

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Podiplomski program Gradbeništvo
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Miha Kramar

Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal

Doktorska disertacija št. 184

Mentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Somentor:

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Ljubljana, 11. 7. 2008

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



*PODIPLOMSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER*

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

MIHA KRAMAR, univ. dipl. inž. grad.

**POTRESNA RANLJIVOST MONTAŽNIH
ARMIRANOBETONSKIH HAL**

Doktorska disertacija štev.: 184

**SEISMIC VULNERABILITY OF THE PRECAST
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

Doctoral thesis No.: 184

Temo doktorske disertacije je odobril
Senat Univerze v Ljubljani na 7. seji dne 27. junija 2006
in imenoval mentorja prof.dr. Mateja Fischingerja in
somentorico izr.prof.dr. Tatjano Isaković.

Ljubljana, 11. julij 2008

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi
prof.dr. Matej Fischinger,
izr.prof.dr. Tatjana Isakovič,
prof.dr. Vladimir Sigmund, GF, Sveučilište u Osijeku,
izr.prof.dr. Roko Žarnić,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 9. redni seji dne
19. aprila 2006.

Komisijo za oceno doktorske disertacije v sestavi
izr.prof.dr. Roko Žarnić,
prof.dr. Goran Turk,
prof.dr. Vladimir Sigmund, GF, Sveučilište u Osijeku,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 18. redni seji dne
28. maja 2008.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi
prof. dr. Bojan Majes, dekan, predsednik
prof.dr. Matej Fischinger
izr.prof.dr. Roko Žarnić,
prof.dr. Goran Turk,
prof.dr. Vladimir Sigmund, GF, Sveučilište u Osijeku,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 19. redni seji dne
02. julija 2008.

Univerza
v Ljubljani

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **MIHA KRAMAR, univ. dipl. inž. grad.**, izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: »**POTRESNA RANLJIVOST MONTAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH HAL**«.

Ljubljana, 11. julij 2008

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.012.45:624.042.7(043.3)

Avtor: Miha Kramar

Mentor: prof. dr. Matej Fischinger

Somentor: izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Naslov: Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal

Obseg in oprema: 176 str., 20 pregl., 76 sl., 132 en.

Ključne besede: montažne armiranobetonske hale, montažni stiki, vitki konzolni stebri, globalna porušitev, kapaciteta konstrukcije, verjetnost porušitve, potresna ranljivost, potresno tveganje, faktor redukcije potresnih sil

Izvleček:

V doktorski disertaciji smo ocenili potresno ranljivost in tveganje za montažne armiranobetonske hale, ki so značilne za gradnjo v Sloveniji in Evropi. S psevdo-dinamičnimi in cikličnimi preizkusi montažnih hal v naravnem merilu smo potrdili predpostavko o močnih stikih in raziskali obnašanje zelo vitkih stebrov v post-kritičnem območju pri velikih deformacijah. S temi podatki smo lahko nadgradili numerične modele za opis globalne porušitve stebrov, ki so do sedaj veljali le za stebre z razmeroma majhnimi strižnimi razponi. Model smo uporabili v oceni tveganja z verjetnostno analizo, v kateri smo upoštevali nepredvidljivost potresne obtežbe in druge vire nezanesljivosti. Predlagali smo, da se uporabi metoda, v kateri kapaciteto konstrukcije namesto s pomikom, izrazimo z intenziteto potresne obtežbe. V posebni študiji smo obravnavali parameter te metode, s katerim ocenimo raztros, ki izhaja iz nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela konstrukcije. Z izbrano in umerjeno metodo smo ocenili potresno tveganje za vse možne variante enoetažnih montažnih hal obravnavanega tipa, ki se lahko pojavijo v praksi. Ugotovili smo, da minimalne konstrukcijske zahteve v Evrokodu 8 praviloma zagotavljajo takšnim halam dovolj dodatne nosilnosti, da je potresno tveganje sprejemljivo (verjetnost porušitve 0.1–1.2 % v 50 letih). Če pa konstrukcijam zagotovimo le računsko potrebno armaturo, je tveganje dokaj visoko (verjetnost porušitve 1.0–8.5 % v 50 letih). Ti rezultati so omogočili kvantitativno ovrednotenje faktorja redukcije potresnih sil v Evrokodu 8.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.012.45:624.042.7(043.3)

Author: Miha Kramar

Supervisor: Prof. Matej Fischinger, Ph.D.

Co-adviser: Assoc. Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.

Title: Seismic vulnerability of precast reinforced concrete structures

Notes: 176 pp., 20 tab., 76 fig., 132 eq.

Keywords: precast reinforced concrete structures, precast connections, slender cantilever columns, global collapse, collapse capacity, limit state probability, seismic vulnerability, seismic collapse risk, force reduction factor

Abstract:

In the Ph.D. thesis, the seismic vulnerability and seismic collapse risk of precast reinforced concrete structures, typical for the building practice in Slovenia and Europe, are discussed. Full-scale pseudo-dynamic and cyclic tests of some precast structures have confirmed the assumption of the large strength of connections, and have provided important information about the behaviour of very slender cantilever columns when subjected to large deformations, as the structure approaches collapse. Based on the experimental results obtained, an improved numerical model capable of modelling global collapse was formulated for such columns with large shear spans. The model was applied to the seismic risk assessment of precast structures. Seismic risk was evaluated by means of probabilistic analysis, taking into account the randomness in seismic excitations and other sources of uncertainty. A solution strategy, which is based on an intensity measure rather than a damage measure, has been suggested. A special study focused on the variance related to the uncertainty in the numerical modelling of the structure. A verified probabilistic method was used to assess the seismic risk of the whole range of the analyzed precast structures, as built in practice. It was found that the minimum detailing requirements according to Eurocode 8 usually provide such structures with sufficient overstrength so that the seismic risk is acceptably low (the probability of collapse is 0.1–1.2 % in 50 years). However, if only design reinforcement is provided in the structures, the seismic risk is rather high (the probability of collapse is 1.0–8.5 % in 50 years). The results have been used to obtain a quantitative evaluation of the force reduction factor used in Eurocode 8.

ZAHVALA

Doktorska disertacija je rezultat raziskovalnega dela na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Raziskovalno delo je financiralo Ministrstvo za visoko šolstvo, znanost in tehnologijo Republike Slovenije v okviru programa »mladih raziskovalcev«. Eksperimentalni preizkusi, ki so osnova doktorske disertacije, so bili narejeni v Evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij (ELSA) v Ispri, v okviru 5. okvirnega raziskovalnega programa EU »PRECAST - Seismic behaviour of precast concrete structures with respect to Eurocodes 8«, ki ga je financirala Evropska komisija.

Poimensko bi se rad najprej zahvalil mojima mentorjema, prof. dr. Mateju Fischingerju in izr. prof. dr. Tatjani Isaković, ki sta me kritično usmerjala na moji raziskovalni poti.

Za pomoč pri problemih verjetnostnega računa in statistike se zahvaljujem prof. dr. Goranu Turku. S svojim znanjem na področju verjetnostne analize konstrukcij sta mi bila v veliko pomoč tudi doc. dr. Matjaž Dolšek in dr. Iztok Peruš.

Ko sem začel z delom na Inštitutu IKPIR so mi s svojimi izkušnjami nesebično pomagali takratni sodelavci: dr. Peter Kante, dr. Jaka Zevnik, dr. Damjan Marušič in dr. Karmen Poljanšek. Od takrat pa do danes se je ekipa sodelavcev skoraj v celoti zamenjala, jaz pa sem sčasoma postal »starejši« mladi raziskovalec. Vseh kolegov in hkrati prijateljev iz fakultete tukaj ne morem našteti, vsem pa bi se zahvalil za prijetno delovno vzdušje. Še posebej v lepem spominu mi bodo ostale jutranje kave in skupna kosila, ob katerih smo načeli marsikatero »strokovno« razpravo.

Ne nazadnje dolgujem zahvalo mojim staršem in prijateljem, ki so me vseskozi vzpodbujali, očetu in sestri pa tudi za pomoč pri matematiki.

Vsem najlepša hvala.

KAZALO

1	UVOD.....	1
1.1	OPIS OBRAVNAVANE PROBLEMATIKE.....	1
1.2	TEMA DOKTORSKE DISERTACIJE.....	2
1.3	PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU	5
1.4	VSEBINA DOKTORSKE DISERTACIJE.....	9
2	EKSPERIMENTALNE PREISKAVE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL.....	13
2.1	OSNOVNE KARAKTERISTIKE PREIZKUŠANCEV	14
2.1.1	Dimenzioniranje preizkušancev	17
2.1.2	Merilna mesta	27
2.1.3	Program obteževanja	27
2.1.4	Glavne ugotovitve in rezultati preizkusov	29
3	MODELIRANJE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI.....	39
3.1	STANDARDNI POL-ANALITIČNI PRISTOP.....	41
3.2	EMPIRIČNI MODEL NA OSNOVI IZRAZOV, KI JIH PREDLAGA FARDIS.....	46
3.3	METODA ZA EMPIRIČNO ANALIZO PODATKOVNE BAZE (METODA CAE).....	47
3.4	GREDNI ELEMENT, KALIBRÍRAN ZA MODELIRANJE GLOBALNIH PORUŠITEV STEBROV.....	48
3.4.1	Opis Ibarrinega histereznega modela	49
3.4.2	Modelni parametri za gredni element z Ibarrinimi histereznimi pravili	56
3.5	NAPOVED ODZIVA OSTALIH PROTOTIPOV.....	60
3.6	GLAVNE UGOTOVITVE.....	62
3.6.1	Efektivni zasuk na meji tečenja	62
3.6.2	Mejni zasuk	63
3.6.3	Zasuk pri maksimalni sili in togost v post-kritičnem območju	63
3.6.4	Histerezna pravila in disipacija histerezne energije.....	64
4	METODA ZA OCENO VERJETNOSTI PORUŠITVE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL	65
4.1	TEORETIČNE OSNOVE	66
4.1.1	Metoda na osnovi pomikov	68
4.1.2	Metoda na osnovi intenzitete.....	72
4.2	APLIKACIJA METODE NA PRIMERU ENOETAŽNE HALE.....	74
4.2.1	Inkrementalna dinamična analiza (IDA).....	75
4.2.2	Ocena parametrov	80
4.2.3	Funkcija potresne nevarnosti	85
4.2.4	Srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja.....	87
4.2.5	Komentar rezultatov.....	88
4.2.6	Glavne ugotovitve – splošno o metodi	89
5	OBČUTLJIVOST KAPACITETE KONSTRUKCIJE NA RAZPRŠENOST MODELNIH PARAMETROV.....	91

5.1	METODA 1. REDA ZA OCENO RAZPRŠENOSTI.....	92
5.2	APLIKACIJA METODE 1. REDA NA NUMERIČNEM MODELU ENOETAŽNE MONTAŽNE KONSTRUKCIJE	94
5.3	PRIMERJAVA METODE 1. REDA S SIMULACIJAMI MONTE CARLO	98
5.3.1	Simulacije Monte Carlo – prispevki posameznih parametrov	100
5.3.2	Simulacije Monte Carlo – korelirane in nekorelirane spremenljivke	102
5.4	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA OBČUTLJIVOSTI NA NEZANESLJIVOST MODELNIH PARAMETROV	104
5.4.1	Referenčni numerični model	104
5.4.2	Predpostavke in posplošitev rezultatov	106
5.4.3	Rezultati in ugotovitve	107
6	PARAMETRIČNA ŠTUDIJA ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI	115
6.1	DIMENZIONIRANJE	117
6.1.1	Obremenitve	117
6.1.2	Vzdolžna armatura	121
6.1.3	Objetje v kritičnih območjih stebrov	125
6.1.4	Prečna armatura za prevzem strižnih sil	129
6.1.5	Dimenzioniranje – ugotovitve	132
6.2	MODELIRANJE STEBROV (NELINEARNA DINAMIČNA ANALIZA)	134
6.2.1	Standardni pol-analitični pristop	134
6.2.2	Haseltonove empirične enačbe in vpliv parametrov na numerični model	143
6.3	IDA/VERJETNOSTNA ANALIZA	148
6.4	UGOTOVITVE	153
7	ZAKLJUČKI	158
8	POVZETEK	166
9	SUMMARY	168
10	VIRI	172
	PRILOGA A: DIMENZIONIRANJE STIKOV	
	PRILOGA B: MERILNA MESTA	

KAZALO SLIK

Slika 1.1: Enoetažna montažna industrijska hala.....	2
Slika 2.1: Prototip 1	14
Slika 2.2: Prototip 2 s fasadnimi ploščami	14
Slika 2.3: Načrt preizkušancev	16
Slika 2.4: Prečni prerez stebra v kritičnem območju.....	18
Slika 2.5: Stik med stebrom in nosilcem	23
Slika 2.6: Stik med strešno ploščo in nosilcem (stranski nosilec).....	24
Slika 2.7: Numerični model stika.....	25
Slika 2.8: Odnos moment–rotacija v stiku	26
Slika 2.9: Normirani akceleroogram QuakeB in ciklična preiskava	28
Slika 2.10: Poškodba nosilca na stiku z stebrom	29
Slika 2.11: Orientacija stikov med strešnimi ploščami in nosilci.....	30
Slika 2.12: Pomiki na vrhu stebrov.....	31
Slika 2.13: Relativni pomiki med posameznimi elementi	31
Slika 2.14: Rotacije čašastega temelja in rotacija stebra na stiku s temeljem.....	32
Slika 2.15: Globalni odziv sila-pomik.....	33
Slika 2.16: Razporeditev ukrivljenosti ob vpetju sredinskega stebra (C3) tik pred porušitvijo	34
Slika 2.17: Deformirana konstrukcija pri povprečnem zasuku 8 % (Prototip 2-2)	36
Slika 2.18: Tipična upogibna porušitev stebra	36
Slika 2.19: Pretrg vzdolžne armature zaradi povečane razdalje med stremeni.....	36
Slika 2.20: Ocena osnovne frekvence Prototipa 2-2, PsD test 0.05 g.....	37
Slika 2.21: Relativni pomiki med sosednjimi paneli in pomiki fasadnega panela ob temelju	38
Slika 3.1: Poenostavljeni numerični model enoetažne hale.....	40
Slika 3.2: Definicija ekvivalentne dolžine plastičnega členka na osnovi idealizirane razporeditve ukrivljenosti.....	41
Slika 3.3: Odnos med napetostjo in deformacijami za beton in armaturo	42
Slika 3.4: Odnos moment-ukrivljanost in moment-zasuk za Prototip 2-2.....	42
Slika 3.5: Porazdelitev ukrivljenosti v stebri pred porušitvijo	44
Slika 3.6: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov – standardni model.....	45
Slika 3.7: Monotoni in ciklični odziv – oblike ciklične deteriotacije.....	49
Slika 3.8: Ovojnica monotonega odziva za Ibarin model.....	50
Slika 3.9: Osnovna pravila za histerezni model, usmerjen k predhodnemu maksimumu	51

Slika 3.10: Deterioracija osnovne nosilnosti	52
Slika 3.11: Deterioracija padajoče veje nosilnosti	53
Slika 3.12: Deterioracija raztežitvene togosti	54
Slika 3.13: Pospešena deterioracija obtežitvene togosti	55
Slika 3.14: Monotona ovojnica za Prototip 2-2	58
Slika 3.15: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih podatkov – Ibarrin model	60
Slika 3.16: Detajlni pogled cikličnega odziva – Ibarrin model	60
Slika 3.17: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov Prototipov 1 in 2-1 – Ibarrin model	61
Slika 4.1: Shematski prikaz splošne rešitve	66
Slika 4.2: Shematski prikaz metode na osnovi pomikov in metode na osnovi intenzitete	67
Slika 4.3: IDA krivulja	76
Slika 4.4: Tri-stopenjski algoritem za določitev IDA krivulje	77
Slika 4.5: Normirani elastični spekter umetno generiranih in dejanskih akceleroگرامov	78
Slika 4.6: Študije IDA za testno konstrukcijo	80
Slika 4.7: Grafični prikaz testa χ^2 ter testa Kolmogorov-Smirnov	84
Slika 4.8: Funkcija potresne nevarnosti za mero intenzitete PGA	86
Slika 4.9: Funkciji potresne nevarnosti za mero intenzitete $S_a(T_e)$	86
Slika 5.1: Shematski prikaz metode 1. reda na funkciji ene spremenljivke	94
Slika 5.2: Shematski prikaz razpršenosti modelnih parametrov	95
Slika 5.3: Zveze med modelnimi parametri in mediano PGA_c za testno konstrukcijo	99
Slika 5.4: Histogrami PGA_c za posamezne modelne parametre (upoštevana razpršenost RTR)	101
Slika 5.5: Korelacija med spremenljivkami	103
Slika 5.6: Histogrami PGA_c za nekorelirane in močno korelirane slučajne spremenljivke	104
Slika 5.7: Referenčni sistem z eno prostostno stopnjo v formatu AD	105
Slika 5.8: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov – testna konstrukcija	107
Slika 5.9: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0$)	110
Slika 5.10: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.1$)	111
Slika 5.11: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.2$)	112
Slika 5.12: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.3$)	113
Slika 5.13: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\mu = 1.5$)	114
Slika 6.1: Razpon med stebri v dveh pravokotnih smereh in vrednosti pripadajoče mase ekvivalentnega stebra	116
Slika 6.2: Prečni prerezi stebrov z računsko potrebno armaturo	121

Slika 6.3: Prečni prerezi stebrov z armaturo po EC8	121
Slika 6.4: Projektni diagrami napetosti-deformacije za objeti beton – računsko potrebna armatura.....	127
Slika 6.5: Odnosi moment (M) –ukrivljenost (ϕ) za analizo duktilnosti prerezov	127
Slika 6.6: Diagrami napetosti–deformacije za beton – armatura po EC8.....	134
Slika 6.7: Diagrami napetosti–deformacije za beton – računsko potrebna armaturo	135
Slika 6.8: Diagram napetosti-deformacije za armaturno jeklo.....	135
Slika 6.9: Odnosi moment (M)–ukrivljenost (ϕ) – armatura po EC8.....	136
Slika 6.10: Odnosi moment (M)–ukrivljenost (ϕ) – računsko potrebna armatura.....	137
Slika 6.11: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po standardnem postopku – armatura po EC8.....	140
Slika 6.12: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po standardnem postopku – računsko potrebna armatura	141
Slika 6.13: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po Haseltonu – armatura po EC8.....	143
Slika 6.14: Vpliv parametra μ na ciklično deterioracijo.....	145
Slika 6.15: Kapaciteta konstrukcije, izražena z maksimalnim pospeškom temeljnih tal	150
Slika 6.16: Verjetnost porušitve v 50 letih.....	151

LIST OF FIGURES

Figure 1.1: Single-storey precast industrial building.....	2
Figure 2.1: Prototype 1	14
Figure 2.2: Prototype 2, with cladding panels.....	14
Figure 2.3: Plan of the structures	16
Figure 2.4: Column cross-section at the critical region	18
Figure 2.5: Beam-column connection.....	23
Figure 2.6: Roof element – beam connection (edge beam).....	24
Figure 2.7: Numerical model of the connection.....	25
Figure 2.8: Moment–rotation relationship corresponding to the connection	26
Figure 2.9: Normalized ground motion record Quake B and cyclic test.....	28
Figure 2.10: Damaged beam at the beam-column connection	29
Figure 2.11: Orientation of the connections between the roof panels and beams.....	30
Figure 2.12: Column top displacements	31
Figure 2.13: Relative displacements between individual elements	31
Figure 2.14: Rotation of the foundation socket and rotation at the base of the column with respect to the footing	32
Figure 2.15: Global force-displacement response	33
Figure 2.16: Curvature distribution at the base of the central column (C3), measured just before collapse	34
Figure 2.17: The deformed structure at 8 % drift (Prototype 2-2).....	36
Figure 2.18: Typical flexural failure of a column.....	36
Figure 2.19: Failure of a longitudinal bar due to increased stirrup spacing	36
Figure 2.20: Estimated fundamental frequency of Prototype 2-2, PsD test 0.05g.....	37
Figure 2.21: Relative displacements between adjacent roof panels, and displacements of the cladding panel....	38
Figure 3.1: Simplified numerical model of the single-storey industrial building.....	40
Figure 3.2: Definition of the equivalent plastic hinge length based on the idealized curvature distribution.....	41
Figure 3.3: Stress-strain material curves for the concrete and reinforcement	42
Figure 3.4: Moment–curvature and moment-rotation relationship for Prototype 2-2.....	42
Figure 3.5: Curvature distribution at the base of the column before collapse	44
Figure 3.6: Numerical versus experimental results – standard model	45
Figure 3.7: Monotonic and cyclic response – cyclic deterioration modes	49
Figure 3.8: The monotonic backbone for the Ibarra model.....	50
Figure 3.9: Basic rules for the peak-oriented hysteretic model	51

Figure 3.10: Basic strength deterioration	52
Figure 3.11: Post-capping strength deterioration	53
Figure 3.12: Unloading stiffness deterioration	54
Figure 3.13: Accelerated reloading stiffness deterioration	55
Figure 3.14: The monotonic backbone for Prototype 2-2	58
Figure 3.15: Numerical versus experimental results – the Ibarra model	60
Figure 3.16: Detailed view of the cyclic response – the Ibarra model	60
Figure 3.17: Numerical versus experimental results for Prototypes 1 and 2-1 – the Ibarra model	61
Figure 4.1: General solution strategy	66
Figure 4.2: Schematic of the <i>DM</i> -based approach and the <i>IM</i> -based approach	67
Figure 4.3: IDA curve	76
Figure 4.4: Three-step IDA algorithm	77
Figure 4.5: Normalized elastic response spectra for the artificially generated accelerograms and the recorded accelerograms	78
Figure 4.6: IDA studies for the tested structure	80
Figure 4.7: Graphical representation of the χ^2 test and the Kolmogorov-Smirnov test	84
Figure 4.8: The seismic hazard function for the intensity measure PGA	86
Figure 4.9: The seismic hazard functions for the intensity measure $S_a(T_e)$ – ground type B and C	86
Figure 5.1: Schematic presentation of the first-order method for a single-variable function	94
Figure 5.2: Schematic presentation of the uncertainty in the model parameters	95
Figure 5.3: Dependence of median PGA_c on the model parameters for the tested structure	99
Figure 5.4: Histograms of PGA_c for individual model parameters (including RTR variability)	101
Figure 5.5: Correlation of the random variables	103
Figure 5.6: PGA_c histograms for the uncorrelated and highly correlated random variables	104
Figure 5.7: The reference single-degree-of-freedom system in AD format	105
Figure 5.8: The contribution of uncertainty in the model parameters – the test structure	107
Figure 5.9: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0$)	110
Figure 5.10: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.1$)	111
Figure 5.11: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.2$)	112
Figure 5.12: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.3$)	113
Figure 5.13: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\mu = 1.5$)	114
Figure 6.1: The span between columns in two perpendicular directions and the corresponding mass of an equivalent column	116

Figure 6.2: Cross-sections of columns with design reinforcement.....	121
Figure 6.3: Cross-sections of columns with reinforcement according to EC8	121
Figure 6.4: Design stress-strain diagrams for confined concrete – design reinforcement.....	127
Figure 6.5: Moment (M) – curvature (ϕ) relationships for local ductility analysis.....	127
Figure 6.6: Stress–strain diagrams for the concrete – reinforcement according to EC8	134
Figure 6.7: Stress–strain diagrams for the concrete – design reinforcement.....	135
Figure 6.8: Stress–strain diagram for the reinforcing steel	135
Figure 6.9: Moment (M)–curvature (ϕ) relationships – reinforcement according to EC8	136
Figure 6.10: Moment (M)–curvature (ϕ) relationships – design reinforcement	137
Figure 6.11: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated by using the standard approach – reinforcement according to EC8	140
Figure 6.12: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated by using the standard approach – design reinforcement	141
Figure 6.13: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated according to Haselton – reinforcement according to EC8.....	143
Figure 6.14: The effect of the parameter μ on cyclic deterioration	145
Figure 6.15: Capacity of a structure expressed with peak ground acceleration.....	150
Figure 6.16: 50–year collapse probability.....	151

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 2.1: Projektne karakteristike materialov	17
Preglednica 2.2: Osnova sila in projektna upogibna nosilnost stebrov.....	17
Preglednica 2.3: Nihajni časi (T), ocene projektne kapacitete (a_{gd}) in povprečnih zasukov ($\Delta d/h$).....	19
Preglednica 2.4: Program preizkusov.....	28
Preglednica 3.1: Modelni parametri za ekvivalentni steber	61
Preglednica 4.1: Skupina posnetih akcelerogramov.....	79
Preglednica 4.2: Mediana (\tilde{m}_{s_c}) in varianca ($\sigma_{\ln s_c}^2$) porazdelitve mejnih kapacitet	82
Preglednica 4.3: Statistike H, D in kritično območje za stopnjo tveganja $\alpha = 0.05$ ($\chi_{v,0.05}^2, D_{n,0.05}$).....	83
Preglednica 4.4: Frekvence prekoračitve mejnega stanja in amplifikacijski faktorji.....	87
Preglednica 5.1: Porazdelitve modelnih parametrov.....	98
Preglednica 5.2: Primerjava rezultatov metode 1. reda in simulacij Monte Carlo – prispevki posameznih parametrov.....	101
Preglednica 5.3: Primerjava rezultatov približne metode in simulacij Monte Carlo – korelirane in nekorelirane spremenljivke	103
Preglednica 6.1: Osnovne lastnosti in projektne obremenitve v obravnavanih halah.....	118
Preglednica 6.2: Projektne in karakteristične vrednosti materialov.....	120
Preglednica 6.3: Vzdolžna in prečna armatura v stebrih – računsko potrebna armatura	122
Preglednica 6.4: Vzdolžna in prečna armatura v stebrih – armatura po EC8.....	123
Preglednica 6.5: Projektne prečne sile in strižna odpornost – računsko potrebna armatura.....	129
Preglednica 6.6: Projektne prečne sile in strižna odpornost – armatura po EC8.....	130
Preglednica 6.7: Normirana kapaciteta histerezne energije – armatura po EC8.....	146
Preglednica 6.8: Varianca $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ glede na karakteristike numeričnih modelov	149

LIST OF TABLES

Table 2.1: Design characteristics of the materials.....	18
Table 2.2: Axial force and design moment resistance of the columns	18
Table 2.3: Period of vibration (T), estimation of design capacity (a_{gd}) and average drift ($\Delta d/h$)	20
Table 2.4: Testing schedule.....	29
Table 3.1: Model parameters for the equivalent column.....	63
Table 4.1: The set of ground motion records.....	81
Table 4.2: The median (\tilde{m}_{s_c}) and variance ($\sigma_{\ln s_c}^2$) of the limit state capacity distribution	84
Table 4.3: Statistics of H , D and the acceptance interval for the significance level $\alpha = 0.05$ ($\chi_{v,0.05}^2, D_{n,0.05}$)	85
Table 4.4: The limit state frequency and amplification factors.....	89
Table 5.1: Model parameter distribution.....	100
Table 5.2: Comparison of the first-order method and Monte Carlo simulations – contribution of the individual parameters.....	103
Table 5.3: Comparison of the first-order method and Monte Carlo simulations – uncorrelated and correlated variables.....	105
Table 6.1: Basic characteristics and design loads of the analyzed structures	120
Table 6.2: Design and characteristic values of the materials.....	122
Table 6.3: Longitudinal and transverse reinforcement of the columns – design reinforcement	124
Table 6.4: Longitudinal and transverse reinforcement of the columns – reinforcement according to EC8.....	125
Table 6.5: Design shear forces and shear resistance – design reinforcement	131
Table 6.6: Design shear forces and shear resistance – reinforcement according to EC8.....	132
Table 6.7: Normalized energy dissipation capacity – reinforcement according to EC8.....	148
Table 6.8: Variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ with respect to the characteristics of the numerical model	151

1 UVOD

1.1 Opis obravnavane problematike

Montažne hale so pogost konstrukcijski sistem v slovenskem in evropskem prostoru. Ocenjuje se, da se v Evropi s tem sistemom na leto zgradi več milijonov kvadratnih metrov površin. Vrednost samih gradbenih del pa je le majhen del v primerjavi z vrednostjo opreme in strojev v teh prostorih. Morebitna indirektna škoda zaradi izpada proizvodnje bi bila ogromna že, če bi bila prizadeta majhna regija (na primer del Slovenije). Še bolj pomembno pa je veliko število ljudi, ki dela v takšnih objektih oziroma jih obiskuje. Medtem ko so bili pri nas ti objekti še do pred kratkim grajeni predvsem v industrijske namene, je namreč zadnje čase opazna predvsem intenzivna gradnja montažnih hal za velike trgovske centre. Posebno za Slovenijo je značilen tudi pojav predelovanja starejših industrijskih hal v trgovske centre, ki imajo po več tisoč obiskovalcev na dan. Potrebno bi bilo ugotoviti, ali ti objekti kljub spremembi namembnosti še izpolnjujejo varnostne zahteve.

Kljub veliki razširjenosti tega konstrukcijskega sistema pri nas in po svetu, pa njihovo obnašanje med potresno obtežbo še ni dovolj raziskano. Verjetno tudi zaradi dejstva, da so močnejši potresi v preteklosti prizadeli predvsem področja, kjer takšna montažna gradnja ni ravno pogosta, so objave o odzivu montažnih objektov med potresno obtežbo redke. Poleg tega se montažni sistemi med seboj zelo razlikujejo, predvsem po izvedbi stikov. Vsak posamezen sistem je zato potrebno preizkusiti in analizirati posebej, posploševanje zaključkov pa je težko. V splošnem vlada do montažnih sistemov določena stopnja nezaupanja, predvsem zaradi nekaterih katastrofalnih porušitev v preteklosti. Posledica tega je, da je uporaba montažnih armiranobetonskih sistemov na potresnih območjih omejena. Tako je npr. na zelo ogroženih potresnih območjih ZDA in Kanade povsem prepovedana. Glavni problem montažnih armiranobetonskih konstrukcij, v primerjavi z monolitnimi, predstavljajo stiki. Pri industrijskih montažnih objektih so stiki med stebri in nosilci običajno projektirani tako, da ne prevzemajo upogibnih momentov. Značilnost takih konstrukcijskih sistemov je zato majhna togost oziroma velika deformabilnost.

Relativno malo znanja na tem področju se odraža tudi v predpisih. V različnih verzijah Evrokoda 8 tako najdemo različne zahteve za projektiranje armiranobetonskih montažnih konstrukcij. V zgodnjih predstandardih (npr. verzija 1994) je bil za montažne sisteme predpisan približno tak faktor obnašanja (faktor s katerim na račun duktilnosti reduciramo potresne sile) kot za sisteme obrnjenega nihala, kar je verjetno preveč konzervativno. Po drugi strani je bil pri končni verziji Evrokoda 8 sprejet drug ekstrem, saj lahko za faktor obnašanja vzamemo kar enako vrednost kot za monolitne okvirne konstrukcije, ob pogoju da dimenzioniramo po metodi načrtovane nosilnosti in so velikosti osnih sil v stebrih omejene. Stanje na tem področju je torej precej nedorečeno, sploh če upoštevamo da se armiranobetonski montažni sistemi močno razlikujejo od države do države. To dela kar nekaj težav projektantom, ki ne vedo kakšen faktor obnašanja smejo predpostaviti pri teh objektih.

Tudi na področju dimenzioniranja stikov je Evrokod zelo splošen. Stikov ne razlikuje glede na izvedbo, temveč jih loči po sposobnosti sipanja energije. Vrsta stika tako dodatno vpliva na velikost faktorja obnašanja. Pri tem se mora sposobnost sipanja energije v stiku dokazati z eksperimentom po določenem protokolu. Stiki zunaj kritičnih območij in stiki s povečano nosilnostjo (predimenzionirani stiki), ki niso sposobni sipati energije, pa morajo biti projektirani po metodi načrtovane nosilnosti in morajo upoštevati določene konstrukcijske zahteve.

1.2 Tema doktorske disertacije

V okviru disertacije smo preučili potresno ranljivost in potresno tveganje za montažne armiranobetonske hale. Obravnavali smo predvsem enoetažne industrijske hale. To je posebna vrsta konstrukcij, sestavljena iz velikega števila stebrov, ki so preko horizontalnih nosilcev povezani s strešno konstrukcijo (slika 1.1). Stiki med stebri in nosilci so običajno projektirani tako, da ne prevzemajo upogibnih momentov, stiki v strešni konstrukciji pa so predimenzionirani in skupaj z slojem betona nad strešnimi ploščami zagotavljajo togost strehe v lastni ravnini. Enoetažne montažne industrijske hale lahko zato obravnavamo kot sistem konzol, povezanih s togo diafragmo.



