnovne konstrukcije, ter maso gred in stebrov obravnavane konstrukcije.

6.1.2 Material

Vsi elementi konstrukcijskega sistema so iz betona kvalitete C30/37. Za armaturno je bilo uporabljeno jeklo kvalitete S500C. V preglednicah 11 in 12 so za uporabljen beton in armaturno jeklo prikazane karakteristična f_k in srednja tlačna f_m oz. natezna f_{cm} trdnost, elastični modul E , varnostni faktor za material γ in specifična teža $\gamma_{material}$.

Preglednica 11: Materialne karakteristike uporabljenega betona

Table 11: Material properties for used concrete

Beton	f_{ck} [kN/cm ²]	f_{cm} [kN/cm ²]	f_{ctm} [kN/cm ²]	E_c [kN/cm ²]	γ_c	$\gamma_{material}$ [kN/m ³]
C30/37	3	3,8	0,29	3300	1,5	25

Preglednica 12: Materialne karakteristike uporabljenega jekla

Table 12: Material properties for used reinforcing steel

Jeklo	f_{yk} [kN/cm ²]	f_{ym} [kN/cm ²]	E_s [kN/cm ²]	γ_s	$\gamma_{material}$ [kN/m ³]
S500C	50	57	21000	1,15	78

Za dimenzioniranje smo izbrali projektne vrednosti za material, pri nelinearni statični (potisni) analizi, pa smo uporabili srednje vrednosti za material.

6.2 Določitev projektne obtežbe

6.2.1 Lastna in stalna obtežba

Za določitev lastne teže je bila upoštevana specifična teža betona $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Konstrukcija je obtežena tudi s stalno obtežbo, ki zajema tudi težo predelnih sten. Za skupno enakomerno zvezno porazdeljeno obtežbo zaradi lastne in stalne obtežbe smo za osnovno konstrukcijo upoštevali vrednost $g = 9,0 \text{ kN/m}^2$. Ta obtežba velja za osnovno konstrukcijo, zato smo pri varianti EC8, kjer smo nekatere stebre nekoliko povečali, uporabili nekoliko večjo, in sicer $g = 9,05 \text{ kN/m}^2$.

6.2.2 Spremenljiva obtežba

Spremenljivo obtežbo določimo iz Evrokoda 1 (SIST EN 1991-1-1:2004), odvisna pa je od kategorije uporabe stavbe. Za stavbe kategorije B (pisarne) odčitamo priporočeno vrednost koristne obtežbe $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

6.2.3 Potresna obtežba

Konstrukcija je locirana v Ljubljani. Za potresno projektno stanje je bil upoštevan tip tal C, projektni pospešek tal $a_g = 0,25 \text{ g}$ in srednja stopnja duktilnosti (DCM). Stavba je uvrščena v II kategorijo, za katero znaša faktor pomembnosti $\gamma_1 = 1,0$.

Faktor obnašanja q je določen na podlagi točke 5.2.2.2 v Evrokodu 8:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (6.1)$$

kjer so:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je za okvirne sisteme in srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) enak $3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$,

k_w faktor, ki se navezuje na stenaste sisteme (v našem primeru je enak 1,0)

V primeru, da faktor $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, ni izvednoten z eksplicitnim računom, se za večetažne okvire z več polji lahko privzame vrednost 1,3.

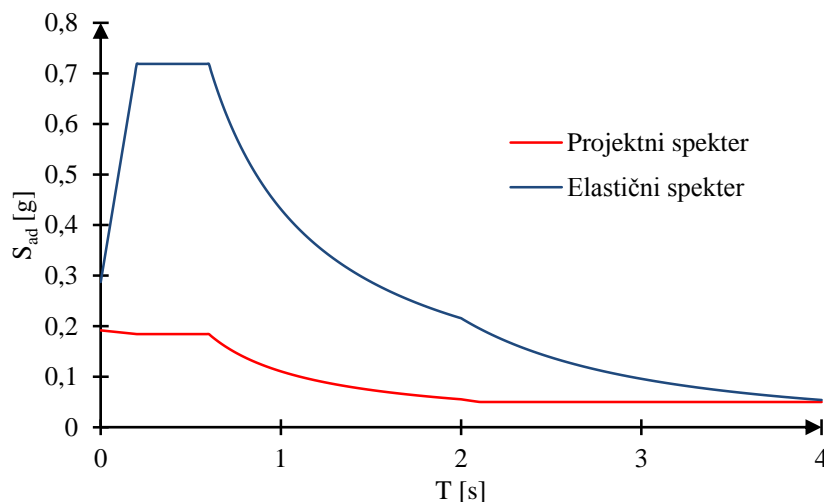
Tako dobimo:

$$q_0 = 3 \cdot 1,3 = 3,9$$

$$k_w = 1,0$$

$$q = 3,9 \cdot 1,0 = 3,9 \geq 1,5$$

Elastični in projektni spekter pospeškov lahko sedaj določimo z uporabo enačb v poglavju 2.2 (slika 22).



Slika 22: Elastični in projektni spekter pospeškov

Figure 22: Elastic and design acceleration spectrum

6.3 Modalna analiza

Modalno analizo smo izvedli s pomočjo programa ETABS 9.7.4 (CSI, 2002). V tem poglavju prikazujemo, kakšen princip modeliranja smo uporabili, kako smo določili obtežbo na konstrukcijo, ter nekaj ključnih rezultatov, kot so nihajni časi in oblike, prečna sila ob vpetju in kontrola pomikov.

6.3.1 Modeliranje

Konstrukcija je po tlorisu in po višini pravilna, zato bi lahko analizo izvedli na dveh ločenih ravninskih modelih za posamezno glavno smer, vendar smo jo modelirali kot splošni prostorski model, saj je to danes s sodobnimi programskimi orodji zelo enostavno, interpretacija rezultatov pa lažja.

Stebri in grede so modelirani z elastičnimi linijskimi končnimi elementi. Medetažno ploščo smo v svoji ravnini modelirali kot togo diafragmo, saj je togost stropov v vodoravni ravnini v primerjavi z vodoravno togostjo navpičnih elementov nosilne konstrukcije dovolj velika.

6.3.2 Sodelujoče širine gred

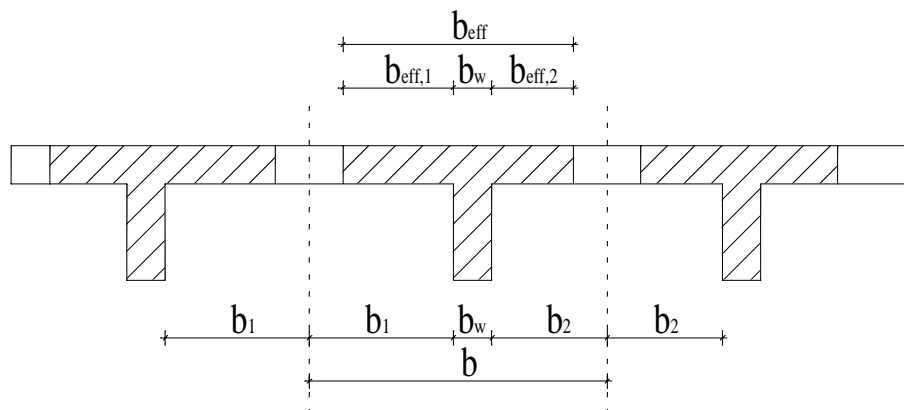
Grede smo modelirali s prerezi oblike T. Sodelujočo širino pasnice grede smo določili iz točke 5.3.2.1 v Evrokodu 2 in naslednjih enačb:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (6.2)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (6.3)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (6.4)$$

kjer l_0 predstavlja razdaljo med ničelnimi momenti. Ker je pri potresni obtežbi momentna linija vzdolž elementa »žagaste« oblike navadno predpostavimo, da l_0 znaša polovico dolžine elementa. Ostale parametre sodelujoče širine je mogoče razbrati iz spodnje slike.



Slika 23: Parametri sodelujoče širine pasnic (SIST EN 1992-1-1:2005)

Figure 23: Effective flange width parameters (SIST EN 1992-1-1:2005)

Primer določitve sodelujoče širine za gredo 1:

$$b_w = 0,5 \text{ m}; b_1 = 1,25 \text{ m}; b_2 = 2,75 \text{ m}$$

$$l_0 = 0,5 \cdot l = 0,5 \cdot 6 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 1,25 \text{ m} + 0,1 \cdot 3 \text{ m} = \underline{0,55 \text{ m}} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 3 \text{ m} = 0,6 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2b_2 + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 2,75 \text{ m} + 0,1 \cdot 3 \text{ m} = 0,85 \text{ m} > 0,2l_0 = 0,2 \cdot 3 \text{ m} = \underline{0,6 \text{ m}}$$

$$b_{\text{eff},2} = b_{\text{eff},1} + b_{\text{eff},2} + b_w = 0,55 \text{ m} + 0,6 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = \underline{1,65 \text{ m}}$$

Na podoben način smo sodelujoče širine določili za ostale grede (preglednica 13).

Preglednica 13: Določitev sodelujočih širin gred

Table 13: Determination of the effective width of beams

Greda	b_w [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	L [m]	L_0 [m]	$b_{\text{eff},1}$ [m]	$b_{\text{eff},2}$ [m]	b_{eff} [m]
G1	0,5	1,25	2,75	6	3	0,55	0,6	1,65
G2	0,5	1,25	2,75	5	2,5	0,5	0,5	1,5
G3	0,5	1,25	2,75	6	3	0,55	0,6	1,65
G4	0,5	2,75	2,75	6	3	0,6	0,6	1,7
G5	0,5	2,75	2,75	5	2,5	0,5	0,5	1,5
G6	0,5	2,75	2,75	6	3	0,6	0,6	1,7
G7	0,5	2,75	1,25	6	3	0,6	0,55	1,65
G8	0,5	2,75	1,25	5	2,5	0,5	0,5	1,5
G9	0,5	2,75	1,25	6	3	0,6	0,55	1,65
G10	0,5	1,25	2,75	6	3	0,55	0,6	1,65
G11	0,5	1,25	2,75	6	3	0,55	0,6	1,65
G12	0,5	2,75	2,25	6	3	0,6	0,6	1,7
G13	0,5	2,75	2,25	6	3	0,6	0,6	1,7
G14	0,5	2,25	2,75	6	3	0,6	0,6	1,7
G15	0,5	2,25	2,75	6	3	0,6	0,6	1,7
G16	0,5	2,75	1,25	6	3	0,6	0,55	1,65
G17	0,5	2,75	1,25	6	3	0,6	0,55	1,65

6.3.3 Mase in masni vztrajnostni momenti:

Maso posamezne etaže določimo iz celotne lastne in stalne teže, ter iz dela spremenljive obtežbe (Evrokod 8, točka 3.2.4). Po priporočilu Evrokoda 8, smo v zgornji etaži upoštevali 30 % mase, ki je posledica spremenljive obtežbe, v vmesnih etažah pa le 15 % mase. Maso m in masni vztrajnostni moment mr^2 priredimo v točkah, ki so definirane v centru mas, in sicer v nivoju plošče. V analizi upoštevamo horizontalni komponenti mase ter masni vztrajnostni moment okrog vertikalne osi.

Pri izračunu mase etaže upoštevamo lastno težo etaže na enoto površine $g = 9,05 \text{ kN/m}^2$ in spremenljivo obtežbo $q = 3 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{Površina tlorisa: } A_t = L_x \cdot L_y = 20 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

Mase po etažah:

$$m_{1-7} = A_t \frac{g + 0,15 \cdot q}{g(m/s^2)} = \frac{9,05 \text{ kN/m}^2 + 0,15 \cdot 3 \text{ kN/m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 290,5 \text{ t}$$

$$m_8 = A_t \frac{g + 0,3 \cdot q}{g(m/s^2)} = \frac{9,05 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 3 \text{ kN/m}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} = 304,3 \text{ t}$$

Celotna masa konstrukcije v tem primeru znaša $m = 2338 \text{ t}$.

Predpostavimo, da je obežba po tlorisu zvezna in tloris pravokotne oblike. Vztrajnostni radij lahko po tem takem določimo s pomočjo predavanj (Fajfar, 2010/2011):

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A_t} = \frac{5625 \text{ m}^4 + 10000 \text{ m}^4}{300 \text{ m}^2} = 52,1 \text{ m}^2$$

kjer je:

$$I_x = \frac{L_y^3 \cdot L_x}{12} = \frac{(15 \text{ m})^3 \cdot 20 \text{ m}}{12} = 5625 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{L_x^3 \cdot L_y}{12} = \frac{(20 \text{ m})^3 \cdot 15 \text{ m}}{12} = 10000 \text{ m}^4$$

Masni vztrajnostni moment se določi kot produkt mase in vztrajnostnega momenta $m_\varphi = mr^2$ (Fajfar, 2010/2011). V preglednici 14 so prikazane mase in masni vztrajnostni momenti po etažah.

Preglednica 14: Mase in masni vztrajnostni momenti

Table 14: Mass and mass moment of inertia

Etaža	Kota [m]	m [kg]	m_φ [tm ²]
1	2,8	290	15130
2	5,6	290	15130
3	8,4	290	15130
4	11,2	290	15130
5	14	290	15130
6	16,8	290	15130
7	19,6	290	15130
8	22,4	304	15846

6.3.4 Vpliv slučajne ekscentričnosti:

Vpliv slučajne ekscentričnosti upoštevamo z dodatnimi torzijskimi momenti, ki vrtijo okoli vertikalne osi stavbe. Ta način se lahko uporabi na prostorskem modelu v primeru modalne analize s spektri odziva. V skladu z Evrokodom 8 lahko torzijske momente računamo iz rezultatov metode z vodoravnimi silami.

Vpliv slučajne ekscentričnosti smo upoštevali s torzijskimi momenti v centru mas. Momente smo določili za obe smeri delovanja obtežbe (v X in Y smeri), ter za oba predznaka (+ in -). Moment $m_{\phi xi}$ v i -ti etaži za smer X smo določili kot produkt sile $F_{x,i}$ in ekscentričnosti e_x , kjer je ekscentričnost e_x enaka petim odstotkom največje tlorsne dimenzije etaže pravokotno na smer delovanja obtežbe. Silo $F_{x,i}$ določimo kot:

$$F_{x,i} = F_{bx} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (6.5)$$

Celotna prečna sila ob vpetju določena iz modalne analize je prikazana v poglavju 6.3.6.

$$F_{bx} = 1754 \text{ kN}$$

$$F_{by} = 1681 \text{ kN}$$

Izračunamo ekscentričnost za X oz. Y smer:

$$e_x = 0,05 \cdot L_x = 0,05 \cdot 20 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

$$e_y = 0,05 \cdot L_y = 0,05 \cdot 15 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

Preglednica 15: Vodoravne sile in torzijski momenti za X in Y smer

Table 15: Horizontal forces and torsional moments for X in Y direction

Etaža	F_{xi} [kN]	$m_{\phi xi}$ [kNm]	F_{yi} [kN]	$m_{\phi yi}$ [kNm]
1	48	48	46	35
2	96	96	92	69
3	145	145	139	104
4	193	193	185	139
5	241	241	231	173
6	289	289	277	208
7	337	337	323	243
8	404	404	387	290

6.3.5 Obtežne kombinacije za dimenzioniranje

V skladu s točko 6.4.3.2 Evrokoda 0 moramo upoštevati osnovno obtežno kombinacijo zaradi vertikalne obtežbe

$$\text{Kombinacija 1: } 1,35 g + 1,5 q$$

Potrebna je še ena obtežna kombinacija zaradi vertikalne obtežbe, saj je v okviru metode načrtovanja nosilnosti potrebno določiti prečne sile na grede zaradi vertikalne obtežbe na modelu prostoležečega nosilca. Prečne sile smo v odvisnosti od +/- smeri potresa, prišteli ali odšteli k prečnim silam dobljenih iz potresnega vpliva (prečne sile določene iz odpornostnih momentov na mestu plastičnih členkov). Poenostavljeno to obtežbo določimo z naslednjo kombinacijo (glej poglavje 2.3.4, slika 10):

$$\text{Kombinacija 2: } 1,0 g + 0,3 q$$

Za obravnavano konstrukcijo je običajno merodajna potresna obtežna kombinacija, ki poleg vertikalne obtežbe, ki jo tvorijo lastna, stalna in koristna obtežba, upošteva še potresni vpliv iz obeh smeri (Evrokod 8) ter vpliv slučajne ekscentričnosti mase, ki je zajet z ovojnico torzijskih momentov $\pm m_{\phi i}$ za X in Y smer delovanja potresa:

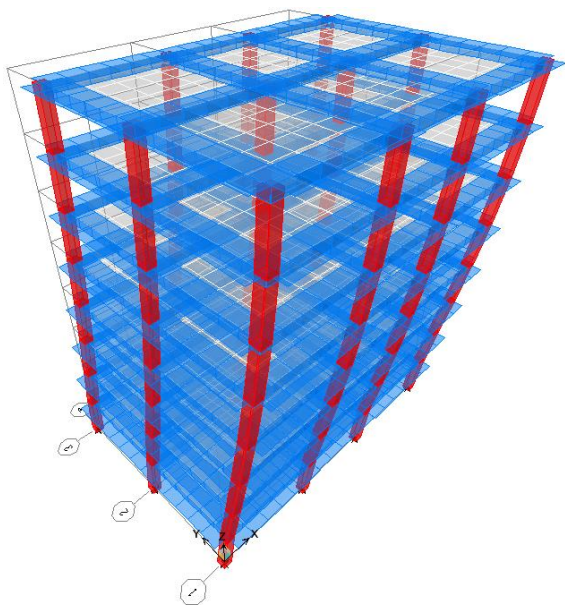
Kombinacija 3: $1,0 g + 0,3 q + 1,0 E_x + 0,3 E_y + \text{env } m_{\phi i}$

Kombinacija 4: $1,0 g + 0,3 q + 1,0 E_y + 0,3 E_x + \text{env } m_{\phi i}$

6.3.6 Rezultati modalne analize

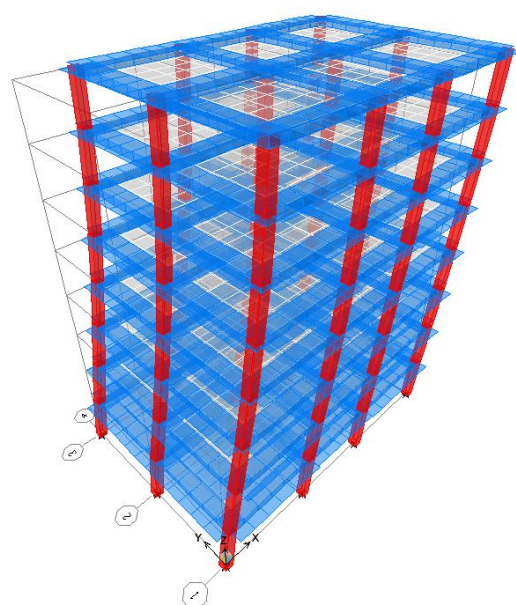
Nihajni časi

Prvi dve nihajni obliki sta translacijski, kar pomeni, da je konstrukcija torzijsko toga. Za vzbujanje v X smeri je najpomembnejša 2. nihajna oblika. Nihajni čas znaša $T_2 = 1,23$ s (slika 25), pri tem pa sodeluje 81,7 % efektivne mase celotne mase konstrukcije. Za vzbujanje v Y smeri je najpomembnejša 1. nihajna oblika ($T_1 = 1,28$ s) (slika 24), kjer sodeluje 82,2 % efektivne mase celotne mase konstrukcije. Projektni spektralni pospešek za prvo nihajno obliko znaša 0,086 g, za drugo pa 0,09 g. Nihajni časi so nekoliko manjši kot tisti v diplomskem delu Zupančiča (2011). Zupančič je grede namreč modeliral s pravokotnimi prerezi, v našem primeru pa smo uporabili T prerez (glej poglavje 6.3.2). Posledično je konstrukcija bolj toga, kar ob upoštevanju enake mase, pomeni manjši nihajni čas in večje potresne sile. Poleg tega smo v primerjavi z osnovno konstrukcijo povečali štiri stebre iz 50/50 cm na 55/55 cm, kar še dodatno poveča togost glede na maso.



Slika 24: 1. Nihajna oblika – Translacijska v Y smeri ($T_1 = 1,28$ s)

Figure 24: First mode shape – translational in Y direction ($T_1 = 1,28$ s)



Slika 25: 2. Nihajna oblika – Translacijska v X smeri ($T_2 = 1,23$ s)

Figure 25: Second mode shape – translational in X direction ($T_2 = 1,23$ s)

Nihajne oblike

Nihajne oblike določimo tako, da normiramo etažne pomike iz modalne analize. Prva nihajna oblika ustreza Y, druga pa X smeri:

$$\phi_1 = \{0,116 \quad 0,291 \quad 0,466 \quad 0,626 \quad 0,765 \quad 0,875 \quad 0,954 \quad 1,000\}$$

$$\phi_2 = \{0,116 \quad 0,299 \quad 0,474 \quad 0,633 \quad 0,770 \quad 0,879 \quad 0,956 \quad 1,000\}$$

Prečna sila ob vpetju

Celotna prečna sila ob vpetju za X smer znaša 1754 kN, kar je 7,5 % celotne teže konstrukcije, za Y pa 1681 kN, kar je 7,2 % celotne teže konstrukcije.