Slika 1.1: Enoetažna montažna industrijska hala
Figure 1.1: Single-storey precast industrial building

Načrtovanje stikov (tako da imajo dovolj veliko nosilnost) je poseben problem, saj so mehanizmi prenosa obtežbe v montažnih stikih zapleteni. V graditeljski praksi se uporablja veliko različnih vrst stikov. V disertaciji smo se osredotočili le na nekaj vrst stikov, ki smo jih preizkusili z eksperimenti. Obnašanje stikov je bilo preizkušeno na konstrukcijah – enoetažnih montažnih halah v naravnem merilu, med simulacijo potresne obtežbe. Preizkusi so se izvajali v okviru Evropskega raziskovalnega projekta »Seismic behaviour of precast concrete structures with respect to Eurocode 8«, v laboratoriju ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) v Ispri. V projektu je aktivno sodelovala tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Obravnavane stike smo analizirali tudi računsko. Zaradi kompleksnih mehanizmov prenosa obtežbe, stikov nismo sposobni modelirati s standardnimi makro-elementi. Računsko analizo smo zato opravili z zmogljivim računalniškim programom za račun po metodi končnih elementov. Podrobni model smo sestavili iz trirazsežnih končnih elementov, ob upoštevanju materialnih nelinearnosti.

V analizi potresnega tveganja za montažne hale smo obravnavali mejno stanje, ki odgovarja porušitvi konstrukcije (porušitev je definirana kot nezmožnost konstrukcije, da med potresnim obremenjevanjem prenese lastno težo). Pri velikih pomikih v stebrih že nastopi mehčanje (padanje nosilnosti), prav tako postanejo pomembni učinki teorije drugega reda. Zato smo poskusili poiskati primeren numerični model, ki je sposoben modelirati obnašanje elementov (stebrov) pri velikih pomikih, vse do porušitve. To področje je še razmeroma slabo raziskano. Še posebej malo je znanega o obnašanju vitkih stebrov v post-kritičnem območju. V disertaciji smo najprej preizkusili standardne načine modeliranja, ki temeljijo na analitičnih izračunih, nato pa tudi bolj sofisticirane modele, ki temeljijo na novejših empiričnih ugotovitvah. V vseh primerih smo za stebre uporabili enostavne linijske elemente s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju, numerični modeli pa se razlikujejo v histereznih ovojnicah in histereznih pravilih pri spreminjanju smeri obteževanja. Nazadnje smo predlagali metodo za modeliranje, ki je kombinacija analitične in empirične metode. Model smo prilagodili tako, da smo upoštevali nekatere posebnosti vitkih konzolnih stebrov, ki smo jih opazili med eksperimentalnim preizkušanjem konstrukcij. Pri kalibraciji modela smo se opirali na psevdodinamične in ciklične preizkuse enoetažnih hal, ki so bili izvedeni v laboratoriju ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) v okviru že prej omenjenega projekta PRECAST.

S predlaganim numeričnim modelom lahko dokaj natančno ocenimo kapaciteto konstrukcije pri vnaprej predpisani obtežbi. Vemo pa, da je potresna obtežba slučajna in nepredvidljiva. Poleg tega so slučajne tudi ostale spremenljivke, ki se nanašajo na lastnosti materialov in računskega modela. Če torej želimo verodostojno oceniti potresno tveganje za konstrukcije, se moramo problema lotiti probabilistično. V ta namen smo uporabili trenutno zelo razširjeno metodologijo »PEER«. Splošni okvir za metodologijo sta podala Cornell in Krawinkler (2000), metoda pa se lahko uporablja v različnih izpeljankah. V okviru disertacije smo preučili različne možnosti in nato kot najustreznejšo izbrali metodo na osnovi intenzitete. Pri tej metodi kapaciteto konstrukcije izrazimo z intenziteto potresne obtežbe, pri kateri se konstrukcija poruši. Za mero intenzitete smo izbrali maksimalni pospešek temeljnih tal. Natančnost metode je v veliki meri odvisna od parametrov, s katerimi opišemo slučajnosti v potresni obtežbi in oceni kapacitete konstrukcije. Omenjeni parametri predstavljajo najšibkejši člen v metodi, saj jih največkrat ne znamo pravilno oceniti. V disertaciji smo se zato še posebej posvetili parametru, ki opisuje raztros rezultatov zaradi nezanesljivosti pri določitvi numeričnega modela. Parameter smo določili tako, da smo upoštevali raztros v eksperimentalni bazi podatkov, ki je osnova za empirične enačbe, in tako kritično ocenili nezanesljivosti. Parameter smo izračunali za velik razpon numeričnih modelov in s tem dopolnili probabilistično metodo za uporabo v nadaljnjih raziskavah.

Končni cilj študije potresnega tveganja je kritična presoja predpisov, ki se nanašajo na obravnavane montažne sisteme. Kot smo že omenili, so predpisi na tem področju še razmeroma nedorečeni. Eden od ključnih parametrov, ki ga želimo ovrednotiti, je faktor obnašanja za montažne hale. Pomemben del v faktorju obnašanja predstavlja sposobnost konstrukcije, da sipa energijo z duktilnim obnašanjem njenih elementov. Že eksperimentalne preiskave v okviru Evropskega raziskovalnega projekta z naslovom »Obnašanje armiranobetonskih hal med potresno obtežbo«

(projekt je predhodnik projekta Precast, tudi v njem je sodelovala Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani) so pokazale, da imajo armiranobetonski montažni sistemi dovolj veliko duktilnost, če v stikih zagotovimo dodatno nosilnost glede na ostalo konstrukcijo. Enako se je pokazalo tudi v preiskavah projekta Precast, vendar so bile vse te preiskave omejene na konstrukcije z razmeroma majhno maso (manjšo kot je običajno v graditeljski praksi). Z obsežno parametrično študijo smo želeli preveriti, če enake ugotovitve veljajo za celoten razred enoetažnih montažnih hal s močnimi stiki. Predvsem smo skušali ugotoviti, če lahko enak faktor obnašanja, kot ga uporabljamo za monolitne okvirne konstrukcije, uporabimo tudi za obravnavani konstrukcijski sistem. Čeprav faktor obnašanja v osnovi predstavlja sposobnost konstrukcije, da sipa energijo, pa je v njem zajeta tudi dodatna nosilnost, ki izhaja iz dejanskih karakteristik materiala, objetja betona in drugih ugodnih vplivov, ki jih pri projektiranju konstrukcij ne upoštevamo. Zato ni primerno, da faktor obnašanja ocenjujemo izključno na podlagi izmerjene duktilnosti konstrukcije. V disertaciji smo predlagali alternativno metodo za oceno faktorja obnašanja. Faktor obnašanja smo ocenili tako, da smo kapaciteto konstrukcije, v kateri upoštevamo dodatno nosilnost zaradi omenjenih virov, primerjali z računsko kapaciteto. Kapaciteto konstrukcije smo izrazili z maksimalnim pospeškom temeljnih tal. Problem smo obravnavali probabilistično, zato smo oceno faktorja obnašanja podali z določeno stopnjo zaupanja. Dodatno smo faktor obnašanja ocenili na podlagi verjetnosti porušitev obravnavanih objektov, ki smo jih primerjali s ciljnim vrednostmi zanesljivosti, ki so podane standardih Evrokod. Med parametrično študijo se je izkazalo, da je pri večini konstrukcij, ki jih projektiramo po Evrokodu 8, merodajna minimalna stopnja vzdolžne in prečne armature. Iz tega naslova imajo konstrukcije veliko dodatno nosilnost, ki pa je odvisna od trenutne verzije predpisa. Zaradi tega smo naredili vzporedno študijo, pri kateri v konstrukcijah nismo upoštevali minimalnih pogojev glede armature. Tako smo ocenili, kolikšno redukcijo potresnih sil lahko pričakujemo pri konstrukcijah z računsko potrebno armaturo in kolikšno pri konstrukcijah, kjer upoštevamo minimalne pogoje glede armature.

Glavni cilji disertacije so:

- Pridobiti nova znanja na področju potresnega odziva montažnih armiranobetonskih hal.
- Razviti računske modele za armiranobetonske montažne hale, predvsem izpopolniti računske modele za stebre, ki omogočajo modeliranje porušitve.
- Pripraviti primerno probabilistično metodo za oceno potresnega tveganja za armiranobetonske montažne hale.
- Določiti potresno ranljivost in tveganje za čim večji razpon armiranobetonskih industrijskih montažnih hal.
- Ovrednotenje in izboljšave obstoječih standardov na področju montažnih konstrukcijskih sistemov.

1.3 Pregled stanja na obravnavanem znanstvenem področju

Montažni objekti so zelo raznoliki konstrukcijski sistemi, splošnih študij montažnih sistemov pa je razmeroma malo, vsekakor bistveno manj od študij monolitnih sistemov. Na račun nekaterih močnejših potresov v preteklosti je bilo objavljenih nekaj poročil o obnašanju montažnih sistemov med potresno obtežbo. Tako so npr. po potresu v Črni Gori leta 1979 poročali o nekaterih poružitvah montažnih industrijskih objektov, zlasti v pristanišču Bar (Fajfar, et al. 1981). Potres v Armeniji leta 1988 je povzročil veliko katastrofalnih porušitev specifičnega tipa montažnih objektov (Fardis 1995). Tudi izkušnje potresov v Vranči v Bolgariji (Tzenov, et al. 1978) in nedavnih potresov v Turčiji (AIJ 2001), kažejo na potresno ranljivost industrijskih montažnih objektov. V večini teh primerov je bila škoda pripisana poružitvi stikov. V nasprotju s prej omenjenimi, pa je potres v Furlaniji, ki je prizadel Posočje leta 1976, povzročil le malo škode na montažnih industrijskih objektih (Fajfar, et al. 1978). Za ta potres je bilo sicer značilno visoko-frekvenčno nihanje.

Stanje znanja na področju montažnih sistemov po potresih v sedemdesetih letih je zbrano v dveh pomembnih publikacijah (ATC 1981, UNDP/UNIDO 1982), ki sta odločilno vplivali na razvoj potresnega inženirstva tudi pri nas. Po tem so raziskave, še zlasti v srednjeevropskem prostoru, zastale. V Sloveniji je bila izjema le razvoj veliko-panelnega montažnega sistema SCT. Obsežna študija v šestih knjigah (Fischinger, et al. 1987a) objavlja rezultate prve kompletne raziskave montažnega sistema v slovenskem prostoru z vidika potresne odpornosti, vključujoč rezultate eksperimentov in nelinearne dinamične analize. Rezultati so bili odmevni tudi v svetu (Fischinger, et al. 1987b). Še bolj redko kot stanovanjske, v literaturi zasledimo industrijske armiranobetonske montažne objekte. Izjema na tem področju je Appleton (1986). V svoji študiji je primerjal različne poenostavljene metode za analizo montažnih hal. Ugotovil je, da se montažne hale ločijo na »težke« in »lahke«, glede na masivnost strešne konstrukcije. V skladu s tem je konstrukcijo potrebno tudi analizirati.

Majhno število raziskav se je odražalo tudi v predpisih (predvsem evropskih držav), ki so zelo skopo obravnavali montažne objekte. Zdi se, da je bil še najbolj rigorozen prav jugoslovanski oziroma slovenski predpis (JUS 1981), ki je zahteval eksperimentalno in analitično preverjanje »sistemov izdelanih v velikih serijah«. Žal pa se v praksi najpogosteje ni dosledno izvajal in tolmačil. Preizkušali so se elementi in ne sistemi. Tudi prva verzija novih skupnih evropskih standardov za gradnjo potresno odpornih konstrukcij Evrokod 8 (CEN 1994) je montažne konstrukcije obravnavala le v »informativnem dodatku«. Določila tega dodatka so bila neobvezna, kar je odražalo dejstvo, da so bile zaradi pomanjkljivega znanja na tem področju mnoge zahteve nedorečene, uporabljeni koeficienti pa zelo grobo opredeljeni. Sestavljavci evropskih standardov so se zavedali teh pomanjkljivosti, kar je vzpodbudilo nove raziskave v evropskem prostoru, podprte z eksperimenti na preizkušancih v velikem merilu. Osrednja raziskava te vrste je bil Evropski projekt v okviru 5. evropskega okvirnega programa: »Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research«. V tem projektu je sodelovala tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, del raziskav pa je bil opravljen v okviru te naloge. Prvi rezultati so že upoštevani v končnem predlogu standardov EC8 (CEN 2004a).

Stebri v analiziranih armiranobetonskih montažnih objektih so vitki, zato v odzivu prevladuje upogibna komponenta. Upogibni histerezni odziv armiranobetonskih elementov je bil definiran že s številnimi histereznimi modeli. Dolgo časa se je v nelinearnih dinamičnih analizah uporabljala enostaven bilinearen model (Veletsos in Newmark 1960). Glavna pomanjkljivost tega modela je, da ne upošteva zmanjševanja obtežitvene in raztežitvene togosti, značilnega za armiranobetonske elemente. Ta problem sta uspešno rešila Clough in Johnston (1966), ki sta zmanjšanje obtežitvene togosti upoštevala tako, da sta odziv pri obteževanju usmerila k predhodnemu maksimalnemu odzivu. Raztežitvena togost je še vedno vzporedna z začetno elastično togostjo. Bolj sofisticiran histerezni model je na osnovi eksperimentalnih raziskav razvil Takeda, et al. (1970). Ovojnica v Takedinemu modelu je trilinearna, saj upošteva spremembo togosti ob razpokanju betona in na meji elastičnosti. Raztežitvena togost se zmanjšuje po eksponentni funkciji glede na predhodni maksimalni odziv. Model vključuje tudi niz histereznih pravil, ki veljajo ob spremembah smeri obteževanja. Z razvojem novih postopkov projektiranja z vnaprejšnjo izbiro odziva (angl. performance based design procedures) pa se je pojavila potreba po novih histereznih modelih, ki bi opisovali tudi pojave v armiranobetonskih elementih, ko se ti približujejo porušitvi (t.i. post-kritično območje). Prvi korak v tej smeri so modeli, ki upoštevajo zmanjševanje nosilnosti v ovojnici elementa (t.j. modeli z negativno tangentno togostjo). Negativno tangentno togost lahko vključimo v obstoječe histerezne modele. Tako so na Inštitutu Nagoya priredili Takedin histerezni model z negativno tangentno togostjo in ga vgradili v OpenSees (OpenSeesJP 2008). V tem modelu na padajoči veji ovojnice veljajo enaka histerezna pravila kot na območju utrjevanja. Najnovejši histerezni modeli so šli še dlje in poleg padanja togosti in nosilnosti, ki se pojavi pri povečani amplitudi pomika, upoštevajo tudi zmanjševanje togosti in nosilnosti v ponavljajočih se ciklih z enakimi amplitudami pomikov. Model, ki sta ga razvila Song in Pincheira (2000) upošteva zmanjševanje obtežitvene in raztežitvene togosti na osnovi disipirane histerezne energije in tako upošteva deterioracijo zaradi ponavljajočih se ciklov. Ibarra et al. (2005) so idejo razširili in poleg deterioracije togosti upoštevali tudi deterioracijo nosilnosti v ponavljajočih se ciklih. Za osnovo so prevzeli Cloughov histerezni model, ki so ga priredili tako, da se na osnovi disipirane histerezne energije spreminja (zmanjšuje) ovojnica, ki jo predpišemo monotonemu odzivu.

Z razvojem bolj sofisticiranih histereznih modelov pa so se pojavili novi problemi, kako definirati kapaciteto konstrukcijskih elementov v post-kritičnem območju. Podatke o tem je mogoče pridobiti predvsem z analizo rezultatov eksperimentalnih preiskav. Fardis in sodelavci (Fardis in Biskinis 2003, Panagiotakos in Fardis 2001) so zbrali obsežno bazo rezultatov preiskav armiranobetonskih konstrukcijskih elementov. S parametrično (regresijsko) analizo so nato določili izraze za mejni zasuk pri 20 % izgubi nosilnosti elementov. Ločeno so obravnavali mejni zasuk pri monotonem odzivu in cikličnem odzivu z velikim številom ciklov, niso pa določili negativne tangentne togosti in zasuka pri največji nosilnosti. Problem je bolj celovito obravnaval Haselton (2006). Haselton je uporabil Ibarrin histerezni model in ga umeril na rezultate preiskav preko 200 armiranobetonskih stebrov, z značilno upogibno porušitvijo – izhajal je iz PEER-ove baze (PEER 2007). S parametrično študijo je vhodne parametre za Ibarrin histerezni model izrazil s karakteristikami stebra. Veliko na področju napovedovanja kapacitete obetajo tudi neparametrične empirične metode. Peruš et al. (2006) so že uporabili neparametrično metodo CAE za napoved cikličnega mejnega zasuka armiranobetonskih stebrov. Kasneje sta Peruš in Fajfar (2007) metodo

nadgradila za napoved celotne ovojnice sila–zasuk. Tudi tu je bila za osnovo uporabljena PEER-ova baza podatkov. Glavni problem empiričnih metod (parametričnih in neparametričnih) pa ostajajo omejitve eksperimentalnih baz podatkov, ki ne vsebujejo dovolj podatkov o vitkih stebrih in o obnašanju elementov blizu porušitve.

Medtem ko so bila tekom let dokumentirana številna priporočila za izvedbo potresno varnih monolitnih stikov, je obnašanje stikov montažnih konstrukcij med potresno obtežbo še razmeroma neraziskano. V literaturi (predvsem Ameriški) najdemo številne članke, ki obravnavajo obnašanje posameznih vrst stikov. Pri tem prevladujejo momentno odporni stiki med stebri in nosilci v okvirnih montažnih konstrukcijah. Bhatt in Kirk (1985) sta testirala momentno odporni stik med stebrom in nosilcem z varjeno armaturo. Detajl stika sta izdelala na podlagi predhodnih testov. Zunanji stik (nosilec se dotika stebra le na eni strani) in notranji stik (nosilca se dotikata stebra na obeh straneh) sta preizkusila s ciklično obtežbo. Eksperimenti so pokazali, da predlagani stik ustreza zahtevam duktilnosti pri potresni obtežbi. Podoben stik sta obravnavala tudi Seckin in Hu (1990). Eksperimentalno sta preizkusila tri tipe montažnih in en monoliten centralni stik. Izkazalo se je, da so pravilno izvedeni stiki tako po nosilnosti kot duktilnosti primerljivi z monolitnim stikom. Drugačni, nevarjeni stik, sta z modelno preiskavo preizkušala Khaloo in Parastesh (2003). Obtežba se pri tem stiku prenaša s sidranjem armature iz stebra v nosilec. Tudi pri tem stiku je bila ugotovljena zadostna nosilnost, duktilnost in sposobnost disipacije energije. Dokazani so bili tudi ugodni vplivi zmanjšane osne sile v stebri, majhnega razmaka stremen v nosilcih in uporaba malte ojačane z jeklenimi vlakni. Leta 1990 se je z sodelovanjem ZDA in Japonske začel obsežen projekt PRESSS (angl. PREcast Seismic Structural Systems) (Priestley 1991). Cilj tega projekta je bil razviti učinkovite potresno varne montažne sisteme in pripraviti priporočila za projektiranje potresno odpornih montažnih konstrukcij, ki bodo vključena v gradbene standarde. V okviru tega projekta je bil med drugim razvit stik med stebrom in nosilci z nepovezanimi (kabli niso povezani z okolnim betonom) prednapetimi kabli. Nepovezani prednapeti kabli, ki potekajo iz nosilcev skozi steber, omogočajo nelinearno elastično obnašanje stika pri velikih rotacijah, zaradi česar stik po končani obtežbi ostane v prvotnem položaju. Teoretične odzive konstrukcij s takimi stiki sta s preprostimi matematičnimi modeli, kjer je bil stik modeliran z eno samo prostostno stopnjo, računala Priestley in Tao (1993). Rezultati so pokazali, da so pomiki pri srednje in dolgo periodnih konstrukcijah, kljub manjši sposobnosti disipacije energije v stiku (elastično obnašanje) v primerjavi z elastično-plastičnim obnašanjem, večji le za 35 %. Omenjeni stik so nadalje obravnavali številni avtorji. Priestley in MacRae (1996) sta na podlagi eksperimentalnih preizkusov predlagala priporočila za dimenzioniranje stika. El-Sheikh et al. (2000) so izdelali t.i. »fiber« model stika (model z vzdolžnimi vlakni) ter analitične rezultate primerjali z eksperimentalnimi. Ugotovili so, da analitični model precej dobro predstavlja dejansko obnašanje stika. Na podlagi kalibriranega analitičnega modela so izdelali tudi parametrično študijo in ugotovili optimalne vrednosti nekaterih parametrov. Vse našete študije obravnavajo momentno odporni stik stebra z nosilci v okvirni konstrukciji. Pri montažnih industrijskih halah, ki so v večini primerov enoetažne, pa prevladujejo členkasti stiki med stebri in strešnimi nosilci. Poleg tega se slovenska oziroma evropska projektantska praksa glede izvedbe stikov precej razlikuje od Ameriške (PCI Committee 1998, Warnes 1992). Literature, ki bi obravnavala omenjene stike, praktično ni.

Za oceno potresnega tveganja za konstrukcije se v zadnjem času uporablja predvsem t.i. metodologija »PEER«. Smernice za razvoj te probabilistične metode sta podala Cornell in Krawinkler (2000). Metoda temelji na izreku o popolni verjetnosti dogodka, ki verjetnostni problem razbije na več podproblemov. V splošnem so to štiri analize, ki jih rešujemo v naslednjem zaporedju: analiza potresnega tveganja, analiza odziva konstrukcije, analiza poškodb in analiza izgub. Končni rezultat PEER-ove metodologije so verjetnosti, s katerimi napovemo prekoračitev mejnega stanja oziroma izgube. Ob upoštevanju nekaterih predpostavk, je mogoče izraze za verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije izpeljati analitično (Cornell, et al. 2002). Prve poskuse aplikacije omenjene metodologije so podali Cornell in soavtorji (2000) ter Hamburger in soavtorji (2000). Metodo so uporabili za oceno verjetnosti prekoračitve mejnega stanja jeklenih okvirov. Metodo so v zadnjem času prevzeli številni raziskovalci, ki se ukvarjajo z analizami potresnega tveganja za konstrukcije. V Sloveniji jo je prvi predstavil Dolšek (2002), ki je z metodo analiziral armiranobetonske okvire s polnili. V omenjenih študijah je mejno stanje konstrukcije definirano na podlagi vnaprej predpisanega odziva konstrukcije. Tak postopek imenujemo metoda na osnovi pomikov. Metoda na osnovi pomikov je uspešna, če obravnavamo mejna stanja pred porušitvijo, pojavijo pa se problemi, kadar se konstrukcija poruši zaradi izgube nosilnosti in/ali P-delta efektov. Rešitev sta podala Shome in Cornell (2000) v obliki tri-parametrične metode. V tej metodi je mejno stanje še vedno definirano z vnaprej predpisanim odzivom, vzorec odzivov pa se deli na »porušene« in »neporušene«. Še bolj elegantna rešitev se je ponudila hkrati z razvojem numeričnih modelov, s katerimi lahko eksplicitno modeliramo porušitev konstrukcij. Kapaciteto konstrukcije lahko v takem primeru izrazimo z mero za intenziteto, analitični izrazi za določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pa se tako dodatno poenostavijo (Jalayer 2003). Ibarra in Krawinkler (2005) sta metodo na osnovi intenzitete dopolnila in preizkusila na histereznem modelu, ki upošteva deterioracijo v ponavljajočih se ciklih.

Na oceno potresnega tveganja lahko v veliki meri vplivajo nezanesljivosti v potresni obtežbi in nezanesljivosti v simulaciji odziva konstrukcije. Nekatere raziskave v preteklosti so pokazale, da so nezanesljivosti, ki izhajajo iz modeliranja konstrukcije, majhne v primerjavi z nezanesljivostmi, ki izhajajo iz zapisa potresne obtežbe (Lee in Mosalam 2005, Porter, et al. 2002). Vendar pa so te študije večinoma obravnavale odziv konstrukcij v stanju pred porušitvijo, kjer je raztros modelnih parametrov razmeroma majhen. Ibarra in Krawinkler (2005) sta simulirala odziv konstrukcije do porušitve. Pokazala sta, da imajo nezanesljivosti, ki so povezane z deformacijsko kapaciteto in mehčanjem konstrukcije lahko zelo velik vpliv na oceno kapacitete konstrukcije. Podobne zaključke je dobil tudi Haselton (2006), ki je ugotovil, da je razpršenost rezultatov zaradi raztrosa v modelu primerljiva z razpršenostjo zaradi raztrosa v zapisu potresne obtežbe. Avtorji v svojih študijah uporabljajo različne metode za določitev razpršenosti. Najbolj pogosto se v ta namen uporablja metoda Monte Carlo (Porter, et al. 2002). Ta metoda je najbolj splošna in nepristranska, hkrati pa tudi zelo zamudna, še posebej kadar analiziramo bolj komplicirane konstrukcijske sisteme (nelinearni modeli). Zato so avtorji začeli iskati alternativne metode. Haselton (2006), Ibarra in Krawinkler (2005) ter Lee in Mosalam (2005) so vpliv nezanesljivosti v določitvi modelnih parametrov izračunali s približno metodo 1. reda. Omenjeni avtorji metodo imenujejo metoda FOSM, kar izhaja iz začetnic angleškega imena »First-Order-Second-Moment method«. Ibarra in Krawinkler (2005) sta metodo FOSM

primerjala z referenčno metodo Monte Carlo na primeru sistema z eno prostostno stopnjo. Ugotovila sta, da so rezultati obeh metod pri konkretnem primeru primerljivi. Vendar pa so te ugotovitve osnovane na sistemu z eno prostostno stopnjo. Metoda FOSM je lahko pri bolj kompliciranih sistemih, kjer so značilne večje nelinearnosti v ploskvi mejnega stanja, nenatančna. V najnovejši študiji Liel. et al. (2007) predlagajo metodo, ki je kombinacija ploskve mejnega stanja in metode Monte Carlo. Metoda je sicer manj varčna kot metoda FOSM, vendar pa je zato nekoliko bolj natančna. Enako velja za metodo z stratificiranim vzorčenjem ki jo je uporabil Dolšek (2007).

1.4 Vsebina doktorske disertacije

Disertacija je v grobem razdeljena na dva dela. V prvem delu pripravimo vsa potrebna orodja za analizo obravnavanih montažnih sistemov. Sem spada izdelava in verifikacija numeričnega modela ter razvoj probabilistične metode za analizo specifičnega tipa konstrukcij. Pri verifikaciji numeričnega modela smo si pomagali z eksperimentalnimi rezultati, ki jih podrobno opišemo v poglavju 2. V poglavju 3 nato opišemo modeliranje konstrukcij, poglavja 4 in 5 pa sta posvečena verjetnostni analizi za oceno potresnega tveganja. V poglavju 4 opišemo splošno uveljavljeno metodo in verificiramo pomembne parametre, ki nastopajo v metodi. V posebni študiji (poglavje 5) obravnavamo parameter, ki je še neraziskan in podatkov ni bilo na voljo. Nazadnje v poglavju 6 uporabimo pripravljena orodja in z njimi analiziramo serijo enoetažnih armiranobetonskih hal, ter na podlagi rezultatov kritično ovrednotimo obstoječe standarde za montažne konstrukcije.

V poglavju 2 smo opisali eksperimentalne raziskave enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal. Preiskave so del Evropskega projekta »Seismic behaviour of precast concrete structures with respect to Eurocode 8« (projekt je bil del 5. okvirnega razvojnega programa). V disertaciji smo se osredotočili na eksperimentalne raziskave, ki so se izvajale v okviru Italjansko-slovenske skupine, katere član je bila tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Raziskave so se izvajale v laboratoriju ELSA v Ispri, naša fakulteta pa je aktivno sodelovala pri načrtovanju preizkusa in analitičnih izračunih. Preizkušena sta bila dva prototipa enoetažne armiranobetonske montažne hale, ki predstavljata tipični sistem montažne gradnje na prostoru Slovenije in Italije. V poglavju najprej podrobno opišemo preizkušene konstrukcije. Nato povzamemo dimenzioniranje elementov (stebrov) in dimenzioniranje stikov po metodi načrtovane nosilnosti. Na tem mestu smo opisali tudi analizo stika po metodi končnih elementov, s katero smo dokazali nosilnost stika in s tem preverili empirične enačbe, ki so bile uporabljene pri dimenzioniranju. Največji del poglavja je namenjen eksperimentalnim rezultatom in ugotovitvam. Opisane so ugotovitve, ki se nanašajo na obnašanje stebrov – te ugotovitve so zelo pomembne, saj so bili prvič preizkušeni tako vitki stebri. Opisano je tudi obnašanje stikov. Opazovali smo predvsem odziv dveh vrst stikov, ki sta za konstrukcijo najpomembnejši: stik med stebri in nosilci ter stik med nosilci in strešnimi ploščami. Nazadnje smo opisali tudi vpliv fasadnih panelov na odziv konstrukcije. Vpliv fasadnih panelov je viden iz primerjave rezultatov konstrukcije s paneli in brez njih.

V poglavju 3 smo razvili računski model za enoetažne montažne hale. Najprej smo izdelali numerični model enega izmed prototipov, pri katerem smo zabeležili največje pomike. Na tem modelu smo preizkusili različne metode za določitev histereznega odziva v plastičnem členku. Histerezno ovojnico (odnos moment-zasuk) smo najprej definirali s standardno metodo, ki temelji na idealizirani razporeditvi ukrivljenosti vzdolž elementa in empirično določeni dolžini plastičnega členka. V drugi fazi smo ovojnico definirali z empiričnimi metodami. Uporabili smo empirične enačbe, ki jih predlagata Fardis in Biskinis (2003), preizkusili pa smo tudi neparametrično empirično metodo CAE. Nazadnje smo predlagali celovito rešitev, ki vključuje Ibarrin histerezni model (2005) in empirične enačbe (Haselton 2006) za določitev ovojnice histereznega odziva. Posebnost Ibarrinega histereznega modela je modeliranje mehčanja glede na disipirano histerežno energijo. Ker gre za razmeroma nov koncept modeliranja, ki v raziskovalni skupnosti še ni splošno uveljavljen, smo model najprej podrobno opisali. Podrobno smo razložili predvsem vse oblike deterioracije, ki nastopi zaradi ponavljajočih se ciklov.

Predlagani računski model je umerjen na eksperimentalni bazi stebrov, ki so v splošnem precej manj vitki od stebrov v montažnih armiranobetonskih halah. Zaradi tega smo morali predlagano metodo dopolniti, pri čemer smo izhajali iz rezultatov eksperimentalnih raziskav, opisanih v poglavju 2. Predlagani numerični model smo verificirali z rezultati vseh preizkušenih konstrukcij.

V poglavju 4 smo obravnavali probabilistično metodo za določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja konstrukcije. Na začetku smo opisali teoretično ozadje metodologije. Izpeljali smo dve različici metode (metoda na osnovi pomikov, metoda na osnovi intenzitete) ter primerjali prednosti in pomanjkljivosti obeh metod. V končni fazi smo za analizo montažnih konstrukcij izbrali metodo na osnovi intenzitete, zato smo se v nadaljevanju osredotočili na to metodo. Pomembne parametre, ki nastopajo v metodi, smo verificirali na primeru preizkušene montažne konstrukcije. Na primeru smo po vrsti opisali potek analize (štiri faze). Najprej smo opisali inkrementalno dinamično analizo, s katero določimo kapaciteto konstrukcije. V tej fazi je pomemben izbor potresne obtežbe. V ta namen smo pripravili dve skupini akceleroگرامov. Pomembna je tudi izbira mere za intenziteto potresne obtežbe. Tudi tu smo obravnavali več možnosti in za mero intenzitete izbrali maksimalni pospešek temeljnih tal in spektralni pospešek pri ekvivalentni elastični togosti konstrukcije. V drugi fazi smo pripravili orodja za statistično obdelavo podatkov. Opisali smo dve metodi za oceno parametrov porazdelitve: metodo momentov in metodo največjega verjetja; ter dve metodi za preverjanje skladnosti porazdelitev: test χ^2 in test Kolmogorov in Smirnov. Različne metode smo primerjali med seboj ter izbrali najbolj primerna statistična orodja. V tretji fazi smo pripravili funkcijo potresne nevarnosti. Ta je odvisna od izbrane mere za intenziteto, zato je bilo potrebno izdelati dve funkciji: prvo za maksimalni pospešek temeljnih tal in drugo za spektralni pospešek. Hkrati smo ocenili parameter s katerim opišemo nezanesljivost v določitvi funkcije potresne nevarnosti. V zadnji, četrti fazi smo opisali izračun srednje frekvence prekoračitve mejnega stanja za dobo enega leta in za dobo 50 let. Te vrednosti predstavljajo končni rezultat študije potresnega tveganja za eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo.