Preverimo še celotno potresno silo na način, da ocenimo spodnjo in zgornjo mejo za celotno prečno silo. Spodnjo mejo celotne prečne sile ocenimo z upoštevanjem vpliva samo ene (najbolj pomembne) nihajne oblike. Zgornjo mejo za celotno prečno silo določimo ob predpostavki, da pri najbolj pomembni nihajni obliki sodeluje celotna masa konstrukcije.

Spodnja in zgornja meja celotne prečne sile za X smer znaša:

$$F_{b,\min} = m_{\text{eff},x} \cdot S_d(T_2) = 0,817 \cdot 2338 \text{ t} \cdot 0,09 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1686 \text{ kN} < F_{bx} = 1754 \text{ kN}$$

$$F_{b,\max} = m \cdot S_d(T_2) = 2338 \text{ t} \cdot 0,09 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 2064 \text{ kN} > F_{bx} = 1754 \text{ kN}$$

Spodnja in zgornja meja celotne prečne sile za Y smer znaša:

$$F_{b,\min} = m_{\text{eff},y} \cdot S_d(T_1) = 0,822 \cdot 2338 \text{ t} \cdot 0,086 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1621 \text{ kN} < F_{by} = 1681 \text{ kN}$$

$$F_{b,\max} = m \cdot S_d(T_1) = 2338 \text{ t} \cdot 0,086 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 1972 \text{ kN} > F_{by} = 1681 \text{ kN}$$

Razvidno je, da je prečna sila ob vpetju v obeh smereh znotraj dovoljenega območja.

6.3.7 Mejno stanje uporabnosti

Kontrolo smo izvedli v skladu z določili Evrokoda 8. Zamike smo preverjali v vseh etažah ločeno za smer X in Y. Upoštevali smo kombinacije 3 in 4. Kontrolo pomikov smo izvedli za vogalno točko, ki je najbolj kritična. Kontrola pomikov je zadoščeno, če je izpolnjen pogoj v točki 4.4.3.2 Evrokoda 8:

$$v d_r \leq \alpha h \quad (6.6)$$

kjer je h višina etaže, v faktor odvisen od povratne dobe potresa na katerega projektiramo (v našem primeru je enak 0,5), α pa faktor, odvisen od vrste in načina gradnje nekonstrukcijskih elementov. Predpostavimo, da je faktor α enak 0,0075. V preglednici 16 je prikazana kontrola pomikov najbolj kritične vogalne točke, ki se izide za obe smeri.

Preglednica 16: Kontrola pomikov

Table 16: Displacement control

Etaža	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	$v d_{rx}$ [cm]	$v d_{ry}$ [cm]	h [cm]	αh [cm]	Kontrola X	Kontrola Y
8	0,78	0,86	0,39	0,43	280	2,1	- OK -	- OK -
7	1,34	1,45	0,67	0,72	280	2,1	- OK -	- OK -
6	1,86	1,99	0,93	1,00	280	2,1	- OK -	- OK -
5	2,31	2,45	1,16	1,23	280	2,1	- OK -	- OK -
4	2,69	2,85	1,35	1,43	280	2,1	- OK -	- OK -
3	3,01	3,16	1,51	1,58	280	2,1	- OK -	- OK -
2	3,1	3,25	1,55	1,63	280	2,1	- OK -	- OK -
1	2,14	2,17	1,07	1,09	280	2,1	- OK -	- OK -

Teorija drugega reda (TDR)

Ker bo v nadaljevanju narejena nelinearna statična analiza, teorije drugega reda ne bomo upoštevali pri dimenzioniranju.

6.4 Dimenzioniranje

6.4.1 Opis procesa dimenzioniranja

Konstrukcijo smo dimenzionirali po načelih Evrokoda 2 in Evrokoda 8 za srednjo stopnjo duktilnosti. Armaturo, ki izhaja iz obremenitev in minimalnih zahtev Evrokoda 2, smo določili s pomočjo vmesnika za avtomatsko dimenzioniranje elementov v programu ETABS 9.7.4. Program dimenzionira na osnovi predpostavke konstantne porazdelitve napetosti v betonu, kar dovoljuje tudi Evrokod 2 (glej poglavje 2.3.3). Vzdolžno in prečno armaturo v stebrih, ter spodnjo (pozitivno) armaturo v gredah, smo ustrezno povečali, da smo izpolnili zahteve Evrokoda 8 glede minimalnega armiranja. Dimenzioniranje elementov zaradi načel metode načrtovanja nosilnosti smo ob upoštevanju dvojne simetričnosti konstrukcije deloma avtomatizirali. Upogibno nosilnost prečnih prerezov stebrov in gred smo izračunali s pomočjo PBEE toolbox-a, kontrolo vozlišč in prečno armaturo v stebrih in gredah pa z uporabo Excelovih tabel.

6.4.1.1 Določitev geometrije

Prereze stebrov in gred smo določevali po iterativnem postopku, pri čemer smo se držali naslednjih načel:

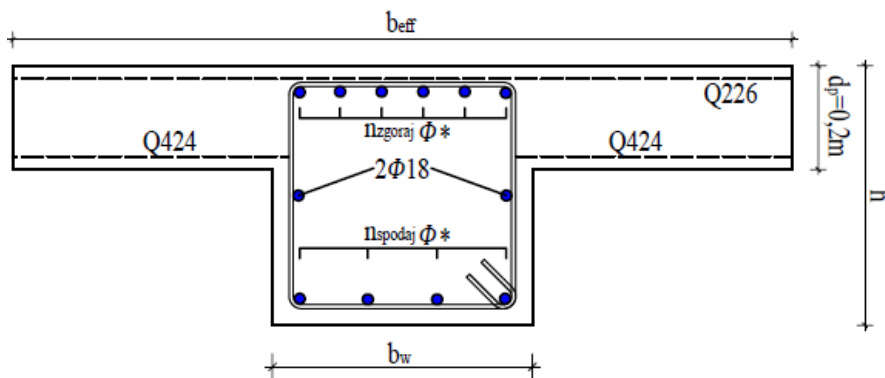
- o delež vzdolžne armature v stebrih, določena iz obremenitev (Avtomatsko dimenzioniranje ETABS-a 9.7.4 po Evrokodu 2), ne sme presežati 2 %. V nasprotnem primeru smo povečali prerez stebrov,
- o delež vzdolžne armature v stebrih, povečane zaradi metode načrtovanja nosilnosti, ne sme presežati 2,5 %. V nasprotnem primeru smo povečali prerez stebrov,

- delež armature v natezni coni gred ne sme presegati maksimalne vrednosti ρ_{\max} (enačba (2.30)). V nasprotnem primeru smo povečali prerez gred,
- dimenzije stebrov in gred so neodvisne od etaže objekta. Vse grede imajo enako širino b_w in višino h , stebri pa so dvojno simetrični in imajo dolžine stranic $b = h$.

V primeru, da se je geometrija zaradi katere od zgoraj naštetih načel oziroma zaradi metode načrtovanja nosilnosti spremenila, smo celoten postopek ponovili.

6.4.1.2 Predpostavke pri konstruiranju armature

Grede smo dimenzionirali tako, da smo zadostili vsem zahtevam navedenim v poglavju 2.3.4. Upoštevali smo, da je razdalja od roba betonskega dela do težišča vzdolžne armature enaka 5 cm, in je neodvisna od grede in premera armaturnih palic. Armature v plošči nismo računali, zato smo predpostavili, da je v plošči zgoraj armaturna mreža Q226 spodaj pa Q424, katero je potrebno v kritičnih conah ustrezno sidrati v gredo. Pri sami nosilnosti gred smo upoštevali zgornjo armaturno mrežo Q226 po celotni sodelujoči širini grede, mrežo Q424 pa samo do stremen (slika 26). Slednjo smo upoštevali kot vmesno armaturo. Za vmesno konstrukcijsko armaturo smo izbrali tudi dve palice premera 18 mm. Pri pozitivni in negativni armaturi smo za izhodišče izbrali palice premera 18 mm, nato pa smo jih po potrebi povečevali. Premer smo povečali, ko je bilo potrebnih več kot 10 palic na pozitivni oz. 15 na negativni strani grede. Za izhodiščno prečno armaturo smo izbrali premer 8 mm, v primeru da smo potrebovali stremena gosteje kot na 5 cm, pa smo premer povečali. Princip konstruiranja armature v gredah je prikazan na sliki 26, kjer * označuje poljubno število palic.



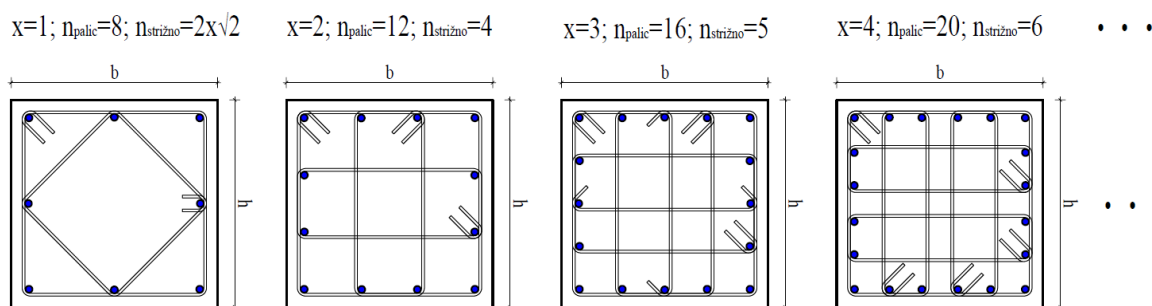
Slika 26: Princip konstruiranja armature v gredah

Figure 26: Principle detailing of reinforcement in beams

Pri stebrih smo upoštevali več predpostavk in poenostavitev glede armiranja. Predpostavili smo dvojno simetrično armaturo. Upoštevali smo, da so vse vzdolžne palice v stebrih enakih dimenzij, njihovo število pa je definirano s funkcijo $n_{\text{palic}} = 8 + 4x$, kjer je x pozitivno celo število. Premer palice in število x smo izbrali na način, da je procent vzdolžne armature zadostil najprej obremenitvam, potem pa še metodi načrtovanja nosilnosti. Vzdolžno armaturo v stebrih smo

optimizirali na način, da se je proti vrhu zmanjševala. Predpostavili smo, da imajo stebri v osmi etaži enako vzdolžno armaturo kot v sedmi, saj pri metodi načrtovanja nosilnosti ne potrebujemo kontrolirati vozlišč v zadnji etaži (s tem armature v stebrih ni potrebno povečevati). Predpostavili smo, da je razdalja od roba betonskega dela do težišča vzdolžne armature enaka 5 cm in je neodvisna od izbrane armature.

Pri določevanju prečne armature smo se držali načela, da je vsaka vzdolžna armaturna palica objekta s stremenom. Število strižnih stremen je določala funkcija $n_{strižno} = n_{palic}/3$, razen v primeru, ko je bilo uporabljenih 8 palic, smo uporabili $2 \times \sqrt{2}$ strižno streme. Upoštevali smo tudi zahteve o minimalnem premeru prečne armature in minimalni ter maksimalni razdalji med stremenimi (glej poglavje 2.3.5). Princip konstruiranja armature v stebrih je prikazan na sliki 27.



Slika 27: Princip konstruiranja armature v stebrih
Figure 27: Principle detailing of reinforcement in columns

6.4.2 Armatura variante EC8

V preglednici 17 je prikazana izbrana armatura v gredah, v preglednici 18 pa armatura v stebrih.

Preglednica 17: Armatura v gredah za varianto EC8

Table 17: Reinforcement in beams for variant EC8

Etaža	Greda	h [cm]	b _{eff} [cm]	b _w [cm]	h _c [cm]	Vzdolžna		Prečna Stremena
						Zgornja	Spodnja	
1	1,3,7,9	50	165	50	20	7 φ 18	5 φ 18	2 φ 8 / 7,5 cm
	2,8	50	150	50	20	6 φ 18	4 φ 18	2 φ 8 / 8,5 cm
	4,6	50	170	50	20	9 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 7 cm
	5	50	150	50	20	8 φ 18	5 φ 18	2 φ 8 / 7,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	8 φ 18	5 φ 18	2 φ 8 / 7,5 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	9 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 7 cm
2	1,3,7,9	50	165	50	20	8 φ 18	5 φ 18	2 φ 8 / 7 cm
	2,8	50	150	50	20	7 φ 18	5 φ 18	2 φ 8 / 7,5 cm
	4,6	50	170	50	20	9 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 7 cm
	5	50	150	50	20	9 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 6,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	8 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 7 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	9 φ 18	6 φ 18	2 φ 8 / 7 cm

se nadaljuje...

... nadaljevanje Preglednice 17

3	1,3,7,9	50	165	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	2,8	50	150	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
	4,6	50	170	50	20	9 ϕ 18	6 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7 cm
	5	50	150	50	20	8 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	8 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	9 ϕ 18	6 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7 cm
4	1,3,7,9	50	165	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	2,8	50	150	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
	4,6	50	170	50	20	8 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	5	50	150	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	8 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
5	1,3,7,9	50	165	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
	2,8	50	150	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	4,6	50	170	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
	5	50	150	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	7 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 8 / 7,5 cm
6	1,3,7,9	50	165	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	2,8	50	150	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9,5 cm
	4,6	50	170	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
	5	50	150	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	6 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8 cm
7	1,3,7,9	50	165	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9 cm
	2,8	50	150	50	20	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 10 cm
	4,6	50	170	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
	5	50	150	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 10 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	5 ϕ 18	4 ϕ 18	2 ϕ 8 / 8,5 cm
8	1,3,7,9	50	165	50	20	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9,5 cm
	2,8	50	150	50	20	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 10 cm
	4,6	50	170	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9 cm
	5	50	150	50	20	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 10,5 cm
	10,11,16,17	50	165	50	20	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9,5 cm
	12,13,14,15	50	170	50	20	4 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 8 / 9,5 cm

Preglednica 18: Armatura v stebrih za varianto EC8

Table 18: Reinforcement in columns for variant EC8

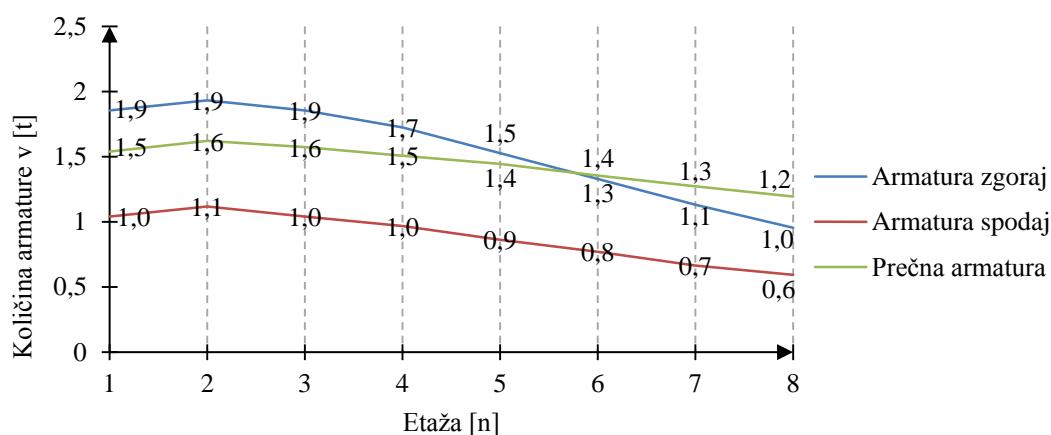
Etaža	Steber	h [cm]	b [cm]	Vzdolžna	Prečna
1	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 25	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 9,5 cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 22	4 ϕ 8 / 10 cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 ϕ 8 / 9,5 cm
	6,7	55	55	12 ϕ 25	4 ϕ 8 / 8 cm
2	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 12 cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 22	4 ϕ 8 / 11,5 cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 ϕ 8 / 11,5 cm
	6,7	55	55	12 ϕ 25	4 ϕ 8 / 11 cm

se nadaljuje...

... nadaljevanje Preglednice 18

3	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 14$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 22	4 $\phi 8 / 11,5$ cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 11,5$ cm
	6,7	55	55	12 ϕ 25	4 $\phi 8 / 10,5$ cm
4	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 14,5$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 22	4 $\phi 8 / 12,5$ cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 12$ cm
	6,7	55	55	12 ϕ 22	4 $\phi 8 / 10$ cm
5	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 15$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 22	4 $\phi 8 / 12,5$ cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 13,5$ cm
	6,7	55	55	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 11,5$ cm
6	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 16$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 12,5$ cm
	5,8	55	55	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 15$ cm
	6,7	55	55	8 ϕ 22	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 11,5$ cm
7	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 16$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 15,5$ cm
	5,8	55	55	8 ϕ 22	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 15$ cm
	6,7	55	55	8 ϕ 22	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 11,5$ cm
8	1,4,9,12	50	50	8 ϕ 20	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 16$ cm
	2,3,10,11	50	50	12 ϕ 20	4 $\phi 8 / 13,5$ cm
	5,8	55	55	8 ϕ 22	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 10,5$ cm
	6,7	55	55	8 ϕ 22	$2 + \sqrt{2} \phi 8 / 10,5$ cm

Na sliki 28 prikazujemo spreminjanje zgornje in spodnje vzdolžne ter prečne armature v gredah po etažah. Pri računu mase armature smo predpostavili, da je armatura, ki je bila definirana v območju plastičnih členkov, postavljena kar po celotni dolžini elementa. Pri vzdolžni armaturi zgoraj je prištet tudi prispevek armaturene plošče Q226.

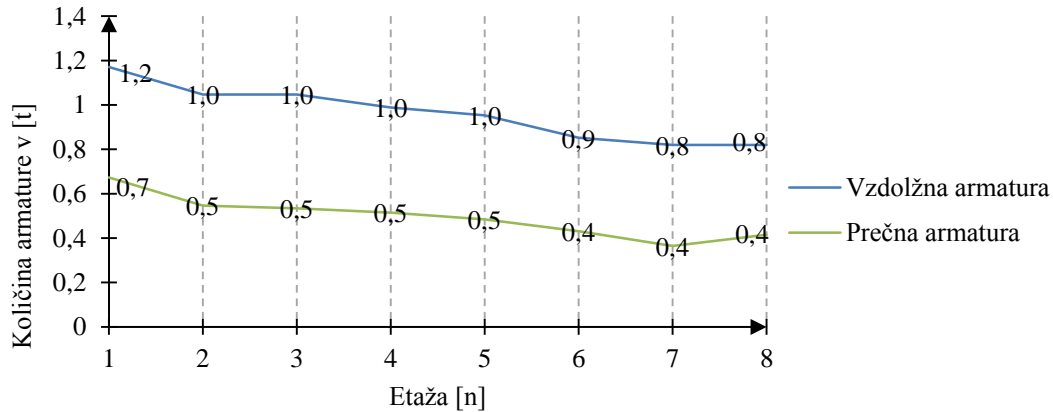


Slika 28: Armatura v gredah

Figure 28: Reinforcement in beams

Iz slike 28 je razvidno, da je skoraj povsod zgornja vzdolžna armatura približno dvakrat večja od spodnje vzdolžne armature. Takšno razmerje sovпада s pogojem $A_s' = 0.5 \cdot A_s$ (glej poglavje 2.3.4, enačba (2.30)), kar pomeni da je za določitev spodnje vzdolžne armature v gredah kritičen prav ta

pogoj. Zgornja armatura v gredah je bila v prvih sedmih etažah določena iz obremenitev, medtem ko je v osmi etaži prevladoval pogoj glede minimalnega armiranja po Evrokodu 8. Prečna armatura je bila v celoti določena iz strižnih sil, dobljenih iz postopka načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.4, slika 10).



Slika 29: Armatura v stebrih
Figure 29: Reinforcement in columns

Vzdolžno armaturo v stebrih v etažah 1-6 večinoma narekuje postopek načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.4, enačba (2.27)). V zadnjih dveh etažah prevladujejo minimalne zahteve Evrokoda 8 glede armiranja. Prečna armatura je bila v celoti določena iz strižnih sil dobljenih iz postopka načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.5, slika 11). Izjema so nekateri stebri v prvi etaži, kjer smo armaturo morali še povečati zaradi pogoja, ki pravi da moramo pri stebrih vpetih v temelje zagotoviti ustrezno objetje (pogoj iz enačbe (2.34)).

6.5 Ocena potresne odpornosti na osnovi N2 metode

6.5.1 Potisna analiza

6.5.1.1 Predpostavke in vhodni podatki pri potisni analizi

Potisno analizo naredimo na nelinearnem modelu konstrukcije. V našem primeru smo uporabili poenostavljen nelinearen model, pri čemer smo elemente konstrukcije modelirali z elastičnimi elementi, materialno nelinearnost pa definirali v diskretnih točkah (nelinearne vzmeti - plastični členki). Plastični členek opišemo z odnosom moment – rotacija, ki ga definiramo iz armature in geometrije elementa (za podrobnejšo razlago glej poglavje 3.2.1). Čeprav se med potresnimi obremenitvami osna sila spreminja, smo pri računu odnosa moment rotacija za naš primer predpostavili, da je konstantna. V diplomskem delu (Žižmond, 2012) je bilo namreč ugotovljeno, da s tem globalno ne storimo prevelike napake.

Pri računu nosilnosti gred smo upoštevali tudi armaturo v plošči. Armaturna mreža Q226 je negativna in deluje na celotni sodelujoči širini plošče, mrežo Q424, pa smo računali kot vmesno armaturo do stremen gred. Evrokod 8 zahteva uporabo najmanj dveh porazdelitev obtežb po višini, vendar smo tukaj uporabili samo zaporeditev sil iz nihajnih oblik (glej poglavje 6.3.6), saj s takšno obliko sil najboljše opišemo obnašanje konstrukcije.

Pri računu moment - rotacija smo za material uporabili konstitutivni zakon za napetost in deformacijo, definiranega v poglavju 3.2.2, materialne karakteristike pa so prikazane v preglednici 19.

Preglednica 19: Materialne karakteristike srednjih vrednosti uporabljene pri potisni analizi

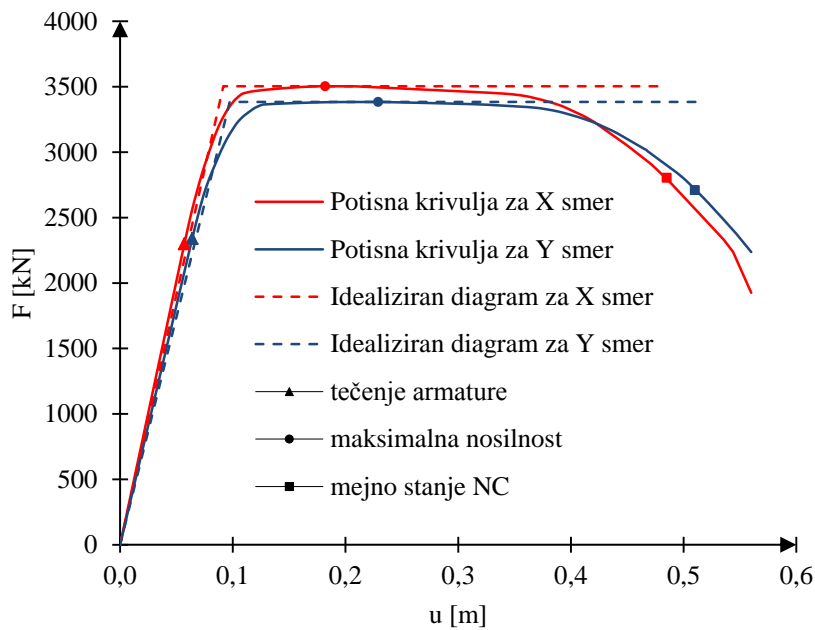
Table 19: Material properties of the mean values used in the pushover analysis

Beton	f_{cm} [kN/cm ²]	E_{cm} [kN/cm ²]	ϵ_{c1}	ϵ_{cu1}
C30/37	3,8	3300	2,2‰	3,5‰
Jeklo	f_{ym} [kN/cm ²]	E_s [kN/cm ²]		
S500C	57	20000		

Nosilnost se po tvorbi plastičnega mehanizma s povečevanjem deformacije zmanjšuje, zato smo za potisno analizo kontrolirano povečevali pomike, tudi v postkritičnem območju, kjer se nosilnost postopoma zmanjšuje. Dobili smo odnos med celotno prečno silo in pomikom na vrhu konstrukcije. Ker je konstrukcija dvojno simetrična, smo naredili potisno analizo samo v pozitivnih smereh X in Y. Mejno stanje blizu porušitve smo definirali v območju mehčanja, ko je bilo doseženih 80 % maksimalne nosilnosti, kot je običajna praksa.

6.5.1.2 Potisna krivulja in idealizacija

Na sliki 30 je prikazana potisna krivulja za varianto EC8. Za nadaljnjo obravnavo smo potisno krivuljo idealizirali, kot smo to opisali v poglavju 3.3. Nosilnost konstrukcije je v smeri X ($F_{max,X} = 3504$ kN) nekoliko večja kot v smeri Y ($F_{max,Y} = 3384$ kN), pomik pri mejnem stanju blizu porušitve pa ravno obratno ($u_{NC,X} = 48,4$ cm, $u_{NC,Y} = 51,1$ cm). Duktilnost konstrukcije je za obe smeri podobna. Na sliki 30, majhen trikotnik označuje tečenje armature, krog maksimalno nosilnost, kvadrat pa mejno stanje blizu porušitve.



Slika 30: Potisna krivulja za varianto EC8
Figure 30: Pushover curve for variant EC8

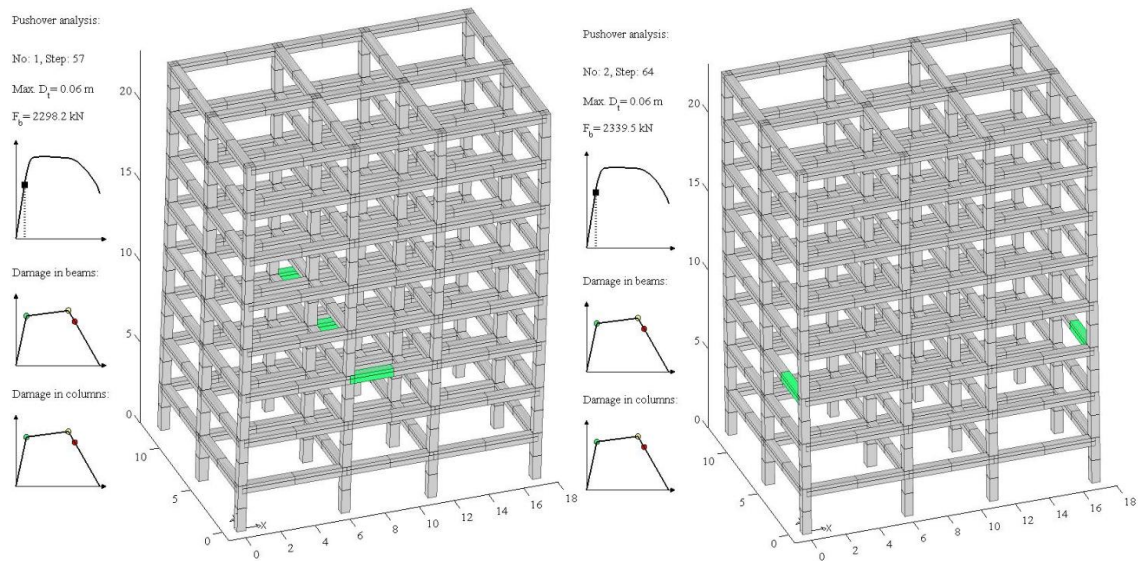
Rezultate potisne analize prikažemo tudi tabelarično v preglednici 20, kjer F_y in u_y predstavljata silo oz. pomik, ko se plastificira prvi element konstrukcije, F_{max} in u_{max} silo oz. pomik pri maksimalni nosilnosti, F_{NC} in u_{NC} pa silo oz. pomik pri mejnem stanju blizu porušitve NC. Razvidno je tudi, da se konstrukcija podobno obnaša v obeh smereh. Največ se razlikuje pomik pri maksimalni nosilnosti, in sicer za 4 cm.

Preglednica 20: Karakteristične točke na potisni krivulji za varianto EC8
Table 20: Pushover characteristic point for variant EC8

	Smer X	Smer Y
F_v [kN]	2298	2340
u_v [cm]	5,7	6,4
F_{max} [kN]	3504	3384
u_{max} [cm]	18,2	22,9
F_{NC} [kN]	2803	2710
u_{NC} [cm]	48,4	51,1

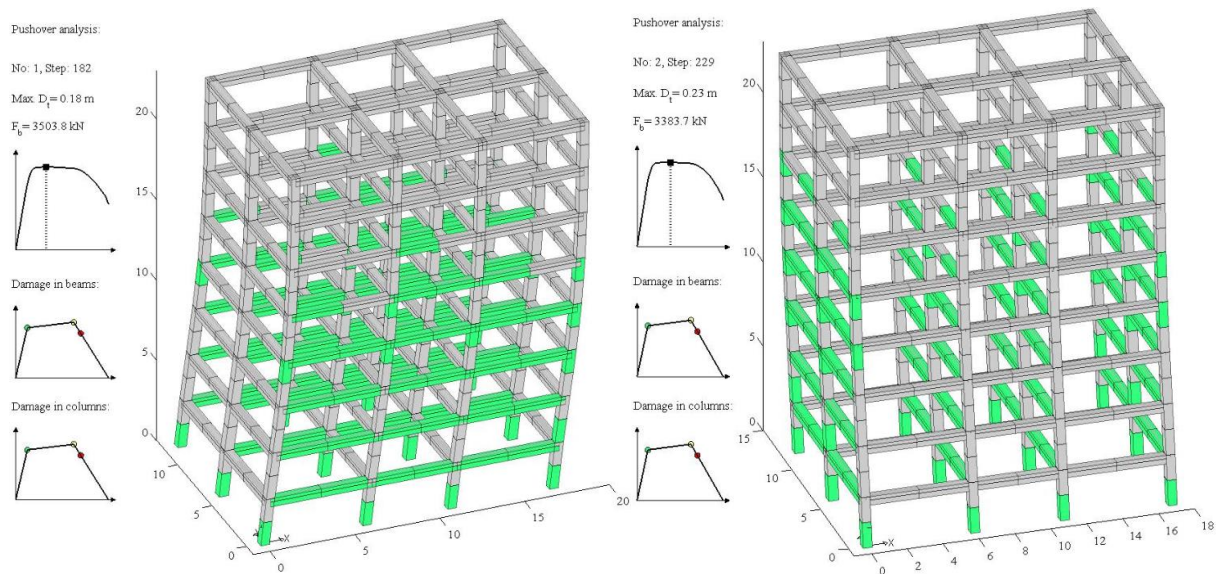
6.5.1.3 Poškodovanost konstrukcije

V tem poglavju prikazujemo poškodovanost konstrukcije za varianto EC8, pri različnih mejnih stanjih (prva plastifikacija F_y , maksimalna nosilnost F_{max} in mejno stanje blizu porušitve NC). Poškodovanost pri vseh treh mejnih stanjih je prikazana na slikah 31 do 33.



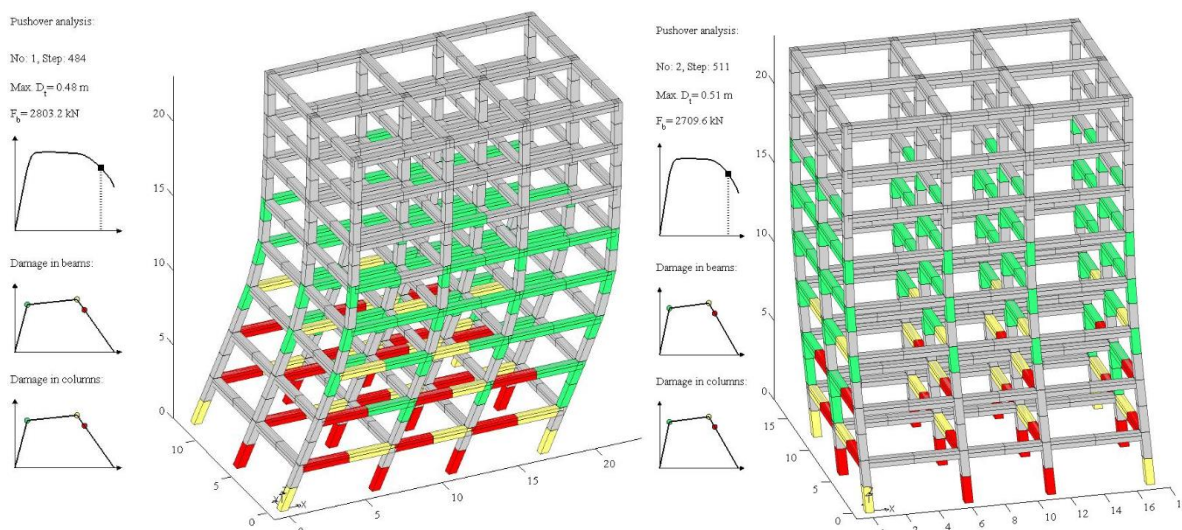
Slika 31: Poškodovanost konstrukcije pri prvi plastifikaciji F_y (levo X smer, desno Y smer)

Figure 31: Damage pattern corresponding to first yielding F_y (left X direction, right Y direction)



Slika 32: Poškodovanost konstrukcije pri maksimalni nosilnosti F_{max} (levo X smer, desno Y smer)

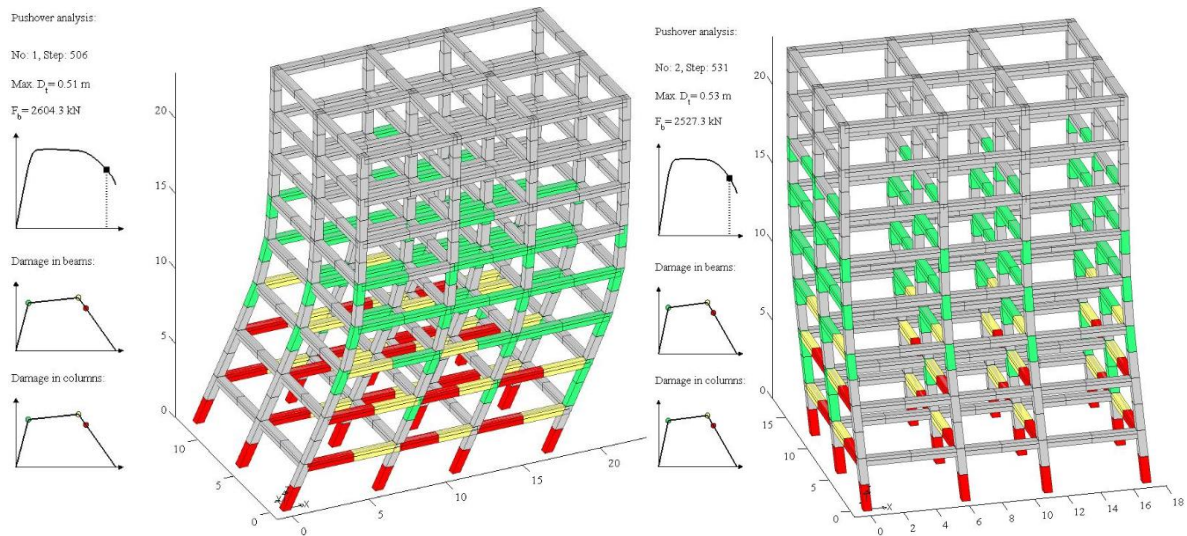
Figure 32: Damage pattern corresponding to maximum strength F_{max} (left X direction, right Y direction)



Slika 33: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC (levo X smer, desno Y smer)
Figure 33: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state (left X direction, right Y direction)

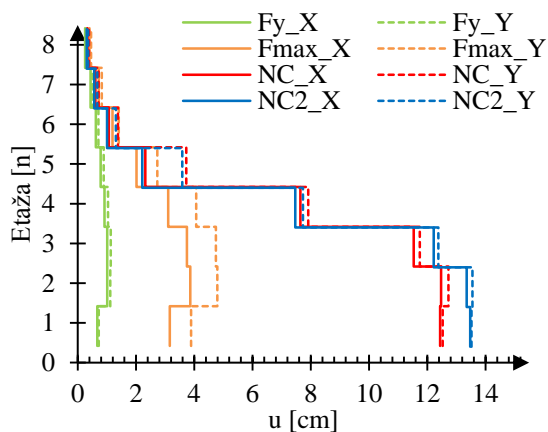
Na zgornjih slikah zelena barva prikazuje poškodovanost pri plastifikaciji elementa, rumena barva kontrolirano poškodovanost, rdeča pa pomeni, da je element presešel rotacijo, ki ustreza mejnemu stanju NC. Iz slike 33 je razvidno, da konstrukcija ne doseže globalnega porušnega mehanizma kot ga želimo, če uporabimo metodo načrtovanja nosilnosti. Vidimo, da so se samo v štirih oz. petih etažah vse grede plastificirale ali poškodovale. Opazimo tudi, da vsi stebri niso še prišli v stanje NC na nivoju elementa.

Kot zanimivost, pogledimo še poškodovanost konstrukcije na sliki 34 za mejno stanje blizu porušitve, če ga definiramo tako, da je mejno stanje NC doseženo, ko vsi stebri v eni etaži presežejo mejno rotacijo. Tako definirano mejno stanje blizu porušitve sedaj označimo z NC2. Skupna prečna sila pri vpetju v postkritičnem območju za to mejno stanje znaša sedaj v X smeri $F_{NC2} = 2604$ kN, v Y pa $F_{NC2} = 2527$ kN, kar je 74,3 % oz. 74,7 %, maksimalne nosilnosti. V tem primeru so pomiki nekoliko večji kot prej (v X smeri $u_{NC2} = 50,6$ cm in v Y $u_{NC2} = 53,1$ cm), kar pomeni da je duktilnost konstrukcije večja.

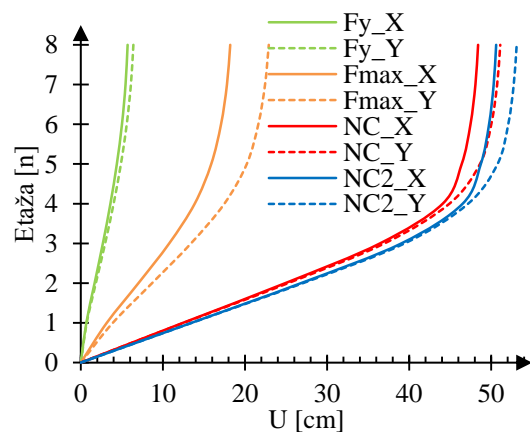


Slika 34: Poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju NC2 (levo X smer, desno Y smer)
 Figure 34: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state 2 (left X direction, right Y direction)

Na slikah 35 in 36 prikazujemo etažne zamike in pomike konstrukcije pri stanju pri stanjih F_y , F_{max} , NC in NC2 za smer X in Y. Vidimo lahko, da je večina celotnega pomika konstrukcije posledica zamikov prvih 4 etaž. Celovit duktilni mehanizem, kot je predpostavljen v okviru metode načrtovanja nosilnosti, ni dosežen. Pri mejnem stanju NC2 konstrukcija prenese nekoliko večje pomike kot pri NC, saj je to mejno stanje doseženo pri večjem pomiku.



Slika 35: Etažni zamiki za varianto EC8 pri različnih mejnih stanjih v smeri X in Y
 Figure 35: Story drifts for variant EC8 at different limit states in X and Y



Slika 36: Pomiki za varianto EC8 pri različnih mejnih stanjih v smeri X in Y
 Figure 36: Displacements for variant EC8 at different limit states in X and Y direction

6.5.2 Mejni pospešek tal na osnovi N2 metode

S pomočjo N2 metode lahko sedaj izračunamo pospešek konstrukcije, ki privede konstrukcijo v določeno mejno stanje. V našem primeru se bomo omejili na mejno stanje blizu porušitve NC. Račun bomo prikazali le v smeri X za varianto EC8, vsi ostali parametri za obe smeri analize pa so povzeti v preglednici 21.

Spektri odziva so izračunani za sisteme SDOF, medtem ko je potisna analiza narejena za sistem MDOF, zato moramo odziv konstrukcije prevesti na SDOF sistem, kot to prikazujemo v poglavju 3.4.

Transformacijski faktor Γ , ki je odvisen od predpostavljene nihajne oblike ϕ in prerazporeditve mas m_i je enak:

$$\Gamma_X = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{290 \text{ t} \cdot (0,12 + 0,3 + 0,47 + 0,63 + 0,77 + 0,88 + 0,96) + 304 \text{ t} \cdot 1,0}{290 \text{ t} \cdot (0,12^2 + 0,3^2 + 0,47^2 + 0,63^2 + 0,77^2 + 0,88^2 + 0,96^2) + 304 \text{ t} \cdot 1,0^2}$$
$$\Gamma_X = \frac{1503 \text{ t}}{1178 \text{ t}} = 1,276$$

Za SDOF sistem velja enaka oblika diagrama sila-pomik kot za sistem MDOF, le da je ta reduciran s faktorjem Γ . Maksimalno silo, pomik na meji elastičnosti in pomik pri mejnem stanju blizu porušitve za SDOF sistem zapišemo na sledeči način:

$$F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{3504 \text{ kN}}{1,276} = 2746 \text{ kN}$$
$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{9,2 \text{ cm}}{1,276} = 7,2 \text{ cm}$$
$$d_{NC}^* = \frac{d_{NC}}{\Gamma} = \frac{48,4 \text{ cm}}{1,276} = 37,9 \text{ cm}$$

Nihajni čas idealiziranega bilinearnega sistema izračunamo tako:

$$T^* = 2 \pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2 \pi \sqrt{\frac{1503 \text{ t} \cdot 0,072 \text{ m}}{2746 \text{ kN}}} = 1,25 \text{ s}$$

Iz spektra pospeškov (enačba (2.11), nihajni časi v območju $T_C \leq T \leq T_D$) izračunamo pospešek pri tem nihajnem času. Za tip tal C je nihajni čas T_C enak 0,6, faktor tal S pa 1,15.

$$S_{ad}(T_2) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_2} \right] = 0,25 \text{ g} \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{3,9} \cdot \left[\frac{0,6 \text{ s}}{1,25 \text{ s}} \right] = 0,089 \text{ g}.$$

Za nihajne čase večje od T_C je redukcijski faktor R_μ kar enak μ (glej poglavje 2.1.1, enačba (2.9)):

$$R_{\mu} = \mu = \frac{d_{NC}^*}{d_y^*} = \frac{37,9 \text{ cm}}{7,2 \text{ cm}} = 5,29$$

Določimo še pospešek neelastičnega sistema na meji tečenja:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} = \frac{2746 \text{ kN}}{1503 \text{ t}} = 1,83 \text{ m/s}^2 = 0,186 \text{ g}$$

Elastični pospešek, ki povzroči mejno stanje NC znaša:

$$S_{ae,NC} = S_{ay} R_{\mu} = 1,83 \text{ m/s}^2 \cdot 5,29 = 9,66 \text{ m/s}^2 = 0,985 \text{ g}$$

Sedaj določimo še pospešek tal $a_{g,NC}$, ki povzroči mejno stanje NC, s pomočjo enačbe elastičnega spektra (3.19), ki velja za območje med $T_C \leq T \leq T_D$:

$$a_{g,NC,dejanski} = a_{gR,NC} \cdot S = \frac{S_{ae,NC}}{\eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T^*}} = \frac{9,66 \text{ m/s}^2}{1 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,6 \text{ s}}{1,25 \text{ s}}} = 8,02 \text{ m/s}^2 = 0,817 \text{ g}$$

V preglednici 21 so prikazani parametri N2 metode za varianto EC8 v obeh smereh.