Poglavje 5 je vsebinsko vezano na poglavje 4, saj v njem obravnavamo parameter, ki je sestavni del probabilistične študije, opisane v poglavju 4. Gre za parameter, s katerim opišemo raztros rezultatov zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela. Določitev tega parametra je zamudna, če za izračun uporabimo metodo Monte Carlo, zato smo uporabili približno metodo 1. reda. Najprej smo podali izpeljavo metode in poudarili predpostavke, ki jih upoštevamo v približni metodi. Metodo 1. reda smo nato aplicirali na model enoetažne montažne hale. V skladu s tem modelom smo morali izbrati parametre, ki jih obravnavamo kot slučajne spremenljivke ter njihovo porazdelitev. Pri tem smo izhajali iz eksperimentalne baze podatkov, ki je osnova za empirične enačbe. Zanimal nas je tudi vpliv morebitne korelacije med parametri, zato smo obravnavali različne vrednosti korelacij (šibko in močno korelacijo). Potem ko smo pripravili vse potrebne vhodne podatke, smo s približno metodo najprej iz vrednotili parameter za eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo (ta rezultat je uporabljen v poglavju 4). Preverili smo, v kolikšni meri so v konkretnem primeru izpolnjene predpostavke, ki jih upoštevamo v približni metodi. Rezultate približne metode smo tudi primerjali z rezultati referenčne metode Monte Carlo. Primerjavo smo izvedli v več korakih in tako omogočili oceno napake v posameznem koraku. Po uspešni verifikaciji smo s približno metodo izračunali parameter za večje število numeričnih modelov. Izbrali smo referenčni numerični model, s katerim lahko modeliramo čim večji razpon konstrukcij. Numerične modele smo ločili po velikosti nihajnega časa, duktilnosti in vplivu teorije drugega reda. Končni rezultati so prikazani grafično, tako da lahko ločimo prispevke posameznih modelnih parametrov k skupni varianci rezultatov.

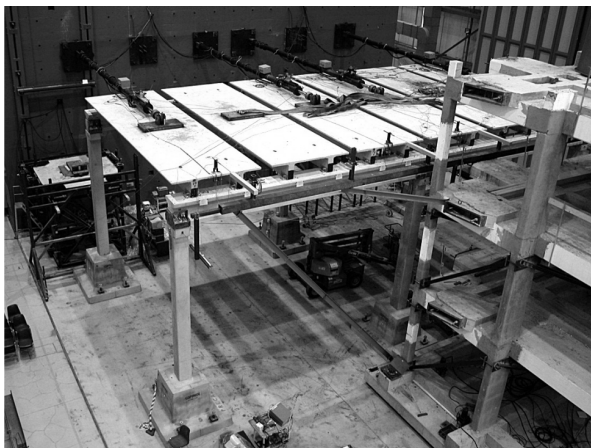
Poglavje 6 je osrednje poglavje disertacije. V njem združimo znanja, ki smo jih pridobili v predhodnih poglavjih, ter naredimo splošno oceno potresnega tveganja za enoetažne armiranobetonske montažne hale. Ker nas v prvi vrsti zanimajo montažni sistemi grajeni v Sloveniji, smo najprej izdelali kratek pregled montažnih armiranobetonskih hal grajenih v Sloveniji. Kratek pregled vsebuje predvsem tipične obtežbe in razpone med stebri. Na podlagi zbranih podatkov smo zasnovali parametrično študijo. Eden od parametrov, ki ključno vpliva na odziv konstrukcije je masa in posredno s tem povezana normirana tlačna osna sila v stebrih. Poleg tega smo obravnavali tudi različne dimenzije stebrov. Celotno množico obravnavanih konstrukcij smo dimenzionirali po standardih Evrokod. Konstrukcije smo dimenzionirali na dva načina: prvič smo upoštevali le računsko potrebne deleže vzdolžne in prečne armature, drugič pa smo upoštevali tudi vse minimalne pogoje glede armature, ki so zahtevani v Evrokodu 8. Dimenzionirane konstrukcije smo obravnavali po enakem postopku kot testno konstrukcijo v predhodnih poglavjih. Za vsako konstrukcijo smo izdelali numerični model po umerjenem postopku in izvedli analizo potresnega tveganja v skladu s poglavjem 4. Končni rezultati verjetnostne analize so frekvence prekoračitve mejnega stanja (za 1 leto in 50 let), vmesni rezultati pa so kapacitete konstrukcij, izražene s pospeškom temeljnih tal. Oba kriterija smo uporabili za kritično ovrednotenje standardov Evrokod 8 - predvsem faktorja obnašanja za montažne konstrukcije. Ocenili smo, če so vrednosti, ki so predpisane v standardih Evrokod 8, ustrezne, ter primerjali potresno tveganje za konstrukcije z različnimi karakteristikami.

V poglavju 7 smo povzeli pomembne ugotovitve iz vseh delov študije, pojasnili pa smo tudi nekatere pomanjkljivosti in opredelili potrebe po nadaljnjih raziskavah.

2 EKSPERIMENTALNE PREISKAVE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL

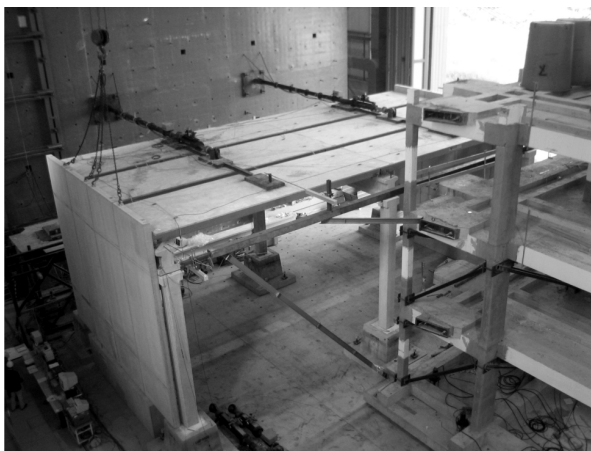
V literaturi lahko najdemo veliko eksperimentalnih preiskav, ki se ukvarjajo s potresnim odzivom monolitnih armiranobetonskih okvirjev. V zvezi s temi konstrukcijami je bilo pridobljenega že veliko znanja, predlagana so bila tudi številna projektna pravila, ki temeljijo na metodi načrtovane nosilnosti. Po drugi strani eksperimentalnih preiskav montažnih armiranobetonskih konstrukcij skoraj ni. Nekaj izkušenj je bilo pridobljenih po potresih v bližnji preteklosti. Nekaj porušitev hal, katerih vzrok so bili največkrat slabo izvedeni stiki, je vzbudilo nezaupanje do montažnih sistemov, ki se je izrazilo tudi v zgodnjih verzijah Evrokoda 8 (npr. verzija 1994). Zaradi pomanjkanja izkušenj in ustreznih raziskav je bil pri teh konstrukcijah predpisan majhen faktor obnašanja, posledično pa so bile potresne sile več kot 50% višje od tistih, ki se uporabljajo za monolitne stavbe. S tem je bila ekonomičnost tovrstnih sistemov močno ogrožena. Seveda ni možno trditi, da povečanje potresnih sil v določenih primerih ni smiselno in primerno, vendar je bilo kmalu jasno, da so lahko takšna določila za skrbno zasnovane in projektirane duktilne sisteme z dobrimi stiki preveč konzervativna. Zato je bil s podporo italijanske industrije narejen evropski projekt (ECOLEADER) pri katerem je sodelovala tudi Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (FGG) v Ljubljani. Cilj projekta je bil preveriti ustreznost določil standarda Evrokod 8 za protipotresno gradnjo montažnih hal, z glavnim poudarkom na faktorju obnašanja, s katerim reduciramo potresne sile v montažnih halah. Za primerjavo sta bili v Evropskem laboratoriju za raziskavo konstrukcij (angl. European Laboratory for Structural Assessment – ELSA) v Ispri (Italija) preizkušeni dve konstrukciji v naravni velikosti: prva z monolitnimi stiki in druga z montažnimi stiki. Primerjava je pokazala, da so montažne konstrukcije sposobne sipati dovolj veliko količino energije kot monolitne konstrukcije, če so stiki med montažnimi elementi dovolj močni (to pomeni da so projektirani z metodo načrtovanja nosilnosti). Na podlagi teh rezultatov so se računске potresne sile za hale z močnimi stiki v najnovejših verzijah Evrokoda 8 zmanjšale skoraj na polovico in so enake kot pri monolitnih konstrukcijah. Vendar pa en sam preizkus na idealizirani konstrukciji ni povsem opravičil te spremembe. Zato je bil zasnovan obsežen Evropski projekt z naslovom »Obnašanje armiranobetonskih montažnih hal med potresno obtežbo z ozirom na Evrokod 8« (krajše: PRECAST EC8), ki predstavlja nadaljevanje projekta ECOLEADER. Raziskave so bile še vedno omejene na hale, ki imajo stike močnejše od elementov konstrukcije. V projektu so sodelovale številne evropske univerze, inštituti in podjetja, kot zunanji partnerji pa so bili v delo vključeni tudi kitajski raziskovalci. Delo je bilo razdeljeno po skupinah. FGG je bila vključena v slovensko–italijansko skupino, v kateri so se eksperimentalne raziskave izvajale v laboratoriju ELSA v Ispri (Italija), teoretični del pa na FGG v Ljubljani. Skupina v Ljubljani je sodelovala tudi pri zasnovi preizkušanca. V laboratoriju ELSA sta bila preizkušena dva prototipa enoetažne montažne hale v naravni velikosti (slika 2.1 in slika 2.2). Konstrukciji sta si podobni in se razlikujeta le obliki strešne konstrukcije. S tem smo preizkusili obnašanje stikov v različnih smereh delovanja obtežbe.

Preizkusi montažnih hal, ki so bili izvedeni v laboratoriju ELSA so edinstveni z vidika vitkosti stebrov. Običajno so namreč preizkusi stebrov omejeni na krajše stebre, ki so zaradi lažje izvedbe vpeti na obeh koncih. Taki stebri imajo indeks strižnega razpona L_s/h (L_s je razdalja med koncem stebra in prevojno točko, h je širina prereza) največ 6, medtem ko je razmerje pri preizkušanih stebrih ECOLEADER in PRECAST konstrukcij 10 in več. Pri numeričnem modeliranju hal smo se v glavnem opirali na preizkuse projekta PRECAST. Te preizkuse bomo opisali v naslednjih poglavjih.



Slika 2.1: Prototip 1

Figure 2.1: Prototype 1



Slika 2.2: Prototip 2 s fasadnimi ploščami

Figure 2.2: Prototype 2, with cladding panels

2.1 Osnovne karakteristike preizkušancev

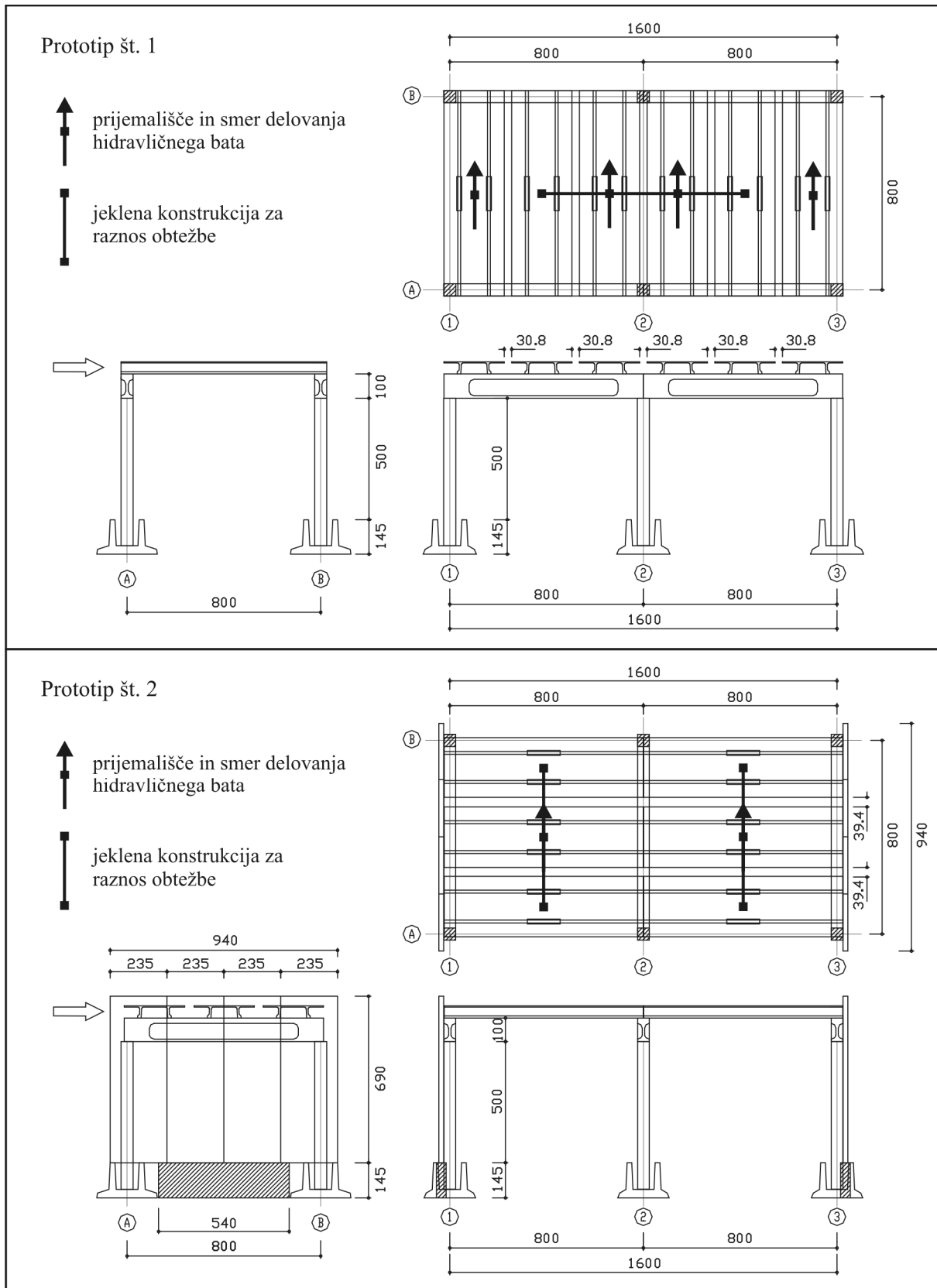
Za preizkus v laboratoriju ELSA sta bila izbrana dva prototipa AB montažne hale, ki predstavljata tipični sistem montažne gradnje na prostoru Slovenije in Italije. Preizkušanca sta bila izdelana v naravni velikosti iz standardnih prefabriciranih elementov in dimenzionirana po predpisih Evrokod 8. Sestavljena sta iz šestih konzolnih stebrov, členkasto povezanih s strešno konstrukcijo. Strešna konstrukcija je sestavljena iz Π -plošč, pritrjenih na I-nosilce. Prototipa se med seboj razlikujeta po orientaciji plošč in nosilcev glede na smer horizontalne obtežbe. Prototip 1 (slika 2.1) ima strešne

elemente postavljene vzporedno z obtežbo, Prototip 2 (slika 2.2) pa pravokotno na obtežbo. Na ta način je bilo preizkušeno obnašanje strešne konstrukcije v obeh smereh delovanja obtežbe. Obtežba je bila enosmerna in simulirana s hidravličnimi bati, pritrjenimi na strešno konstrukcijo na eni, ter oporni zid na drugi strani. Enakomerni raznos horizontalne obtežbe po vseh stebrih zagotavlja jeklena konstrukcija med bati in strešnimi ploščami. Raznos obtežbe je shematsko prikazan na sliki 2.3. Pri prvem prototipu so bili uporabljeni štirje vzbujevalniki, pri drugem prototipu le dva.

Tlorisni dimenziji obeh prototipov sta 8×16 m. Višina stebrov je 5 m, prečni prerez pa kvadrat s stranico 40 cm. Stebri so vpeti v montažne čašaste temelje, sidrane v tla laboratorija, vmesni prostor pa je zalit z ekspanzijsko malto. V stebrih je vgrajen beton C40/50 in jeklo B500 H (izmerjene karakteristike materialov so: srednja meja tečenja jekla $f_y = 555$ MPa, srednja cilindrična trdnost betona $f_c = 55$ MPa). I-nosilci, razpona 8 m, širine 30/60 cm (stojina/pasnica) in višine 32.5/65 cm, povezujejo stebre na vrhu in z njimi tvorijo vzporedne okvirje, ki podpirajo strešne II-plošče. Členkasto povezavo med stebri in nosilci zagotavlja neoprenska ploščica na stiku nosilcev s stebri, horizontalno povezavo v členku pa tvorijo podaljšane armaturne palice ($\phi 16$ mm), ki potekajo iz stebrov v nosilce. Stebri so na stiku z nosilci razširjeni za 10 cm na vsako stran kar omogoča nalaganje cele širine nosilca na steber, s tem pa je preprečena ekscentrična obremenitev stebra. Strešne II-plošče, višine 50 cm in širine 250 cm, so pritrjene na I-nosilce z sistemom vijakov in jeklenih kotnikov. Strešne plošče se medsebojno niso dotikale niti niso bile povezane v celoto z slojem betona, kot je to običajno v praksi. Plošče spadajo med t.i. težke elemente ($g = 2.94$ kN/m²), ki se uporabljajo za zagotovitev požarne odpornosti. S težkimi ploščami naj bi zagotovili največjo možno stalno obtežbo in posledično čim večjo maso in tlačno osno silo v stebrih. Kljub temu pa je masa preizkušancev majhna, saj so razponi med stebri veliko manjši kot pri »dejanskih« konstrukcijah. Konstrukciji tudi nista obremenjeni z dodatno vertikalno obtežbo. Skupna masa je tako znaša 62.27 t pri Prototipu 1 oziroma 57.91 t pri Prototipu 2. (masa Prototipa 1 je večja od mase Prototipa 2 zaradi večjega števila I-nosilcev in večjega števila hidravličnih vzbujevalnikov, pritrjenih na strešne plošče). Ideja je, da bomo z eksperimentom umerili matematični model, s katerim bomo nato izračunali odziv konstrukcij z večjimi masami in večjimi tlačnimi silami v stebrih.

Pri Prototipu 2 je bil preizkušen tudi vpliv fasadnih plošč na obnašanje konstrukcije. Fasadne plošče so bile na vrhu s sistemom vijakov in tankih jeklenih kotnikov pritrjene na stranska nosilca, spodaj pa so bile naslonjene na posebej za to pripravljenih podpornih nosilcih (slika 2.3), sidranih v tla laboratorija. Med posameznimi panelnimi ploščami je bilo zagotovljenega dovolj prostora, da med njimi ni bilo interakcije.

V naslednjem poglavju bomo na kratko prikazali projektiranje konstrukcij. Elementi strešne konstrukcije (II-plošče in I-nosilci) so tipski prednapeti elementi, katerih specificirana maksimalna nosilnost je precej večja od projektnih obremenitev (vertikalna obtežba elementov je majhna zaradi majhnih razponov). V nadaljevanju bomo zato prikazali le dimenzioniranje stebrov in stikov med posameznimi elementi. Stebre in stike smo projektirali na potresno obtežbo v skladu z Evrokodom 8 (CEN 2004a), upoštevali pa smo tudi splošna pravila Evrokoda 2 (CEN 2004b). Vse stike smo projektirali po metodi načrtovane nosilnosti, kar pomeni da so močnejši od elementov konstrukcije.



Slika 2.3: Načrt preizkušancev
Figure 2.3: Plan of the structures

2.1.1 Dimenzioniranje preizkušancev

Vzdolžna armatura v stebrih

Pri dimenzioniranju preizkušancev smo predpostavili, da se vsa energija disipira v plastičnih mehanizmih ob vpetju stebrov, strešna konstrukcija pa ostane nepoškodovana (to bomo zagotovili z dimenzioniranjem stikov po metodi načrtovane duktilnosti). V numeričnem modelu lahko zato upoštevamo togo diafragma na nivoju strešne konstrukcije, kar pomeni da so horizontalne obremenitve v vseh stebrih enake. Za vse stebre smo tako izbrali enak prečni prerez 40×40 cm. Omeniti moramo, da izbrani prečni prerez ni povsem v skladu z EC8. Določilo EN-1998-1-5.4.1.2.2 namreč pravi, da indeks strižnega razpona stebra ne sme biti večji od 10, v primeru preizkušenih stebrov pa je indeks enak 12.5. Kljub temu podobne stebre pogosto najdemo predvsem v starejših montažnih objektih v Sloveniji. Stebri so bili izdelani v kontroliranih pogojih, uporabljen je bil beton C40/50 in jeklo B500 H (preglednica 2.1).

Preglednica 2.1: Projektne karakteristike materialov

Table 2.1: Design characteristics of the materials

Beton C 40/50	Jeklo B500 H
$f_{ck} = 40.0$ MPa	$f_{yk} = 500.0$ MPa
$f_{cd} = 26.7$ MPa	$f_{sd} = 434.8$ MPa
$E_{cm} = 35.0$ GPa	$E_s = 200.0$ GPa

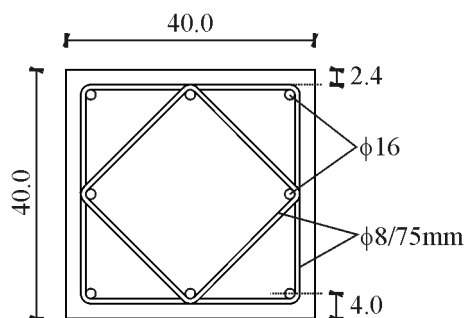
V vertikalni smeri so stebri obremenjeni le z lastno težo strešne konstrukcije in naprave za simulacijo obtežbe (teža hidravličnih batov + jeklena konstrukcija za raznos obtežbe). Strešna konstrukcija Prototipa 1 je sestavljena iz večjega števila nosilcev, nanjo pa je pritrjenih tudi več hidravličnih batov kot na Prototip 2. Posledično je vertikalna obtežba nekoliko večja. V preglednici 2.2 so podane osne sile in normirane osne sile v prerezih ob vpetju stebrov. V vrednostih je upoštevana tudi lastna teža stebrov. Sredinska stebra prevzame večji del vertikalne obtežbe, zato je tlačna sila v teh stebrih večja. V splošnem so normirane osne sile v stebrih majhne.

Horizontalna obremenitev konstrukcij je majhna (majhna masa). Izkaže se, da je v stebrih merodajna minimalna vzdolžna armatura, če konstrukcije projektiramo na običajne projektne pospeške temeljnih tal v Sloveniji in Italiji (pospeški z 10 % verjetnostjo prekoračitve v 50 letih). Minimalni delež vzdolžne armature v stebrih po standardih EC8 znaša $\rho_{l,min} = 1.0\%$. Ta delež smo zagotovili z osmimi enakomerno razporejenimi palicami $\phi 16$ kot kaže slika 2.4.

Preglednica 2.2: Osna sila in projektna upogibna nosilnost stebrov

Table 2.2: Axial force and design moment resistance of the columns

steber	Prototip 1		Prototip 2	
	sredinski	vogalni	sredinski	vogalni
N [kN]	178.2	100.0	152.1	100.6
v_d	0.042	0.023	0.036	0.023
M_{Rd} [kNm]	147.7	135.4	143.6	135.5



Slika 2.4: Prečni prerez stebra v kritičnem območju
Figure 2.4: Column cross-section at the critical region

Projektne upogibne nosilnosti prerezov z minimalno vzdolžno armaturo znašajo 135–148 kNm, odvisno od nivoja osne sile v prerezu (preglednica 2.2). Z obrnjenim računom lahko ocenimo, pri katerem projektnem pospešku temeljnih tal je računska obremenitev enaka računski nosilnosti konstrukcije (iščemo torej kapaciteto konstrukcije). Ker moramo pri dimenzioniranju upoštevati teorijo 2. reda (vpliv P-delta), je račun iterativen (v vsaki iteraciji izračunamo nov pomik in s tem novo obremenitev). V nadaljevanju bomo prikazali zadnjo iteracijo pri izračunu kapacitete Prototipa 1. V tej smo upoštevali projektni pospešek temeljnih tal $a_g = 0.661$ g. Ker predpostavimo togo diafragmo v ravnini strešne konstrukcije, ima numerični model eno samo prostostno stopnjo, z nihajnim časom $T = 1.15$ s. V izračunu nihajnega časa smo upoštevali togost, ki ustreza začetku tečenja zunanje armature ($k_{cr} = 1986.4$ kN/m). Na podlagi nihajnega časa in projektnega pospeška temeljnih tal lahko ob upoštevanju faktorja obnašanja $q = 4.5$ (DCH) in tal kategorije B ($S = 1.2$), izračunamo projektni spekter odziva konstrukcije:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) = 0.198 \text{ g} \quad (2.1)$$

Enačba (2.1) velja za območje $T_c \leq T \leq T_D$, pri čemer meje nihajnega časa za tla kategorije B znašajo: $T_c = 0.5$ s, $T_D = 2.0$ s. Masa Prototipa 1 je enaka $m = 62.27$ t, skupna projektna prečna sila pa:

$$V_d = S_d(T) \cdot m = 121.1 \text{ kN} \quad (2.2)$$

Zaradi že prej omenjenega vpliva P-delta moramo projektno prečno silo povečati. Vpliv P-delta ocenimo s koeficientom občutljivosti (EN 1998: 4.4.2.2):

$$\Theta = \frac{N_{tot}}{V_{tot}} \cdot \frac{\Delta d}{h} \quad (2.3)$$

kjer je N_{tot} celotna sila težnosti v obravnavani etaži, V_{tot} celotna prečna sila v etaži zaradi potresa ($V_{tot} = V_d$), Δd povprečni projektni etažni pomik in h višina etaže. Povprečni projektni etažni pomik je enak pomiku na vrhu konstrukcije, ki ga izračunamo z elastičnim spektrom odziva (S_e), ob upoštevanju togosti razpokanih stebrov (k_{cr}):

$$\Delta d = S_e(T) \cdot m / k_{cr} = 0.274 \text{ m} \quad (2.4)$$

Kot vidimo je pomik velik, zato je velik tudi P-delta: $\Theta = 0.277$. Maksimalna dovoljena vrednost koeficienta občutljivosti znaša $\Theta = 0.3$, kar pomeni da je konstrukcija pri projektnem pospešku $a_g = 0.661$ g na meji dovoljenega. Vpliv TDR upoštevamo tako, da učinke potresnega vpliva povečamo za faktor $1/(1-\Theta)$:

$$V_{d,P-\Delta} = V_d / (1 - \Theta) = 167.4 \text{ kN} \quad (2.5)$$

Na podlagi povečanih prečnih sil lahko izračunamo skupni projektni upogibni moment konstrukcije:

$$M_{d,tot} = V_{d,P-\Delta} \cdot h = 837.0 \text{ kNm} \quad (2.6)$$

Ta je enak skupni upogibni nosilnosti vseh šestih stebrov Prototipa 1:

$$M_{Rd,tot} = 2 \cdot 147.7 + 4 \cdot 135.4 = 837.0 \text{ kNm} \quad (2.7)$$

Če torej projektiramo konstrukcijo za projektni pospešek $a_{gd} = 0.661$ g, na tleh kategorije B, in pri tem upoštevamo redukcijo potresnih sil $q = 4.5$, potem računsko potrebna armatura ustreza izbrani minimalni armaturi na sliki 2.4. Hkrati lahko ugotovimo, da konstrukcija pri tem pospešku ne ustreza zahtevi po omejitvi pomikov (v preglednici 2.3 so podane projektne vrednosti zasukov $\Delta d/h$; maksimalna velikost zasuka za običajne zgradbe, ob upoštevanju redukcijskega faktorja $\nu = 0.4$, znaša 2.5 %). Računska kapaciteta ($a_{gd} = 0.661$ g) se torej nanaša le na mejno stanje nosilnosti. To vrednost bomo primerjali z dejansko kapaciteto konstrukcije, ki jo bomo izmerili med preizkusom in dodatno analizirali z umerjenim numeričnim modelom. Na podlagi primerjave računске in dejanske kapacitete bomo ocenili faktor obnašanja konstrukcije. Če bo dejanska kapaciteta večja od računске vrednosti, potem bomo sklepali, da je redukcija potresnih sil, ki smo jo uporabili pri dimenzioniranju, ustrezna. V nasprotnem primeru bomo ugotovili, da je redukcija potresnih sil prevelika.

Preglednica 2.3: Nihajni časi (T), ocene projektne kapacitete (a_{gd}) in povprečnih zasukov ($\Delta d/h$)

Table 2.3: Period of vibration (T), estimation of design capacity (a_{gd}) and average drift ($\Delta d/h$)

		Prototip 1	Prototip 2
	Masa [t]	62.272	57.912
Togost ob začetku tečenja	T [s]	1.149	1.076
	a_{gd} [g]	0.661	0.698
	$\Delta d/h$	0.053	0.056
Polovična togost nerazpokanih elementov	T [s]	0.676	0.652
	a_{gd} [g]	0.499	0.517
	$\Delta d/h$	0.025	0.025

V preglednici 2.3 so podane kapacitete obeh konstrukcij, izražene s pospeškom temeljnih tal (a_{gd}). Prikazani so tudi rezultati, ki jih dobimo, če namesto natančnejših ocen togosti razpokanih stebrov, v računu upoštevamo približne togosti, kot to dopušča EC8 (t.j. polovične togosti nerazpokanih elementov). Izkazuje se, da so polovične togosti nerazpokanih elementov kljub vsemu večje od natančnejših ocen togosti razpokanih stebrov. Zaradi večje togosti so nihajni časi manjši. Posledično so potresne obremenitve, ki jih določimo iz spektra odziva, večje (na območju $T_B \leq T \leq T_C$ se

obremenitve z nihajnim časom manjšajo). Če torej pri projektiranju konstrukcij namesto natančnejših ocen, upoštevamo polovične togosti nerazpokanih prerezov, moramo v prerezih zagotoviti večjo nosilnost. To pokaže tudi obrnjeni račun kapacitet konstrukcij (preglednica 2.3), saj je projektni pospešek temeljnih tal (a_{gd}) manjši, če v računu upoštevamo približne togosti stebrov. Kot vidimo, so v primeru približnih togosti manjše tudi ocene pomikov (zasuki $\Delta d/h$ so v primeru polovičnih togosti ravno na meji dovoljene vrednosti 2.5 %, v primeru natančnejše analize pa so približno $2\times$ večji).

Ocene kapacitet konstrukcij in pomikov se torej močno razlikujejo glede na to, kakšno togost predpostavimo v računu. Če v računu upoštevamo polovične togosti, potem so kapacitete konstrukcij (a_{gd}) po vsej verjetnosti podcenjene, istočasno pa so podcenjeni tudi zasuki etaže ($\Delta d/h$). Rezultati v preglednici 2.3 predstavljajo računске kapacitete konstrukcij. Dejanske kapacitete konstrukcij pa so poleg togosti odvisne tudi od dejanske redukcije potresnih sil (v računu smo predpostavili redukcijo potresnih sil $q = 4.5$, v tej vrednosti pa je zajeta tako duktilnost kakor tudi dodatne nosilnosti). Dejansko redukcijo potresnih sil bomo ocenili iz primerjave projektnih in izmerjenih kapacitet konstrukcij.