Preglednica 21: Globalni parametri računa po N2 metodi za varianto EC8

Table 21: Global parameters of N2 method for variant EC8

Variante	X smer	Y smer
ETABS - T [s]	1,23	1,28
T* [s]	1,25	1,30
Γ	1,28	1,28
m [t]	2338	2338
m* [t]	1503	1493
F _y * [kN]	2746	2643
d _y * [cm]	7,2	7,6
d _{NC} * [cm]	37,9	39,9
S _{ad} [g]	0,089	0,085
S _{av} * [g]	0,186	0,18
S _{ae,NC} * [g]	0,985	0,947
a _{g,NC,dejanski} [g]	0,82	0,82

Konstrukcija se zelo podobno obnaša v obeh smereh. V X smeri ima konstrukcija nekoliko večjo nosilnost, vendar v Y smeri prenese nekoliko večji pomik tako na meji elastičnosti, kot za mejno stanje blizu porušitve.

6.5.3 Redukcijski faktor

Sedaj lahko izračunamo redukcijski faktor za mejno stanje blizu porušitve. Določimo ga iz razmerja elastičnega pospeška $S_{ae,NC}$, ki povzroči mejno stanje NC in spektralnega pospeška S_{ad} , pri nihajnem času $T_2 = 1,25$ s.

$$R = \frac{S_{ae,NC}}{S_{ad}} = \frac{0,985 \text{ g}}{0,089 \text{ g}} = 11,1$$

S pomočjo redukcijskega faktorja določimo še faktor dodatne nosilnosti:

$$R_s = \frac{R}{R_\mu} = \frac{11,1}{5,29} = 2,1$$

Preglednica 22: Redukcijski faktor za varianto EC8 v obeh smereh

Table 22: Reduction factor for variant EC8 in both direction

	X smer	Y smer
$R_\mu = \mu$	5,29	5,25
R_s	2,10	2,12
R	11,1	11,15

Razberemo lahko, da ima konstrukcija v obeh smereh podobno duktilnost in dodatno nosilnost. Redukcijski faktor R smo uporabili v sedmem poglavju, kjer smo konstrukcijo projektirali na izbrane ciljne zanesljivosti konstrukcije. Privzeli smo vrednost $R = 11,15$.

7 PRIMER PROJEKTIRANJA NA CILJNO ZANESLJIVOST KONSTRUKCIJE

V tem poglavju prikazujemo primer projektiranja na ciljno zanesljivost konstrukcije, za enak tip konstrukcije, kot pri varianti EC8 (poglavje 6). Konstrukcijo v tem primeru ne projektiramo na pospešek, ki izhaja iz povratne dobe potresa (verjetnost pojava potresa), ampak na pospešek, ki ustreza ciljni zanesljivosti za izbrano mejno stanje.

Definirali smo več stopenj toleriranih verjetnosti porušitve, pri čemer smo za vsako stopnjo zanesljivosti določili eno varianto konstrukcije. Rezultate teh variant bomo v nadaljevanju primerjali tudi z varianto EC8. V preglednici 23 so prikazane posamezne variante in pripadajoče tolerirane verjetnosti porušitve.

Preglednica 23: Variante pri različnih toleriranih tveganjih

Table 23: Name of variants and their tolerable risk

Varianta	PF1	PF2	PF3	PF4
$P_{f,tolerirana}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-5}$
$\beta_{f,tolerirana}$	4,75	4,42	4,26	3,89
$P_{f,50let}$	$5 \cdot 10^{-5}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$

V preglednici 23, je prikazano tudi kolikšna je verjetnost, da človek v življenjski dobi konstrukcije 50 let umre, določena po Poissonovi porazdelitvi (glej enačbo (4.2), poglavje 4.1). Razmerje teh verjetnosti se glede na tolerirano verjetnost izgube človeškega življenja pri vseh variantah razlikuje za približno faktor 50. Tolerirane verjetnosti so bile določene na osnovi reda velikosti ciljnih zanesljivosti nekaterih modelov (glej poglavje 4.2.2, preglednica 9). Tolerirana verjetnost porušitve pri varianti PF1 ustreza najstrožjim modelom oz. standardom, pri čemer zanesljivosti EC0 in CIRIA nismo upoštevali, saj dajejo skoraj nedosegljive ciljne verjetnosti porušitve. Pri ostalih variantah smo tolerirano verjetnost porušitve v določenih intervalih povečevali, vse do variante PF4.

7.1 Opis konstrukcije

Geometrija konstrukcije in material konstrukcijskih elementov sta enaka kot v poglavju 6.1.1 oz. 6.1.2. Ker se iz variante v varianto spreminja potresna obtežba, smo temu primerno morali prilagoditi dimenzije gred in stebrov konstrukcije, da je bila njihova armatura znotraj dovoljenih območij Evrokoda 2 in 8. Dimenzije so bile določene z iterativnim postopkom, kot je opisano v poglavju 6.4.1.1. V preglednici 24 so prikazane dimenzije prečnih prerezov za variante PF1 do PF4 ter delež povečanja dimenzij elementov glede na osnovno konstrukcijo po Zupančiču (2011). Odstotek povečanja geometrije je bil določen iz razmerja med masami gred in stebrov osnovne konstrukcije, ter masami gred in stebrov obravnavane konstrukcije.

Preglednica 24: Dimenzije prečnih prerezov gred in stebrov za vse variante

Table 24: Cross-section dimensions for beams and columns for all variants

Varianta	Osn. k.	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
G1-17 $b_w=h$ [cm]	50	50	55	60	75	50
S1,S4,S9,S12 $b=h$ [cm]	50	50	50	60	80	50
S2,S3,S10,S11 $b=h$ [cm]	50	50	60	65	90	50
S5,S8 $b=h$ [cm]	50	50	60	70	90	55
S6,S7 $b=h$ [cm]	50	55	60	70	100	55
% povečanja	/	1 %	29 %	63 %	189 %	3 %

7.2 Določitev projektne obtežbe

Projektna obtežba se med variantami razlikuje. Lastno težo konstrukcije smo prilagajali geometriji konstrukcije (kot pri varianti EC8), spremenljiva obtežba je ostala ista, potresna obtežba pa je definirana s spektri pospeškov, ki smo jih določili na osnovi definiranih ciljnih zanesljivosti.

7.2.1 Lastna in stalna obtežba

Enakomerno zvezno porazdeljeno obtežbo zaradi lastne in stalne obtežbe smo upoštevali na podoben način kot v poglavju 6.2.1. Z večanjem dimenzije stebrov in gred se je posledično povečevala tudi obtežba. V preglednici prikazujemo lastno in stalno obtežbo za posamezno varianto.

Preglednica 25: Obtežba zaradi lastne teže in stalne obtežbe pri posameznih variantah

Table 25: Permanent load for variants

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
g [kN/m ²]	9,02	9,56	10,23	12,66	9,05

7.2.2 Spremenljiva obtežba

Za spremenljivo obtežbo privzamem vrednost $q = 3,0$ kN/m² (glej poglavje 6.2.2).

7.2.3 Potresna obtežba

Potresno obtežbo (projektni pospešek tal, na katerega konstrukcijo dimenzioniramo) za posamezne variante smo določili po postopku, opisanem v petem poglavju. Uporabili smo ciljne zanesljivosti definirane v preglednici 23, ter konstantni redukcijski faktor R, ki smo ga določili za varianto EC8 (poglavje 6.5.3).

V nadaljevanju prikazujemo primer izračuna projektnega pospeška tal za varianto PF2, kjer je tolerirano potresno tveganje enako $P_{f, \text{tol}} = 5 \cdot 10^{-6}$. Pri ostalih variantah je postopek enak, razlikuje se le začetna predpostavljena tolerirana verjetnost porušitve.

Tolerirano tveganje za izgubo življenja prevedemo na sprejemljivo verjetnost porušitve s pomočjo enačbe (4.1):

$$P_{f,spr} = \frac{P_{f, tol}}{0,15} = \frac{5 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 3,33 \cdot 10^{-5}$$

Nadaljnji postopek izračuna projektnega pospeška zahteva, da določimo parametre krivulje potresne nevarnosti. Parameter krivulje potresne nevarnosti $k = 2,9$ smo privzeli po Lazar in Dolšek (2013). Avtorja sta ga določila z aproksimacijo krivulje potresne nevarnosti za Ljubljano (Baker, 2011) (med spodnjo mejo 0,20 g in zgornjo mejo 1,20 g) v logaritemskih koordinatah s pomočjo metode najmanjših kvadratov. Faktor k_0 smo določili glede na projektni pospešek iz karte potresne nevarnosti za povratno dobo 475 let.

$$\rightarrow k = 2,9$$

$$H_{475} = \frac{1}{475} = k_0 \cdot a_{g,475}^{-k} = k_0 \cdot (1,2 \cdot 0,25)^{-k}$$

Iz zgornje enačbe nato dobimo:

$$k_0 = 5,67 \cdot 10^{-5}$$

Funkcija potresne nevarnosti se glasi:

$$H(a_g) = 5,67 \cdot 10^{-5} \cdot a_g^{-2,9}$$

Za določitev standardne deviacije naravnega logaritma $\sigma_{\ln a_{g,C}}$ bi na konstrukcijo morali izvesti inkrementno dinamično analizo (Vamvastikos in Cornell, 2002). V našem primeru jo bomo iz izkušenj oz. preteklih študij (Dolšek, 2012) predpostavili kot $\sigma_{\ln a_{g,C}} = 0,6$.

Sedaj lahko z enačbo (5.3) določimo pospešek tal, ki ga mora konstrukcija prenesti pri porušitvi:

$$a_{g,C} \geq \left(\frac{k_0 \cdot e^{0,5 \cdot k^2 \sigma_{\ln a_{g,C}}^2}}{P_{f,spr}} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{5,67 \cdot 10^{-5} \cdot e^{0,5 \cdot 2,9^2 \cdot 0,6^2}}{3,33 \cdot 10^{-5}} \right)^{\frac{1}{2,9}} = 2,02 \text{ g}$$

Simulacije porušitve objekta so zelo negotove in računsko zahtevne, zato prevedemo pospešek, ki ustreza porušitvi konstrukcije C, na pospešek pri mejnem stanju NC. V ta namen uporabimo enačbo (5.5), za faktor R_C pa uporabimo vrednost 1,2 (Lazar in Dolšek, 2012).

$$a_{g,NC} \geq \frac{a_{g,C}}{R_C} = \frac{2,02 \text{ g}}{1,2} = 1,69 \text{ g}$$

Redukcijski faktor, ki ustreza mejnemu stanju blizu porušitve konstrukcije pri varianti EC8 znaša $R = 11,15$. Sedaj določimo s pomočjo enačbe (5.6) še projektne pospešek tal na osnovi katerega definiramo spekter pospeškov:

$$a_{g,d} \geq \frac{a_{g,NC}}{R} = \frac{1,69 \text{ g}}{11,15} = 0,151 \text{ g}$$

Na takšen način smo izračunali projektne pospeške tal pri izbranem toleriranem oz. sprejemljivem tveganju za vse variante. Rezultati so prikazani v preglednici 26.

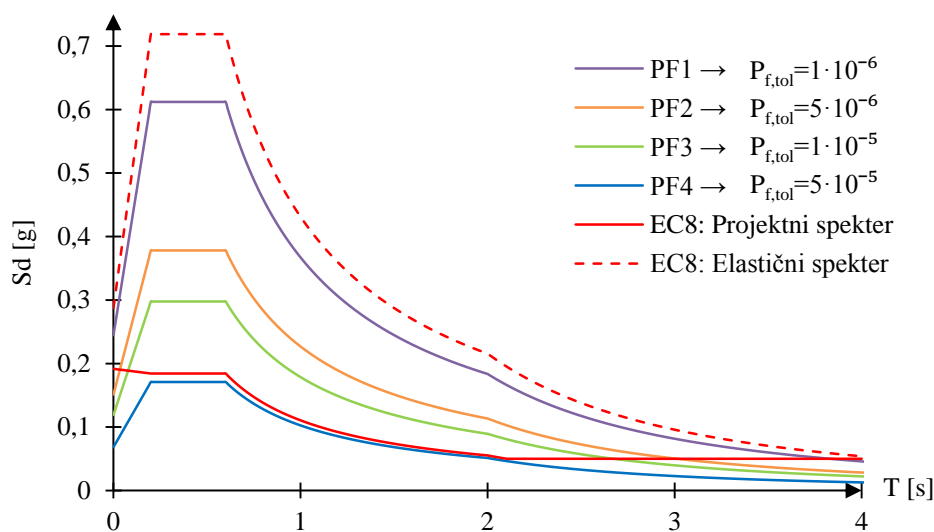
Preglednica 26: Pospeški tal za variante PF1 do PF4 ter njihova izbrana verjetnost porušitve

Table 26: Ground acceleration and probability of failure for variants PF1 to PF4

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1
$P_{f,tolerirano}$	$5 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$
$P_{f,sprejemljivo}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$6,7 \cdot 10^{-5}$	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$6,7 \cdot 10^{-6}$
$a_{g,C} [g]$	0,91	1,59	2,02	3,53
$a_{g,NC} [g]$	0,76	1,33	1,69	2,94
$a_{g,d} [g]$	0,07	0,12	0,15	0,26

7.2.3.1 Projektni spekter pospeškov

Projektne spekter pospeškov, ki ga uporabimo za dimenzioniranje konstrukcije na ciljno zanesljivost, določimo na osnovi $a_{g,d}$, ter z upoštevanjem oblike, ki jo predpisuje Evrokod 8 za elastičen spekter. Primerjava projektne spektra za variante PF1 do PF4 in varianto EC8 je prikazana na sliki 37. Na sliki je prikazan tudi elastični spekter pospeškov po Evrokodu 8. Opazimo, da je raztros projektne spektrov pospeškov velik. Velikostni red je odvisen od tega, kako zanesljivo konstrukcijo želimo zgraditi. Pospeški, ki ustrezajo projektne spektru pri varianti PF1, so skoraj štirikrat večji od tistih, ki ustrezajo projektne spektru pri varianti PF4.



Slika 37: Projektne spektri pospeškov za posamezne variante

Figure 37: Design acceleration spectrum for all variants

7.2.3.2 Komentar

Razlika v obliki spektrov pri variantah PF1-PF4 in med projektним spektrom po Evrokodu 8 za varianto EC8 se kažejo pri nihajnih časih manjših od T_B (slika 37). Vpliv na rezultate analize bi se poznal le v primeru, da bi bil vpliv višjih nihajnih oblik precejšen, kar pa ne velja za obravnavano konstrukcijo. Razlika v obliki se pojavi tudi tam, kjer Evrokodov spekter vpelje zahtevo po minimalnem pospešku na katerega se konstrukcija dimenzionira $\beta \cdot a_g$. V obravnavanem primeru za varianto EC8 je ta meja postavljena pri nihajnih časih večjih od 2 s. Ta del spektra ne vpliva na rezultate, saj osnovni nihajni čas katerekoli variante konstrukcije, ki jo obravnavamo, ne presega 2 s.

Bistven vpliv na projektne spektre po novem načinu projektiranja ima ciljna zanesljivost, ki je precej subjektivna mera in se lahko od družbe do družbe precej spreminja, odvisna pa je tudi od posledic porušitve objekta. Zato tudi modeli za določitev ciljne zanesljivosti podajajo precej različne vrednosti (poglavje 4.2). Iz slike 37 je razvidno, da variacija ciljne zanesljivosti za faktor 50 povzroči variacijo v projektних pospeških za približno faktor 3,6.

7.3 Modalna analiza

7.3.1 Vhodni podatki za modalno analizo

Za modalno analizo smo pri variantah PF1 do PF4 uporabili vhodne podatke kot v poglavju 6.3. Pri vseh variantah smo morali zaradi spreminjanja geometrije ustrezno korigirati mase, masne vztrajnostne momente, sodelujoče širine gred, ter vpliv slučajne ekscentričnosti. V nadaljevanju so prikazani nekateri rezultati modalne analize posameznih variant, primerjali pa smo jih tudi z varianto EC8. Velja omeniti, da smo za določitev optimalne geometrije glede na velikost potresne obtežbe, pri vsaki izmed variant potrebovali nekaj iteracij. Podroben postopek določitve le-te je prikazan v poglavju 6.4.1.1.

7.3.2 Rezultati modalne analize

Z večanjem potresne obtežbe se pojavi potreba po večjih prečnih prerezih gred oz. stebrov. V preglednici 27 in 28 je prikazano, kako se dimenzije spreminjajo v odvisnosti od ciljne stopnje zanesljivosti.

Preglednica 27: Dimenzije gred in njihove sodelujoče širine za posamezne variante

Table 27: Cross-section dimensions of the beams and effective width for each variant

Greda	PF4 in EC8		PF3		PF2		PF1	
	h / b _w [cm]	b _{eff} [cm]	h / b _w [cm]	b _{eff} [cm]	h / b _w [cm]	b _{eff} [cm]	h / b _w [cm]	b _{eff} [cm]
1,3,7,9	50 / 50	165	55 / 55	169,5	60 / 60	174	75 / 75	187,5
2,8	50 / 50	150	55 / 55	154,5	60 / 60	159	75 / 75	172,5
4,6	50 / 50	170	55 / 55	175	60 / 60	180	75 / 75	195
5	50 / 50	150	55 / 55	155	60 / 60	160	75 / 75	175
10,11,16,17	50 / 50	165	55 / 55	169,5	60 / 60	174	75 / 75	187,5
12,13,14,15	50 / 50	170	55 / 55	175	60 / 60	180	75 / 75	195

* višina plošče d_p=20 cm je enaka za vse variante

Preglednica 28: Dimenzije stebrov za posamezno varianto

Table 28: Cross-section dimensions of the columns for each variant

Steber	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
	h / b [cm]	h / b [cm]	h / b [cm]	h / b [cm]	h / b [cm]
1,4,9,12	50 / 50	50 / 50	60 / 60	80 / 80	50 / 50
2,3,10,11	50 / 50	60 / 60	65 / 65	90 / 90	50 / 50
5,8	50 / 50	60 / 60	70 / 70	90 / 90	55 / 55
6,7	55 / 55	60 / 60	70 / 70	100 / 100	55 / 55

Iz zgornjih preglednic lahko razberemo, da pri večjih izbranih zanesljivostih konstrukcije potrebujemo vse večje dimenzije. Temu primerno se spreminjajo tudi mase m in masni vztrajnostni momenti mr² pri posameznih variantah (preglednica 29).

Preglednica 29: Mase in masni vztrajnostni momenti za posamezno varianto

Table 29: Mass and mass moment of inertia for each variant

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
m ₁₋₇ [t]	290	306	327	401	290
mr ² ₁₋₇ [mt ²]	15091	15937	17011	20887	15130
m ₈ [t]	304	320	340	415	304
mr ² ₈ [mt ²]	15807	16654	17728	21604	15846
m [t]	2332	2462	2627	3222	2338

Nihajni časi, ter delež efektivne mase celotne konstrukcije za prvi nihajni obliki v vsaki smeri so prikazani v preglednici 30. Normirani pomiki za prvo in drugo nihajno obliko za vse variante so prikazani v preglednici 31 in 32.

Preglednica 30: Nihajni časi in efektivne mase za posamezno varianto

Table 30: The elastic periods and the effective masses for each variant

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
T ₁ [s]	1,31	1,11	0,94	0,66	1,28
m _{eff,y}	81,9 %	81,6 %	81,2 %	80,3 %	81,9 %
T ₂ [s]	1,24	1,04	0,89	0,62	1,23
m _{eff,x}	82,3 %	82,1 %	81,7 %	80,9 %	82,3 %

Preglednica 31: Prva nihajna oblika za posamezne variante

Table 31: First mode shape for each variant

Varianta \ Etaža	1	2	3	4	5	6	7	8
PF4	0,117	0,293	0,468	0,628	0,765	0,876	0,954	1,000
PF3	0,114	0,288	0,463	0,623	0,762	0,873	0,953	1,000
PF2	0,109	0,282	0,456	0,618	0,758	0,870	0,951	1,000
PF1	0,099	0,265	0,440	0,603	0,745	0,861	0,946	1,000
EC8	0,116	0,299	0,474	0,633	0,770	0,879	0,956	1,000

Preglednica 32: Druga nihajna oblika za posamezne variante

Table 32: Second mode shape for each variant

Varianta \ Etaža	1	2	3	4	5	6	7	8
PF4	0,123	0,301	0,476	0,635	0,771	0,880	0,956	1,000
PF3	0,121	0,297	0,472	0,631	0,768	0,877	0,955	1,000
PF2	0,115	0,290	0,466	0,626	0,764	0,875	0,954	1,000
PF1	0,105	0,275	0,451	0,613	0,754	0,868	0,950	1,000
EC8	0,116	0,291	0,466	0,626	0,765	0,875	0,954	1,000

Nihajni čas od variante PF4 do variante PF1 postopoma pada, saj se, zaradi potrebe po večjih dimenzijah prerezov elementov, razmerje med togostjo in maso konstrukcije veča. Delež učinkovite mase z večanjem potresne obtežbe (od variante PF4 do PF1) rahlo pada. Nihajne oblike se pri različnih variantah ne spreminjajo veliko.

Skupno prečno silo ob vpetju, njeno spodnjo in zgornjo mejo, ter razmerje med celotno prečno silo ob vpetju in celotno maso konstrukcije za posamezne variante prikazujemo v preglednici 33.

Preglednica 33: Skupna prečna sila ob vpetju za posamezno varianto v obeh smereh

Table 33: Story shears for each variant in both direction

Varianta	m [t]	$S_d(T_2)$ [m/s ²]	$F_{bx,min}$ [kN]	F_{bx} [kN]	$F_{bx,max}$ [kN]	F_{bx}/W [%]	$S_d(T_1)$ [m/s ²]	$F_{by,min}$ [kN]	F_{by} [kN]	$F_{by,max}$ [kN]	F_{by}/W [%]
PF4	2332	0,81	1554	1615	1889	7,1 %	0,77	1470	1531	1795	6,7 %
PF3	2462	1,69	3416	3491	4160	14,5 %	1,58	3185	3274	3889	13,6 %
PF2	2627	2,50	5365	5484	6567	21,3 %	2,37	5055	5182	6225	20,1 %
PF1	3222	6,25	16291	16531	20137	52,3 %	5,87	15187	15384	18913	48,7 %
EC8	2338	0,88	1693	1754	2057	7,6 %	0,85	1627	1681	1987	7,3 %

Razlog za strmo naraščanje projektne potresne obtežbe v odvisnosti od večanja stopnje zanesljivosti je le deloma posledica večjega projektne pospeška tal. Velik delež povečanja potresne sile prispeva tudi dejstvo, da se togost za konstrukcijo, ki je projektirana na večjo stopnjo zanesljivosti, povečuje, kar povzroči večje potresne sile. V preglednici 34 smo za smer potresa v X smeri razčlenili, koliko k povečanju velikosti potresne obtežbe prispeva projektni pospešek tal $a_{g,d}$ in koliko povečanje osnovnega nihajnega časa T, zaradi večanja togosti konstrukcije. Faktorje smo izrazili glede na varianto PF4, ki ustreza najmanjši zanesljivosti konstrukcije. Ugotovili smo, da se velikost potresne obtežbe na račun projektne pospeška tal $a_{g,d}$ povečuje sorazmerno z izbrano zanesljivostjo, vse bolj

pa potresno obtežbo povečuje tudi večanje togosti oz. padanje nihajnega časa T . Potresna obtežba se zaradi slednjega pri varianti PF1 poveča za 90 % glede na varianto PF4, medtem ko je pri varianti PF3 to povečanje samo 20 %. Vseeno pa ima stopnjevanje projektne potresne obtežbe za faktor med 1,5 do 2 krat večji vpliv na potresne sile kot povečanje togosti konstrukcije.

Preglednica 34: Vpliv projektne pospeška tal $a_{g,d}$ in nihajnega časa T na velikost potresne obtežbe

Table 34: The impact of the design ground acceleration $a_{g,d}$ and period T of seismic load

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1
$P_{f,tot}$	$5 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$
$S_{ad}/S_{ad,PF4}$	1	2,1	3,1	7,4
$\Delta \uparrow a_{g,d}$	1	1,75	2,2	3,85
$\Delta \downarrow T$	1	1,2	1,4	1,9

Z večanjem ciljne zanesljivosti in nihajnega časa se večja tudi delež celotne potresne sile ob vpetju proti celotni masi konstrukcije. Pri varianti PF1 je ta delež približno 50 % (preglednica 33), saj se je celotna masa konstrukcije v tem primeru povečala za 40 % glede na varianto EC8, celotna potresna sila pa kar za faktor 10.

7.3.3 Mejno stanje uporabnosti

Kontrolo mejnega stanja uporabnosti (pomikov) smo izvedli po priporočilih Evrokoda 8. Definirali smo spekter, ki ustreza povratni dobi 475 let za območje Ljubljane in tla tipa C, ter izračunali pomike konstrukcije. Kontrolo smo izvedli ločeno za smer X in Y. Upoštevali smo kombinacije 3 in 4. Kontrolirali smo pomik vogalne točke, ki je najbolj kritična. Pomike d_r zaradi potresnega vpliva, ki ustreza povratni dobi 475 let, smo zmanjšali za faktor v (za običajne stavbe je enak 0.5), saj Evrokod 8 zahteva, da pomike preverjamo za potres z manjšo povratno dobo. Kontrolni pomikov je zadoščeno, če je izpolnjen pogoj v točki 4.4.3.2 Evrokoda 8. V preglednici 35 je prikazana kontrola le za varianto PF4, ker je tam projektna potresna obtežba najmanjša in s tem tudi togost konstrukcije. Pri ostalih variantah je togost višja, zato se kontrole povsod izidejo.

Preglednica 35: Kontrola pomikov za varianto PF4

Table 35: Displacement control for variant PF4

Etaža	$d_{r,X}$ [cm]	$d_{r,Y}$ [cm]	$v d_{r,X}$ [cm]	$v d_{r,Y}$ [cm]	h [cm]	αh [cm]	Kontrola X	Kontrola Y
8	0,77	0,87	0,39	0,44	280	2,1	- OK -	- OK -
7	1,35	1,47	0,67	0,74	280	2,1	- OK -	- OK -
6	1,86	2,01	0,93	1,01	280	2,1	- OK -	- OK -
5	2,31	2,48	1,16	1,24	280	2,1	- OK -	- OK -
4	2,71	2,9	1,36	1,45	280	2,1	- OK -	- OK -
3	3,02	3,21	1,51	1,61	280	2,1	- OK -	- OK -
2	3,13	3,31	1,57	1,66	280	2,1	- OK -	- OK -
1	2,19	2,24	1,10	1,12	280	2,1	- OK -	- OK -

7.3.4 Komentar

Rezultati modalne analize so odvisni od izbrane ciljne zanesljivosti. Večjo ciljno zanesljivost konstrukcije kot hočemo doseči, močnejši potres mora konstrukcija prenesti, ne da bi prišla v mejno stanje blizu porušitve. Pri varianti PF4, kjer smo za tolerirano verjetnost porušitve izbrali vrednost $P_{f, \text{tol}} = 5 \cdot 10^{-5}$, so spektralni pospeški manjši od projektnih pospeškov po Evrokodu 8, kar posledično pomeni, da bi z varianto EC8 že dosegli ciljno zanesljivost, ki smo jo definirali pri varianti PF4. Pri variantah PF3 do PF1, kjer je ciljna verjetnost porušitve vse manjša, moramo posledično še povečati prerez stebrov in gred. Pri varianti PF1 so dimenzije nekaterih stebrov že 100x100 cm. Gradnja takšne konstrukcije verjetno ni ekonomična, zato bi bilo za doseganje tako majhne sprejemljive verjetnosti porušitve potrebno uporabiti drug konstrukcijski sistem.

7.4 Dimenzioniranje

Variante konstrukcij dimenzioniramo po enakih načelih, kot smo to prikazali v poglavju 6.4. Rezultate prikazujemo v naslednjih podpoglavjih.

7.4.1 Armatura v gredah

Izbrana pozitivna in negativna vzdolžna armatura v gredah za variante od PF1 do PF4 je prikazana v preglednici 36, medtem ko prečno armaturo gred prikazuje preglednica 37. Na slikah od 38 do 40 je prikazana še primerjava mase armature v gredah za vse variante (vključno z varianto EC8).

Preglednica 36: Vzдолžna armatura v gredah za variante PF1 do PF4

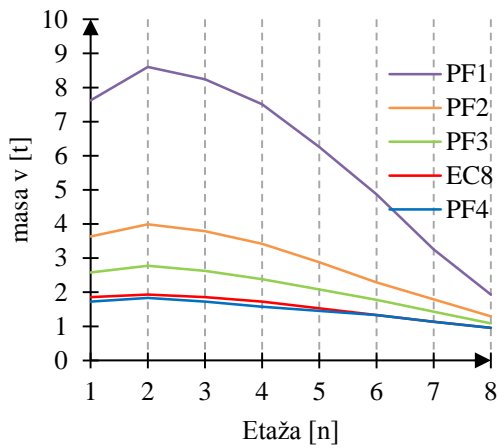
Table 36: The longitudinal reinforcement in beams for each variant

Etaža	Greda	PF4		PF3		PF2		PF1	
		A _s	A _s '	A _s	A _s '	A _s	A _s '	A _s	A _s '
1	1,3,7,9	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 18	8 φ 18	13 φ 20	10 φ 20	15 φ 28	12 φ 28
	2,8	6 φ 18	4 φ 18	11 φ 18	9 φ 18	15 φ 18	10 φ 20	15 φ 28	13 φ 28
	4,6	8 φ 18	5 φ 18	13 φ 18	8 φ 18	15 φ 20	8 φ 22	15 φ 28	12 φ 28
	5	7 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	8 φ 18	13 φ 20	8 φ 22	15 φ 28	13 φ 28
	10,11,16,17	7 φ 18	5 φ 18	11 φ 18	8 φ 18	14 φ 20	9 φ 22	15 φ 28	13 φ 28
	12,13,14,15	8 φ 18	5 φ 18	13 φ 18	8 φ 18	14 φ 20	8 φ 22	16 φ 28	12 φ 28
2	1,3,7,9	7 φ 18	5 φ 18	11 φ 18	8 φ 18	14 φ 20	9 φ 22	16 φ 28	14 φ 28
	2,8	6 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	10 φ 18	14 φ 20	10 φ 22	17 φ 28	15 φ 28
	4,6	8 φ 18	5 φ 18	14 φ 18	8 φ 18	13 φ 22	9 φ 22	17 φ 28	13 φ 28
	5	8 φ 18	5 φ 18	13 φ 18	9 φ 18	15 φ 20	9 φ 22	18 φ 28	15 φ 28
	10,11,16,17	8 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	9 φ 18	13 φ 22	10 φ 22	18 φ 28	15 φ 28
	12,13,14,15	9 φ 18	6 φ 18	14 φ 18	9 φ 18	13 φ 22	9 φ 22	18 φ 28	15 φ 28
3	1,3,7,9	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 18	8 φ 18	13 φ 20	10 φ 20	16 φ 28	13 φ 28
	2,8	6 φ 18	4 φ 18	11 φ 18	9 φ 18	13 φ 20	8 φ 20	16 φ 28	14 φ 28
	4,6	8 φ 18	5 φ 18	13 φ 18	8 φ 18	15 φ 20	8 φ 22	16 φ 28	13 φ 28
	5	7 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	8 φ 18	14 φ 20	9 φ 22	17 φ 28	14 φ 28
	10,11,16,17	7 φ 18	5 φ 18	11 φ 18	8 φ 18	15 φ 20	10 φ 22	17 φ 28	14 φ 28
	12,13,14,15	8 φ 18	5 φ 18	14 φ 18	8 φ 18	15 φ 20	8 φ 22	17 φ 28	14 φ 28
4	1,3,7,9	6 φ 18	4 φ 18	9 φ 18	7 φ 18	14 φ 18	9 φ 20	14 φ 28	12 φ 28
	2,8	5 φ 18	4 φ 18	10 φ 18	8 φ 18	14 φ 18	10 φ 20	15 φ 28	13 φ 28
	4,6	7 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	7 φ 18	14 φ 20	8 φ 20	15 φ 28	11 φ 28
	5	6 φ 18	4 φ 18	11 φ 18	7 φ 18	15 φ 18	9 φ 20	15 φ 28	13 φ 28
	10,11,16,17	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 18	7 φ 18	13 φ 20	10 φ 20	15 φ 28	13 φ 28
	12,13,14,15	7 φ 18	5 φ 18	12 φ 18	7 φ 18	14 φ 20	9 φ 20	16 φ 28	12 φ 28
5	1,3,7,9	5 φ 18	4 φ 18	8 φ 18	6 φ 18	12 φ 18	9 φ 18	14 φ 25	12 φ 25
	2,8	5 φ 18	4 φ 18	8 φ 18	7 φ 18	12 φ 18	10 φ 18	15 φ 25	13 φ 25
	4,6	6 φ 18	4 φ 18	10 φ 18	6 φ 18	14 φ 18	8 φ 18	15 φ 25	11 φ 25
	5	6 φ 18	4 φ 18	9 φ 18	6 φ 18	13 φ 18	9 φ 18	16 φ 25	13 φ 25
	10,11,16,17	6 φ 18	4 φ 18	8 φ 18	6 φ 18	13 φ 18	10 φ 18	16 φ 25	13 φ 25
	12,13,14,15	7 φ 18	5 φ 18	11 φ 18	7 φ 18	14 φ 18	9 φ 18	17 φ 25	12 φ 25
6	1,3,7,9	5 φ 18	4 φ 18	6 φ 18	4 φ 18	9 φ 18	7 φ 18	11 φ 25	9 φ 25
	2,8	4 φ 18	3 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	9 φ 18	7 φ 18	11 φ 25	10 φ 25
	4,6	6 φ 18	4 φ 18	9 φ 18	6 φ 18	11 φ 18	7 φ 18	12 φ 25	8 φ 25
	5	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 18	7 φ 18	12 φ 25	10 φ 25
	10,11,16,17	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 18	8 φ 18	12 φ 25	10 φ 25
	12,13,14,15	6 φ 18	4 φ 18	9 φ 18	6 φ 18	11 φ 18	7 φ 18	13 φ 25	9 φ 25
7	1,3,7,9	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	9 φ 22	7 φ 22
	2,8	3 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	6 φ 18	5 φ 18	9 φ 22	8 φ 22
	4,6	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	8 φ 18	5 φ 18	10 φ 22	7 φ 22
	5	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 22	8 φ 22
	10,11,16,17	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	10 φ 22	8 φ 22
	12,13,14,15	5 φ 18	4 φ 18	7 φ 18	5 φ 18	9 φ 18	6 φ 18	11 φ 22	8 φ 22
8	1,3,7,9	3 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	5 φ 22	4 φ 22
	2,8	3 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	5 φ 22	4 φ 22
	4,6	4 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	6 φ 22	4 φ 22
	5	3 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	6 φ 22	4 φ 22
	10,11,16,17	3 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	5 φ 22	4 φ 22
	12,13,14,15	4 φ 18	3 φ 18	4 φ 18	3 φ 18	5 φ 18	4 φ 18	6 φ 22	4 φ 22

Preglednica 37: Prečna armatura v gredah za variante PF1 do PF4

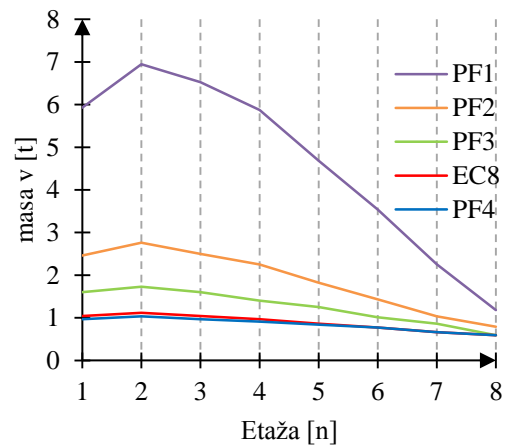
Table 37: Transverse reinforcement in beams for each variant

Etaža	Greda	PF4	PF3	PF2	PF1
		A_{sw}/s	A_{sw}/s	A_{sw}/s	A_{sw}/s
1	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7,5 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 7,5 cm
	5	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 7,5 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7 cm
2	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6,5 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5 cm	2 ϕ 10 / 6 cm	2 ϕ 14 / 5,5 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm	2 ϕ 14 / 6,5 cm
	5	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5 cm	2 ϕ 10 / 6 cm	2 ϕ 14 / 5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
3	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 5,5 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 7 cm
	5	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 6 cm	2 ϕ 14 / 5,5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm	2 ϕ 14 / 6,5 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6,5 cm
4	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 10 / 8 cm	2 ϕ 14 / 7,5 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7,5 cm
	5	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7 cm	2 ϕ 14 / 6 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm	2 ϕ 14 / 7 cm
5	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 12 / 6,5 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 8 / 5 cm	2 ϕ 12 / 5,5 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 12 / 6,5 cm
	5	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 8 / 5 cm	2 ϕ 12 / 5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 5 cm	2 ϕ 12 / 6 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 8 / 5,5 cm	2 ϕ 12 / 6 cm
6	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 6,5 cm	2 ϕ 12 / 8 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 12 / 7 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 12 / 8 cm
	5	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 12 / 6,5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 12 / 7,5 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 8 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 8 / 6 cm	2 ϕ 12 / 7,5 cm
7	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 9 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 10 / 8 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 10 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 10 / 7,5 cm
	5	2 ϕ 8 / 10 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 10 / 6,5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 9 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 10 / 7 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 8 / 7,5 cm	2 ϕ 8 / 7 cm	2 ϕ 10 / 7 cm
8	1,3,7,9	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 9 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 11 cm
	2,8	2 ϕ 8 / 10 cm	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 10 cm
	4,6	2 ϕ 8 / 9 cm	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 10 cm
	5	2 ϕ 8 / 11 cm	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 9,5 cm
	10,11,16,17	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 9 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 11 cm
	12,13,14,15	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 9,5 cm	2 ϕ 8 / 8,5 cm	2 ϕ 10 / 11 cm



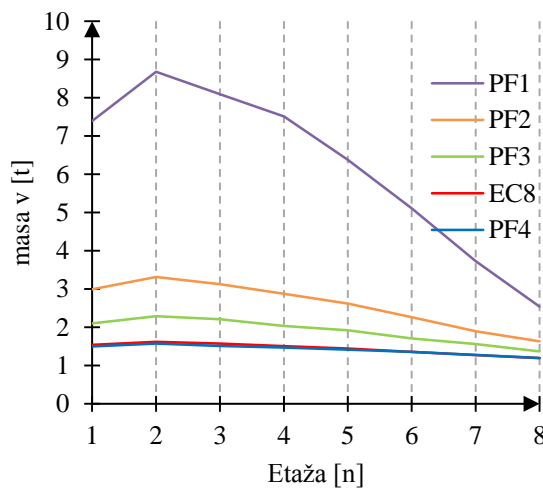
Slika 38: Zgornja vzdolžna armatura v gredah za posamezne variante

Figure 38: The upper longitudinal reinforcement in beams for each variant



Slika 39: Spodnja vzdolžna armatura v gredah za posamezne variante

Figure 39: The lower longitudinal reinforcement in beams for each variant



Slika 40: Prečna armatura v gredah za posamezne variante

Figure 40: Transverse reinforcement in beams for each variant

Iz zgornjih slik ugotovimo, da količina armature proti vrhu pada. Izjema je v prvi etaži, kjer je ta nekoliko manjša glede na drugo. To je posledica nekoliko manjših obremenitev v gredah prve etaže v primerjavi z obremenitvijo gred v drugi etaži. Prečna armatura je bila za vse variante konstrukcije v celoti določena iz strižnih sil, dobljenih iz postopka načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.4, slika 10). Pri masi (negativne) vzdolžne armature v gredah smo, podobno kot pri varianti EC8, upoštevali še prispevek zaradi armaturne plošče Q226. Z večanjem potresne obtežbe (ciljne zanesljivosti) se večajo tudi obremenitve v elementih. Pri večji potresni obtežbi je posledično količina vzdolžne armature v gredah večja. Za določitev slednje so bili v odvisnosti od etaže in velikosti ciljne zanesljivosti merodajni različni kriteriji. Zgornja vzdolžna armatura je bila pri vseh variantah določena iz obremenitev, razen v zadnji etaži, kjer so prevladovala zahteve Evrokoda 8 glede minimalnega

armiranja (glej poglavje 2.3.4, enačba (2.27)). Minimalne zahteve Evrokoda 8 so strožje od minimalnih zahtev Evrokoda 2, zato niso bile merodajne nikjer. Spodnja vzdolžna armatura v gredah je bila določena bodisi iz obremenitev bodisi iz zahteve Evrokoda 8 $A_s' = 0.5 \cdot A_s$ (glej poglavje 2.3.4, enačba (2.30)). Potrebno je omeniti, da je v posamezni etaži prevladovala določena zahteva. Za varianto PF4, pri kateri je obtežba na konstrukcijo najmanjša, je bila za določitev spodnje armature v gredah merodajna zahteva Evrokoda 8 (količina armature v tlačni coni mora biti enaka vsaj polovici dejanske natezne armature). Ta pogoj ni bil merodajen v primeru variante PF1. V preglednici 38 prikazujemo vpliv posameznih kriterijev v določenih etažah na spodnjo armaturo v gredah. Vrstni red variant je določen iz velikosti potresne obtežbe. Lahko razberemo, da je merodajna zahteva za določitev spodnje armature gred odvisna tako od stopnje ciljne zanesljivosti, kot tudi od etaže. Z večanjem ciljne zanesljivosti, vse bolj postaja merodajen kriterij obremenitve. Največji skok se zgodi ob prehodu iz variante EC8, kjer je spodnja armatura v gredah določena iz obremenitev v samo eni etaži, na varianto PF3, kjer se ta vpliv kaže v petih etažah.