Prečna armatura v stebrih

V skladu z visoko stopnjo duktilnosti (DCH) moramo v kritičnih območjih stebrov zagotoviti ustrezno količino prečne armature. Tudi v tem primeru izhajamo iz minimalnih pogojev za armaturo po EC8. Z namenom preprečitve uklona armature je v EC8 predpisana maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami. V stebrih razreda DCH medsebojna razdalja ne sme preseči 15 cm. Zaradi tega smo v stebrih izbrali dvojna stremena, kot je prikazano na sliki 2.4. Maksimalna razdalja med stremeni (s_{max}) in minimalni premer stremen ($d_{bw,min}$) sta določena z izrazoma:

$$s_{max} = \min(b_0/3; 125 \text{ mm}; 6d_{bl,min})$$

$$d_{bw,min} = 0.4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{ydl}/f_{ydw}}$$
(2.8)

kjer je f_{ydl}/f_{ydw} razmerje med projektno vrednostjo meje plastičnosti vzdolžne in prečne armature, b_0 minimalna dimenzija betonskega jedra, $d_{bl,min}$ in $d_{bl,max}$ pa maksimalni oziroma minimalni premer vzdolžne armature. V stebrih smo izbrali dvojna stremena $\phi 8/75$ mm, kar je precej na varni strani (prerez stremen in razdalja med stremeni sta močno zaokrožena). Za izbrana stremena lahko izračunamo mehanski volumski delež stremen:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{ydl}}{f_{cd}} = 0.210$$
(2.9)

Kot vidimo, je vrednost precej večja od minimalnega deleža stremen za stebre DCH ($\omega_{wd,min} = 0.12$). Preveriti moramo še, če izbrana armatura zagotavlja tudi dovolj veliko duktilnost prereza. Računsko potrebni delež prečne armature lahko ocenimo s približno enačbo:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (2.10)$$

kjer je:

- α ...koeficient učinkovitosti objetja betonskega jedra
- μ_{ϕ} ...zahtevana duktilnost za ukrivljenost
- b_0 ...minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen)
- b_c ...širina celega prereza
- $\varepsilon_{sy,d}$...projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo
- ν_d ...projektna normirana osna sila

Koeficient učinkovitosti objetja določimo z izrazi:

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.711 \cdot 0.794 = 0.565 \\ \alpha_n &= 1 - \sum_{i=1}^n b_i^2 / 6b_0 h_0 = 0.711 \\ \alpha_s &= (1 - s / 2b_0)(1 - s / 2h_0) = 0.794 \end{aligned} \quad (2.11)$$

kjer je:

- b_i ...razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicam
- b_0, h_0 ...dimenziji betonskega jedra
- s ...medsebojna razdalja med stremeni

Zahtevana duktilnost za ukrivljenost pa je za obravnavani primer ($T > T_c$) enaka:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 - 1 = 8 \quad (2.12)$$

kjer je q_0 osnovni faktor obnašanja, ki je za obravnavano konstrukcijo enak faktorju obnašanja q .

Poleg učinkovitosti objetja in zahtevane duktilnosti, ki sta v vseh stebrih enaka, je računsko potrebni delež prečne armature odvisen predvsem od nivoja tlačne sile v stebri. Izkaže se, da je normirana osna sila v stebrih tako majhna, da objetja sploh ne potrebujemo (to velja tako za vogalne, kakor tudi sredinske stebre z večjo normirano osno silo). Prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov torej določajo minimalne zahteve za razred duktilnosti DCH.

Kot bomo videli v nadaljevanju (poglavje 2.1.4), je med preizkusom Prototipa 2, kljub izdatni količini prečne armature, prišlo do uklona vzdolžne armature nekoliko prej kot smo pričakovali. V ponovitvi preizkusa smo zato stremena v stebrih zgostili in namesto stremen $\phi 8/75$ mm uporabili stremena $\phi 8/50$ mm. S tem smo želeli preizkusiti, v kolikšni meri lahko kapaciteto konstrukcije še izboljšamo na račun povečanja objetja. Mehanski volumski delež povečanih stremen znaša $\omega_{wd} = 0.32$.

Kritično območje nad vpetjem je v vseh stebrih veliko 90 cm ($\approx h/6$). Nad kritičnim območjem je razdalja med stremeni povečana – prečna armatura tu znaša $\phi 8/150$ mm. Slednja mora zadostovati za prevzem projektne prečne sile (V_{CD}), ki jo izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti, ob upoštevanju plastičnega mehanizma ob vpetju stebrov. Razporeditev momentov po konzoli je trikotna, zato:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{h} \quad (2.13)$$

kjer je γ_{Rd} faktor dejanske povečane nosilnosti, ki znaša 1.3 za stebre DCH, h višina stebra, M_{Rd} pa projektna upogibna nosilnost prereza. Strižne obremenitve v stebrih so majhne. Za kritičen steber z največjo upogibno nosilnostjo, računska prečna sila znaša 38.4 kN. Strižna sila, ki jo prenese plastificirana strižna armatura (stremena $\phi 8/150$ mm) pa je enaka:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} = 161.2 \text{ kN} \quad (2.14)$$

kjer je A_{sh} skupna ploščina vodoravnih stremen na razdalji s (vzporedno s smerjo obremenjevanja); z ročica notranjih sil ($z \approx 0.9 \cdot d$) in f_{ywd} projektna vrednost meje plastičnosti prečne armature.

Kot vidimo, je strižna nosilnost nad kritičnim območjem veliko večja od največje strižne obremenitve.

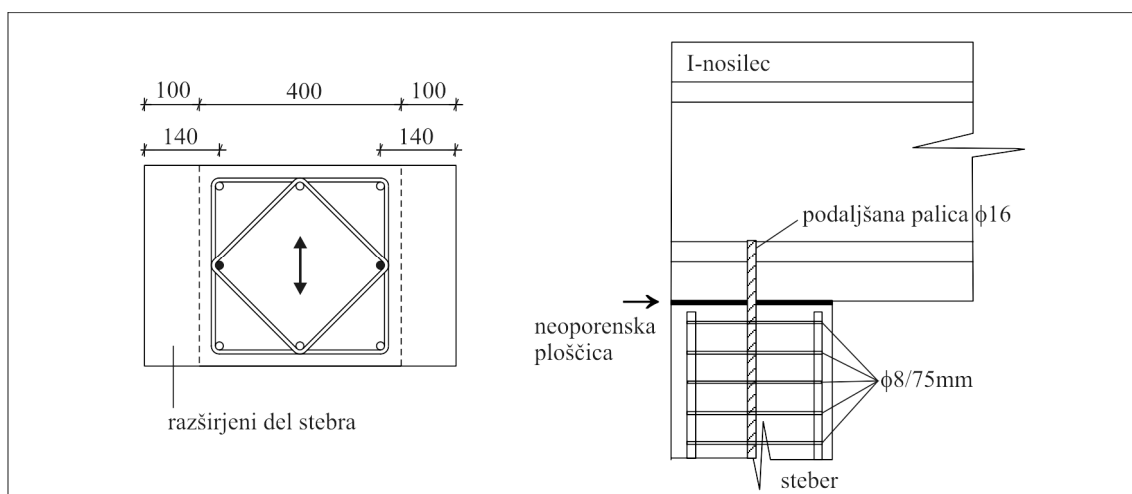
Dimenzioniranje stikov

V konstrukcijah nastopajo naslednje vrste stikov:

- Stik med stebrom in čašastim temeljem
- Stik med fasadno ploščo in I-nosilcem (samo Prototip 2)
- Stik med strešno ploščo in I-nosilcem
- Stik med stebrom in I-nosilcem

Čašasti temelji so bili projektirani na kombinacijo osne sile in upogibnega momenta, ki je bil določen po metodi načrtovane nosilnosti. Stebri so bili položeni v čaše temeljev, vmesni prostor med stebri in temelji pa je bil zalit z nestisljivo malto. Uporabljeni stik je bil uspešno preizkušen že v številnih eksperimentih (tudi v predhodnem eksperimentu ECOLEADER), kjer se bile dokazane zanemarljivo majhni zasuki med temelji in stebri. Stika zato nismo posebej dimenzionirali. Prav tako nismo dimenzionirali stika med fasadno ploščo in I-nosilcem (uporabljeni so bili standardni jekleni vezniki).

Pri dimenzioniranju smo se tako osredotočili predvsem na dva stika, ki sta za konstrukcijo najpomembnejša (dimenzioniranje stikov je podrobno dokumentirano v prilogi A, v tem poglavju ga bomo le na kratko povzeli). To sta: stik med stebrom in I-nosilcem (slika 2.5) ter stik med strešno ploščo in I-nosilcem (slika 2.6). Oba stika sta ključnega pomena, ker omogočata enakomerno prerazporeditev horizontalne obtežbe po vseh stebrih, kot smo upoštevali pri dimenzioniranju stebrov. Pri horizontalni obtežbi se v strešni konstrukciji pojavi težnja po zvijanju. Temu se upirajo stiki med strešnimi ploščami in nosilci, ki preprečujejo medsebojni zasuk elementov in s tem zagotavljajo togost strešne konstrukcije v svoji ravnini. Naslednji člen v verigi prenosa obtežbe so stiki med nosilci in stebri. Ta stik je členkast in zagotavlja prenos horizontalne obtežbe iz nosilcev na steber. Če kateri izmed stikov odpove, se obtežba razporedi med ostale stebre, kar je lahko za konstrukcijo usodno.



Slika 2.5: Stik med stebrom in nosilcem
Figure 2.5: Beam-column connection

V stikih torej nismo predvideli disipacije energije, zato smo jim omogočili povečano nosilnost glede na ostalo konstrukcijo. Tako smo zagotovili, da stiki v potresnem projektnejem stanju ostanejo elastični, sipanje energije pa smo prestavili na območja ob vpetju stebrov. Takšni stiki so v EC8 (poglavje 5.11/ Betonski montažni sistemi) kvalificirani kot stiki s povečano nosilnostjo (predimenzionirani stiki). Notranje sile v takšnih stikih se določa po metodi načrtovanja nosilnosti, z upoštevanjem maksimalnih verjetnih upogibnih nosilnosti na koncih kritičnih območjih $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, kjer je faktor γ_{Rd} enak 1.35 za visoko stopnjo duktilnosti (DCH).

Stik med stebrom in I-nosilcem sestavljajo jekleni mozniki, ki potekajo iz stebrov v žepe, ki se nahajajo na v razširjenem delu nosilca (slika 2.5). Za moznike so uporabljene podaljšane vzdolžne palice stebrov. Prazen prostor v žepih je zalit z nestisljivo malto, na prosta konca palic pa sta privijačeni matici. Med stebrom in nosilcem je vstavljena neoprenska podloga (10 mm), ki omogoča neoviran zasuk med elementoma. Ob predpostavki povsem toge diafragme, mora stik prenesti prečno silo, ki je enaka 1/6 skupne prečne sile v smeri potresne obremenitve. Pri Prototipu 1 (kritičen primer) je prečna sila po metodi načrtovanja nosilnosti enaka:

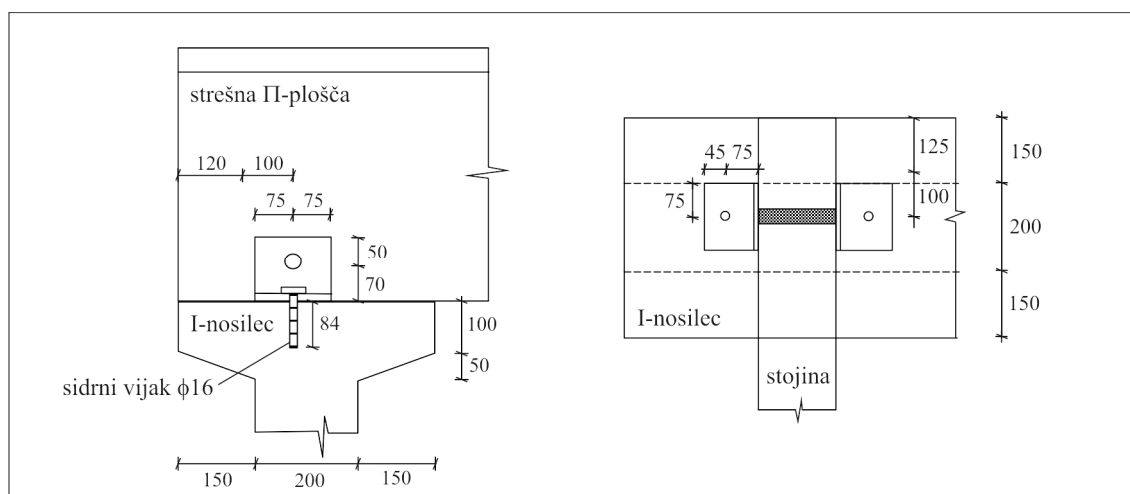
$$D_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{E_{Rd}}{6} = 1.35 \cdot \frac{166.7}{6} = 37.5 \text{ kN} \quad (2.15)$$

Za izračun strižne nosilnosti stika smo uporabili empirično formulo, ki jo ki jo predlagata Vintzeleou in Tassios (1987). Formula velja za t.i. »močne moznike, ki so ob straneh objeti z debelim slojem krovnega betona«. Nosilnost obravnavanega stika je enaka (glej prilogo A):

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} = 2 \cdot 16^2 \sqrt{40 \cdot 500} = 72408 \text{ N} \approx 2 \cdot D_{Ed} \quad (2.16)$$

kjer je f_{ck} karakteristična¹ tlačna trdnost betona [MPa]; f_{yk} karakteristična¹ meja tečenja jekla [MPa]; ϕ_{eff} efektivni premer moznika; mozniki imajo enak premer kot vzdolžne armaturne palice, t.j. $\phi 16$ (efektivni premer rebraste armature je enak nominalni vrednosti). Nosilnost stika je torej približno 2× večja od obremenitve.

¹ zmanjšana (projektna) trdnost materialov je posredno upoštevana v izrazu (2.16)



Slika 2.6: Stik med strešno ploščo in nosilcem (stranski nosilec)

Figure 2.6: Roof element – beam connection (edge beam)

Stik med strešno ploščo in I-nosilcem je bolj kompliciran od stika med stebrom in I-nosilcem. Vsak stik je sestavljen iz enega para jeklenih kotnikov, veznega vijaka in dveh sidrnih vijakov s katerimi sta kotnika pritrjena na I-nosilec (slika 2.6). Nosilnost stika je odvisna od smeri obtežbe. Pri dimenzioniranju moramo zato ločeno obravnavati obremenitev vzporedno z stojino plošče in obremenitev pravokotno na stojino plošče. Obremenitev stikov smo določili s statično analizo strešne konstrukcije, ločeno za oba primera prototipov (priloga A). Ker je stik sestavljen iz večjega števila delov, je večje tudi število načinov porušitev. Naredili smo naslednje kontrole porušitev: porušitev veznega vijaka (strižna + osna, upogibna), porušitev sidrnega vijaka (strižna + osna, učinek moznika), odcepitev betona v stojini plošče in bočni pritisk v jeklenem kotniku (priloga A). Strižno in upogibno porušitev vijakov smo določili s standardnimi analitičnimi izrazi, pri nosilnosti sidrnega vijaka pa smo upoštevali tudi učinek moznika, ki smo ga obravnavali že pri stiku med stebrom in nosilcem. Razlika glede na prejšnji stik je v tem, da tu v mozniku pričakujemo tudi osno silo, ki nastopi zaradi zvižanja kotnika. Nosilnost stika z moznikom je zaradi osne sile manjša. Ocenjena je bila z empirično enačbo, ki jo predlagata Vintzeleou in Tassios (1987):

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk} (1 - \alpha^2)} \quad (2.17)$$

Pri tem faktor α upošteva redukcijo nosilnosti zaradi osnih napetosti in predstavlja razmerje med osno napetostjo (σ_N) in trdnostjo na meji tečenja (f_y):

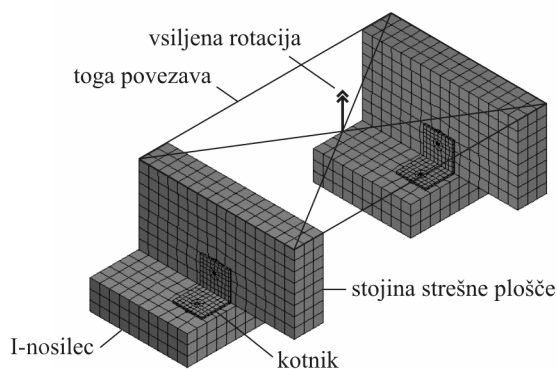
$$\alpha = \frac{\sigma_N}{f_y} \quad (2.18)$$

Izbrani so bili naslednji elementi stika: sidrni vijak $\phi 16$, vezni vijak $\phi 24$ in kotnik dimenzij $120 \times 120 \times 10$ mm. Nosilnost stika je v vseh načinih porušitev precej večja od obremenitve (priloga A).

Analiza stika z metodo končnih elementov

Stik med strešno ploščo in I-nosilcem smo analizirali tudi z numerično analizo po metodi končnih elementov. S tem smo želeli preveriti nosilnost stika, ki smo ga dimenzionirali s preprostimi empiričnimi enačbami (prejšnji odstavek in priloga A). Hkrati analiza predstavlja tudi dopolnitev eksperimentalnih raziskav, saj z eksperimentalnimi raziskavami ne bomo ugotovili natančne nosilnosti stikov, ker so stiki predimenzionirani. Z numerično analizo smo analizirali odziv stika pri zasuku pravokotno na strešno ploščo. Obnašanje stika v tej smeri je ključno za obnašanje celotne konstrukcije (toga diafragma), saj lahko v primeru prekoračitve kapacitete stika pričakujemo veliko degradacijo nosilnosti konstrukcije. S podrobno analizo smo eksplicitno zajeli vse načine porušitev, ki so v prilogi A obravnavani posamično.

Za podrobno analizo stika smo uporabili program ABAQUS (2004), ki smo ga povezali s knjižnico materialnih modelov ANACAP (1997). ABAQUS je služil kot glavna platforma za pripravo vhodnih podatkov, analizo in obdelavo rezultatov. Namesto materialnih modelov za beton, ki so vgrajeni v ABAQUS in so se izkazali za neustrezne (slaba konvergenca), smo v analizi uporabili ANATECH-ov materialni model za beton (Model 3). To je t.i. model z razmazanimi razpokami za splošno 3-razsežno napetostno stanje. Model upošteva utrjevanje in mehčanje betona (funkcija tečenja v tlaku je definirana z modificiranim Drucker-Pragerjevim modelom) in je primeren za modeliranje cikličnega obremenjevanja, saj ima tudi na območju mehčanja definirana histerezna pravila za obteževanje in razteževanje. Razpoke so upoštevane z modelom razmazanih razpok, ki napove nastanek razpoke glede na smeri glavnih napetosti v integracijski točki. Razpoke se lahko tvorijo v treh neodvisnih smereh. Lahko se odpirajo in zapirajo, ne morejo pa se zaceliti. Model omogoča tudi modeliranje številnih drugih pojavov, kot so: lezenje in krčenje betona, staranje, temperaturne efekte, modeliranje obstoječih razpok, itd.



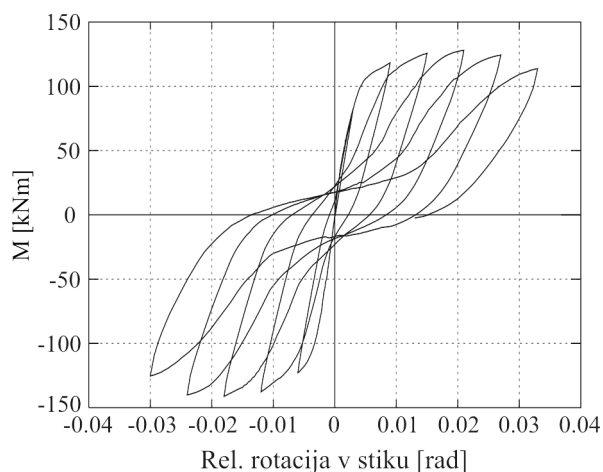
Slika 2.7: Numerični model stika

Figure 2.7: Numerical model of the connection

Numerični model stika smo sestavili iz posameznih delov betona, ki smo jih povezali z jeklenimi elementi (slika 2.7). Dimenzije betonskih delov (deli nosilcev in strešne plošče) smo izbrali tako, da se na robovih ne čutijo napetosti zaradi obremenitev v notranjosti. Tako smo optimizirali numerični model in zmanjšali računski čas analize. V modelu smo torej upoštevali le del vsake stojine (strešna

Π-plošča ima 2 stojini), oba dela pa smo na vrhu tega povezali. Vsak del stojine je naslonjen na del nosilca, ta pa pritrjen na tla. Stojina plošče in nosilec sta povezana preko sistema kotnikov in vijakov. Vijaki so zlepljeni s kotniki in betonskimi elementi (na stiku so predpisane enake deformacije), vse ostale povezave med elementi (kotnik-stojina plošče, kotnik-nosilec, stojina-nosilec) pa so modelirane s t.i. »trdimi kontakti brez trenja«. To pomeni, da se v kontaktu prenašajo le sile v normalni smeri, strižne sile pa so enake nič. Betonske in jeklene dele smo modelirali s 3-razsežnimi končnimi elementi z 20 vozlišči in reducirano integracijo (C3D20R). Za beton smo uporabili ANAMAT-ov materialni model Model 3 (opis v prejšnjem odstavku), za jeklo pa enostaven elastično-plastični model, ki je vgrajen v ABAQUS-u. Stik smo obremenili tako, da smo v centru toge povezave med stojinama predpisali rotacijo v smeri pravokotno na ravnino plošče. Rotacijo smo vsiljevali po cikličnem postopku, v vsakem koraku pa smo izvedli statično analizo. Na sliki 2.8 je prikazan odnos med upogibnim momentom in rotacijo v stiku pri ciklični obremenitvi. Opazimo lahko, da je odziv do momenta 100 kNm linearno-elastičen. Upogibna nosilnost stika je dosežena pri rotaciji 0.02 rad in je približno enaka 130 kNm. Pri rotacijah večjih od 0.02 rad opazimo začetek mehčanja. Histerezne zanke so dokaj ozke, kar pomeni, da se v stiku disipira majhna količina histerezne energije.

Izračunano kapaciteto stika lahko primerjamo obremenitvami, ki jih določimo s statično nelinearno analizo celotne konstrukcije. T.i. »pushover analiza« konstrukcije pokaže, da so stiki ob začetku plastifikacije armature v stebrih obremenjeni z upogibnim momentom 100 kNm (približno enaka obremenitev stikov je pri obeh prototipih). Po doseženi plastifikaciji stebrov se sicer obremenitve v stikih še nekoliko povečujejo (zaradi utrjevanja v stebrih), vendar maksimalna obremenitev stika tudi potem ne preseže 110 kNm. To pomeni, da lahko med preizkusi konstrukcij pričakujemo elastično obnašanje stikov in relativno majhne rotacije med strešnimi ploščami in nosilci. Posledično lahko pričakujemo veliko togost strešne konstrukcije v svoji ravnini.



Slika 2.8: Odnos moment–rotacija v stiku

Figure 2.8: Moment–rotation relationship corresponding to the connection

2.1.2 Merilna mesta

Situacija merilnih mest je v obeh prototipih podobna. Časovni potek nekaterih globalnih količin, kot so pomiki in sile v kontrolnih točkah, sile v hidravličnih batih in absorbirana energija sistema se upoštevajo že v testnem (psevdo-dinamičnem) algoritmu in so na voljo že med preizkusom. Poleg merjenja globalnih količin pa so bili na konstrukcijah nameščeni številni merilci za merjenje količin na nivoju elementov in stikov med elementi. Pri tem gre večinoma za pretvornike pomikov in klinometre za merjenje rotacij. Situacija merilnih mest je priložena v prilogi B. Najpomembnejše merjene količine so:

- Pomiki na vrhu stebrov v smeri delovanja obtežbe. Trije LVDT pretvorniki so bili pritrjeni na oporno konstrukcijo nasproti preizkušanca, tipala pa na preizkušaneec.
- Rotacije na vrhu vseh šestih stebrov so bile merjene s šestimi klinometri, nameščenimi v ravnini delovanja obtežbe (slika B.4 in slika B.8).
- Ukrivljenosti ob vpetju stranskega stebra (C1) in centralnega stebra (C3) so bile merjene posredno preko 28 LVDT pretvornikov nameščenih na dveh nasprotnih si straneh stebrov do višine 162 cm (slika B.4 in slika B.8). Baza pretvornikov je enaka 18 cm (5 pretvornikov do višine 90 cm) oziroma 36 cm (2 pretvornika med 90-162 cm).
- Pri prototipu 2 so bile merjene tudi rotacije ob vpetju srednjega stebra (C3) ter na dveh višinah čašastega temelja, vse v ravnini delovanja obtežbe (slika B.8).
- Relativni pomiki med nosilci in strešnimi elementi v smeri delovanja obtežbe (12 LVDT) in pravokotno na smer delovanja obtežbe (12 LVDT). Glej sliko B.1 in sliko B.5.
- Relativni pomiki med strešnimi ploščami pravokotno na delovanje obtežbe (6 LVDT). Glej sliko B.3 in sliko B.7.
- Relativni pomiki na stiku stebrov z nosilci v smeri delovanja obtežbe (slika B.2 in slika B.6).
- Rotacije in pomiki fasadnih plošč pri Prototipu 2. Merjene so bile absolutne rotacije vseh štirih fasadnih panelov na južni strani konstrukcije, relativni pomiki panela glede na podporni nosilec (2 LVDT v vertikalni smeri, 1 LVD v horizontalni smeri) ter medsebojni pomiki med sosednjimi paneli (2 LVDT v vertikalni smeri). Glej sliko B.9.

2.1.3 Program obteževanja

Oba prototipa sta bila najprej preizkušena s serijo psevdo-dinamičnih (PsD) testov, nato pa še s statično ciklično obtežbo do porušitve. Pri prototipu 2 so bile prvi fazi na konstrukcijo pritrjene fasadne plošče, tako prirejen prototip pa je bil preizkušen v treh korakih, pri vrednostih maksimalnega pospeška tal $a_g = 0.05$ g, 0.14 g in 0.35 g. V naslednji fazi so bile fasadne plošče odstranjene, serija PsD testov pa se je v tem primeru zaključila pri pospešku 0.525 g. Nazadnje je bil izveden še statični ciklični test do porušitve. Preizkus Prototipa 1 je potekal brez težav, pri preizkusu Prototipa 2 pa je prišlo do kalibracijske napake pri merjenju sil v hidravličnih batih. Čeprav so bile vrednosti sil naknadno popravljene, rezultati PsD testov ne predstavljajo pravega psevdo-dinamičnega odziva, temveč statični ciklični odziv s kontroliranimi pomiki (v preglednici 2.4 uporabljamo oznako ciklični test in številko ustreznega PsD testa). Za razliko od PsD testa, velikost izmerjene sile ne vpliva na potek preizkusa pri statičnem cikličnem testu, zato je bilo mogoče kalibracijsko napako pri cikličnem

testu v celoti odpraviti. Kljub temu je bil celotni preizkus Prototipa 2 ponovljen. Zgrajen je bil nov prototip, ki ga bomo v nadaljevanju imenovali Prototip 2-2. Prototip 2-2 je povsem enak kot njegov predhodnik (Prototip 2-1), z izjemo prečne armature v kritičnih območjih stebrov. V Prototipu 2-1 razmak med stremeni znaša 7.5 cm (enako tudi v Prototipu 1), v Prototipu 2-2 pa so uporabljena bolj gosta stremena (5.0 cm). Na ta način smo želeli preveriti vpliv razmaka med stremeni na kapaciteto konstrukcije. Program obteževanja je shematsko prikazan v preglednici 2.4.

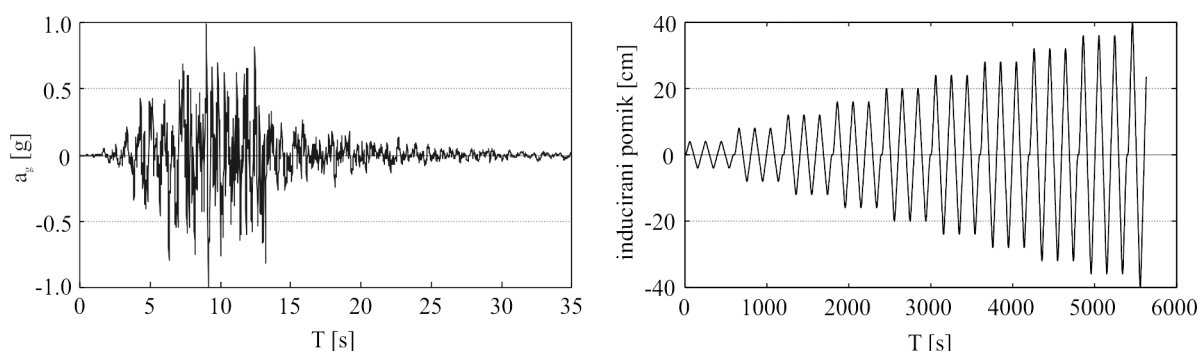
Preglednica 2.4: Program preizkusov

Table 2.4: Testing schedule

	Prototip 1		Prototip 2-1 (s = 7.5 cm)		Prototip 2-2 (s = 5 cm)	
	brez fasadnih pl.	s fasadnimi pl.	brez fasadnih pl.	s fasadnimi pl.	brez fasadnih pl.	s fasadnimi pl.
PsD test	0.05 g	Ciklični test 005	Ciklični test 005	0.05 g	0.05 g	
	0.14 g	Ciklični test 014	Ciklični test 014	0.14 g	0.14 g	
	0.35 g	Ciklični test 035	Ciklični test 035	0.35 g	0.35 g	
	0.525 g	-	Ciklični test 052	-	0.525 g	
Ciklični test	do porušitve	-	do porušitve	-	do porušitve	

Vhodni podatek pri računalniško vodenem PsD preizkusu je bil umetno generirani akceleroگرام z imenom QuakeB (slika 2.9). Akceleroگرام je bil generiran tako, da ustreza elastičnemu spektru odziva za tla kvalitete B po EC8, ki je bil upoštevan že pri dimenzioniranju konstrukcij.

V zadnjem koraku so bile konstrukcije obtežene s statično ciklično obtežbo. To pomeni, da se je obtežba s časom sicer spreminjala, vendar pa je bil časovni interval sprememb dovolj velik, da v konstrukciji ni prišlo do dinamičnih pojavov. Tudi v tej preiskavi so bili, tako kot pri PsD testih, krmiljeni pomiki v hidravličnih batih. Pri tem se je postopoma povečevala vrednost absolutnega pomika, vsak pomik pa je bil vsiljen v treh ciklih. Na ta način je bila preizkušena ciklična deterioracija elementov konstrukcije. Cikli pomikov so se povečevali s korakom 40 mm vse do porušitve konstrukcije (slika 2.9).



Slika 2.9: Normirani akceleroگرام QuakeB (levo) in ciklična preiskava (desno)

Figure 2.9: Normalized ground motion record Quake B (left) and cyclic test (right)

2.1.4 Glavne ugotovitve in rezultati preizkusov

Obnašanje stikov in učinek toge diafragme

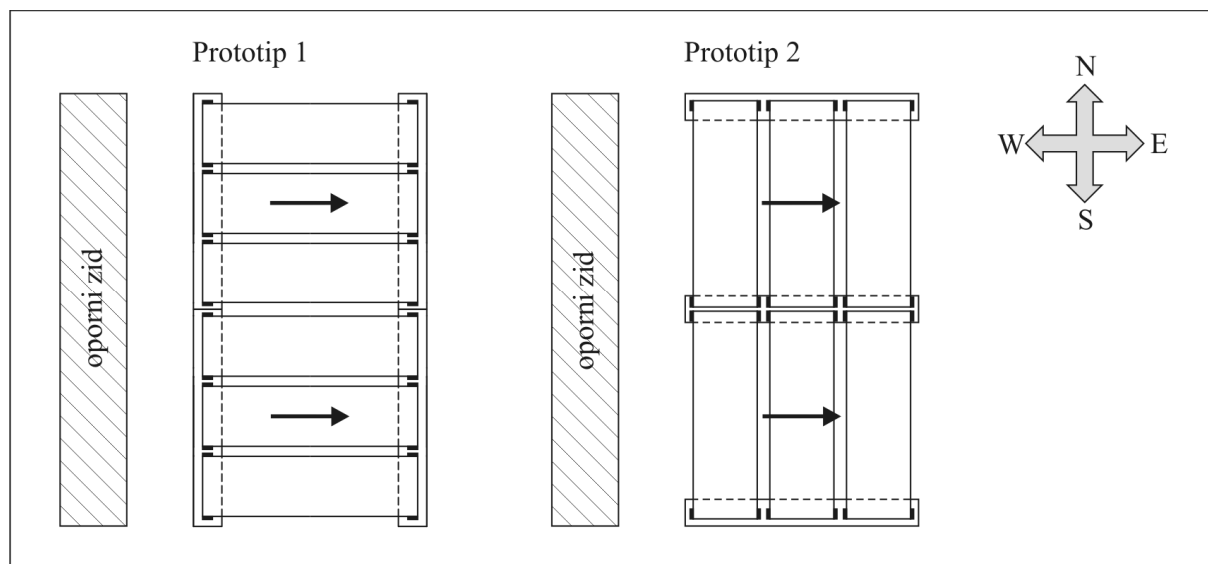
Stik med stebrom in nosilcem, ki smo ga uporabili v konstrukciji, se običajno obravnava kot členkast (tako smo predvidevali tudi pri dimenzioniranju konstrukcij), čeprav dejansko prevzame tudi nekaj momenta. Glede na deformacijsko obliko stebrov lahko sklepamo, da je vpetost stebrov v nosilce minimalna. Malta na stiku palice z nosilcem je kmalu popustila, kar je omogočilo dokaj velike zamike med stebri in nosilci (do 15 mm, slika 2.13). Horizontalno povezavo med nosilcem in stebrom zagotavljajo podaljšane vzdolžne armaturne palice premera $\phi 16$. Po metodi načrtovane nosilnosti smo ugotovili, da so stiki s palicami $\phi 16$ predimenzionirani. Kljub temu pa so se že v prvi seriji preizkusov (Prototip 2-1) poškodovali nosilci na stiku s palicami (slika 2.10). Enačba (2.16) s katero smo izračunali nosilnost stika, očitno ni najbolj primerna, saj predpostavlja, da je palica obdana z debelejšim slojem betona. Porušitev nosilcev bi lahko preprečili z ustreznim objetjem odprtih v nosilcu na stiku s palicami. V kasnejših preizkusih so bili zaradi finančnih omejitev uporabljeni isti (poškodovani) nosilci, ki so bili na poškodovanih mestih obloženi z jeklenim opažem. Poškodbe nosilcev so bile s tem preprečene, hkrati pa je bila onemogočena tudi nadaljnja raziskava teh stikov.



Slika 2.10: Poškodba nosilca na stiku z stebrom
Figure 2.10: Damaged beam at the beam-column connection

Kot smo že razložili, je togost strešne konstrukcije v svoji ravnini odvisna od togosti stikov med strešnimi ploščami in nosilci. V stikih se pojavlja težnja po medsebojnem zasuku med strešnimi elementi. Zasuku se upira dvojica sil, kjer vsako izmed sil povzročata dva jeklena kotnika z vijaki (slika 2.6). Zasnova kotnikov je takšna, da v eni smeri dopušča večji zdrs vijaka kot v drugi smeri. Ta smer sovпада s smerjo EW (vzhod-zahod) pri Prototipu 1 in smerjo NS (sever-jug) pri Prototipu 2 (slika 2.11). Glede na to, da obremenjevanje poteka v smeri EW, je logično, da so zamiki največji ravno v smeri EW, pri Prototipu 1 (do 17 mm, slika 2.13). Vendar pa se plošča v tem primeru ne zvija tako močno kot bi lahko sklepali iz velikosti zamikov, saj vsi zamiki potekajo v isti smeri (gre torej predvsem za translatorsni pomik plošče). V drugi smeri (NS) so zamiki izmenični, kar pomeni da v

stikov nastopajo rotacije. Zamiki v smeri NS so manjši od pripadajočih zamikov v smeri EW (do 3 mm, slika 2.13).

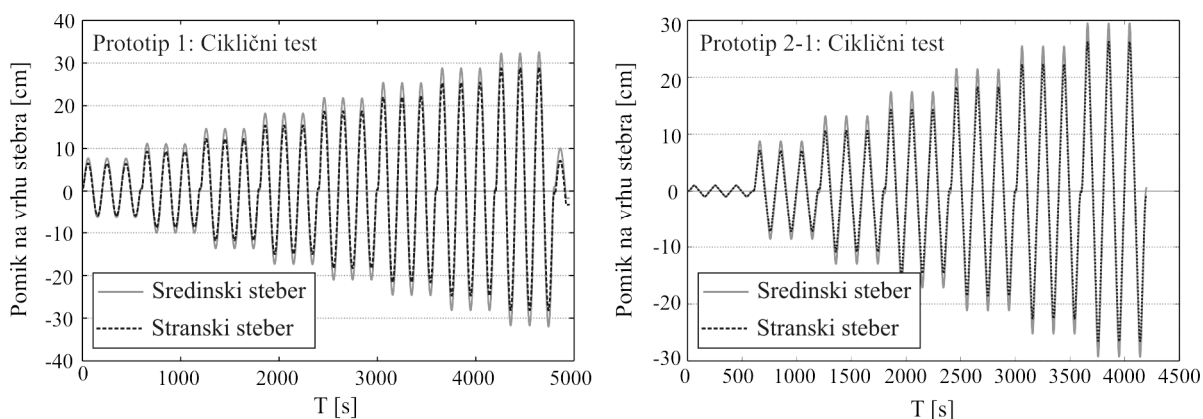


Slika 2.11: Orientacija stikov med strešnimi ploščami in nosilci

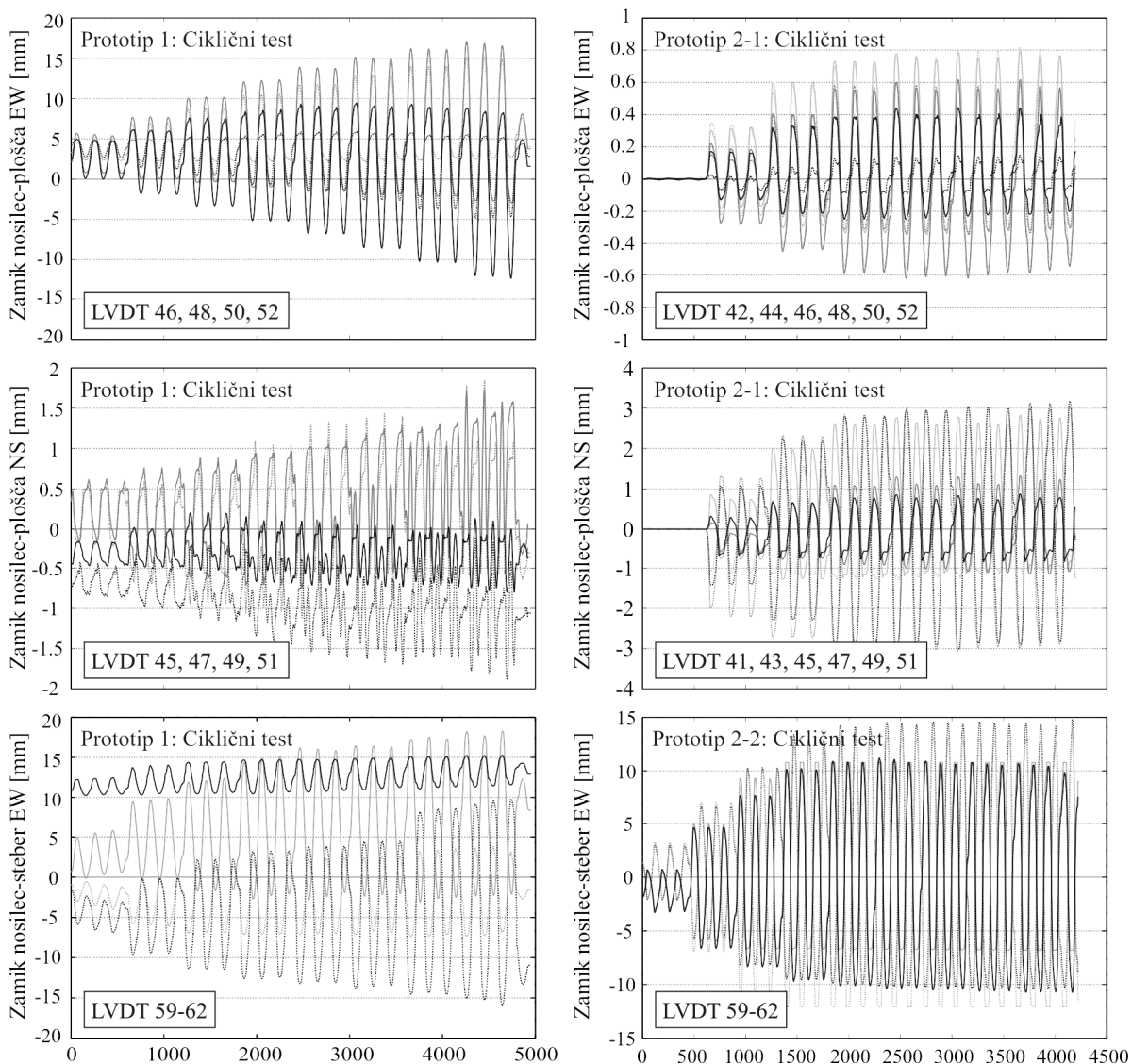
Figure 2.11: Orientation of the connections between the roof panels and beams

Togost strehe v svoji ravnini torej ni idealna. Pomiki na vrhu sredinskih stebrov so zato nekoliko večji od pomikov na vrhu stranskih stebrov (slika 2.12). Največja razlika med pomikom sredinskega in stranskega stebra znaša približno 3 cm (to velja za vse prototipe). Čeprav se zdi na prvi pogled to veliko, pa ta vrednost znaša le približno 10 % absolutnega pomika strešne konstrukcije. V skladu z EC8 lahko togo diafragma predpostavimo, če vodoravni pomiki nikjer ne presegajo pomikov, dobljenih ob predpostavki toge diafragme, za več kot 10 % ustreznih absolutnih pomikov. Eksperimentalni rezultati so torej upravičili uporabo toge diafragme pri projektiranju stebrov.

Ugotovili smo, da je obnašanje stikov zelo kompleksno in v nekaterih primerih nepredvidljivo. Čeprav so stiki v večini primerov uspešno prestali obremenitve, smo ugotovili, da enostavne empirične enačbe v nekaterih primerih ne zadoščajo (nosilec na stiku z stebrom). Netipične vrste stikov moramo zato pred uporabo eksperimentalno preizkusiti. V okviru tega eksperimenta smo obravnavali močne (predimenzionirane) stike. Znanje bomo v prihodnosti nadgradili z študijo konstrukcij z deformabilnimi stiki (stiki s sposobnostjo sipanja energije), ki bo potekala v okviru evropskega projekta SAFECASST.



Slika 2.12: Pomiki na vrhu stebrov
Figure 2.12: Column top displacements

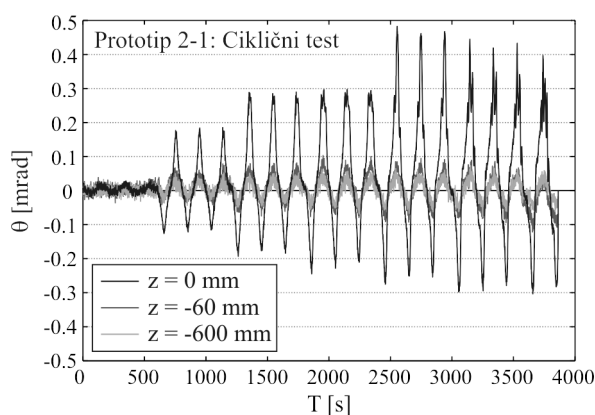


Slika 2.13: Relativni pomiki med posameznimi elementi (Oznake LVDT: glej prilogo B)
Figure 2.13: Relative displacements between individual elements (LVDT denotation: see Appendix B)

Mejna kapaciteta in duktilnost stebrov

Z eksperimentalnimi preiskavami smo preizkušali enoetažne montažne konstrukcije v naravnem merilu. Stiki v konstrukcijah so bili preddimenzionirani, zato se je energija sipala v plastičnih členkih ob vpetju stebrov. Sposobnost sipanja energije pri takšnih stebrih je še neraziskana, saj tako vitki stebri do sedaj še niso bili preizkušeni (preizkusi, ki jih najdemo v literaturi, se nanašajo na veliko manj vitke stebre). Ugotovitve v zvezi z mejno kapaciteto in duktilnostjo stebrov so torej edinstvene in hkrati ključne za razumevanje obnašanja armiranobetonskih montažnih hal med potresno obtežbo.

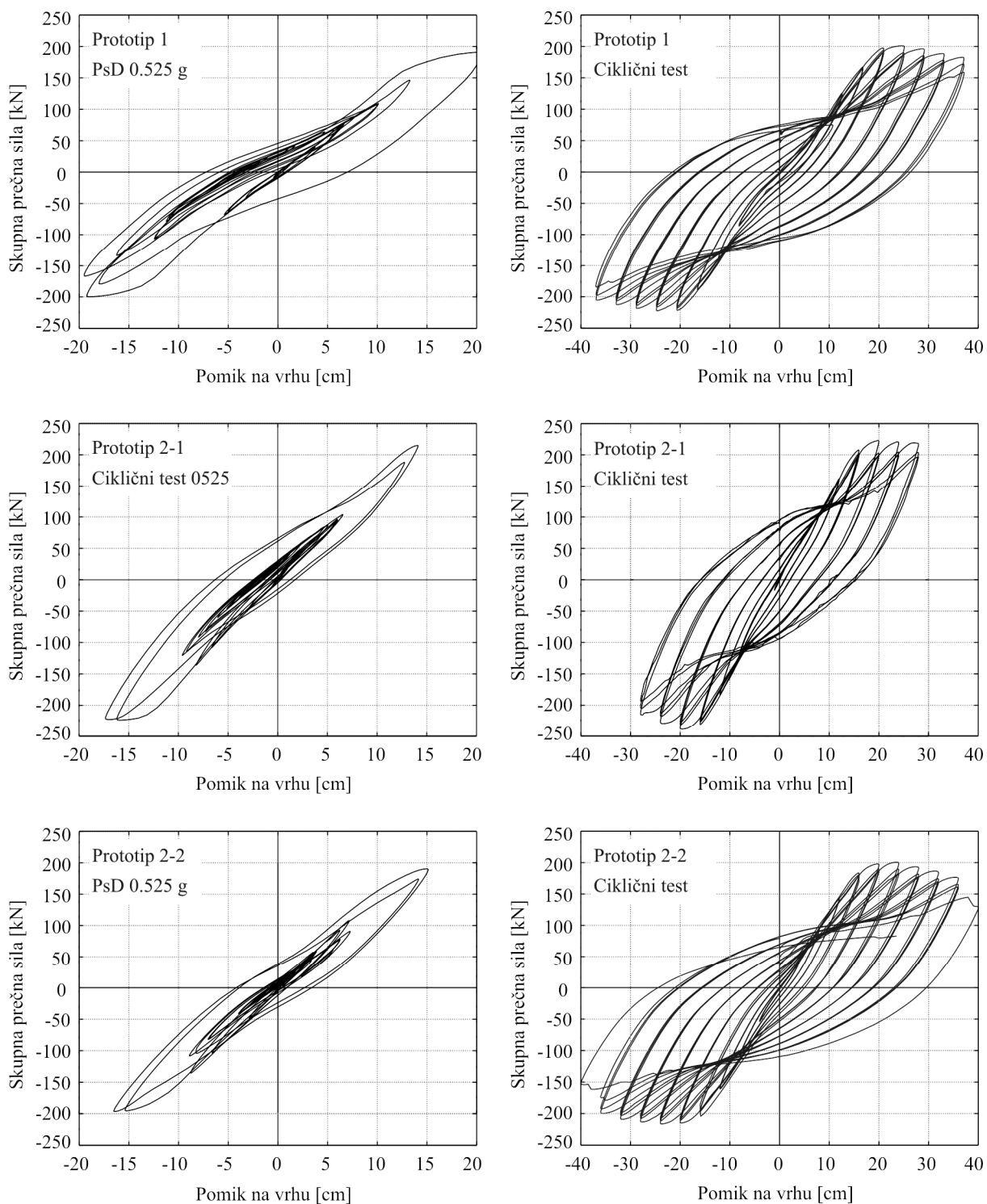
Stebri v armiranobetonskih montažnih halah so običajno vpeti v čašaste temelje. Pogosto se izkaže, da vpetost ni popolna, ker se temelji bodisi zasukajo ali pa pride do rotacije stebra v samem temelju. Na sliki 2.14 so prikazane rotacije na stiku stebra z temeljem (tik na vpetjem), ter še na dveh višinah čašastega temelja (slika B.8). Rotacije so bile izmerjene med cikličnim preizkusom Prototipa 2-1. Vidimo lahko, da so rotacije čašastega temelja v tem primeru zanemarljivo majhne. To smo tudi pričakovali saj so temelji čvrsto pritrjeni na toga tla laboratorija (v praksi tega ni, zato so tam običajni večji zasuki temeljev). Tudi rotacija stebra tik nad temeljem je majhna (največ 0.5 mrad). Te rotacije lahko pripišemo razpokanju in zdrsu armature iz temelja, saj relativnih premikov stebra glede na temelj nismo zaznali. Skupni povprečni zasuk stebra je torej sestavljen iz povprečnega zasuka zaradi upogiba, zasuka zaradi strižnih deformacij ter zdrsa armature ob vpetju.



Slika 2.14: Rotacije čašastega temelja in rotacija stebra na stiku s temeljem

Figure 2.14: Rotation of the foundation socket and rotation at the base of the column with respect to the footing

Na sliki 2.15 so izrisane histerezne krivulje skupna prečna sila – pomik pri psevdo-dinamični obtežbi 0.525 g (začetek plastifikacije armature v stebrih) in statični ciklični obtežbi do porušitve za vse tri prototipe. Skupna prečna sila je enaka vsoti vseh sil, izmerjenih v hidravličnih vzbujevalnikih na vrhu konstrukcije, pomik pa je enak povprečnemu pomiku na vrhu stebrov. Ker so razlike v pomikih na vrhu posameznih stebrov majhne (vzrok: togost strešne konstrukcije v lastni ravnini), lahko predpostavimo, da globalni odziv na sliki 2.15 predstavlja povprečni odziv ekvivalentnega stebra (v tem primeru moramo upoštevati, da je prečna sila v ekvivalentnem stebri enaka 1/6 skupne prečne sile). Ekvivalentni stebri se med seboj razlikujejo le v količini prečne armature. Steber Prototipa 1 in 2-1 ima dvojna stremena $\phi 8/75$ mm, steber Prototipa 2-2 pa dvojna stremena $\phi 8/50$ mm.

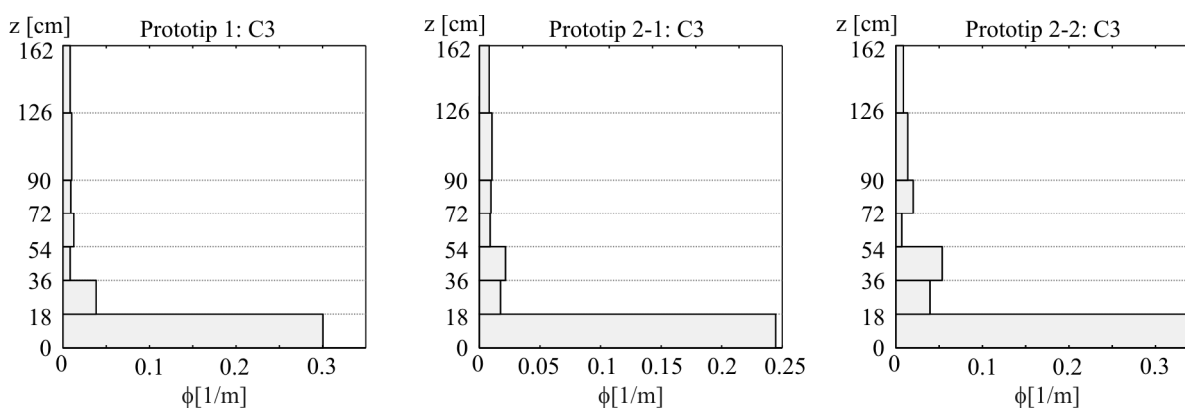


Slika 2.15: Globalni odziv sila-pomik
Figure 2.15: Global force-displacement response

Na sliki 2.15 lahko vidimo, da sta deformabilnost in deformacijska kapaciteta stebrov zelo veliki. Pri vrednostih pospeška temeljnih tal 0.14 g so se po pričakovanju pojavile razpoke ob vpetju stebrov, armatura stebrov pa se ni plastificirala. Tudi pri pospešku 0.35 g se armatura stebrov še ni plastificirala. Do plastifikacije je prišlo šele v zadnjem PsD testu s pospeškom 0.525 g, kar pomeni, da

imajo konstrukcije večjo kapaciteto kot smo pričakovali (preglednica 2.3). Težko je določiti točen zasuk na meji tečenja. Če bi ovojnice odziva aproksimirali z bilinearnim odnosom, bi pomik na meji tečenja znašal 13-14 cm, kar je ekvivalentno povprečnemu zasuku 2.6-2.8 % (velja za vse prototipe). Te vrednosti so precej večje kot smo navajeni pri krajših stebrih. Pokazalo se je tudi, da imajo stebri po doseženi plastifikaciji še veliko deformacijske kapacitete. Tako je bil odziv Prototipov 1 in 2-1 stabilen še vse do pomika 30 cm (povprečni zasuk 6 %). Pri tem pomiku se je začel luščiti krovni beton, nakar je prišlo do uklona vzdolžne armature, kmalu nato pa do pretrga vzdolžne armature (na sliki 2.18 je prikazana tipična upogibna porušitev stebra). Prvi steber je pri obeh konstrukcijah popustil pri pomiku približno 35 cm (povprečni zasuk 7 %). Preizkus Prototipa 1 je bil na tem nivoju ustavljen, ker bi porušitev konstrukcije pomenila preveliko tveganje za ljudi in opremo v laboratoriju. Izjemoma se je preizkus Prototipa 2-2 nadaljeval. Takoj za porušitvijo prvega stebra je sledil občuten padec nosilnosti v istem ciklu obremenjevanja (glej rezultate na območju 35-40 cm), popolna porušitev pa je bila sprva preprečena s strani ostalih stebrov. Rezervna nosilnost ni trajala dolgo, saj so se kmalu za porušitvijo prvega stebra začele trgati tudi palice v ostalih stebrih, preizkus pa je bil nazadnje ustavljen pri pomiku 40 cm (zasuk 8 %; slika 2.17). Zanimivo je, da je bila deformacijska kapaciteta Prototipa 2-1 iz neznanega razloga nekoliko manjša od kapacitete ostalih dveh konstrukcij. Pri tem preizkušancu se je prva upogibna porušitev stebra zgodila pri pomiku 28 cm (povprečni zasuk 5.6 %), ko je bil preizkus tudi ustavljen.

Razen izjemnega zmanjšanja nosilnosti znotraj enega cikla, ki smo ga opazili pri Prototipu 2-2, lahko na vseh krivuljah cikličnega odziva opazimo značilno zmanjševanje nosilnosti v ponovitvah ciklov z enakimi pomiki. Temu pojavu pravimo deterioracija nosilnosti zaradi ponavljajočih se ciklov, podrobneje pa ga bomo obrazložili v poglavju 3 (»Modeliranje enoetažnih montažnih hal s togimi stiki«). Poleg osnovnega zmanjševanja nosilnosti in cikličnega zmanjševanja nosilnosti, na padec nosilnosti v histerezah 2.15 vplivajo tudi P-delta efekti. Skupna prečna sila v histerezah je bila namreč izmerjena na vrhu konstrukcije in je manjša od skupne prečne sile ob vpetju stebrov. Razlika med prečnima silama je enaka $\Delta V = P \cdot d/h$ kjer je P skupna vertikalna obtežba, d pomik v horizontalni smeri in h višina stebrov.



Slika 2.16: Razporeditev ukrivljenosti ob vpetju sredinskega stebra (C3) tik pred porušitvijo
Figure 2.16: Curvature distribution at the base of the central column (C3), measured just before collapse

Na sliki 2.16 je prikazana razporeditev ukrivljenosti vzdolž sredinskih stebrov (C3) tik pred uklonom vzdolžne armature. Ukrivljenosti smo izračunali na podlagi izmerjenih deformacij na nasprotnih straneh stebra (slika B.4 in slika B.8). Pri tem smo predpostavili, da je pred uklonom vzdolžne armature prerez raven (uklon lahko zaznamo kot nenadno veliko spremembo v tlačni deformaciji). Vidimo, da je plastična ukrivljenost skoncentrirana na zelo kratki razdalji od vpetja stebrov. To pomeni, da je dolžina plastičnega členka majhna (približno 20 cm na podlagi slike 2.16). Na splošno se zdi, da je razmerje med dolžino plastičnega členka in dolžino elementa pri vitkih stebrih manjše kot smo navajeni pri kratkih stebrih.

Kot vemo imajo stebri Prototipa 2-2 večji delež prečne armature od ostalih dveh prototipov. To pomeni da so stebri bolj duktilni, kar se vidi tudi v rezultatih na sliki 2.15. Pri tem pa moramo opozoriti, da prave duktilnosti ostalih preizkušancev ne poznamo. Preizkus Prototipov 1 in 2-1 smo namreč zaustavili ob prvi porušitvi armaturene palice, medtem ko smo preizkus Prototipa 2-2 še nadaljevali. Vsekakor se kapaciteta konstrukcije z zmanjšanjem medsebojne razdalje med stremeni v določeni meri poveča. Vpliv razdalje med stremeni je lahko vidimo tudi na sliki 2.19. Na sliki je prikazan eden od stebrov preizkušancev, pri katerem je bila zaradi površne izdelave razdalja med dvema stremenoma v kritičnem območju povečana. Prva upogibna porušitev se je pojavila ravno na tem mestu.

Pri vseh preizkusih se je pokazalo, da imajo enoetažne industrijske hale sicer veliko deformacijsko kapaciteto, hkrati pa zelo majhno sposobnost prerazporeditve obtežbe. Pri ovrednotenju faktorja obnašanja q je pomembno, da ločimo med prerazporeditvijo obtežbe zaradi statične nedoločenosti konstrukcij in prerazporeditvijo v primeru naključne (nepričakovane) odpovedi katerega izmed elementov konstrukcije. Prerazporeditev obtežbe zaradi statične nedoločenosti konstrukcij je v EC8 upoštevana s koeficientom α_u/α_1 , s katerim povečamo osnovno vrednost faktorja obnašanja. Konstrukcijski sistem enoetažnih montažnih hal je praviloma statično določen, zato je koeficient α_u/α_1 pri teh sistemih enak 1.0. Imajo pa obravnavane konstrukcije to ugodno lastnost, da so sestavljene iz velikega števila stebrov. Ta lastnost poveča zanesljivost konstrukcije v primerjavi z enim samim stebrom, kar je upoštevano tudi v EC8. Tako je pri sistemu obrnjenega nihala (sistem, pri katerem je vsaj 50 % mase v zgornji tretjini višine konstrukcije ali pri katerem se energija sipa pretežno ob vpetju enega samega elementa stavbe) osnovna vrednost faktorja obnašanja enaka $q_0 = 2.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (DCH), pri okvirnih sistemih z večjim številom elementov (v to kategorijo v skladu z EC8-1/5.1.2 spadajo tudi enoetažne montažne hale) pa lahko uporabimo večjo vrednost, t.j. $q_0 = 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (DCH). Poudarimo še enkrat, da pri tem ne gre za to, da je sistem obrnjenega nihala toliko manj duktilen od ustreznega okvirnega sistema, temveč je predvsem manj zanesljiv, saj lahko vsaka najmanjša napaka v izgradnji usodno vpliva na kapaciteto konstrukcije (če je število elementov večje, se odpoved enega stebra ne pozna toliko). Eksperimentalni preizkusi kažejo, da lahko pri montažnih konstrukcijah upravičimo uporabo vrednosti $q_0 = 4.5$. Hkrati menimo, da so okvirni sistemi, ki jih projektiramo z enakim faktorjem obnašanja, vseeno nekoliko bolj varni, saj je število plastičnih členkov pri njih $2\times$ večje, koeficient α_u/α_1 pa je v realnosti običajno večji od vrednosti 1.1, ki se uporablja za okvirne sisteme v skladu z EC8.



Slika 2.17: Deformirana konstrukcija pri povprečnem zasuku 8 % (Prototip 2-2)
Figure 2.17: The deformed structure at 8 % drift (Prototype 2-2)



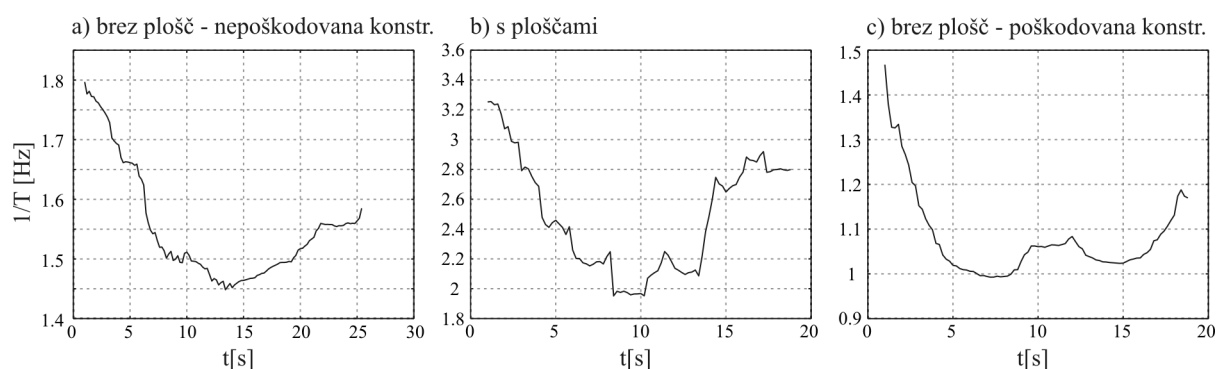
Slika 2.18: Tipična upogibna porušitev stebra
Figure 2.18: Typical flexural failure of a column



Slika 2.19: Pretrg vzdolžne armature zaradi povečane razdalje med stremeni
Figure 2.19: Failure of a longitudinal bar due to increased stirrup spacing

Vpliv fasadnih plošč

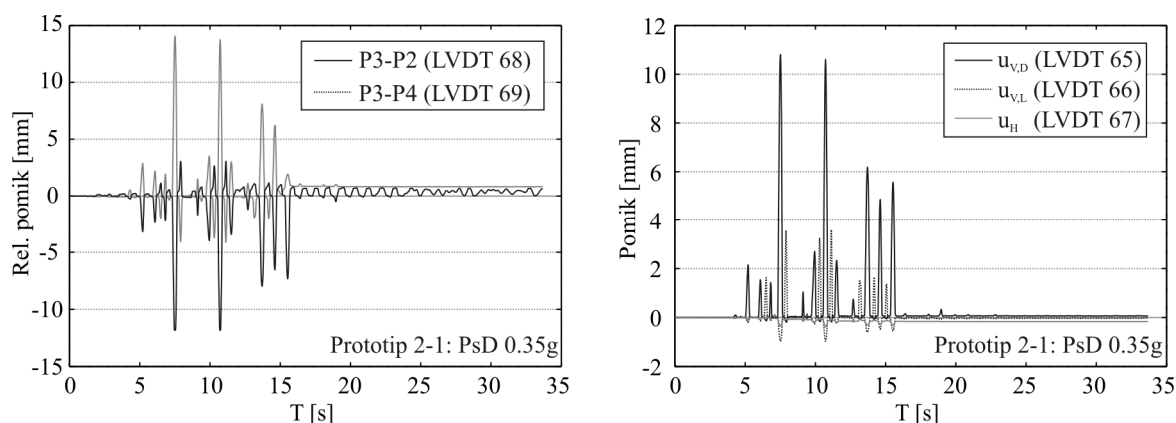
Vpliv fasadnih plošč smo preizkusili pri Prototipih 2-1 in 2-2. V obeh primerih smo konstrukcijo preizkusili v treh korakih, pri vrednostih maksimalnega pospeška tal 0.05 g, 0.14 g in 0.35 g. Preizkus z najmanjšo intenziteto je namenjen umerjanju instrumentov in merjenju lastnih frekvenc konstrukcije. Lastno frekvenco (1. nihajno obliko) smo med PsD testom merili po posebnem postopku, ki ga je predlagal Molina, et al. (2004). Običajno meritve frekvenc opravimo pred začetkom obremenjevanja, lahko pa tudi v vmesnih fazah med posameznimi preizkusi. Na sliki 2.20 so prikazane meritve v različnih fazah Prototipa 2-2. Prva faza (slika 2.20a) predstavlja golo konstrukcijo pred montažo fasadnih plošč. Lastni nihajni čas, ki je obratno sorazmeren lastni frekvenci, v tej fazi znaša $T = 0.56-0.69$ s (opazi se dokaj velik razpon v frekvencah, ki je posledica natančnosti meritev). Te vrednosti so približno enake nihajnemu času, ki smo ga ocenili na podlagi polovičnih vrednosti nerazpokanih prerezov (preglednica 2.3). To pomeni, da so elementi konstrukcije že pred začetkom obremenjevanja do neke mere poškodovani (razpokani), kar je običajno posledica transporta in montaže na gradbišču. V naslednji fazi na sliki 2.20b so na konstrukcijo pritrjene fasadne plošče. Opazimo lahko veliko povečanje lastnih frekvenc oziroma zmanjšanje nihajnega časa konstrukcije. Vrednosti nihajnih časov so skoraj $2\times$ manjše ($T = 0.30-0.50$ s). Temu preizkusu sta sledila PsD testa z večjimi pospeški temeljnih tal (0.14 g in 0.35 g). Zaradi velike togosti plošč, ki so prevzele velik del obtežbe se stebri niso pretirano poškodovali. V histereznem odzivu konstrukcije ne opazimo večje nelinearnosti, ki je značilna za začetek tečenja vzdolžne armature. Kljub temu pa se togost konstrukcije (stebrov) nekoliko zmanjšala. Na sliki 2.20c je prikazana lastna frekvenca konstrukcije po končani seriji preizkusov s fasadnimi ploščami. Iz konstrukcije so pred meritvami odstranili fasadne plošče. Rezultate »poškodovane« konstrukcije lahko primerjamo z rezultati »nepoškodovane« konstrukcije v prvi fazi meritev. Nihajni čas »poškodovane« konstrukcije znaša $T = 0.74-1.0$ s. Te vrednosti so že bližje nihajnemu času, ki smo ga izračunali za konstrukcijo v začetku tečenja armature (preglednica 2.3), čeprav do začetka tečenja armature, kot smo ugotovili, še ni prišlo. Če primerjamo fazi b) in c) na sliki 2.20 lahko vidimo spremembo lastne frekvence, ki se dogodi konstrukciji, ko ji med potresno obtežbo fasadne plošče odpadejo.