Preglednica 38: Etaže pri katerih vpliva določen kriterij glede spodnje armature v gredah

Table 38: Stories where the impact of certain criteria regarding the lower reinforcement in beams

Varianta	Obremenitev	$A_s' = 0,5 \cdot A_s$
PF4	/	1-8 etaža
EC8	1 etaža	2-8 etaža
PF3	1-5 etaža	6-8 etaža
PF2	1-6 etaža	7-8 etaža
PF1	1-8 etaža	/

7.4.2 Armatura v stebrih

Vzdolžna in prečna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4 je prikazana v preglednici 39 in preglednica 40 ter grafično na slikah 41 in 42.

Preglednica 39: Vzdolžna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4

Table 39: The longitudinal reinforcement in columns for each variant

Etaža	Steber	PF4	PF3	PF2	PF1
		A_s	A_s	A_s	A_s
1	1,4,9,12	8 ϕ 22	12 ϕ 28	16 ϕ 28	40 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	44 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	40 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 28	16 ϕ 28	40 ϕ 28
2	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 25	12 ϕ 28	36 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	40 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	40 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 28	16 ϕ 28	40 ϕ 28
3	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 22	12 ϕ 28	32 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 25	40 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	40 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 25	16 ϕ 28	40 ϕ 28

se nadaljuje...

...nadaljevanje Preglednice 39

4	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 22	12 ϕ 25	28 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 20	12 ϕ 28	20 ϕ 25	36 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 22	12 ϕ 28	20 ϕ 28	36 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 25	16 ϕ 28	40 ϕ 28
5	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 22	12 ϕ 25	20 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 20	12 ϕ 25	20 ϕ 25	32 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 22	12 ϕ 25	20 ϕ 25	32 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 25	16 ϕ 25	40 ϕ 28
6	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 20	12 ϕ 22	16 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 20	12 ϕ 22	16 ϕ 22	24 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 20	12 ϕ 22	20 ϕ 22	28 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 25	16 ϕ 25	40 ϕ 28
7	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 20	12 ϕ 20	12 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 20	12 ϕ 20	16 ϕ 20	16 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 20	12 ϕ 20	20 ϕ 20	16 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 22	16 ϕ 22	28 ϕ 28
8	1,4,9,12	8 ϕ 20	12 ϕ 20	12 ϕ 20	12 ϕ 28
	2,3,10,11	12 ϕ 20	12 ϕ 20	16 ϕ 20	16 ϕ 28
	5,8	8 ϕ 20	12 ϕ 20	20 ϕ 20	16 ϕ 28
	6,7	12 ϕ 22	12 ϕ 22	16 ϕ 22	28 ϕ 28

Preglednica 40: Prečna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4

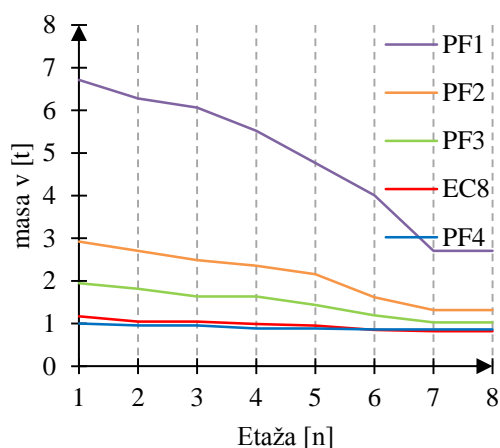
Table 40: Transverse reinforcement in columns for each variant

Etaža	Steber	PF4	PF3	PF2	PF1
		A_{sw}/s	A_{sw}/s	A_{sw}/s	A_{sw}/s
1	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 11 cm	4 ϕ 8 / 8 cm	5 ϕ 8 / 7 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 7 cm	6 ϕ 8 / 7 cm	12 ϕ 8 / 7 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 8 cm	4 ϕ 8 / 7 cm	6 ϕ 8 / 7 cm	11 ϕ 10 / 10 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 8 cm	4 ϕ 10 / 10 cm	5 ϕ 10 / 9 cm	11 ϕ 8 / 7 cm
2	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 14 cm	4 ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 8 cm	10 ϕ 8 / 11 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 9 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 9 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 8 cm	5 ϕ 8 / 7 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
3	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 15 cm	4 ϕ 8 / 11 cm	4 ϕ 8 / 8 cm	9 ϕ 8 / 9 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 8 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 9 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 7 cm	5 ϕ 8 / 8 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
4	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 15 cm	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 8 cm	8 ϕ 8 / 9 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 10 cm	10 ϕ 8 / 7 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 9 cm	10 ϕ 8 / 7 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	5 ϕ 8 / 8 cm	11 ϕ 8 / 8 cm
5	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 15 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 10 / 10 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 14 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 10 cm	9 ϕ 8 / 7 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	6 ϕ 8 / 9 cm	9 ϕ 8 / 7 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	5 ϕ 8 / 8 cm	11 ϕ 8 / 9 cm
6	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	5 ϕ 10 / 9 cm
	2,3,10,11	4 ϕ 8 / 15 cm	4 ϕ 8 / 10 cm	5 ϕ 8 / 8 cm	7 ϕ 10 / 10 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$ ϕ 8 / 10 cm	4 ϕ 8 / 10 cm	6 ϕ 8 / 10 cm	8 ϕ 8 / 7 cm
	6,7	4 ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	5 ϕ 8 / 10 cm	11 ϕ 8 / 11 cm

se nadaljuje...

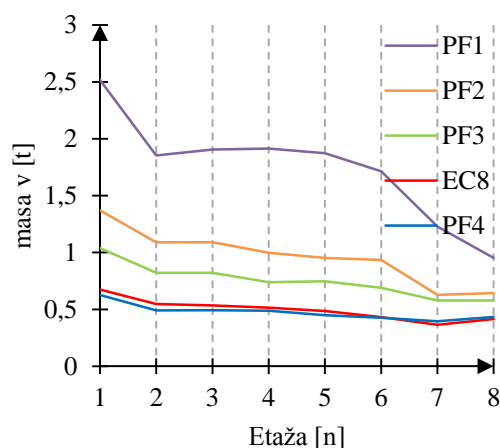
...nadaljevanje Preglednice 40

7	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$	ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 10 / 14 cm
	2,3,10,11	4	ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	5 ϕ 8 / 12 cm	5 ϕ 10 / 9 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$	ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 12 cm	6 ϕ 8 / 15 cm	5 ϕ 10 / 9 cm
	6,7	4	ϕ 8 / 14 cm	4 ϕ 8 / 9 cm	5 ϕ 8 / 11 cm	8 ϕ 8 / 11 cm
8	1,4,9,12	2 + $\sqrt{2}$	ϕ 8 / 16 cm	4 ϕ 8 / 15 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 9 cm
	2,3,10,11	4	ϕ 8 / 14 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	5 ϕ 8 / 13 cm	5 ϕ 8 / 9 cm
	5,8	2 + $\sqrt{2}$	ϕ 8 / 12 cm	4 ϕ 8 / 13 cm	6 ϕ 8 / 15 cm	5 ϕ 8 / 8 cm
	6,7	4	ϕ 8 / 13 cm	4 ϕ 8 / 10 cm	5 ϕ 8 / 12 cm	8 ϕ 8 / 13 cm



Slika 41: Vzdolžna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4

Figure 41: The longitudinal reinforcement in columns for each variant



Slika 42: Prečna armatura v stebrih za variante PF1 do PF4

Figure 42: Transverse reinforcement in columns for each variant

Večje, kot so dimenzije primarnih potresnih elementov pri istem konstrukcijskem sistemu, nižji so nihajni časi. To je posledica naraščanja razmerja mase s togostjo. Naraščanje tega razmerja povzroči vse večje obremenitve. Pri varianti PF1 se zgodi, da povečevanje geometrije ni smiselno, saj pri izbrani geometriji komaj še lahko določimo armaturo. Ta denimo v nižjih etažah pri vzdolžni armaturi v stebrih presega 3 % armiranja. To napoveduje, da pri takšnih obremenitvah ni smiselno povečevati dimenzij prereza, ampak je potrebno spremeniti konstrukcijski sistem.

Iz slike 41 lahko vidimo, da se količina vzdolžne armature iz variante v varianto povečuje, vendar ne premo sorazmerno s ciljno zanesljivostjo. Prečna armatura je bila pri vseh variantah določena iz strižnih sil, dobljenih iz postopka načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.5, slika 11). Izjemi sta varianti PF4 in EC8, kjer smo nekaterim stebrom v prvi etaži, morali armaturo še povečati zaradi pogoja, ki pravi, da moramo pri stebrih vpetih v temelje zagotoviti ustrezno objetje (pogoj iz enačbe (2.34)).

Merodajni zahtevi za določitev vzdolžne armature v stebrih sta pri varianti PF4 postopek načrtovanja nosilnosti (glej poglavje 2.3.4, enačba (2.27)) in minimalne zahteve Evrokoda 8 (1 % armiranja).

Vzdolžna armatura je pri varianti PF1 določena z minimalnimi zahtevami le še v sedmi in osmi etaži, medtem ko je v ostalih etažah določena na osnovi obremenitev in postopka načrtovanja nosilnosti. Armatura je torej pri močnejši konstrukciji bolj določena iz obremenitev, vse manj pa so merodajne minimalne zahteve Evrokoda 8.

7.4.3 Komentar

Izbran način konstruiranja armature vpliva na duktilnost in nosilnost konstrukcije. V našem primeru smo armaturo konstruirali na način, kot je razloženo v poglavju 6.4.1. Armaturo nismo tipizirali, ampak smo jo optimizirali, tako da se je zmanjševala proti vrhu. Zanimivo je, da pri stebrih do določene velikosti potresne obtežbe prevladujejo minimalne zahteve Evrokoda 8 glede armiranja, medtem ko je pri večjih potresnih obtežbah armatura vse bolj določena iz obremenitev konstrukcije. Ko prevladuje slednja zahteva, izberemo točno tako oz. zaradi zaokrožitve nekoliko večjo armaturo od računsko potrebne. Ko pa je merodajen kriterij minimalnih zahtev ali postopek načrtovanja nosilnosti, pa v konstrukciji ustvarimo neko dodatno nosilnost, saj glede na projektno obremenitev toliko armature ne potrebujemo.

Podobno je pri gredah, kjer je pozitivna armatura pri variantah z manjšo potresno obtežbo (manjša ciljna zanesljivost konstrukcije) večinoma določena iz zahteve Evrokoda 8, ki pravi da mora biti količina armature v tlačni coni enaka ali večja od polovico natezne armature, medtem ko pri večjih ciljnih zanesljivostih vse bolj izhaja iz obremenitev.

Armaturo v konstrukciji je torej z večanjem ciljne zanesljivosti vse bolj določena iz obremenitev. Globalna duktilnost se pri konstrukcijah z višjo zanesljivostjo povečuje, dodatna nosilnost pa se nekoliko zmanjša, saj armatura ni določena iz minimalnih zahtev. Ta kriterij namreč poveča dodatno nosilnost, saj je armatura posledica minimalnih kriterijev in ne posledica obremenitve. Ko za določen korak povečujemo potresno obtežbo oz. ciljno zanesljivost zaradi omenjenih kriterijev pri določitvi armature, ne moremo pričakovati, da se bo duktilnost in dodatna nosilnost povečevala premo sorazmerno z velikostjo potresne obtežbe.

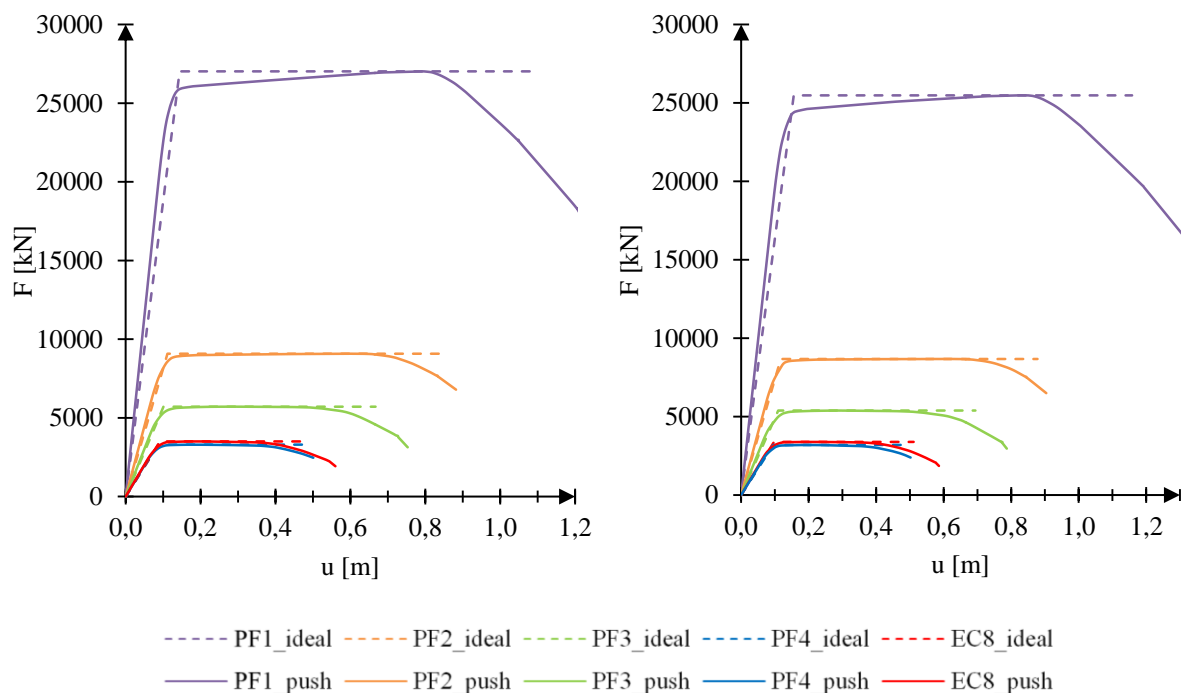
7.5 Ocena potresnega tveganja

7.5.1 Potisna analiza

Na variantah konstrukcije smo izvedli potisno analizo. Modele za nelinearno analizo smo izdelali iz podobnih predpostavk kot pri varianti EC8 (glej poglavje 6.5.1).

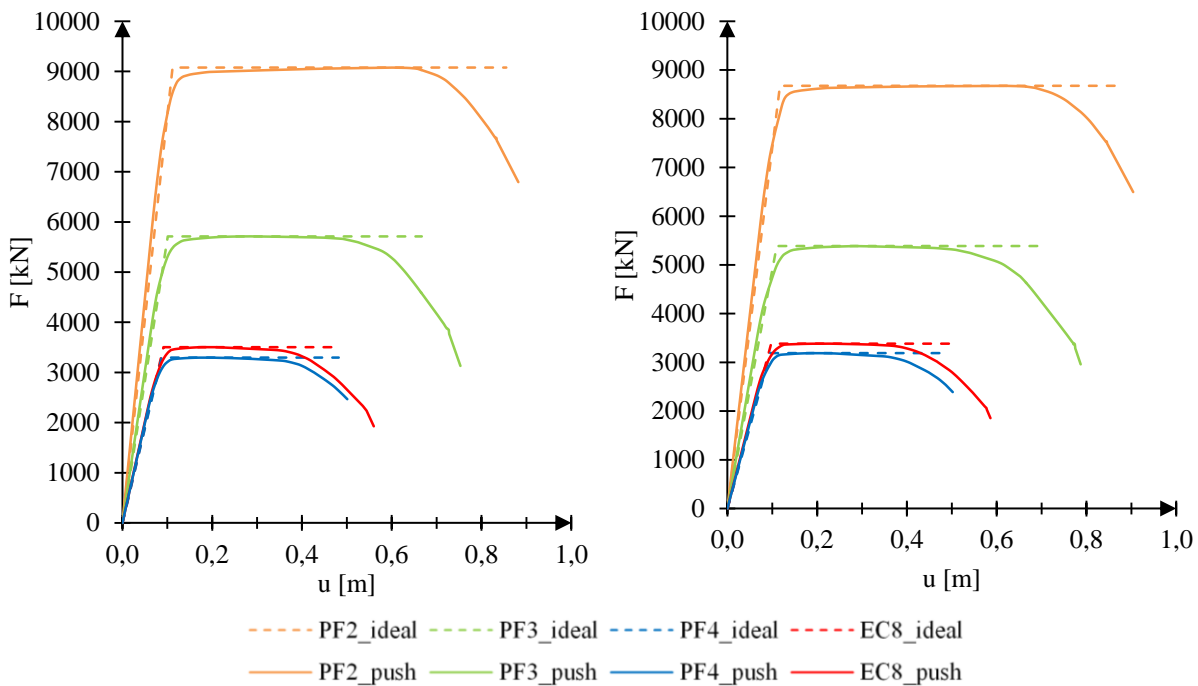
7.5.1.1 Potisna krivulja in idealizacija

Potisne krivulje in idealiziran odnos sila-pomik so prikazani na sliki 43.



Slika 43: Potisne krivulje za variante za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)
Figure 43: Pushover curve for each variant (left - X direction, right - Y direction)

Iz zgornje slike je razvidno, da ima varianta PF1 skoraj trikrat večjo nosilnost kot varianta PF2. Potisne krivulje namreč sledijo definirani potresni obtežbi. Razlog za strmo naraščanje potisne krivulje v odvisnosti od večanja stopnje zanesljivosti je le deloma posledica večjega projektnega pospeška tal. Velik delež povečanja potisne krivulje prispeva tudi dejstvo, da se togost za bolj zanesljivo konstrukcijo povečuje. Odvisnost omenjenih dejstev na velikost potresne obtežbe smo razčlenili v poglavju 7.3.2. Primerjava potisnih krivulj variant PF4, PF3, PF2 in EC8, je zaradi veliko večje nosilnosti in pomika pri stanju NC variante PF1 težavna, zato omenjene variante prikažemo še enkrat (slika 44).



Slika 44: Potisne krivulje za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)

Figure 44: Pushover curve for each variant (left - X direction, right - Y direction)

Potisne krivulje in maksimalna nosilnost se povečujejo premo sorazmerno z definirano projektno potresno obtežbo. Ta je v smeri Y pri vseh variantah nekoliko višja. Konstrukcija ima od variante PF2 proti PF4 vse večjo togost. Karakteristične točke na potisni krivulji so prikazane v preglednici 41 za X in Y smer. F_y in u_y predstavljata silo oz. pomik, ko se plastificira prvi element konstrukcije, F_{max} in u_{max} silo oz. pomik pri maksimalni nosilnosti, F_{NC} in u_{NC} pa silo oz. pomik pri mejnem stanju blizu porušitve NC. Pomik pri maksimalni nosilnosti je pri varianti PF4 za faktor 2,5 manjši od pomika pri mejnem stanju NC. S stopnjevanjem zanesljivosti se to razmerje manjša, pri varianti PF1 pa je ta faktor enak 1,4. Torej lahko sklepamo, da konstrukcije z višjo zanesljivostjo po doseženem pomiku pri maksimalni nosilnosti, prej dosežejo pomik pri mejnem stanju NC.