Slika 2.20: Ocena osnovne frekvence Prototipa 2-2, PsD test 0.05 g
Figure 2.20: Estimated fundamental frequency of Prototype 2-2, PsD test 0.05g

Natančnega podatka o nosilnosti fasadnih plošč nimamo. Na podlagi preizkusa z najmočnejšim PsD testom lahko sklepamo, da plošče prenesejo maksimalni pomik na vrhu 7.5 cm (t.j. povprečni zasuk 1.5 %). Jeklene vezi, preko katerih so plošče pritrjene na konstrukcijo, so pri tem ostale nepoškodovane. Plošče so se med obremenitvijo premikale kot toga telesa, neodvisno druga od druge. To dokazujejo veliki zamiki med ploščami (do 15 mm) v pretvornikih 68 in 69 (slika 2.21-levo). Dogajanje je bilo podobno učinku »rocking«, saj so se fasadne plošče sukale okoli enega izmed vogalov, odvisno od smeri obtežbe, pri večjih zamikih konstrukcije pa so vogali v manjši meri tudi podrsavali ob podporni nosilec. Premik in rotacijo plošče lahko razberemo na podlagi meritev pomikov v pretvornikih 65, 66 in 67 (Slika 2.21 desno). Vidimo, da se navpična pomika izmenično povečujeta, vodoravni pomik plošče pa je v tem primeru zanemarljiv. Zaradi trenja med fasadnimi ploščami in temeljnim nosilcem so bili vogali plošč v nekaterih primerih poškodovani.

Ugotovili smo, da je togost konstrukcij s fasadnimi ploščami bistveno večja od togosti brez fasadnih plošč. Posledično so vztrajnostne sile, ki delujejo na konstrukcijo, večje. Ker so plošče očitno veliko bolj toge od stebrov, le-te prevzamejo večji del horizontalne obtežbe. Zaradi tega lahko pričakujemo, da se bodo plošče porušile (verjetno na stikih z nosilci) še pred nastopom mejnega stanja v stebrih. Fasadnih plošč v analizi mejnega stanja nosilnosti zato ni smiselno upoštevati. Nasprotno pa bi bilo potrebno plošče upoštevati v računu mejnega stanja uporabnosti. S tem bi zmanjšali pomike, ki so merodajni v večini armiranobetonskih montažnih hal in določajo prečne prereze stebrov (običajno za mejna stanja nosilnosti zadostuje manjši prerez). Seveda pa v ta namen potrebujemo ustrezni numerični model. Glede na rezultate raziskav bi najbolj ustrezalo, če bi posamezno ploščo modelirali kot togo telo, ki je pritrjena na nosilec zgoraj, spodaj pa preko vzmeti na podporni nosilec. Za vzmeti bi lahko uporabili kontaktne elemente, s katerimi bi onemogočili preboj v normalni smeri (v nategu je gibanje prosto) in predpisali trenje v tangencialni smeri. Preizkusili smo tudi poenostavljeno modeliranje z nadomestno diagonalo, kar se je izkazalo za neprimerno (diagonalne vzmeti ne posnemajo obnašanja plošč, saj je mehanizem prenosa obtežbe pri ploščah povsem drugačen).



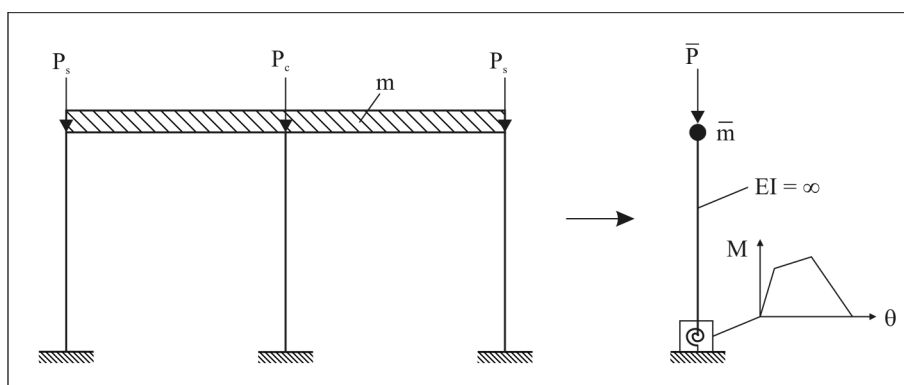
Slika 2.21: Relativni pomiki med sosednjimi paneli (levo) in pomiki fasadnega panela ob temelju (desno);
Oznake LVDT: glej prilogo B

Figure 2.21: Relative displacements between adjacent roof panels (left), and displacements of the cladding panel (right);
LVDT denotation: see Appendix B

3 MODELIRANJE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI

V tem poglavju obravnavamo konstrukcijski sistem, ki je sestavljen iz vitkih konzolnih stebrov, povezanih s strešno konstrukcijo. Sistem je tipičen za enoetažne montažne industrijske hale in enak kot pri preizkušancih projekta Precast (poglavje 2). Stik med stebri in gredami v obravnavanem konstrukcijskem sistemu je običajno členkast, sama strešna konstrukcija pa je zaradi togih elementov in stikov, ki morajo biti projektirani po metodi načrtovane nosilnosti, v glavnem toga v svoji ravnini. Obnašanje konstrukcij med potresno obtežbo je tako predvsem odvisno od obnašanja stebrov, katerih glavna značilnost je velika vitkost oziroma velik strižni razpon (L_s ; razdalja med koncem stebra in prevojno točko). Čeprav je bilo v preteklosti narejenih že veliko raziskav (2003, Haselton 2006, Park, et al. 1972) in preizkusov v zvezi s cikličnim obnašanjem armiranobetonskih stebrov (Panagiotakos in Fardis 2001, PEER 2007), pa je zelo malo znanega o obnašanju zelo vitkih stebrov z indeksom strižnega razpona 10 in več (indeks 10 je zgornja meja vitkosti po Evrokodu 8, vendar so tudi stebri z večjimi indeksi precej pogosti v montažnih halah na območju Srednje Evrope). Še posebej malo je znanega o obnašanju vitkih stebrov po doseženi maksimalni nosilnosti, ko se steber približuje porušitvi. Obnašanje v post-kritičnem območju konstrukcije je odločujoče pri oceni potresne ranljivosti in potresnega tveganja. V ta namen potrebujemo eksperimentalno preverjen numerični model, ki je sposoben modelirati padanje nosilnosti. Poleg tega mora biti model kar se da enostaven, saj študije potresnega tveganja temeljijo na velikem številu nelinearnih analiz, s katerimi simuliramo razpršenost potresnih zahtev in kapacitete konstrukcije.

Numerični model enoetažne montažne hale smo verificirali na podlagi rezultatov preizkusov projekta Precast. Pri vseh treh preizkušancih se je strešna konstrukcija obnašala v glavnem toga, zato lahko numerični model sestavimo iz stebrov, povezanih s togo diafragmo (slika 3.1). Posamezni stebri v konstrukciji se nekoliko razlikujejo v nivoju osne sile, posledično pa tudi v nosilnosti in deformabilnosti. Nivo osnih sil v stebrih vseh preizkušancev je majhen (1.2–2.1%). Posledično je razlika v kapaciteti stebrov minimalna, zato lahko konstrukcijo nadomestimo z ekvivalentnim stebrom s povprečnim nivojem osne sile in povprečno vertikalno obtežbo (slika 3.1). Za model stebra smo uporabili element s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju in predpostavili neskončno upogibno togost stebra nad plastičnim členkom (slika 3.1). Zasuk v plastičnem členku je tako enak Δ/L , kjer je Δ premik na vrhu konstrukcije in L višina stebra (v nadaljevanju uporabljamo oznako $\theta = \Delta/L$). Plastičnemu členku moramo predpisati histerezno ovojnico moment-zasuk in histerezna pravila za modeliranje cikličnega odziva.



Slika 3.1: Poenostavljeni numerični model enoetažne hale

Figure 3.1: Simplified numerical model of the single-storey industrial building

Obstaja več empiričnih in analitičnih postopkov za določitev karakterističnih momentov in zasukov, v tem poglavju obravnavamo naslednje: (a) standardni pristop na osnovi idealiziranega odnosa moment-ukrivljenost in empirično določene ekvivalentne dolžine plastičnega členka (Park in Paulay 1975); (b) empirični izrazi, ki jih predlagata (Fardis in Biskinis 2003); (c) neparametrična metoda za empirično analizo podatkovne baze – metoda CAE (Peruš in Fajfar 2007); (d) empirični izrazi, ki jih predlaga (Haselton 2006). Vse omenjene procedure temeljijo na raziskavah oziroma podatkovnih bazah stebrov, ki imajo indeks strižnega razpona (L^* ; razmerje med strižnim razponom in dimenzijo prereza v smeri obremenjevanja) manjši od 6.5, kar je precej manj od indeksa preizkušenih stebrov. Ostali parametri analiziranih stebrov (delež vzdolžne armature in prečne armature, tlačna trdnost betona) sodijo v povprečje eksperimentalnih baz, razen nivoja osne sile, ki je precej majhen. Poleg ovojníc smo obravnavali tudi različna histerezna pravila: (i) Standardna Takedina histerezna pravila (Takeda, et al. 1970) in (ii) Ibarrina histerezna pravila (Ibarra, et al. 2005) s katerimi lahko modeliramo tudi padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih. Takedina histerezna pravila smo uporabili v povezavi z ovojnicami (a), (b) in (c), Ibarrin histerezni model pa skupaj s Haseltonovimi empiričnimi enačbami (d).

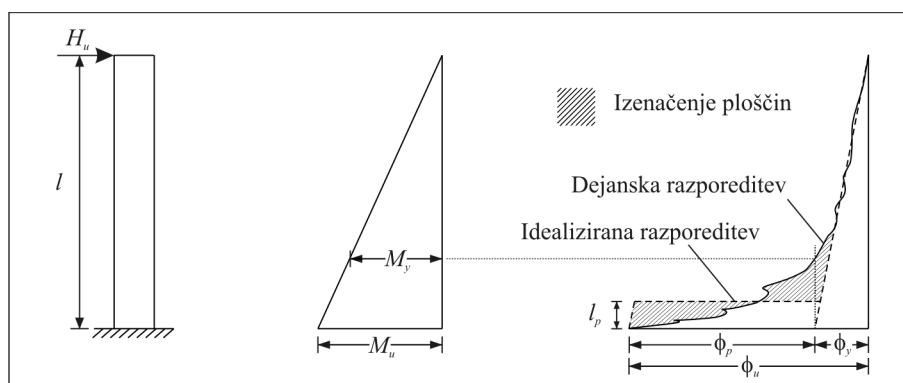
Numerične analize smo opravili s programom OpenSees (2008). Da bi upoštevali poškodovanost konstrukcije, smo numerični model obremenili z enako serijo dinamičnih in statičnih analiz, kot konstrukcijo v eksperimentu. V analizi smo upoštevali vpliv P-delta.

Ekvivalentni steber predstavlja povprečni odziv vseh stebrov v konstrukciji. Rezultate numerične analize smo zato primerjali s povprečno prečno silo in povprečnim pomikom konstrukcije. Povprečni pomik je določen kot povprečje pomikov na vrhu vseh stebrov (dejansko se pomiki rahlo razlikujejo), povprečna sila pa je enaka skupni sili v hidravličnih vzbujevalnikih, deljeni s številom stebrov (6). Eksperimentalno določene zveze sila–pomik (slika 1.15) smo prevedli na zveze moment-zasuk z upoštevanjem P-delta efektov. Moment, ki ga povzroča izmerjena sila v batih smo povečali za faktor $P\Delta$, kjer je P povprečna vertikalna sila in Δ povprečni pomik na vrhu stebra. Tako določene histerezne krivulje moment-zasuk predstavljajo lastnost plastičnih členkov ob vpetju preizkušenih stebrov in so neodvisne od P-delta efektov, zato jih lahko neposredno primerjamo z ovojnicami analitičnih in empiričnih metod.

V naslednjih poglavjih smo najprej obravnavali štiri različne numerične modele (glej a,b,c in d zgoraj) in z njimi modelirali odziv Prototipa 2-2 (poglavje 2). Prototip 2-2 smo izbrali zato, ker je ta konstrukcija prestala največje deformacije, v odzivu pa je opazno tudi padanje nosilnosti v post-kritičnem območju. Na podlagi primerjave numeričnih in eksperimentalnih rezultatov Prototipa 2-2 smo nato predlagali najustreznejši model in parametre za modeliranje cikličnega odziva vitkih stebrov. Nazadnje smo model verificirali še na podlagi rezultatov preizkusov ostalih dveh prototipov.

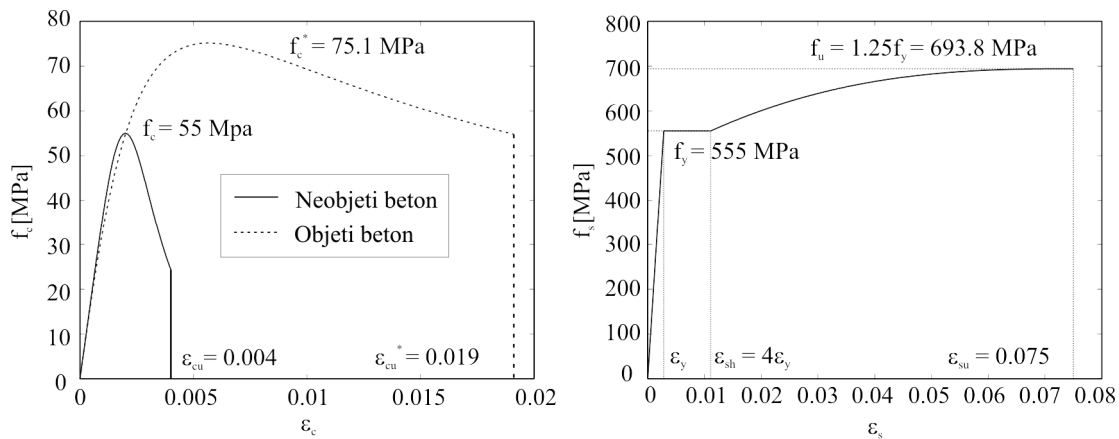
3.1 Standardni pol-analitični pristop

Najprej bomo opisali standardni pristop, ki je med inženirji v uporabi že desetletja (Park in Paulay 1975). Povprečni zasuk je definiran kot relativni pomik med vozliščema elementa, deljen z dolžino elementa. Pomik je izračunan z dvojnim integriranjem ukrivljenosti vzdolž celotne dolžine elementa. Pri tem je predpostavljen idealiziran potek ukrivljenosti s konstantno vrednostjo plastičnega dela ukrivljenosti vzdolž celotnih dolžin plastičnih členkov. Ker obravnavamo konzolni steber, se plastični členek nahaja le ob vpetju stebra, potek momentov pa je trikoten (slika 3.2).

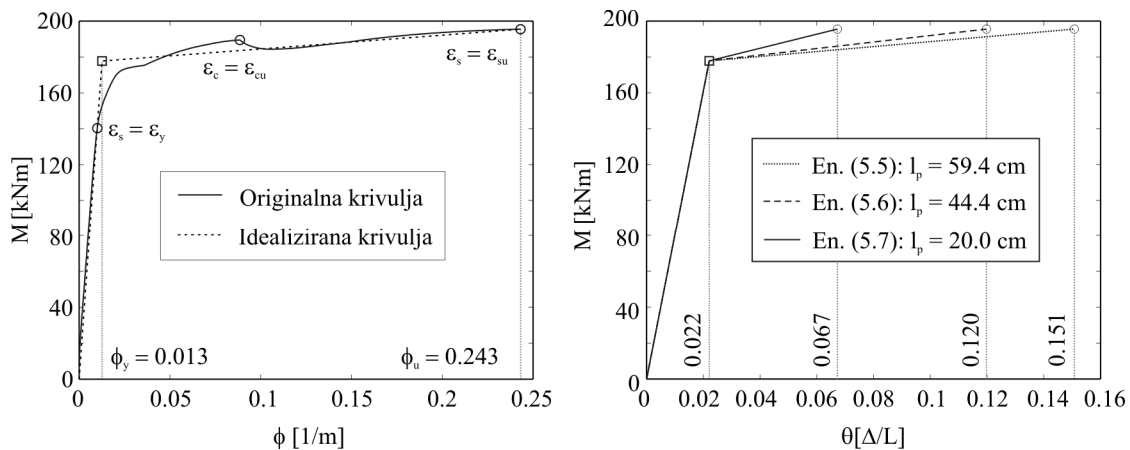


Slika 3.2: Definicija ekvivalentne dolžine plastičnega členka na osnovi idealizirane razporeditve ukrivljenosti
Figure 3.2: Definition of the equivalent plastic hinge length based on the idealized curvature distribution

Ker želimo rezultate numerične analize primerjati z eksperimentalnimi rezultati, bomo v analizi uporabili dejanske vrednosti materialov. Izmerjena trdnost jekla na meji tečenja znaša $f_y = 555$ MPa, srednja tlačna (cilindrična) trdnost vgrajenega betona pa je $f_c = 55$ MPa. Pri betonu smo prevzeli odnos med napetostjo in deformacijo, ki ga predlagajo Mander, et. al (1988), pri čemer smo upoštevali različne karakteristike objetega in neobjetega betona (slika 3.3). Diagram jekla smo modelirali z modelom, sestavljenim iz elastične togosti, ravnega platoja in utrjevanjem do mejne deformacije (slika 3.3).



Slika 3.3: Odnos med napetostjo in deformacijami za beton (levo) in armaturo (desno)
Figure 3.3: Stress-strain material curves for the concrete (left) and reinforcement (right)



Slika 3.4: Odnos moment-ukrivljanost (levo) in moment-zasuk (desno) za Prototip 2-2
Figure 3.4: Moment–curvature (left) and moment-rotation (right) relationship for Prototip 2-2

Idealizirani bilinearni odnos med ukrivljenostjo in momentom v prerezu je prikazan na sliki 3.4 (levo). Začetni naklon je definiran z začetkom tečenja armature, utrditev pa je določena na podlagi pogoja enakih energij. Porušitev prereza smo predvideli pri deformaciji jekla 7.5 % (toliko znaša mejna deformacija za duktilna jekla razreda C po EC2). Na podlagi izmerjenih deformacij na robu stebrov lahko ocenimo dejanske deformacije v armaturnih palicah. Tik pred uklonom vzdolžne armature, pri maksimalni nosilnosti prerezov deformacije znašajo 8.0 %, kar pomeni, da mejnih deformacij nismo precenili. Zanimivo je, da smo s standardno metodo relativno dobro napovedali zasuk ob poružitvi stebrov, čeprav v analizi nismo upoštevali uklona vzdolžne armature. Analitične izračunane in izmerjene vrednosti mejnih ukrivljenosti se relativno dobro ujemajo (primerjaj sliki 3.4 in sliki 3.5). Iz tega bi lahko sklepali, da je Bernoullijeva hipoteza o ravnih prerezih pred pojavom uklona vzdolžne armature dobro izpolnjena.

Če predpostavimo trikotno razporeditev momentov in ukrivljenosti, povprečni zasuk na meji tečenja izračunamo kot:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} \quad (3.1)$$

kjer je ϕ_y ukrivljenost na meji tečenja, L_s pa strižni razpon, ki je enak višini stebra. Za ekvivalentni steber je ukrivljenost v času tečenja enaka $\phi_y = 0.0125$ 1/m in $\theta_y = 0.021$.

Na velikost zasuka dodatno vplivajo strižne deformacije v poševnih razpokah vzdolž elementa. Učinek poševnih razpok lahko upoštevamo s premikom črte upogibnih momentov. Upoštevali smo premik velikosti $0.45 \cdot d$ (d je statična višina prereza). Ker so stebri zelo vitki, je vpliv strižnih deformacij majhen (0.001). Povečan povprečni zasuk na meji tečenja znaša 0.022, kar je še vedno precej manj od izmerjene vrednosti (0.028). Vpliv strižnih deformacij je očitno podcenjen, poleg tega v računu ni upoštevan izvlek armature iz temeljev.

Pri mejnem zasuku je razporeditev ukrivljenosti vzdolž stebra zapletena (slika 3.2). Zaradi lažjega izračuna zato predpostavimo, da so plastične deformacije skoncentrirane na omejeni dolžini, ki jo imenujemo ekvivalentna dolžina plastičnega členka (l_p). Znotraj ekvivalentne dolžine plastičnega členka predpostavimo konstantno plastično ukrivljenost, razporeditev elastičnih ukrivljenosti pa upoštevamo enako kot v enačbi (3.1). Prispevek plastičnega zasuka je enak:

$$\tilde{\theta}_p = \phi_p l_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad (3.2)$$

kjer je ϕ_p plastični del mejne ukrivljenosti, ϕ_u mejna ukrivljenost in l_p dolžina plastičnega členka. Zasuk $\tilde{\theta}_p$ je skoncentriran na sredini dolžine plastičnega členka in ne ob vpetju (zato oznaka $\tilde{\theta}_p$ namesto običajne θ_p). Ob upoštevanju te predpostavke, plastični pomik (Δ_p) na vrhu konzole znaša:

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p (L_s - 0.5 l_p) \quad (3.3)$$

Skupni mejni zasuk (v tem primeru je točka vrtilišča vpetje) pa je enaka:

$$\theta_u = \phi_y \frac{L_s}{3} + (\phi_u - \phi_y) (L_s - 0.5 l_p) \frac{l_p}{L_s} \quad (3.4)$$

V literaturi lahko najdemo številne izraze za določitev ekvivalentne dolžine plastičnih členkov. Najbolj pogosto se uporablja izraz (Paulay in Priestley 1992):

$$l_p = 0.08 L_s + 0.022 d_b f_y \quad (3.5)$$

kjer je d_b premer vzdolžne armature in f_y meja tečenja jekla v MPa. Ekvivalentna dolžina plastičnega členka za analizirane stebre je po napovedi (3.5) enaka 59.4 cm, mejni zasuk, definiran na podlagi deformacije v jeklu 7.5 %, pa znaša 0.151, kar je precej več od izmerjenih mejnih vrednosti (0.07). Izraz (3.5) se nanaša na ameriška jekla, pri katerih je predvideno razmerje med mejno trdnostjo in trdnostjo na meji tečenja $f_u/f_y = 1.4$. Za evropska jekla je značilno precej manjše utrjevanje, zato Priestley, et al. (2007) v svoji novi knjigi predlagajo, da se enačba (3.5) nadomesti z izrazom, ki upošteva razmerje napetosti:

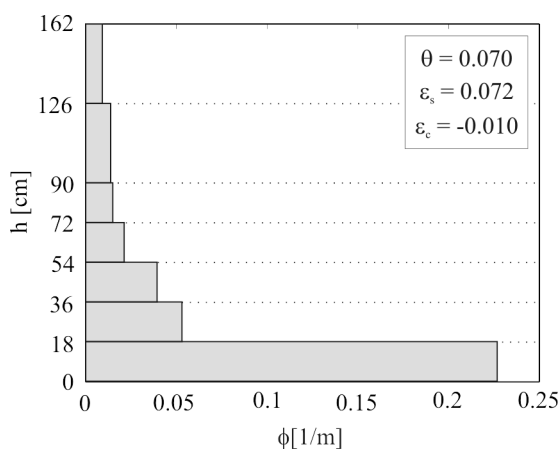
$$l_p = k \cdot L_s + 0.022d_b f_y \quad \text{kjer je} \quad k = 0.2 \cdot (f_u/f_y - 1) \leq 0.08 \quad (3.6)$$

Ekvivalentna dolžina plastičnega členka ob upoštevanju razmerja $f_u/f_y = 1.25$ znese 44.4 cm, mejni zasuk pa je enak 0.12, kar je še vedno precej več od izmerjenih vrednosti.

Eksperimentalni preizkusi vseh testnih konstrukcij so pokazali, da so bile dolžine plastičnih členkov precej manjše od vrednosti, ki jih dobimo na podlagi enačb (3.5)-(3.6). Razlog je v tem, da empirične enačbe večinoma temeljijo na preizkusih krajših elementov, za katere je značilno veliko večje razmerje med dolžino plastičnega členka in dolžino elementa kot pri vitkih stebrih. Paulay in Priestley (1992) zato svetujeta, da se dolžina plastičnega členka pri vitkih stebrih omeji z velikostjo $h/2$, kjer je h prerez stebra v smeri obremenjevanja:

$$l_p = 0.5h \quad (3.7)$$

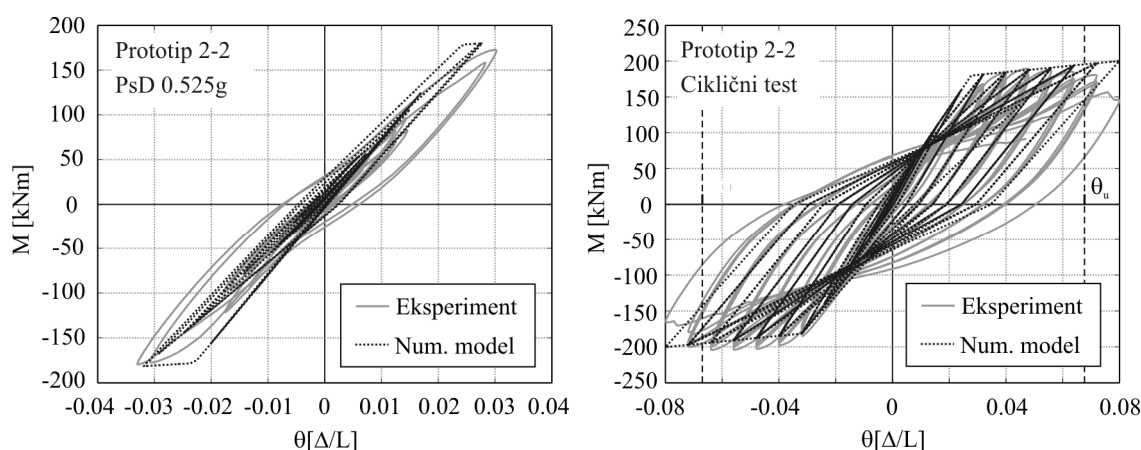
Če upoštevamo zgornjo omejitev, dolžina plastičnega členka znaša 20 cm, kar so potrdili tudi eksperimentalni rezultati – na sliki 3.5 vidimo porazdelitev ukrivljenosti pred uklonom vzdolžne armature enega od stebrov. Vidimo, da je ukrivljenost skoncentrirana na zelo kratki razdalji od vpetja stebrov. Mejni zasuk ob upoštevanju $l_p = 20$ cm znaša 0.067, kar se tudi dobro ujema z izmerjenim mejnim zasukom (slika 3.6).



Slika 3.5: Porazdelitev ukrivljenosti v stebri pred poružitvijo
Figure 3.5: Curvature distribution at the base of the column before collapse

Na sliki 3.4 so prikazane bilinearne ovojnice moment-zasuk za Prototip 2-2 ob upoštevanju različnih dolžin plastičnih členkov. Ekvivalentna dolžina plastičnega členka, ki jo upoštevamo v računu mejnega zasuka, močno vpliva na utrditev numeričnega modela. Glede na eksperimentalne rezultate smo v analizi upoštevali najmanjšo dolžino plastičnega členka. Ovojnico smo uporabili v kombinaciji s Takedinimi hysterznimi pravili v programu OpenSees (OpenSees 2008). Na sliki 3.6 je izrisan odziv prototipa 2-2 pri psevdodinamični (PsD) obtežbi s pospeškom 0.525g (levo) in cikličnem testu do poružitve (desno). Psevdodinamični odziv služi za oceno efektivne togosti in zasuka v času tečenja, statični ciklični test pa za oceno obnašanja v kritičnem območju pred poružitvijo. Napovedana odziva se dokaj dobro ujemata z eksperimentalnimi rezultati, z naslednjimi izjemami:

1. Ekvivalentna elastična togost modela je nekoliko prevelika (predvsem opazno v odzivu testa PsD 0.525g). Verjetno je razlog v tem, da v izračunu nismo upoštevali zdrsa armature, po vsej verjetnosti pa smo nekoliko podcenili tudi strižne deformacije (glej poglavje 3.2/enačba 3.8).
2. V modelu ni zajeta nobena oblika padanja nosilnosti.
3. Porušitev ni eksplicitno modelirana, zato je potrebna dodatna kontrola mejnega stanja. Steber se poruši pri mejnem zasuku $\theta_u = 0.067$. Po tem zasuku nosilnosti v numeričnem modelu ni več in numerično analizo bi bilo potrebno zaustaviti.



Slika 3.6: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov – standardni model
Figure 3.6: Numerical versus experimental results – standard model

Pri dimenzioniranju konstrukcij običajno dopuščamo relativno majhne deformacije. Padanje nosilnosti v elementih pa nastopi šele pri zasukih, ki so precej večji od projektiranih zasukov. Zato menimo, da je opisan bilinearni model dovolj dober za uporabo v običajni projektantski praksi. Kljub temu pa se zadnje čase zaradi raziskovalnih namenov (študije potresne ranljivosti) in novih postopkov projektiranja s kontroliranjem obnašanja konstrukcij (angl. performance based design procedure) pojavlja vedno večja potreba po numeričnih modelih, ki lahko simulirajo odziv konstrukcije vse do njene porušitve (vključno s padanjem nosilnosti). Pri modeliranju do porušitve se pojavi problem določitve mejne točke, saj v standardnih postopkih številni post-kritični pojavi (uklon vzdolžne armature, neravni prerezi, ciklična deterioracija...) niso upoštevani. Biondini in Toniolo (2004) sta predlagala, da se mejna točka v ovojnici moment-zasuk izračuna na podlagi projektiranih vrednosti materialov, namesto srednjih vrednosti, ki jih uporabimo za izračun ostalih točk pred padanjem nosilnosti. Z zmanjšanimi vrednostmi materiala naj bi posredno upoštevali padanje nosilnosti zaradi cikličnega obremenjevanja. Čeprav sta na ta način dobila dobro ujemanje z eksperimentalnimi rezultati, pa med ciklično degradacijo in varnostnimi faktorji v standardih ni neposredne povezave. Ta postopek torej ni fizikalno upravičen zato ga ne moremo splošiti. Druga možnost je, da uporabimo enega izmed empiričnih modelov, ki so opisani v naslednjih poglavjih.

3.2 Empirični model na osnovi izrazov, ki jih predlaga Fardis

Fardis in sodelavci (Fardis in Biskinis 2003, Panagiotakos in Fardis 2001) so zbrali obsežno bazo rezultatov preiskav armiranobetonskih konstrukcijskih elementov. Baza obsega rezultate več kot 1200 preiskav armiranobetonskih elementov od katerih je večina stebrov (približno 700), ostalo so grede in stene. Z regresijskimi analizami so razvili empirične formule za zasuke na meji tečenja in mejne zasuke. Poleg tipa konstrukcijskega elementa se preizkusi v bazi razlikujejo tudi v drugih lastnostih (oblika prereza, detajli, način obremenjevanja,...). Za vsako skupino s podobnimi lastnostmi so določeni samostojni izrazi. V tem delu obravnavamo le enačbe, ki se nanašajo na stebre in grede pravokotnih prerezov. Podobni izrazi so bili vključeni tudi v Evrokod 8-3 za potresno odporno utrjevanje objektov (CEN 2004a). Osnovne značilnosti stebrov in gred v Fardisovi bazi so:

- nivo osne sile ($\nu = P/A_c f'_c : 0.0 - 0.85$)
- indeks strižnega razpona ($L^* = L_s/h : 1.0 - 6.5$)
- cilindrična tlačna trdnost betona ($f'_c = 15 - 120$ MPa)

Naslednja enačba je predlagana za izračun zasuka na meji tečenja za grede in stebre s pravokotnimi prerezi (Fardis in Biskinis 2003):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} + 0.00275 + a_{sl} \frac{\varepsilon_y}{(d-d')} \frac{0.2d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.8)$$

kjer je:

ϕ_y ...ukrivljenost na meji tečenja

L_s ...strižni razpon

a_{sl} ...spremenljivka, ki označuje zdrs armature (1–zdrs, 0–ni zdrsa)

$(d-d')$...razdalja med natezno in tlačno armaturo v prerezu

ε_y ...deformacija armature na meji tečenja

d_b ...premer vzdolžne armature

f_y ...meja tečenja armature v MPa (privzeli smo izmerjeno srednjo vrednost 555 MPa)

f'_c ...tlačna trdnost betona v MPa (privzeli smo izmerjeno srednjo tlačno trdnost 55 MPa)

Formula (3.8) je sestavljena iz analitično določenega prispevka zaradi upogibnih deformacij (1. člen na desni strani enačbe) in empirično določenih prispevkov zaradi strižnih deformacij (2. člen) ter zdrsa armature (3. člen). 1. člen v enačbi smo izračunali že v poglavju 3.1. K temu smo dodatno prišteli analitično izračunan prispevek zaradi strižnih deformacij. Ta vrednost je znašala približno 0.001, kar je skoraj 3× manj od prispevka, ki ga predlaga Fardis (0.00275). Poleg tega v prejšnjem poglavju nismo upoštevali zdrsa armature. Prispevek zdrsa armature znaša 0.002, kar je približno enako prispevku zaradi striga. Skupni zasuk na meji tečenja je tako:

$$\theta_y = 0.021 + 0.00275 + 0.002 = 0.026 \quad (3.9)$$

kar je približno enako izmerjeni vrednosti (okoli 0.028). Na podlagi enačbe (3.9) lahko določimo deleže posameznih prispevkov. Daleč največji je »teoretični« prispevek zaradi upogibnih deformacij (82 %). Prispevka zaradi striga zdrsa armature pa skupaj znašata približno 18 % skupnega zasuka.

Mejna točka je definirana pri 20 % izgubi nosilnosti pri cikličnem oziroma monotonem obremenjevanju. Ločeni izrazi so predlagani za monoton in ciklični mejni zasuk. Nas zanima predvsem ciklični zasuk, ker obravnavamo ciklični odziv stebrov. Naslednja formula je predlagana za izračun mejnega cikličnega zasuka nosilcev in stebrov (okroglih in pravokotnih prerezov):

$$\theta_u = 0.6 \cdot a_{st} (1 + 0.5a_{st}) (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c' \right]^{0.175} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.4} 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c'} \right)} 1.25^{100 \rho_d} \quad (3.10)$$

kjer je:

- a_{st} ...koeficient, ki se nanaša na vrsto jekla ($a_{st} = 0.0194$ za duktilno vroče valjano jeklo)
- v ...normirana osna sila (preglednica 3.1, str. 21)
- ω, ω' ...mehanski delež natezne ($\omega = \rho f_y / f_c'$) in tlačne vzdolžne armature ($\omega' = \rho' f_y / f_c'$);
 ρ in ρ' sta deleža natezne in tlačne armature normirana na $b \cdot d$
- L_s/h ...indeks strižnega razpona
- f_{yw} ...meja tečenja prečne armature v MPa
- α ...faktor učinkovitosti objetja v skladu z EC8 (CEN 2004a)
- ρ_s ...delež prečne armature v ravnini obremenjevanja (tabela 3.1, str. 21)
- ρ_d ...delež diagonalne armature (v stebrih ni diagonalne armature)

Za obravnavani steber enačba (3.10) napove zasuk $\theta_u = 0.103$, kar je precej več od eksperimentalno izmerjene vrednosti. Napovedani mejni zasuk v veliki meri temelji na razmerju med strižnim razponom in višino stebra (L_s/h). Če bi obravnavani steber imel indeks strižnega razpona 2, 3 ali 6 namesto 12.5, bi mejni zasuki znašali 0.049, 0.058 in 0.077. Glede na to, da maksimalno razmerje L_s/h za elemente v eksperimentalni bazi (na podlagi katerih je narejena ocena mejnega zasuka) znaša 6.5, je uporaba enačbe (3.10) za precej bolj vitke stebre zelo nezanesljiva. Na splošno se zdi, da mejni zasuk ni v tolikšni meri odvisna od razmerja L_s/h (morda to ni tako očitno pri manj vitkih stebrih). Enako, kot bomo videli v nadaljevanju, opažajo tudi drugi raziskovalci (Haselton 2006). Poleg tega pa ima Fardisov model še to pomanjkljivost, da ne ponuja celovite rešitve za ovojnico moment-zasuk. Fardis in sodelavci namreč niso predpisali enačbe za zasuk pri maksimalni nosilnosti. Slednjega moramo tako določiti na podlagi mejne točke (20 % izguba nosilnosti) in togosti v post-kritičnem območju, ki pa je zelo nezanesljiva količina (v literaturi obstaja zelo malo podatkov o tej togosti). Zaradi tega smo zaključili, da Fardisov model ni neposredno uporaben za modeliranje cikličnega odziva vitkih stebrov v naši študiji.

3.3 Metoda za empirično analizo podatkovne baze (metoda CAE)

Metoda CAE (angl. Conditional Average Estimator method) je neparametrična metoda za oceno podatkov na osnovi podatkovne baze, ki sta jo razvila Grabec in Sachse (1997). Peruš, et al. (2006) so metodo uporabili za napoved kapacitete (mejnega zasuka) armiranobetonskih stebrov. Kasneje sta Peruš in Fajfar (2007) metodo nadgradila za napoved celotne ovojnice sila-zasuk (ekvivalentna ovojnici moment-zasuk), s karakterističnimi točkami na meji plastičnosti, maksimalni nosilnosti in mejnem zasuku pri 20 % izgubi nosilnosti. Metoda CAE je poseben tip probabilistične nevronske

mreže. Ocena podatka temelji na razpoložljivih eksperimentalnih podatkih v podatkovni bazi. Podatkovna baza, ki sta jo pripravila Peruš in Fajfar (2007) temelji na t.i. PEER-ovi bazi (PEER 2007), ki obsega podatke o 306 cikličnih preiskavah armiranobetonskih pravokotnih stebrov. V analizo CAE so bili vključeni le rezultati tistih preiskav, kjer je bil uporabljen standardni ciklični test in pri katerih je prišlo do porušitve (vsaj 20 % padca sile). Upoštevani so bili le stebri z značilno upogibno porušitvijo, ki je tipična tudi za analizirani steber. Vhodni podatki za oceno ovojnice in mejne vrednosti parametrov so:

- nivo osne sile ($\nu = P/A_c f'_c : 0.0 - 0.6$)
- indeks strižnega razpona ($L^* = L_s/h : 2.0 - 6.0$)
- cilindrična tlačna trdnost betona ($f'_c = 20 - 120$ MPa)
- efektivni delež vzdolžne armature ($\rho_l^* = \rho_l f_{yl} / f'_c : 0.04 - 0.45$)
- efektivni delež stremen ($\alpha \rho_s^* = \alpha \rho_s f_{ys} / f'_c : 0.0 - 0.14$)

Analizirani steber se v splošnem dobro ujema s stebri v podatkovni bazi, izjema je strižni razpon ($L^* = 12.5$). Odstopanje v strižnem razponu je veliko in odločujoče vpliva na oceno ovojnice. Majhno odstopanje je tudi v nivoju osne sile ($P^* = 0.013$). V podatkovni bazi se sicer nahajajo tudi stebri z majhnim nivojem osne sile, vendar pa je njihovo število majhno.

Metoda CAE se je izkazala za zelo učinkovito pri stebrih, ki se dobro ujemajo s podatkovno bazo (Peruš in Fajfar 2007). Zaradi odstopanja v vhodnih podatkih pa so napovedi za analizirani steber zelo nezanesljive (ocena napake napovedi je velika). Medtem ko je nosilnost relativno dobro ocenjena, pa so zasuki očitno premajhni ($\theta_y = 0.008$ in $\theta_u = 0.036$). Napovedi metode CAE temeljijo na gostoti verjetnosti vhodnih parametrov. Na podlagi teh porazdelitev lahko sklepamo, kakšne so povezave med vhodnimi in izhodnimi parametri. Če odmislimo ostale vhodne parametre in obravnavamo le indeks strižnega razpona (L^*) lahko ugotovimo, da na območju $L^* = 3-6$ oba zasuka rahlo padata z večanjem indeksa. Ker se ta trend očitno ekstrapolira tudi na elemente z večjimi strižnimi indeksi, so napovedani zasuki majhni. Rezultati metode CAE za analizirani steber niso uporabni.

3.4 Gredni element, kalibriran za modeliranje globalnih porušitev stebrov

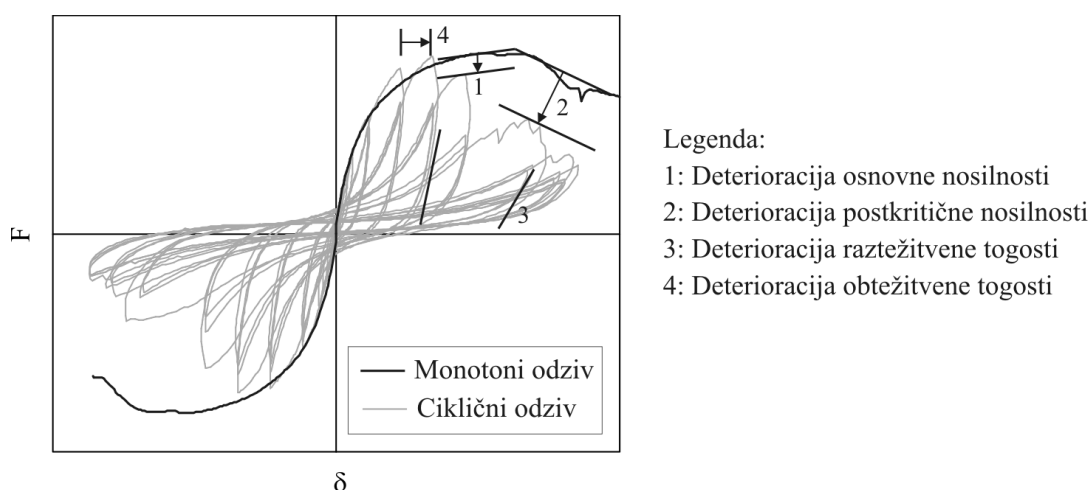
V tem poglavju obravnavamo celovito rešitev za modeliranje odziva stebrov vse do porušitve. Poleg ovojnice moment-zasuk, rešitev vključuje histerezni model, ki je zmožen modelirati mehčanje elementa zaradi ponavljajočih se ciklov. Histerezni model je razvil Ibarra, et al. (2005) in je podrobno opisan v poglavju 3.4.1. Ibarra histerezni model je za osnovo uporabil Haselton (2006) in z njim umeril rezultate 255 preizkusov armiranobetonskih stebrov iz PEER-ove podatkovne baze. Za vsak test je modelne parametre (zasuk pri maksimalni sili, koeficienti ciklične deterioracije,...) izbral tako, da se rezultati numerične analize kar se da dobro ujemajo z eksperimentalnimi rezultati. Modelne parametre in osnovne lastnosti stebrov (nivo osne sile, delež vzdolžne armature,...) ja nato povezal s parametrično regresijsko analizo. Končni rezultat so enačbe, s katerimi izračunamo vhodne podatke za Ibarra histerezni model, v odvisnosti od lastnosti stebra. Empirične enačbe predstavljajo srednje vrednosti modelnih parametrov in so določene z določeno stopnjo nezanesljivosti. S temi podatki smo v poglavju 5 določili raztros zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela.

Postopek, pri katerem uporabimo Ibarra histerezni model in Haseltonove ocene modelnih parametrov, se je v primeru analiziranih stebrov izkazal za zelo učinkovitega, potrebne pa so bile nekatere prilagoditve zaradi novih spoznanj v zvezi s cikličnim odzivom vitkih stebrov. Celoten postopek, prirejen za vitke stebre, je prikazan v poglavju 3.6.

3.4.1 Opis Ibarrinega histereznega modela

Histerezni model je razvil Ibarra, et al. (2005). Glavna značilnost modela je zmožnost dokaj natančnega modeliranja tako monotonega kot cikličnega odziva z enakimi vhodnimi podatki. Znano je namreč, da je odziv konstrukcije odvisen od poteka obremenjevanja. Na sliki 3.7 vidimo odziv konstrukcije pri monotoni obtežbi in odziv identične konstrukcije pri kvazi-statični ciklični obtežbi. Pri monotonom odzivu nosilnost narašča vse do maksimalne nosilnosti (angl. capping point) nakar sledi padanje nosilnosti oz. »mehčanje«. Kot vidimo, pa ciklični odziv ne sledi monotoni ovojnici. Nosilnost pada tudi s številom ciklov kljub temu, da še ni dosežen pomik pri maksimalni nosilnosti. Temu pojavu pravimo deterioracija nosilnosti zaradi ponavljajočih se ciklov oz. krajše ciklična deterioracija nosilnosti (angl. cyclic deterioration). Ciklično deterioracijo opazimo tudi v območju mehčanja, vpliva pa tudi na zmanjšanje togosti obteževanja in razteževanja.

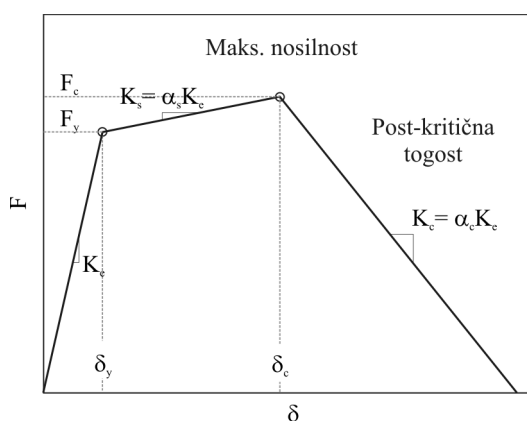
S klasičnim pristopom bi zgornja dva odziva modelirali ločeno. Pri tem bi uporabili ločeni ovojnici za monotoni in ciklični odziv. Ibarra se je problema lotil drugače. Elementu predpiše monotono ovojnico odziva, ta pa se sproti spreminja glede na disipirano histerezno energijo. Na ta način je zajet odziv pri vseh možnih potekih obremenjevanja, hkrati pa se pojavi problem določitve energijske kapacitete elementa. S tem se bomo ukvarjali v naslednjem poglavju (poglavje 3.4.2), še prej pa bomo razložili delovanje histereznega modela. Ločeno bomo opisali monotono ovojnico, histerezna pravila in pravila za ciklično degradacijo na osnovi disipacije histerezne energije.



Slika 3.7: Monotoni in ciklični odziv – oblike ciklične deterioracije
Figure 3.7: Monotonic and cyclic response – cyclic deterioration modes

Ovojnica monotonega odziva

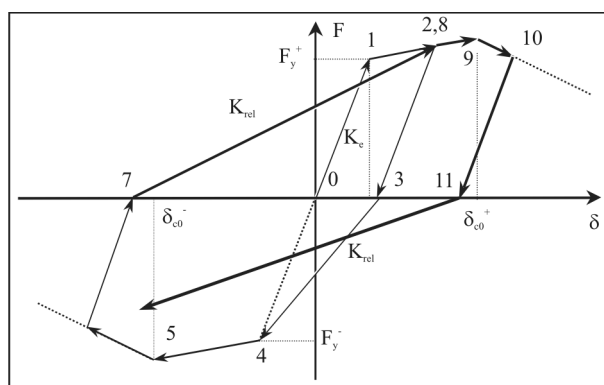
Ovojnica monotonega odziva je prikazana na sliki 3.8. Prvi odsek ovojnice predstavlja elastični odziv, ki je določen z elastično togostjo (K_e). Odziv je elastičen dokler ni dosežena nosilnost na meji tečenja (F_y). Modeliranje razpokanja betonskega prereza z dodatno točko ni predvideno. Togost se po tečenju zmanjša in nastopi utrditev. Utrditev je definirana z razmerjem glede na elastično togost ($K_s = \alpha_s K_e$). Pri deformaciji, ki pripada maksimalni nosilnosti (δ_c), nastopi mehčanje. Od tu dalje je togost negativna in enako kot prej definirana z razmerjem glede na elastično togost ($K_c = \alpha_c K_e$). Dodatna možnost je definiranje preostale napetosti, kjer se začne nična togost (horizontalna črta). Preostalo nosilnost opišemo kot delež nosilnosti na meji tečenja ($F_r = r_s F_y$). Histerezni model se lahko uporabi za opis obnašanja v poljubni prostostni stopnji, oznaki F in δ pa predstavljata posplošeno silo in posplošen pomik. V našem primeru predstavljata moment (M) in zasuk (θ) v plastičnem členu.



Slika 3.8: Ovojnica monotonega odziva za Ibarra model
Figure 3.8: The monotonic backbone for the Ibarra model

Histerezna pravila brez upoštevanja ciklične deterioracije

Osnovna histerezna pravila brez upoštevanja ciklične deterioracije so pri tem modelu zelo enostavna (slika 3.9). Narejena so na osnovi pravil, ki sta jih predlagala Clough in Johnston (1966), le da so dodatno prilagojena za mehčanje (padanje nosilnosti). Razteževanje poteka vzporedno z elastično togostjo do horizontalne osi. Od tu dalje (točke 3, 7 in 11) obtežna pot cilja točko z maksimalno deformacijo, doseženo v predhodnem ciklu v tej smeri. Zato se reče, da je histerezni model usmerjen k predhodnemu maksimumu (angl. peak-oriented model). Obstaja sicer nekaj izjem, ki pa niso bistvene za razumevanje modela.



Slika 3.9: Osnovna pravila za histerezni model, usmerjen k predhodnemu maksimumu (vir: Ibarra et. al, 2005)
Figure 3.9: Basic rules for the peak-oriented hysteretic model (source: Ibarra et. al, 2005)

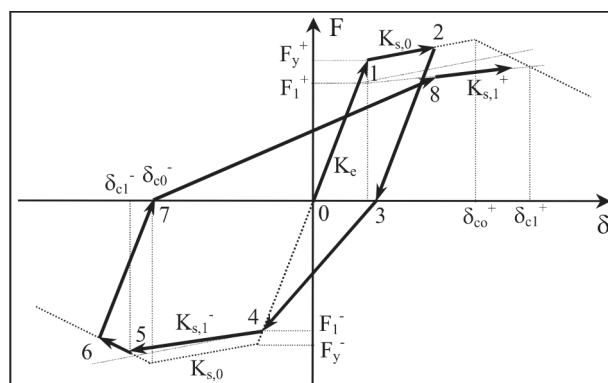
Ciklična deterioracija na osnovi disipacije histerezne energije

Histerezni model predvideva ciklično degradacijo štirih količin: osnovne nosilnosti, padajoče nosilnosti, raztežitvene togosti in obtežitvene togosti. V vseh primerih ciklično degradacijo uravnava energijsko pravilo, ki sta ga razvila Ranhama in Krawinkler (1993). Pravilo predvideva, da ima vsak element pred obremenitvijo določeno kapaciteto histerezne energije. Ta kapaciteta se nato med obremenjevanjem zmanjšuje, kar vpliva na obravnavano količino (vpliv na posamezne količine je različen). Ciklično deterioracijo v nihaju i opišemo s faktorjem β_i , ki ga izračunamo z enačbo:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (3.11)$$

kjer je E_i histerezna energija disipirana v ciklu i , $\sum E_j$ histerezna energija disipirana v vseh dosedanjih ciklih (v pozitivni in negativni smeri) in E_t že omenjena energijska kapaciteta. Ranhama in Krawinkler energijsko kapaciteto izrazita z brezimenzijskim številom λ , tako da velja: $E_t = \lambda F_y \delta_y$. Parameter λ torej predstavlja $2 \times$ deformacijsko energijo na meji tečenja. Določen je eksperimentalno in zavzema različne vrednosti pri različnih količinah. Predstavljajmo si, da nek element obremenjujemo z enakomerno ciklično obtežbo. V vsakem ciklu se porabi enaka količina histerezne energije E_i in za isto vrednost zmanjša zaloga celotne energije, ki jo predstavlja imenovalac v enačbi (3.11). V prvem ciklu je vrednost faktorja β zelo majhna (blizu 0). Z vsakim novim ciklom pa se zaloga energije manjša, faktor β pa se povečuje vse dokler ne doseže vrednosti 1. V tem trenutku je izčrpana vsa kapaciteta in element se poruši. Dodaten vpliv na hitrost ciklične deterioracije pa ima parameter c (3.11). Tudi ta parameter je določen eksperimentalno, običajno pa zavzema vrednosti med 1.0 in 2.0. Vrednost $c = 1.0$ predstavlja konstantno stopnjo deterioracije, medtem ko vrednost $c > 1.0$ upočasni deterioracijo v zgodnjih ciklih in hkrati pospeši deterioracijo v kasnejših ciklih. Skupaj s faktorjem β se spreminjajo vrednosti nekaterih količin. Osnovni princip je pri vseh količinah enak – vrednosti se zmanjšujejo sorazmerno s faktorjem $(1 - \beta)$. V naslednjih poglavjih je podrobno opisana ciklična deterioracija posameznih količin skupaj z nekaterimi posebnostmi.

Deterioracija osnovne nosilnosti



Slika 3.10: Deterioracija osnovne nosilnosti (vir: Ibarra, et al. 2005)
Figure 3.10: Basic strength deterioration (source: Ibarra et. al, 2005)

Deterioracija nosilnosti poteka tako, da se originalna ovojnica monotonega odziva krči oziroma premika proti izhodišču. Deterioracija poteka samo na območju plastičnih deformacij. V tem poglavju obravnavamo deterioracijo nosilnosti na območju utrjevanja, ki ji pravimo tudi deterioracija »osnovne« nosilnosti. Veja ovojnice, ki predstavlja utrditev, se translatorsno premakne vzporedno z utrditveno togostjo. Premik je definiran z izrazom:

$$F_i^{+/-} = (1 - \beta_{s,i}) \cdot F_{i-1}^{+/-} \quad (3.12)$$

kjer $F_i^{+/-}$ predstavlja novo, zmanjšano nosilnost na meji tečenja v nihaju i in $F_{i-1}^{+/-}$ nosilnost na meji tečenja v prejšnjem nihaju. Parameter $\beta_{s,i}$ je izračunan z enačbo (3.11) na podlagi ploščin histereznihih zank in energijske kapacitete, ki pripada osnovni nosilnosti (λ_s). Z nosilnostjo se spremeni tudi deformacija na meji tečenja, tako da začetna togost ostane nespremenjena.

Hkrati s translatorsnim premikom pa se ovojnica (oz. veja utrditve) tudi zasuka, tako da pride do zmanjšanja tangentne togosti. Zasuk poteka okoli nove (premaknjene) točke na meji tečenja. Zmanjšanje togosti je sorazmerno enako zmanjšanju nosilnosti na meji tečenja, saj je pri izračunu uporabljen isti faktor β_s :

$$K_{s,i}^{+/-} = (1 - \beta_{s,i}) \cdot K_{s,i-1}^{+/-} \quad (3.13)$$

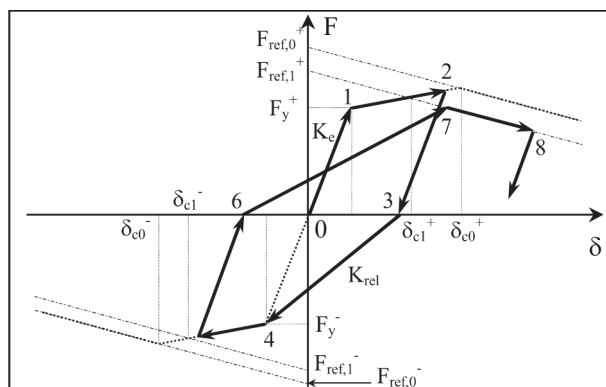
Posledica hkratne deterioracije nosilnosti na meji tečenja in tangentne togosti je, da je v trenutku ko nosilnost zaradi cikličnega zmanjšanja pade na nič, tudi naklon utrditve enak nič.

Ciklična deterioracija se izvaja ločeno za pozitivne in negativne odklone (amplitude). To npr. pomeni, da se F_i^+ na novo izračuna samo v primeru pozitivnega odklona in F_i^- samo v primeru negativnega odklona. Nasprotno se parameter $\beta_{s,i}$ izračuna vsakič ko histerezna pot seka horizontalno os.

Ciklična deterioracija osnovne nosilnosti je ilustrirana na sliki 3.10. Obremenjevanje se začne v točki 0 in v prvem ciklu sledi originalni ovojnici monotonega odziva vse do prve raztežitve, ki poteka

vzporedno z elastično togostjo do horizontalne osi. V točki 3 se faktor β_s prvič izračuna na osnovi ploščine, ki jo histerezna zanka oklepa s horizontalno osjo. Negativna nosilnost na meji tečenja se temu primerno zmanjša iz $F_{y,0}^-$ na $F_{y,1}^-$ (točka 4). Hkrati se zmanjša tudi togost utrditve iz $K_{s,0}^-$ na $K_{s,1}^-$. Po novi liniji nato odziv cilja originalno ovojnico (točka 5) in nadaljuje pot po njej do naslednje raztežitve (točka 6). V točki 7 se faktor β_s ponovno izračuna, uporabi pa se ga samo za določitev pozitivnih vrednosti nosilnosti ($F_{y,0}^+ \rightarrow F_{y,1}^+$) in togosti ($K_{s,0}^+ \rightarrow K_{s,1}^+$). Vrednosti na negativni strani ovojnice ostanejo nespremenjene. Enak postopek se nadaljuje do konca obremenjevanja.

Deterioracija padajoče veje nosilnosti

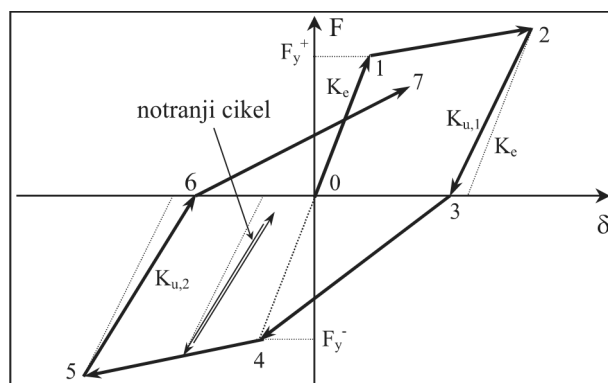


Slika 3.11: Deterioracija padajoče veje nosilnosti (vir: Ibarra, et al. 2005)
Figure 3.11: Post-capping strength deterioration (source: Ibarra et. al, 2005)

Deterioracija nosilnosti na območju mehčanja se obravnava ločeno od deterioracije osnovne nosilnosti. Tudi tu se ovojnica (oz. njena padajoča veja) premika proti izhodišču vendar pa v nasprotju z vejo utrditve ne pride do spremembe v naklonu. Premik ovojnice se uravnava z enačbo:

$$F_{ref,i}^{+/-} = (1 - \beta_{c,i}) \cdot F_{ref,i-1}^{+/-} \quad (3.14)$$

kjer $F_{ref}^{+/-}$ predstavlja projekcijo padajoče veje nosilnosti na vertikalno os (slika 3.11). Parameter β_c je tu izračunan na osnovi kapacitete λ_c , ki se v splošnem razlikuje od vrednosti λ_s . Tudi β_c se izračuna ob vsakem sekancu histerezne poti s horizontalno osjo, vendar se njegov vpliv pozna šele v fazi večje nelinearnosti. Ciklična deterioracija padajoče veje nosilnosti je ilustrirana na sliki 3.11. Enako kot v prejšnjem primeru, se faktor β_c prvič izračuna v točki 3. Referenčna nosilnost $F_{ref,0}^-$ se zmanjša na $F_{ref,1}^-$, kar pa nima vpliva na pot odziva saj negativna deformacija ne doseže veje mehčanja, ki se začne pri deformaciji $\delta_{c,1}^-$ (v točki 4 se sicer izvrši zmanjšanje osnovne nosilnosti in togosti, kar pa zaradi večje preglednosti ni prikazano na sliki 3.11). V točki 6 se faktor β_c izračuna na novo. Referenčna nosilnost $F_{ref,0}^+$ se zmanjša na $F_{ref,1}^+$. Odziv tokrat preseže deformacijo pri maksimalni nosilnosti ($\delta_{c,1}^+$), zato odziv poteka po premaknjeni ovojnici.

Deterioracija raztežitvene togosti

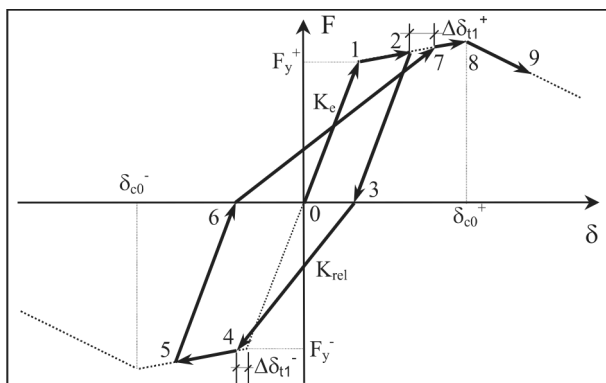
Slika 3.12: Deterioracija raztežitvene togosti (vir: Ibarra, et al. 2005)
Figure 3.12: Unloading stiffness deterioration (source: Ibarra et. al, 2005)

Raztežitvena togost se zmanjšuje po zdaj že znani enačbi:

$$K_{u,i} = (1 - \beta_{k,i}) \cdot K_{u,i-1} \quad (3.15)$$

kjer sta $K_{u,i}$ in $K_{u,i-1}$ raztežitveni togosti pred in po odklonu i , parameter $\beta_{k,i}$ pa je izračunan z enačbo (3.11) na osnovi energijske kapacitete, ki pripada raztežitveni togosti (λ_k). Za razliko od ostalih β -parametrov pa se ta izračuna v trenutku ko nastopi raztežitev (šteje samo raztežitev znotraj plastičnega območja) in ne ob sekanju horizontalne osi. Poleg tega je to edina oblika ciklične deterioracije, kjer se vrednost količine spremeni hkrati na pozitivni in negativni strani. Ob vsaki raztežitvi se namreč zmanjša tako negativna kot pozitivna raztežitvena togost. Zaradi tega se raztežitvena togost zmanjšuje dvakrat hitreje od ostalih količin, kar moramo upoštevati tudi pri pripadajoči energijski kapaciteti. Če pri vseh oblikah ciklične deterioracije pričakujemo enako stopnjo deterioracije, potem mora biti vrednost λ_k dvakrat večja od ostalih vrednosti λ , t.j. $\lambda_k = 2\lambda_{s,c,a}$. Ciklična deterioracija raztežitvene togosti je prikazana na sliki 3.12. V točki 2 se pojavi prva raztežitev in raztežitvena togost se iz vrednosti K_e zmanjša na $K_{u,1}$. Med točkama 4 in 5 se pojavi nova raztežitev, ki pa je ne upoštevamo v izračunu ciklične deterioracije raztežitvene togosti. Ne gre namreč za popolno raztežitev temveč zgolj za manjšo motnjo. Kot motnjo se obravnava vsako raztežitev, ki ne pripelje do maksimalne deformacije na nasprotni strani. V točki 5 nastopi prva »prava« raztežitev na negativni strani in tu se β_k na novo izračuna. Za razliko od ostalih oblik deterioracije, pa se $K_{u,2}$ izračuna na osnovi $K_{u,1}$, ki pripada pozitivni strani odziva.