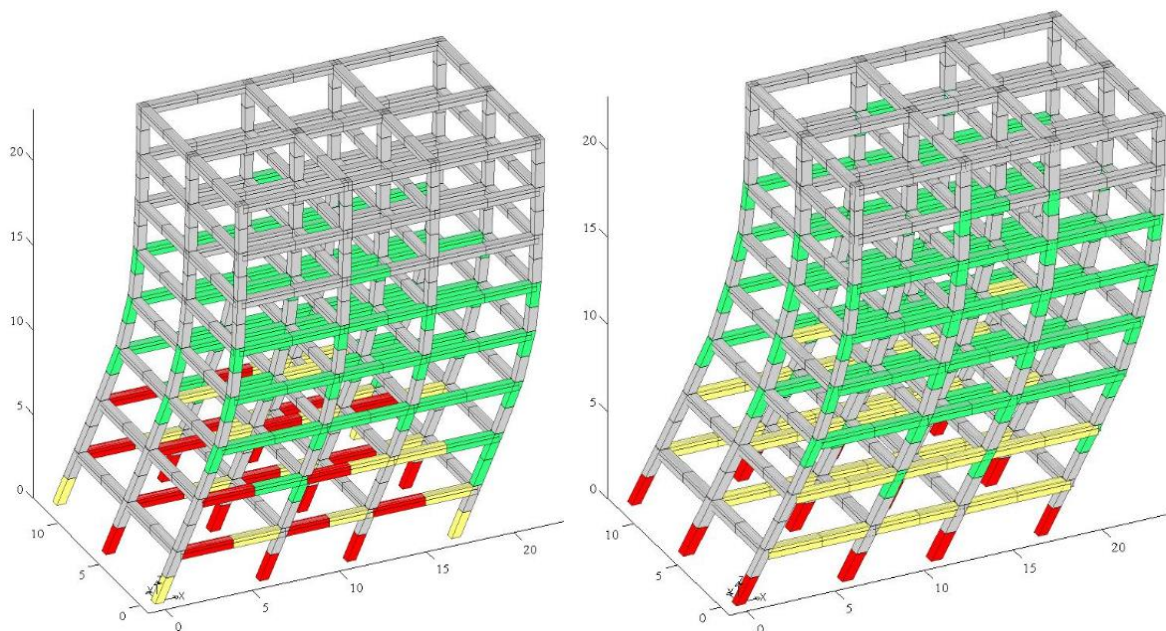
Preglednica 41: Karakteristične točke na potisni krivulji (levo X smer, desno Y smer)

Table 41: Characteristic points for Pushover curve (left X direction, right Y direction)

Variante	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8	Variante	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
F_v [kN]	2106	3811	5716	19875	2298	F_v [kN]	2181	3556	5887	19227	2340
u_v [cm]	5,3	6,3	6,4	8,7	5,7	u_v [cm]	6,2	6,7	7,4	9,8	6,4
F_{max} [kN]	3295	5713	9077	27018	3504	F_{max} [kN]	3189	5386	8675	25481	3384
u_{max} [cm]	19,3	28,5	60,1	79,5	18,2	u_{max} [cm]	18,9	28,6	62,1	82,7	22,9
F_{NC} [kN]	2633	4574	7262	21612	2803	F_{NC} [kN]	2549	4311	6944	20387	2710
u_{NC} [cm]	48,2	66,7	85,5	108,5	48,4	u_{NC} [cm]	48,5	69,4	87,8	115,8	51,1

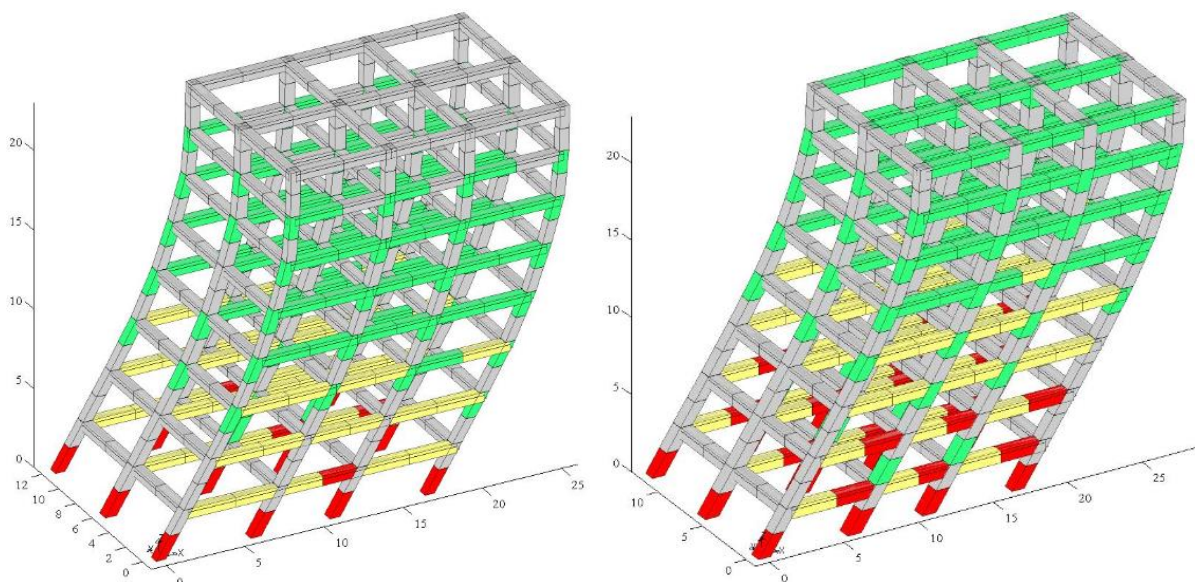
7.5.1.2 Poškodovanost konstrukcije za mejno stanje NC

Poškodovanost konstrukcije za mejno stanje blizu porušitve NC je za variante PF1 do PF4 prikazana na slikah 45 in 46. Poškodovanost konstrukcije pri varianti EC8 je zelo podobna varianti PF4, zato je na tem mestu ne prikazujemo.



Slika 45: Poškodovanost za stanje NC v smeri X (levo PF4, desno PF3)

Figure 45: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state in X direction (left PF4, right PF3)

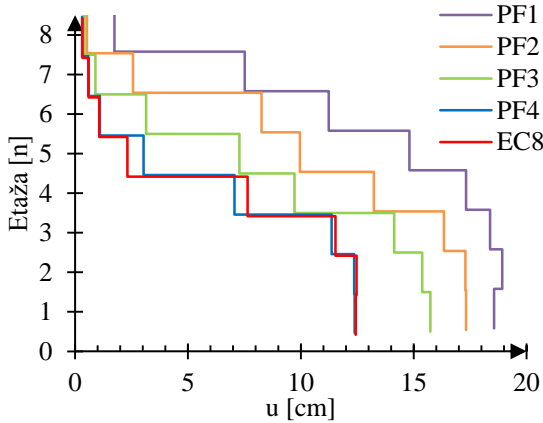


Slika 46: Poškodovanost za stanje NC v smeri X (levo PF2, desno PF1)

Figure 46: Damage pattern corresponding to the near-collapse limit state in X direction (left PF2, right PF1)

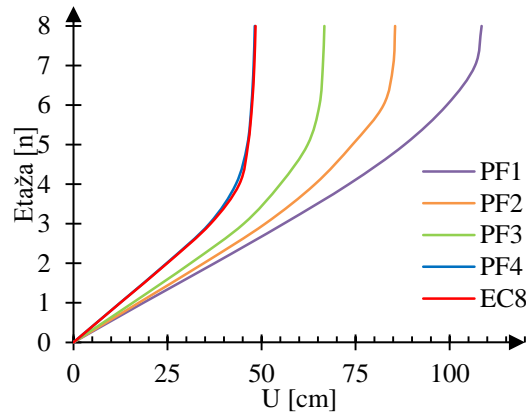
Zgornje slike nazorno prikazujejo, da se iz variante PF4 proti varianti PF1 postopoma približujemo globalnemu plastičnemu mehanizmu. Tega praktično dosežemo pri varianti PF1, saj se vse grede plastificirajo. V tem primeru je poškodovanost najbolj enakomerna porazdeljena po konstrukciji.

Pomiki konstrukcije in etažni zamiki so prikazani na sliki 47 do 50 za vse variante v obeh smereh.



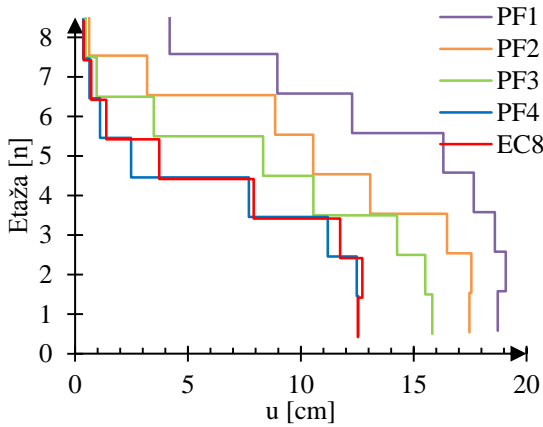
Slika 47: Etažni pomiki pri mejnem stanju NC v smeri X

Figure 47: Story drifts for the near-collapse limit state in X direction



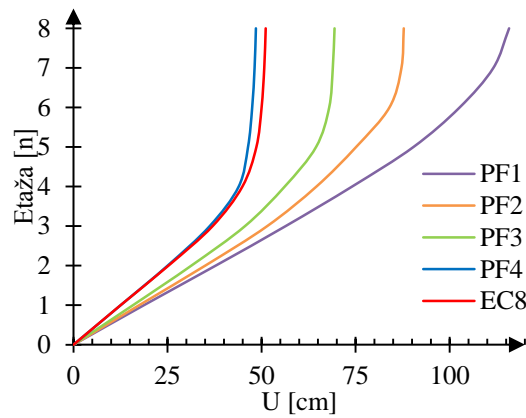
Slika 48: Pomiki pri mejnem stanju NC v smeri X

Figure 48: Displacement for the near-collapse limit state in X direction



Slika 49: Etažni pomiki pri mejnem stanju NC v smeri Y

Figure 49: Story drifts for the near-collapse limit state in Y direction



Slika 50: Pomiki pri mejnem stanju NC v smeri Y

Figure 50: Displacement for the near-collapse limit state in Y direction

Na sliki 47 in 49 vidimo, da se od variante PF4 proti PF1 pomiki v vseh etažah povečujejo. Deformacijska kapaciteta konstrukcije se povečuje z večanjem stopnje ciljne zanesljivosti. Pri vsaki varianti je konstrukcija zmožna prenašati do 5 cm večje etažne pomike glede na prejšnjo varianto, kar je razvidno tudi iz slik 48 in 50, kjer so prikazani celotni pomiki konstrukcije. Krivulja namreč iz variante v varianto postaja do neke mere podobna premici. Pomiki variante EC8 in PF4 se praktično ujemajo, saj je bila pri obeh variantah definirana podobna velikost potresne obtežbe.

7.5.2 Mejni pospešek tal na osnovi N2 metode

Podobno kot pri varianti EC8 (glej poglavje 6.5.2), določimo pospešek tal, ki povzroči določeno mejno stanje blizu porušitve konstrukcije. Rezultati analize so prikazani v preglednici 42. Na tem mestu je prikazan mejni oz. dejanski pospešek, ki ga mora konstrukcija prenesti, ne da bi prišla v mejno stanje blizu porušitve. Postopek določitve le-tega je prikazan v poglavju 7.2.3. Poleg dejanskega pospeška je prikazana tudi kapaciteta oz. zahtevani pospešek tal.

Preglednica 42: Globalni parametri računa po N2 metodi za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)

Table 42: Global parameters of N2 method for each variant (left - X direction, right - Y direction)

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8	Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
ETABS - T [s]	1,24	1,04	0,89	0,62	1,23	ETABS - T [s]	1,31	1,11	0,94	0,66	1,28
T* [s]	1,25	1,05	0,90	0,65	1,25	T* [s]	1,33	1,12	0,94	0,70	1,30
Γ	1,28	1,28	1,28	1,29	1,28	Γ	1,28	1,28	1,28	1,29	1,28
m [t]	2332	2462	2627	3222	2338	m [t]	2332	2462	2627	3222	2338
m* [t]	1503	1581	1676	2026	1503	m* [t]	1492	1567	1661	2002	1493
F _y * [kN]	2582	4467	7089	20997	2746	F _y * [kN]	2492	4201	6753	19712	2643
u _y * [cm]	6,8	7,9	8,7	11,2	7,2	u _y * [cm]	7,4	8,6	9,1	12,1	7,6
u _{NC} * [cm]	37,8	52,2	66,8	84,3	37,9	u _{NC} * [cm]	37,9	54,1	68,3	89,6	39,9
S _{ad} [g]	0,082	0,17	0,25	0,60	0,089	S _{ad} [g]	0,077	0,16	0,24	0,57	0,085
S _{av} * [g]	0,18	0,29	0,43	1,06	0,19	S _{av} * [g]	0,17	0,27	0,41	1,00	0,18
S _{ae,NC} * [g]	0,97	1,90	3,30	7,94	0,99	S _{ae,NC} * [g]	0,87	1,73	3,10	7,45	0,95
a _{g,NC,dejanski} [g]	0,81	1,33	1,99	3,46	0,82	a _{g,NC,dejanski} [g]	0,77	1,29	1,95	3,46	0,82
a _{g,NC,zahtevan} [g]	0,76	1,33	1,69	2,94	/	a _{g,NC,zahtevan} [g]	0,76	1,33	1,69	2,94	/

Posledica stopnjevanja zanesljivosti je zmanjševanje osnovnega nihajnega časa konstrukcije. Nihajni čas za SDOF sistem T* se praktično ujema z osnovnim nihajnim časom konstrukcije, ki smo ga določili z ETABS-om. Maksimalna sila F_y*, pomik na meji elastičnosti u_y* in pomik pri mejnem stanju NC u_{NC}* za SDOF sistem, se z višanjem ciljne zanesljivosti večajo. Najpomembnejša ugotovitev je, da je pospešek tal, ki ga konstrukcija prenese, pri vseh variantah večji od zahtevanega pospeška tal, ki smo ga določili iz ciljnih zanesljivosti, razen pri varianti PF3 v Y smeri, kjer je ta za 3 % manjši. Spomnimo se, da za določitev potresne obtežbe pri variantah PF1-PF4 nismo potrebovali samo ciljnih zanesljivosti, ampak tudi redukcijo potresnih sil, katero smo zajeli z redukcijskim faktorjem pri varianti EC8. To pomeni, da so konstrukcije pri omenjenih variantah sposobne doseči večjo duktilnost, kot pri varianti EC8. S tako predpostavljenim faktorjem smo torej na varni strani.

7.5.3 Redukcijski faktor

Projektni pospešek tal je neposredno povezan z redukcijskim faktorjem, ki ga v fazi projektiranja predpostavimo. Dejanski redukcijski faktor konstrukcije pri mejnem stanju NC določimo tako, da dejanski pospešek tal, ki povzroči to mejno stanje, delimo s projektним pospeškom tal. Za ta namen uporabimo enačbo (5.6). Račun je prikazan za varianto PF2 v smeri X.

$$R_{dej} = \frac{a_{g,NC,dejanski}}{a_{g,d}} = \frac{1,99 \text{ g}}{0,15 \text{ g}} = 13,13 > R = 11,15$$

Dejanska redukcija je v tem primeru večja od predpostavljene za 18 %, kar pomeni, da smo na varni strani. To je pri obravnavanih variantah tudi največje odstopanje redukcije od predpostavljene.

Razčlenimo še kolikšen del tega faktorja pripada duktilnosti in koliko k dodatni nosilnosti. Za nihajne čase večje od T_C , ki je za tla tipa C enak 0,6, je duktilnost R_μ kar enak μ (enačba (2.9)):

$$R_\mu = \mu = \frac{d_{NC}^*}{d_y^*} = \frac{66,8 \text{ cm}}{8,7 \text{ cm}} = 7,66$$

Dodatno nosilnost sedaj določimo iz razmerja redukcijskega faktorja in duktilnosti:

$$R_s = \frac{R_{dej}}{R_\mu} = \frac{13,13}{7,66} = 1,71$$

V preglednici 43 je prikazana duktilnost, dodatna nosilnost in redukcijski faktor za posamezno varianto, ter koliko ta odstopa od predpostavljenega faktorja $R = 11,15$. Pozitiven predznak pomeni večjo redukcijo od predpostavljene, negativen pa manjšo.

Preglednica 43: Redukcijski faktor pri mejnem stanju NC za posamezne variante (levo - X smer, desno - Y smer)

Table 43: Reduction factor for the near-collapse limit state for each variant (left - X direction, right - Y direction)

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8	Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
$R_\mu = \mu$	5,52	6,60	7,66	7,52	5,29	$R_\mu = \mu$	5,09	6,32	7,49	7,43	5,25
R_s	2,14	1,69	1,71	1,75	2,10	R_s	2,20	1,72	1,72	1,77	2,12
R	11,8	11,2	13,1	13,1	11,1	R	11,2	10,9	12,9	13,1	11,15
ΔR [%]	6 %	0 %	18 %	18 %	/	ΔR [%]	1 %	-3 %	16 %	18 %	/

Iz preglednice lahko razberemo, da je faktor dodatne nosilnosti približno povsod enak 1,7. Izjema sta varianti PF4 in EC8, kjer je ta faktor približno 25 % večji od ostalih. Armatura pri teh dveh variantah je namreč večnima določena iz minimalnih pogojev Evrokoda 8 (1 % vzdolžne armature v stebrih), kar posledično pomeni, da so elementi močnejši kot bi bili v primeru upoštevanja zgolj obremenitev. Faktor dodatne nosilnosti od variante PF3 proti PF1 rahlo raste. Razlog se kaže v tem, da se pri večjih prerezi stebrov in gred, količina armature zaradi zaokroževanja relativno večja glede na prečni prerez. Faktor dodatne nosilnosti in sama duktilnost konstrukcije sta povezana med seboj. Duktilnost je najmanjša pri varianti PF4 in vse do variante PF2 raste. S takim načinom konstruiranja armature za velikost obtežbe, kot je pri varianti PF1, duktilnosti ne moremo več povečevati. Konstrukcijski elementi so namreč tam ogromnih dimenzij, zato bi bilo potrebno spremeniti konstrukcijski sistem.

Redukcijski faktor R se od variante PF3 proti PF1 povečuje. Od predpostavljenega ($R = 11,15$) se razlikuje največ za 18 %. Dejanski redukcijski faktor je manjši od predpostavljenega le pri varianti PF3 v Y smeri (manjši za približno zanemarljivih 3 %). Razlika nastopi zato, ker za ta velikostni red obtežbe minimalne zahteve glede armiranja niso tako izrazito merodajne, zaradi česar je manjša dodatna nosilnost. Duktilnost je v tem primeru sicer nekoliko večja, vendar ne toliko, kolikor se je zmanjšala dodatna nosilnost.

Dejstvo je, da smo praktično povsod na varni strani, saj je dejanska redukcija potresnih sil večja od predpostavljene. Iz tega lahko sklepamo, da je uporaba konstantnega redukcijskega faktorja v fazi projektiranja dokaj smiselna, saj bi bilo potrebno za bolj točen izračun redukcijskega faktorja narediti veliko simulacij za različne geometrije in konstrukcijske sisteme, ter izdelati model za napoved redukcijskega faktorja.

7.5.4 Verjetnost porušitve

Sedaj določimo še dejansko verjetnost za mejno stanje blizu porušitve in jo primerjamo s ciljno verjetnostjo za mejno stanje blizu porušitve. Parametri funkcije potresne nevarnosti so določeni v poglavju 7.2.3, verjetnost pa določimo konsistentno z enačbo (5.2), le da ne uporabimo mejnega pospeška pri poljubnem mejnem stanju $a_{g,LS}$, ampak pri mejnem stanju blizu porušitve $a_{g,NC}$:

$$P_{f,NC,zahtevan} = k_0 \cdot a_{g,NC,zahtevan}^{-k} \cdot e^{0,5 \cdot k^2 \sigma^2} = 5,67 \cdot 10^{-5} \cdot 1,69^{-2,9} \cdot e^{0,5 \cdot 2,9^2 \cdot 0,6^2} = 5,66 \cdot 10^{-5}$$

$$P_{f,NC,dejanski,X} = k_0 \cdot a_{g,NC,dejanski}^{-k} \cdot e^{0,5 \cdot k^2 \sigma^2} = 5,67 \cdot 10^{-5} \cdot 1,99^{-2,9} \cdot e^{0,5 \cdot 2,9^2 \cdot 0,6^2} = 3,52 \cdot 10^{-5}$$

$$P_{f,NC,dejanski,Y} = k_0 \cdot a_{g,NC,dejanski}^{-k} \cdot e^{0,5 \cdot k^2 \sigma^2} = 5,67 \cdot 10^{-5} \cdot 1,95^{-2,9} \cdot e^{0,5 \cdot 2,9^2 \cdot 0,6^2} = 3,72 \cdot 10^{-5}$$

Dejanske in zahtevane verjetnosti pri mejnem stanju NC za ostale variante so določene v preglednici 44. Prikazano je tudi, koliko se dejanska verjetnost razlikuje od zahtevane (v odstotkih), kjer pozitiven predznak pomeni, da je dejanska verjetnost porušitve pri mejnem stanju NC manjša od zahtevane, negativen pa obratno. Dejanska verjetnost se razlikuje od zahtevane za največ 61 %. Ta sprememba ustreza varianti PF1. Dejanska verjetnost je večja od zahtevane le pri varianti PF3 in sicer za 4 %.

Preglednica 44: Dejanska in zahtevana ciljna verjetnost porušitve za mejno stanje NC

Table 44: Actual and required target probability of failure for the near-collapse limit state

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
$P_{f,NC,zahtevan}$	$5,7 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$5,7 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	/
$P_{f,NC,dejanski,X}$	$4,8 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$3,5 \cdot 10^{-5}$	$7,0 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-4}$
$P_{f,NC,dejanski,Y}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$3,7 \cdot 10^{-5}$	$7,1 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-4}$
$\Delta P_{f,NC} [\%]$	9%	-4%	56%	61%	/

7.6 Diskusija

Evrokod 8 izhaja iz načela o neporušitvi objekta za primer projektnega potresa, za katerega obstaja 10 % da se bo zgodil v življenjski dobi konstrukcije (50-ih letih). Takšen postopek projektiranja je pomanjkljiv, saj temelji na pogojni verjetnosti porušitve. Znanstveno bolj utemeljen pristop projektiranja smo prikazali s postopkom projektiranja na ciljno zanesljivost, torej, če konstrukcijo projektiramo na način, kot je prikazano v tem poglavju. Pri takšnem načinu projektiranja moramo izhajati iz sprejemljivega oz. toleriranega potresnega tveganja, ki je subjektivne narave in se lahko spreminja glede na odnos družbe do naravnih nesreč, ter glede na ekonomsko moč družbe. Zaradi subjektivnosti določitve toleriranega tveganja se pojavlja zelo veliko modelov, ki v splošnem podajajo precej različne rezultate. Zaradi tega smo naredili parametrično študijo, ter ugotavljali relacije med ciljno zanesljivostjo in globalnimi parametri konstrukcije.

Razumljivo je, da se velikost celotne potresne sile s stopnjevanjem ciljne zanesljivosti povečuje, vendar je to le deloma posledica večjega projektnega pospeška tal, ki se povečuje sorazmerno z izbrano ciljno zanesljivostjo. Velik delež povečanja potresne sile gre pripisati povečanju togosti konstrukcije za primer, ko je ciljna zanesljivost večja. Pri večjih zanesljivostih konstrukcije se pojavijo potrebe po večjih dimenzijah primarnih potresnih elementov, zato se celotna potresna obtežba povečuje tudi na račun večje mase. V preglednici 45 smo za smer potresa v X smeri razčlenili, koliko k povečanju velikosti celotne potresne sile prispevajo trije dejavniki na katere smo opozorili. Poleg celotne potresne sile F_b v odvisnosti od definirane ciljne zanesljivosti $P_{f,tol}$, je prikazano spreminjanje parametrov, kot so projektni pospešek tal $a_{g,d}$, nihajni čas T^* in masa konstrukcije m , ki vplivajo na velikost celotne potresne sile. S poševnim tiskom so prikazani tudi faktorji posameznih parametrov, ki se spreminjajo glede na varianto PF4, za katero je velja najmanjša zanesljivost konstrukcije. Simbol $\Delta\downarrow$ pomeni, da se od variante PF4 proti PF1 vrednosti zmanjšujejo, pri simbolu $\Delta\uparrow$ pa se večajo.

Preglednica 45: Relacija med ciljno zanesljivostjo, parametri projektne potresne obtežbe in globalnimi parametri konstrukcije

Table 45: The relationship between target reliability, seismic design parameters and global parameters of structure

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1
$P_{f,tolerirana}$	$5 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-6}$
$\Delta\downarrow$	1	5	10	50
$a_{g,d}$ [g]	0,068	0,119	0,151	0,263
$\Delta\uparrow$	1,0	1,7	2,2	3,9
T^* [s]	1,25	1,05	0,90	0,65
$\Delta\downarrow$	1,0	1,2	1,4	1,9
m [t]	2332	2462	2627	3222
$\Delta\uparrow$	1,0	1,1	1,1	1,4
F_b [kN]	1615	3491	5484	16531
$\Delta\uparrow$	1,0	2,2	3,4	10,2

Iz preglednice 45 lahko razberemo, da variacija ciljne zanesljivosti za faktor 50 povzroči variacijo v celotnih potresnih silah za približno faktor 10. Ugotovili smo, da se za obravnavan objekt, celotna potresna sila v odvisnosti od stopnjevanja zanesljivosti povečuje kot posledica večanja projektnega pospeška tal kot tudi večanja togosti konstrukcije. Povečevanje togosti oz. zmanjševanje nihajnega časa v odvisnosti od stopnjevanja ciljne zanesljivosti, povzroči za varianto PF3 glede na varianto PF4 20 % povečanje celotne potresne sile, medtem ko je povečanje potresne sile v primeru variante PF1 približno 90 %. Rezultat je logičen, saj se zaradi potrebe po večjih dimenzijah prerezov elementov, razmerje med togostjo in maso konstrukcije pri večjih zanesljivostih veča, kar povzroči manjše nihajne čase, poleg tega pa se nihajni časi za obravnavane primere konstrukcij gibljejo med T_C in T_D , kjer so spektralni pospeški obratno sorazmerni z nihajnim časom. Variacija mase v odvisnosti ciljne zanesljivosti ni tako izrazita. Izjema je varianta PF1, kjer povečanje mase poveča celotno potresno silo za 40 % glede na varianto PF4. Pri slednji je to povečanje posledica ogromnih dimenzij stebrov in gred, ki so posledica projektne potresne obtežbe.

Večanje ciljne zanesljivosti vpliva na količino porabljenega materiala. Medsebojna relacija je prikazana v preglednici 46. Pri računu mase armature smo predpostavili, da je armatura, ki je bila definirana v območju plastičnih členkov, postavljena kar po celotni dolžini elementa. Pri količini porabljenega materiala smo upoštevali le beton in armaturo vgrajenega v stebre in grede, in ne za celotno konstrukcijo, pri čemer je pri količini materiala upoštevan del sodelujoče širine plošče.

Preglednica 46: Relacija med ciljno zanesljivostjo in količino porabljenega materiala

Table 46: The relationship between the target reliability and the amount of material used

Varianta	PF4	PF3	PF2	PF1
P_{t,tolerirana} v [t]	5·10⁻⁵	1·10⁻⁵	5·10⁻⁶	1·10⁻⁶
Δ↓	1	5	10	50
Zg. vzdolž. grede v [t]	12	17	23	48
Δ↑	1,0	1,4	2,0	4,1
Sp. vzdolž. grede v [t]	7	10	15	37
Δ↑	1,0	1,5	2,2	5,5
Prečna grede v [t]	11	15	21	49
Δ↑	1,0	1,3	1,8	4,4
Vzdolžna stebri v [t]	7	12	17	39
Δ↑	1,0	1,6	2,3	5,3
Prečna stebri v [t]	4	6	8	14
Δ↑	1,0	1,6	2,0	3,7
Σarmature v [t]	41	60	83	187
Δ↑	1,0	1,5	2,0	4,6
Σbetona v [t]	1106	1254	1437	2086
Δ↑	1,0	1,1	1,3	1,9

Preglednica 46 nazorno prikazuje, da se s stopnjevanjem ciljne zanesljivosti večja količina porabljenega betona in armature. Variacija ciljne zanesljivosti za faktor 50 povzroči variacijo v količini porabljene armature za približno faktor 4,6, za količino porabljenega betona pa 1,9. Z večanjem zanesljivosti se vse bolj večja tudi razmerje med uporabljenjo armaturo in betonom.

Pri stebrih do določene stopnje ciljne zanesljivosti prevladujejo minimalne zahteve Evrokoda 8 glede armiranja, medtem ko je pri večjih ciljnih zanesljivostih količina armature večinoma določena iz obremenitev. Pri gredah se pri manjši potresni obtežbi večinoma kaže zahteva Evrokoda 8, ki pravi, da mora biti količina armature v tlačni coni enaka ali večja od polovice natezne armature, medtem ko je pri večji potresni obtežbi vse bolj določena iz obremenitev. Ti kriteriji za določitev armature vplivajo na samo duktilnost konstrukcije. Do določenega odstotka armiranja se konstrukciji povečuje duktilnost, nato pa začne padati. Variantam od PF4 do PF2 se duktilnost postopoma povečuje, medtem ko je pri varianti PF1 nekoliko nižja. Dimenzije konstrukcijskih elementov variante PF1 bistveno presežajo tiste, ki so določene po standardu Evrokod 8. V primeru, da bi bila zahtevana ciljna zanesljivost resnično v okolici $P_{f, \text{tol}} = 1 \cdot 10^{-6}$, potem bi bilo bolj smiselno, da bi spremenili konstrukcijski sistem in ne samo dimenzije gred in stebrov.

Ugotovili smo, da ima definiranje mejnega stanja NC dobršen vpliv na duktilnost konstrukcije, pospešek tal in dejansko verjetnost porušitve. Mejno stanje NC smo definirali na dva načina (pri pomiku v postkritičnem območju, ki ustreza 80 % maksimalne nosilnosti in ko vsi stebri v eni etaži presežejo mejno rotacijo). Slednjega smo v magistrskem delu prikazali le pri varianti EC8, naredili pa smo jih tudi za ostale. Iz preglednice 47 je možno razbrati kolikšna bi bila nosilnost v postkritičnem območju pri tem mejnem stanju, če bi ga definirali na takšen način. Opazimo, da je z izjemo variante EC8 in PF4 nosilnost v postkritičnem območju pri mejnem stanju blizu porušitve (ko vsi stebri v eni etaži presežejo mejno rotacijo) presežla 80 % maksimalne nosilnosti.

Preglednica 47: Delež nosilnosti v postkritičnem območju za mejno stanje NC, glede na maksimalno nosilnost za posamezne variante

Table 47: Ratio between strength in the post-critical area for the near-collapse limit state and maximum strength for each variant

	PF4	PF3	PF2	PF1	EC8
F_{NC}/F_{\max} - X smer	75,4 %	87,7 %	89,9 %	86,9 %	74,3 %
F_{NC}/F_{\max} - Y smer	76,7 %	88,0 %	90,0 %	87,5 %	74,7 %

Ugotovili smo, da s stopnjevanjem zanesljivosti konstrukcije oz. z večanjem potresne obtežbe dobimo vse bolj enakomerno poškodovanost po višini konstrukcije. Pri varianti PF1, za katero velja najmanjša verjetnost porušitve, se plastificirajo vse grede, preden dosežemo maksimalno nosilnost. Pri tej varianti duktilnost malenkost pade v primerjavi z varianto PF2. Razlog je v tem, da delež vzdolžne armature v stebrih v spodnjih etažah pri varianti PF1 presega 3 %. Duktilnost narašča z armiranjem

stebrov do 2 %, nato pa nekoliko upade, medtem ko nosilnost raste (Lazar, 2011). To nakazuje, da bi bilo potrebno pri tej varianti spremeniti konstrukcijski sistem, saj so stebri in grede ogromnih dimenzij.

Redukcijski faktor se pri nobeni varianti ne razlikuje od predpostavljenega za več kot 18 %. Dejstvo je, da smo praktično povsod na varni strani, saj je dejanska redukcija potresnih sil večja od predpostavljene. Iz tega lahko sklepamo, da je uporaba konstantnega redukcijskega faktorja v fazi projektiranja dokaj smiselna, saj bi bilo potrebno za bolj točen izračun redukcijskega faktorja narediti veliko simulacij za različne geometrije in konstrukcijske sisteme, ter izdelati model za napoved redukcijskega faktorja.

Izkazalo se je, da je dejanska verjetnost pri mejnem stanju blizu porušitve skoraj v vseh variantah manjša od zahtevane. Dejanska verjetnost se razlikuje od zahtevane za največ 61 %. Ta sprememba ustreza varianti PF1. Dejanska verjetnost je večja od zahtevane le pri varianti PF3 v Y smeri in sicer za 4 %.

8 ZAKLJUČEK

Standard za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij Evrokod 8 zahteva, da mora biti konstrukcija projektirana tako, da prenese potres s točno določeno povratno dobo. Takšen način projektiranja ni skladen s principi krovnega standarda Evrokod 0. Le-ta temelji na zagotavljanju primerne zanesljivosti objekta. To se izrazi z verjetnostjo nastopa določenega mejnega stanja, in ne z verjetnostjo pojava obtežbe, kakor je to obravnavano v standardu Evrokod 8. Dejstvo je, da mora biti konstrukcija sposobna prenesti bistveno močnejšo obtežbo, kot je projektni potres, za katerega obstaja v 50-ih letih 10 % verjetnosti.

V magistrskem delu smo se ukvarjali s projektiranjem armiranobetonskega okvira na ciljno zanesljivost konstrukcije. Projektna potresna obtežba je bila v tem primeru definirana na osnovi ciljne zanesljivosti konstrukcije za mejno stanje blizu porušitve. Obravnavana je bila osem-etažna armiranobetonska okvirna stavba. Ker predlagan postopek projektiranja temelji na metodi redukcije potresnih sil, moramo vnaprej definirati redukcijski faktor, podobno kot v primeru standarda Evrokod 8, vendar je po predlaganem postopku projektiranja projektni pospešek tal odvisen od ciljne zanesljivosti. V našem primeru smo konstrukcijo najprej projektirali glede na določila standarda Evrokod 8, kar je bila osnova za določitev redukcijskega faktorja. Poleg tega smo konstrukcijo projektirali še za štiri izbrane stopnje zanesljivosti, pri čemer smo izhajali iz toleriranega tveganja za izgubo življenja.

V okviru magistrskega dela smo prišli do različnih ugotovitev. Razlike v obliki projektnega spektra pospeškov po Evrokodu 8 in predlaganim odpornostnim spektrom pospeškom, s katerim upoštevamo ciljno zanesljivost konstrukcije, se kažejo pri nihajnih časih, manjših od T_B . Ta del na rezultate nima večjega vpliva. Večji vpliv imata velikostni red ciljne zanesljivosti in redukcija potresnih sil.

Velikost celotne potresne sile se z večanjem stopnje zanesljivosti povečuje. Za obravnavan primer smo ugotovili, da v primeru manjše zanesljivosti konstrukcije na velikost celotne potresne sile vpliva predvsem spreminjanje projektnega pospeška tal, medtem ko ima pri večjih zanesljivostih konstrukcije vse večji vpliv tudi variacija (zmanjševanje) nihajnega časa konstrukcije. Za večje zanesljivosti konstrukcije se pojavijo potrebe po večjih dimenzijah primarnih potresnih elementov, zato se celotna potresna obtežba povečuje tudi na račun večje mase. Variacija ciljne zanesljivosti za faktor 50 povzroči variacijo v celotnih potresnih silah približno za faktor 10.

Večanje ciljne zanesljivosti vpliva tudi na količino porabljenega materiala. Variacija ciljne zanesljivosti za faktor 50 povzroči variacijo v količini porabljene armature za približno faktor 4,6, za količino porabljenega betona pa 1,9. Z večanjem zanesljivosti se vse bolj veča tudi razmerje med uporabljenno armaturo in betonom.

Na poškodovanost konstrukcije pri mejnem stanju blizu porušitve vpliva kar nekaj dejavnikov. Poleg predpostavljene oblike sil, ki smo jo izbrali pri potisni analizi, ima znaten vpliv tudi definicija mejnega stanja blizu porušitve. To mejno stanje je mogoče določiti na več načinov. V študiji smo mejno stanje blizu porušitve definirali pri pomiku v postkritičnem območju, ki ustreza 80 % maksimalne nosilnosti. Za primerjavo smo za varianto EC8 mejno stanje blizu porušitve definirali pri pomiku, ko vsi stebri v eni etaži presežejo mejno rotacijo. Izkazalo se je, da je skupna prečna sila ob vpetju pri tem mejnem stanju manjša od 80 % maksimalne nosilnosti, kar pomeni, da ima konstrukcija nekoliko manjšo duktilnost, kot če to stanje definiramo pri 80 % maksimalne nosilnosti. Ugotovili smo, da bi pri variantah PF1 do PF3, pri tako definiranim mejnem stanju NC, nosilnost presegla 80 % maksimalne nosilnosti, pri varianti PF2 pa celo dosegla 90 %. To razlagamo z dejstvom, da je količina armature v primeru manjše velikosti potresne obtežbe določena na osnovi minimalnih zahtev Evrokoda 8, medtem ko je količina armature pri večji ciljni zanesljivosti določena predvsem iz projektne potresne obremenitve. Vseeno se izkaže, da je variacija razpoložljive globalne duktilnosti ($\approx 20\%$) kot definicija mejnega stanja porušitve objekta sorazmerno majhna.

Variacija dodatne nosilnosti in duktilnosti neposredno vpliva tako na pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese, kot na dejanski redukcijski faktor. Konstrukcija lahko pri večjem odstopanju predpostavljenega redukcijskega faktorja od dejanskega prenese večje pospeške tal od zahtevanega. Za obravnavan objekt se je izkazalo, da je pri vseh variantah konstrukcija prenesla večji pospešek od zahtevanega (največ 18 % večji). Izjema je varianta PF3 v Y smeri. Podobno je bilo tudi odstopanje redukcijskega faktorja R. Velja omeniti, da smo v fazi projektiranja predpostavili, da je redukcijski faktor neodvisen od ciljne zanesljivosti, kar se je izkazalo za sprejemljivo predpostavko. Rezultati kažejo, da je ocenjeno potresno tveganje precej podobno ciljnemu tveganju, ki je izhodišče za projektiranje objekta po predlaganem postopku.

Na osnovi rezultatov študije lahko zaključimo, da je predlagan postopek projektiranja na ciljno zanesljivost precej podoben postopku projektiranja po standardu Evrokod 8, saj je bistvena razlika le v definiciji potresne obtežbe, ki je po novem postopku odvisna od ciljne zanesljivosti, kar pa predstavlja bistveno novost v primerjavi s projektiranjem po standardu Evrokod 8. Zaradi tega je aplikacija predlaganega postopka projektiranja objektov na potresnih območjih v prakso smiselna, vendar se nov postopek projektiranja lahko uveljavi, če bodo redukcijski faktorji določeni za različne tipe konstrukcijskih sistemov in izbranega načina konstruiranja armature.

VIRI

Baker, J.W. 2011. Seismic hazard assessment for Ljubljana using EZ-FRISK. Personal communication. July 2011.

Bhattacharya, B., Basu, R., Ma, K. 2001. Developing target reliability for novel structures: the case of the Mobile Offshore Base. Houston, Marine structures, vol. 14, no. 1-2.

Fajfar, Fischinger in Beg, 2009. Evrokod 8 – projektiranje potresnoodpornih konstrukcij. V: Beg, D. (ur.), Pogačnik, A. (ur.) 2009. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: str. 8-241.

Celarec, D. 2012. Potresno tveganje izbranih konstrukcijskih sistemov z upoštevanjem nezanesljivosti. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba D. Celarec): 158 str.

Cornell, C., A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms. V: Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, no. 2122. June 1996.

CSI 2002. ETABS Manuals, Computers & Structures Inc., Berkeley, California.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba M. Dolšek): 220 str.

Dolšek, M. 2012. Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. Structure and infrastructure engineering, vol. 8, no. 10, 939-953.

Drobnič, D. 1997. Nelinearna seizmična analiza štirietažne armiranobetonske okvirne stavbe. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba D. Drobnič): 182 str.

Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 519 str.

Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302–315.

Fajfar, P. 2010/2011. Predavanja Osnove potresnega inženirstva. Neobjavljeno študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Ganc, M. 2009. Analiza potresne odpornosti zidane konstrukcije. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba M. Ganc): 81 str.

Helm, P. 1996. Integrated Risk Management for Natural and Technological Disasters. Tephra, vol. 15(1), no. 11-13.

Jaiswal, K.S., Wald, D.J. 2010. Development of a semi-empirical loss model within the USGS Prompt Assessment of Global Earthquakes for Response (PAGER) System. V: 9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders. July 25-29, 2010 Toronto Canada.

Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba M. Kramar): 176 str.

Lazar, N. 2011. Projektiranje stavb na sprejemljivo potresno tveganje – primer osem-etažne armiranobetonske stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba N. Lazar): 118 str.

Lazar, N., Dolšek, M. 2012. Risk-based seismic design - An alternative to current standards for earthquake-resistant design of buildings. Ljubljana, University of Ljubljana, p. 10.

Lazar, N., Dolšek, M. 2013. Application of the risk-based seismic design procedure to a reinforced concrete frame building. Ljubljana, University of Ljubljana, p. 14.

Melchers, R. E. 1999. Structural Reliability Analysis and Prediction, Second Edition. Chichester, John Wiley & Sons: no. 15-19, 52-55.

Vamvatsikos, D., Cornell. CA. 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 31, no. 3:491–514.

Zupančič, M. 2011. Projektiranje osem-etažnega armiranobetonskega okvira za srednjo stopnjo duktilnosti. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba M. Zupančič): 102 str.

Žižmond, J. 2012. Razčlenitev potresne varnosti pri projektiranju armiranobetonske stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (Samozaložba J. Žižmond): 107 str.

Žižmond, J. in Dolšek, M. 2013. Spektri za projektiranje in oceno potresne odpornosti objektov na osnovi ciljne zanesljivosti. Poročilo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 12 str.

Standardi:

ISO 2394:1998(E) – General principles on reliability for structures.

JCSS: 2000 – Probabilistic model code – Part 1: Basis of Design.

SIST EN 1990: 2004 – Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcije.

SIST EN 1991-1-1:2004 – Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1992-1-1:2005 – Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

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

SIST EN 1998-3: 2005 – Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.

Internetni viri:

Projektni pospeški tal za povratno dobo 475 let. Ljubljana, Agencija Republike Slovenije za okolje http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html (Pridobljeno 30. 8. 2013)

Open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES). 2004. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA. <http://opensees.berkeley.edu> (Pridobljeno 30. 8. 2013)

McKenna, F. in Fenves, G. L. 2007. OpenSees Command Language Manual <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManual.pdf> (Pridobljeno 30. 8. 2013)