Pospešena deterioracija obtežitvene togosti



Slika 3.13: Pospešena deterioracija obtežitvene togosti (vir: Ibarra, et al. 2005)
Figure 3.13: Accelerated reloading stiffness deterioration (source: Ibarra et. al, 2005)

Obtežitvena togost je odvisna od predhodne maksimalne (oz. minimalne) dosežene deformacije. Če je predhodna maksimalna deformacija velika, je togost temu primerno majhna. Togost pa lahko še dodatno zmanjšamo, tako da ciljno deformacijo povečamo z naslednjim izrazom:

$$\delta_{i,i}^{+/-} = (1 + \beta_{a,i}) \cdot \delta_{i,i-1}^{+/-} \quad (3.16)$$

Kjer sta $\delta_{i,i}$ in $\delta_{i,i-1}$ ciljni deformaciji pred in po odklonu i , parameter $\beta_{a,i}$ pa je izračunan na osnovi ustrezne energijske kapacitete – λ_a . Ločeno sta obravnavani ciljni deformaciji za pozitivne in negativne odklone, parameter β_k pa se izračuna ob vsakem sekanju obtežne poti s horizontalno osjo (slika 3.13).

3.4.2 Modelni parametri za gredni element z Ibarrinimi histereznimi pravili

Ibarrin histerezni model je bil umerjen na rezultate 255 preizkusov armiranobetonskih stebrov. Za kalibracijo je bila uporabljena PEER-ova podatkovna baza (enako bazo smo uporabili tudi v metodi CAE), iz katere so bili zbrani le stebri s pravokotnimi prerezi, z značilno upogibno porušitvijo (255 stebrov). Preizkusi v podatkovni bazi obsegajo naslednje vrednosti parametrov:

- nivo osne sile ($\nu = P/A_c f'_c : 0.0 - 0.7$)
- indeks strižnega razpona ($L^* = L_s/h : 1.5 - 6.0$)
- cilindrična tlačna trdnost betona ($f'_c = 20 - 120$ MPa)
- trdnost na meji tečenja vzdolžne armature ($f_y = 340 - 520$ MPa)
- delež vzdolžne armature ($\rho_l = 0.015 - 0.043$)
- delež prečne armature ($\rho_s = 0.002 - 0.02$)
- razmerje razmaka med stremeni in statično višino prereza ($s/d : 0.1 - 0.6$)

Rezultati v eksperimentalni bazi so bili prirejani za ekvivalentni model konzole (pri obojestransko vpetih stebrih je bila upoštevana polovična dolžina konzole in polovica zasuka). Enako kot pri rezultatih preizkušancev so bili iz rezultatov izključeni vplivi teorije 2. reda, stebri pa so bili umerjeni z idealiziranim modelom konzole, sestavljenim iz upogibno togega elementa in plastičnega členka ob vpetju. Vsi modelni parametri, ki jih obravnavamo v nadaljevanju, se nanašajo na Ibarrin histerezni model, ki ga predpišemo plastičnemu členku ob vpetju. Tega definiramo z monotono histerežno ovojnico in koeficienti, ki določajo deterioracijo zaradi ponavljanja ciklov. V idealnih razmerah bi morala kalibracija monotonega in cikličnega odziva potekati ločeno, vendar to zaradi omejene podatkovne baze ni bilo mogoče. Tako monotoni, kakor tudi ciklični odziv sta bila umerjena na podlagi cikličnih preizkusov z večjim številom ponavljajočih se ciklov. Posledično sta v postopku kalibriranja monotoni in ciklični odziv medsebojno odvisna, t.j. monotona ovojnica je odvisna od koeficientov, s katerimi definiramo ciklično deterioracijo. Zasuk pri maksimalni sili in post-kritični zasuk sta bili določeni samo v primeru, ko je v histerezni krivulji očitien padec nosilnosti znotraj enega samega cikla (angl. in-cycle deterioration). Padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih (angl. cyclic deterioration) pa je bilo modelirano izključno s koeficienti λ .

Sekantna togost na meji tečenja

Meja tečenja je definirana kot točka na histerezni krivulji, kjer se značilno spremeni upogibna togost elementa. Izrazita nelinearnost lahko nastopi zaradi začetka tečenja vzdolžne armature ali pa drobljenja betona v stebrih z velikim nivojem osne sile. V obeh primerih lahko togost na meji tečenja ocenimo z enačbo:

$$\frac{EI_y}{EI_g} = -0.07 + 0.59 \cdot \nu + 0.07 \cdot \left(\frac{L_s}{h}\right); \quad 0.2 \leq \frac{EI_y}{EI_g} \leq 0.6 \quad (3.17)$$

kjer je EI_y sekantna togost na meji tečenja in EI_g začetna togost prereza. V enostavni enačbi so zajete vse komponente deformacij: upogib, strig in zdrs armature. Haselton je na osnovi eksperimentalne baze podatkov ugotovil, da so smiselna razmerja togosti za stebre znotraj intervala $0.2 \leq EI_y/EI_g \leq 0.6$. Zato svetuje, naj izračunane vrednosti omejimo z enakim intervalom. V skladu z enačbo (3.17) je razmerje med sekantno in začetno togostjo odvisno od indeksa strižnega razpona (L^*) in nivoja osne sile (ν). V primerih ko je nivo osne sile majhen (blizu 0), je prispevek osne sile zanemarljiv, razmerje togosti pa je odvisno predvsem od indeksa strižnega razpona (L^*). Če ob tem upoštevamo, da je zasuk na meji tečenja nadalje odvisen od momenta na meji tečenja (M_y) in strižnega razpona (L_s):

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI_y} \quad (3.18)$$

lahko ugotovimo, da je zasuk praktično neodvisen od strižnega razpona elementa (podobne zaključke smo dobili tudi z metodo CAE, pri kateri smo uporabili isto podatkovno bazo). Tako določena vrednost zasuka na meji tečenja znaša 0.007 oziroma 0.009, če upoštevamo zgornjo mejo za razmerje togosti ($EI_y/EI_g \leq 0.6$). Te vrednosti so veliko manjše od izmerjenih vrednosti in celo manjše od teoretične vrednosti zasuka zaradi upogiba, ki znaša $\theta_y = 0.021$. Ugotovitev, da je zasuk na meji tečenja neodvisen od strižnega razpona, je za vitke stebre ($L^* > 6.0$) neustrezna. Ti rezultati (empirične ocene) namreč temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona ($L^* = 1.5-6.0$), pri katerih strižne deformacije in zdrs armature prevladuje nad upogibno komponento. Tudi pri kratkih stebrih se sicer upogibna komponenta zamika povečuje z višino stebra, vendar pa se skupni zamik na račun manjšega zdrsa armature (vpliv zdrsa je največji pri zelo kratkih stebrih in rahlo pada z vrednostjo L^*) ne povečuje. To se izraža tudi v empiričnih ocenah (Haselton, CAE), ki ne zaznajo povečanja zasuka z večanjem višine stebra kot je to značilno za vitke stebre, kjer prevladujejo upogibne deformacije. Ta problem je najbolje rešil Fardis, ki predlaga, da zasuk zaradi upogibnih deformacij izračunamo analitično, temu pa dodamo konstantno komponento zaradi striga in zdrsa armature, ki je neodvisna od L^* (3.8). Vsi dosedanji preizkusi zelo vitkih stebrov (Precast in Ecoleader) so pokazali, da je tak pristop najbolj primeren. V nadaljevanju zato zasuk na meji tečenja vedno določamo s Fardisovo oceno.

Moment na meji tečenja in utrjevanje

Haselton je za stebre v eksperimentalni bazi moment na meji tečenja izračunal analitično (po standardnem postopku, ki smo ga uporabili v poglavju 3.1), vrednosti pa primerjal z izmerjenim momentom na meji tečenja. Dokazal je zelo dobro ujemanje teoretičnih in izmerjenih vrednosti, zato predlaga, da se moment na meji tečenja izračuna analitično. Moment na meji tečenja (M_y) nadalje upoštevamo v izračunu momenta pri maksimalni nosilnosti (M_c), ki ga določimo iz razmerja:

$$M_c / M_y = 1.25 \cdot 0.89^\nu \cdot 0.91^{0.01f_c'} \quad (3.19)$$

kjer je ν normirana osna sila in f_c' cilindrična tlačna trdnost betona.

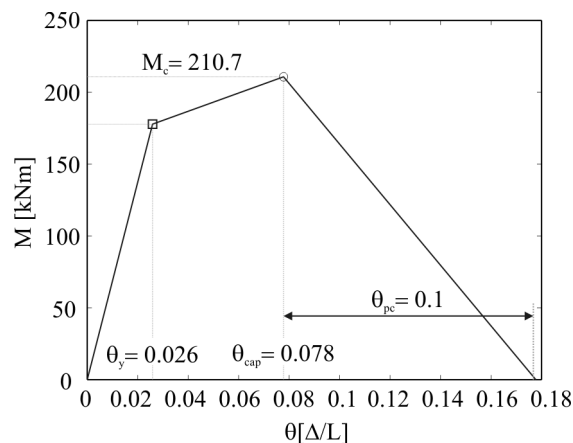
Zasuk pri maksimalni sili in post-kritični zasuk

V Fardisovem izrazu (3.10) indeks strižnega razpona pomembno vpliva na mejni zasuk stebra. Nasprotno pa Haselton ugotavlja, da je indeks strižnega razpona statistično nepomemben parameter (!) v primeru zasuka pri maksimalni sili (θ_{cap}) in zasuka v post-kritičnem območju (θ_{pc}):

$$\theta_{cap} = 0.12 \cdot (1 + 0.4a_{sl}) \cdot 0.2^v \cdot (0.02 + 40\rho_s)^{0.52} \cdot 0.56^{0.01f'_c} \cdot 2.37^{10.0\rho_l} \quad (3.20)$$

$$\theta_{pc} = 0.76 \cdot 0.031^v (0.02 + 40\rho_s)^{1.02} \leq 0.1 \quad (3.21)$$

Na sliki 3.14 je prikazana monotona ovojnica moment-zasuk za analizirani steber. Ovojnica je določena z enačbami (3.19)-(3.21), zasuk na meji tečenja pa je določen s Fardisovo enačbo (3.8). Pomembno je da se zavedamo, da ovojnica predstavlja odziv stebra pri monotoni obtežbi (enačbe (3.19)-(3.21) namreč veljajo za monotoni odziv), zato je ne moremo neposredno primerjati z ovojnico izmerjeno med eksperimentalnim preizkusom. Ciklični odziv numeričnega modela je določen šele, ko poleg monotone ovojnice predpišemo parametre, ki definirajo ciklično deterioracijo elementa.



Slika 3.14: Monotona ovojnica za Prototip 2-2

Figure 3.14: The monotonic backbone for Prototype 2-2

Normirana energijska kapaciteta

Kot smo opisali v poglavju 3.4.1, Ibarriin histerezni model zajema štiri oblike ciklične deterioracije: deterioracijo osnovne nosilnosti, padajoče nosilnosti, raztežitvene togosti in obtežitvene togosti. Vsaka izmed njih je opisana z dvema parametroma: normirane energijske kapacitete λ in eksponenta c – skupno osem parametrov. Dosledna kalibracija numeričnega modela bi zahtevala ločeno obravnavo vsakega izmed osmih parametrov, kar pa je izredno težavno saj so parametri soodvisni. Haselton je zato postopek v veliki meri poenostavil. Na podlagi preliminarne študije je ugotovil, da stopnja deterioracije $c = 1.0$ približno ustreza vsem stebrom. Poleg tega je spoznal, da deterioraciji raztežitvene in obtežitvene togosti nimata pomembnega vpliva pri stebrih z značilno upogibno porušitvijo. Obe obliki deterioracije je zato v numeričnem modelu zanemaril ($\lambda_a = \lambda_k = \infty$). Nadalje je na podlagi eksperimentalnih rezultatov predpostavil, da je deterioracija nosilnosti v post-kritičnem

območju približno enaka deterioraciji osnovne nosilnosti ($\lambda_c = \lambda_s$). Ob upoštevanju zgornjih ugotovitev in predpostavk, se tako problem ciklične deterioracije zreducira na en sam parameter ($\lambda = \lambda_c = \lambda_s$), s katerim pa lahko po Haseltonovih ugotovitvah dovolj natančno modeliramo odziv stebrov v eksperimentalni bazi. Kalibracija λ je zaradi soodvisnosti z monotono ovojnico potekala iterativno. Ugotovljeno je bilo, da ima največji vpliv na λ nivo osne sile (ν) in razmerje razmaka med stremeni ter statične višine prereza (s/d):

$$\lambda = 127.2 \cdot 0.19^\nu \cdot 0.24^{s/d} \cdot 0.595^{V_p/V_n} \cdot 4.25^{\rho_{s,eff}} \quad (3.22)$$

kjer je:

V_p/V_n ... razmerje med strižno obremenitvijo ob začetku tečenja armature in strižno nosilnostjo

$$V_p = M_y / L_s$$

$$V_n = V_c + V_s$$

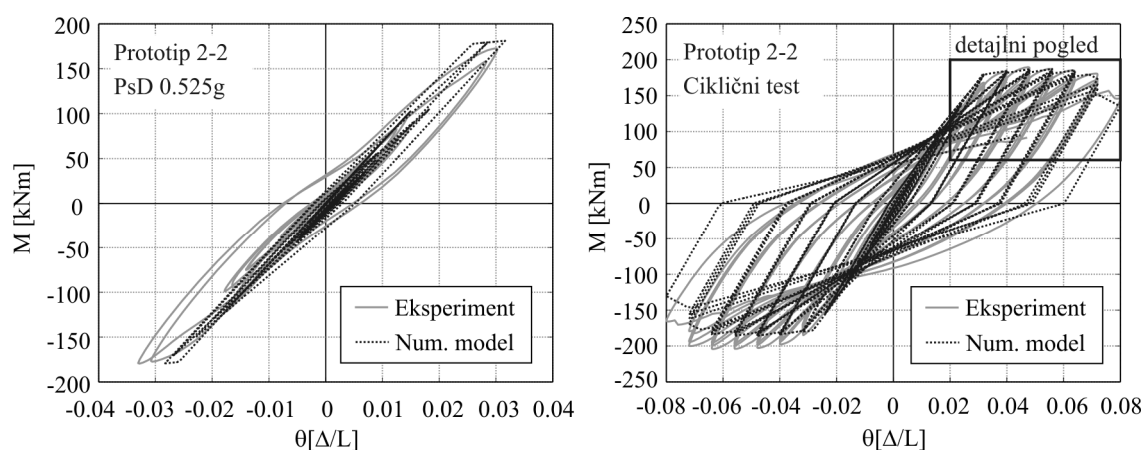
$$V_c = 0.0166 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h \cdot d; V_c \text{ v [kN]}, f_c \text{ v [MPa]}, h \text{ in } d \text{ v [cm]}; \text{ ACI 318R-137 (ACI 1992)}$$

$$V_s = A_{sh} \cdot z \cdot f_y / s$$

$\rho_{s,eff}$... efektivni delež stremen ($\rho_{s,eff} = \rho_s f_{ys} / f_c'$)

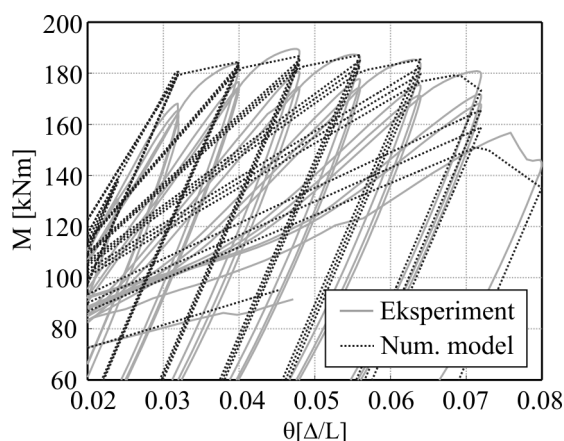
Za analizirani steber da enačba (3.22) oceno $\lambda = 113.3$, kar je precej velika vrednost za normirano histerezo energijo (ta vrednost približno odgovarja energiji, ki se disipira pri štirih polnih ciklih elastično-plastičnega sistema z duktilnostjo 4). Vrednost $\lambda = 113.3$ smo pripisali monotoni ovojnicji na sliki 3.14 in s tem modelom izračunali odziv za serijo PsD testov in statično ciklično obtežbo (analize so bile narejene v enakem vrstnem redu kot eksperimentalni preizkusi). Na sliki 3.15 sta prikazana psevdo-dinamični test s pospeškom 0.525 g in statični ciklični preizkus, ki mu je sledil. Kot vidimo, je ujemanje rezultatov zelo dobro – numerični model zelo dobro napove globalni odziv konstrukcije (ovojnica cikličnega odziva – slika 3.15) in tudi padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih (detajlni pogled – slika 3.16).

Opozoriti moramo, da se postopek, s katerim smo določili deterioracijo nosilnosti v zgornjem odstavku, nekoliko razlikuje od klasičnega postopka, ki ga predlaga Haselton. Haselton namreč pravi, da bi morali vrednost λ , v primeru da sekantno togost ne izračunamo z enačbo (3.17), prilagoditi glede na sekantno togost, ki jo upoštevamo v numeričnem modelu (v numeričnem modelu smo togost izračunali po standardnem pol-analitičnem postopku). Haselton pri tem izhaja iz predpostavke, da je njegova ocena za sekantno togost (3.17) pravilna, kar pa v primeru vitkih stebrov dokazano ne drži. Na slikah 3.15–3.16 smo prikazali zelo dobro ujemanje rezultatov pri uporabi togosti, izračunane po standardnem pol-analitičnem postopku, in nemodificirane vrednosti λ . Nasprotno smo ugotovili, da je vpliv ciklične deterioracije, če vrednost λ prilagodimo glede na uporabljeno sekantno togost, močno precejšen. Do enakih zaključkov smo prišli tudi pri ostalih eksperimentalno preizkušanih konstrukcijah (glej poglavje 3.5). Ti zaključki kažejo na to, da se vrednost λ v splošnem dobro ujema z izmerjeno energijsko kapaciteto elementa, v primeru da je sekantna togost v numeričnem modelu eksperimentalno potrjena. Zaradi tega predlagamo, da se vrednost λ pri vitkih stebrih ne prilagaja manjši vrednosti sekantne togosti oziroma večjemu zasuku na meji tečenja. Ta ugotovitev je zanimiva tudi za razumevanje energijskih zakonitosti v armiranobetonskih stebrih, saj pomeni, da absolutna energijska kapaciteta stebrov narašča z velikostjo zasuka na meji tečenja.



Slika 3.15: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih podatkov – Ibarra model

Figure 3.15: Numerical versus experimental results – the Ibarra model



Slika 3.16: Detajlni pogled cikličnega odziva – Ibarra model

Figure 3.16: Detailed view of the cyclic response – the Ibarra model

3.5 Napoved odziva ostalih prototipov

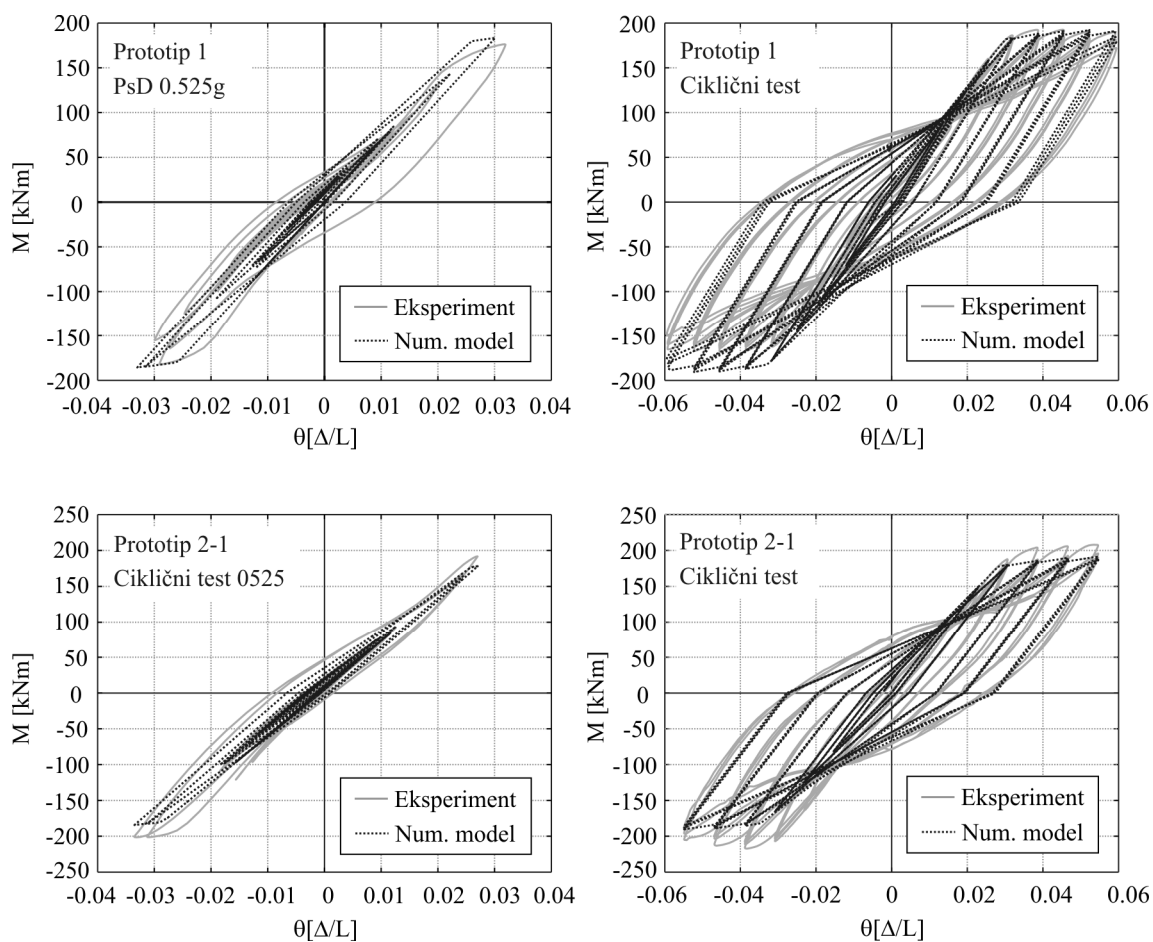
Numerični model, ki smo ga umerili na Prototipu 2-2, smo potrdili z napovedjo odziva ostalih dveh prototipov – Prototipa 1 in Prototipa 2-1 (poglavje 2). V obeh preizkusih so bili vsiljeni pomiki precej manjši kot pri Prototipu 2-2 (pri Prototipu 1 maksimalni zasuk znaša 5.6 %, pri Prototipu 2-1 pa 6 %). Maksimalni zasuk v teh primerih označuje porušitev enega stebra oz. natančneje – ene armaturne palice v stebri. Preizkusa sta bila takoj za tem zaustavljena. V izmerjenem odzivu zato ni padanja nosilnosti v posameznem ciklu, kar smo opazili v zadnjih ciklih Prototipa 2-2.

Prototipa 1 in 2-1 se od Prototipa 2-2 razlikujeta v razdalji med stremeni v kritičnih območjih stebrov. Poleg tega je za Prototip 1 značilen nekoliko večji nivo osne sile (preglednica 3.1) v primerjavi z ostalima konstrukcijama. Zaradi večjega razmaka med stremeni imata Prototipa 1 in 2-1 v primerjavi s Prototipom 2-2 nekoliko manjšo duktilnost, manjša pa je tudi normirana kapaciteta histerezne energije (λ). Razlika v nivoju osne sile je majhna in ima zanemarljiv vpliv na karakteristike konstrukcij (primerjaj Prototip 1 in 2-1 v preglednici 3.1).

Preglednica 3.1: Modelni parametri za ekvivalentni steber

Table 3.1: Model parameters for the equivalent column

Prototip	1	2-1	2-2
masa [t]	66.64	57.91	57.91
ν (povprečni)	0.015	0.013	0.013
$\rho_s = A_{sh}/sb$	0.0057	0.0057	0.0086
s/d	0.208	0.208	0.139
V_p/V_n	0.056	0.056	0.041
M_y [kNm]	179.9	177.8	177.8
M_c/M_y	1.185	1.185	1.185
θ_y	0.0258	0.0259	0.0259
θ_{cap}	0.0637	0.0639	0.0778
θ_{pc}	0.1	0.1	0.1
λ	97.4	97.6	113.3



Slika 3.17: Primerjava numeričnih in eksperimentalnih rezultatov Prototipov 1 in 2-1 – Ibarra model

Figure 3.17: Numerical versus experimental results for Prototypes 1 and 2-1 – the Ibarra model

Na sliki 3.17 so prikazani rezultati pri psevdo-dinamičnem testu s pospeškom 0.525 g in statičnem cikličnem preizkusu obeh konstrukcij. Napovedi odzivov obeh prototipov so v splošnem dobre; z numeričnim modelom smo tudi v teh primerih zelo dobro napovedali globalni odziv in padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih. Ti rezultati potrjujejo modifikacije numeričnega modela, ki smo jih predlagali v prejšnjih razdelkih – t.j. uporabo togosti, izračunane po standardnem pol-analitičnem postopku, in nemodificirano vrednost λ .

3.6 Glavne ugotovitve

Ugotovili smo, da eksperimentalne baze podatkov, na katerih temelji večina empiričnih izrazov za določitev karakteristik stebrov, ne vsebujejo vitkih stebrov z velikimi indeksi strižnega razpona ($L^* > 6.0$). Zaradi tega so omenjeni empirični izrazi pri vitkih stebrih nezanesljivi, kar se je pokazalo tudi v primeru analizirane konstrukcije z indeksom strižnega razpona 12.5. Na podlagi eksperimentov enoetažnih montažni hal, pri katerih so bili prvič preizkušeni tako vitki stebri, smo nekatere empirične izraze uspešno modificirali za uporabo pri vitkih stebrih.

3.6.1 Efektivni zasuk na meji tečenja

Izmerjeni efektivni zasuk na meji tečenja je v vseh stebrih precej večji od empirične ocene, ki jo predlaga Haselton in ki jo izračunamo z neparametrično metodo CAE. K veliki vrednosti zasuka največ prispevajo upogibne deformacije, ki pri vitkih stebrih prevladujejo nad strižnimi deformacijami in deformacijami zaradi zdrsa armature. Pri obravnavanih stebrih je zato zasuk v času tečenja praktično sorazmeren z višino stebra. Obratno je značilno za stebre z manjšim strižnim razponom, kjer strižne deformacije in zdrsa armature prispevata približno polovico k skupnemu zasuku na meji tečenja (Haselton 2006). Tudi v teh stebrih se sicer upogibna komponenta zasuka povečuje z višino stebra, vendar pa se skupni zasuk na račun manjšega zdrsa armature ne povečuje. Za stebre z zelo majhnim nivojem osne sile je značilno celo zmanjšanje zasuka na meji tečenja z večanjem strižne višine. Ta trend so očitno odraža tudi v empiričnih ocenah, ki temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona ($L^* = 1.5-6.0$). Vendar pa opisane tendence ne veljajo za vitke stebre z velikimi indeksi strižnega razpona ($L^* > 6.0$). Pri teh stebrih se relativni vpliv striga in zdrsa armature vedno bolj zmanjšuje. To je lepo opisano z izrazom, ki ga predlaga Fardis (3.8). V tem izrazu je zasuk zaradi upogibnih deformacij izračunan analitično, temu pa je dodana konstantna komponenta (neodvisna od L^*) na račun striga in zdrsa armature. Konstantna komponenta predstavlja vrednost zasuka zaradi striga in zdrsa armature pri srednjih vrednostih L^* . Pri obravnavanem stebru konstantna komponenta predstavlja približno 18 % skupnega zasuka. Ker je ta delež majhen, tudi standardni analitični pristop brez upoštevanja striga in zdrsa armature da zadovoljive rezultate.

3.6.2 Mejni zasuk

Mejni zasuk v empiričnih ocenah je definiran kot zasuk pri 20 % redukciji maksimalne sile, v primeru standardnega pol-analitičnega izračuna pa je omejen z mejno deformacijo v betonu oziroma jeklu ali z zgornjim kriterijem.

Mejni zasuk po standardni pol-analitični metodi določimo z upoštevanjem empirično določene dolžine plastičnih členkov. Pri tem so se znova pokazale pomanjkljivosti empiričnih ocen, ki temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona ($L^* < 6.0$). Eksperimentalni preizkusi montažnih hal so namreč pokazali, da je razmerje med dolžino plastičnega členka in dolžino elementa pri vitkih stebrih manjše kot pri krajših stebrih (v eksperimentih je bila plastična ukrivljenost skoncentrirana na razdalji $h/2$ od vpetja; h je prerez stebra). Z empiričnimi ocenami za kratke stebre zato dolžino plastičnega členka precenimo, posledično pa precenimo tudi mejne zasuke. Zaradi tega predlagamo, da se dolžina plastičnega členka pri vitkih stebrih omeji z velikostjo $h/2$, kjer je h prerez stebra v smeri obremenjevanja. Omenjeno omejitev smo zasledili v literaturi (Park in Paulay 1975), potrdili pa so jo tudi eksperimentalni rezultati. Ko smo upoštevali to omejitev, je bil mejni zasuk, ki smo ga določili po standardnem pol-analitičnem postopku, približno enak izmerjenemu zasuku pri maksimalni nosilnosti (pri vseh eksperimentalno preizkušenih konstrukcijah).

Če upoštevamo, da je dolžina plastičnega členka pri vitkih stebrih enaka $h/2$, potem je plastična komponenta mejnega zasuka neodvisna od strižnega razpona, skupni mejni zasuk pa se rahlo povečuje na račun večjega zasuka na meji tečenja. Do podobnih rezultatov je prišel tudi Haselton, ki je ugotovil, da je strižna dolžina statistično nepomemben parameter za določitev mejnega zasuka pri monotonem odzivu. Pri ciklični obtežbi pa tudi Haseltonov model izkaže rahlo povečanje mejnega zasuka z večanjem strižne dolžine, kar je posledica večje absolutne energijske kapacitete stebra.

Izraz, ki ga za oceno mejnega zasuka pri ciklični obtežbi predlaga Fardis, predvideva precejšnje povečanje zasuka s povečanjem strižne višine. V primeru analiziranih stebrov je zato Fardisova ocena nekoliko večja od izmerjenih vrednosti. Zanimivo je, da metoda CAE podobnega trenda ne zazna, čeprav temelji na enaki podatkovni bazi kot Fardisove empirične ocene.

3.6.3 Zasuk pri maksimalni sili in togost v post-kritičnem območju

Večina metod, ki smo jih uporabili za določitev histerezne ovojnice, ni dovolj natančno napovedala zasuka pri maksimalni sili, še manj pa odziv v post-kritičnem območju. V standardni pol-analitični metodi je mejni zasuk določen z mejno deformacijo v betonu oziroma jeklu. Pri analiziranih stebrih, ki so močno objeti, tako metoda predvidi mejni zasuk ob nastopu mejne deformacije v natezni armaturi. V tem trenutku nastopi tudi maksimalna nosilnost prereza. Kot smo videli v preizkusih stebrov, pa porušitev natezne armature še ne predstavlja mejnega zasuka. Odpovedi posamezne palice običajno sledi zmanjševanje nosilnosti v post-kritičnem območju. Tega pojava s standardnim pristopom ni bilo mogoče modelirati (v standardni metodi številni pojavi, ki so tipični za velike deformacije, niso upoštevani). Tudi Fardis ne predlaga izrazov za izračun zasuka pri maksimalni sili in togosti v post-

kritičnem območju. Metoda CAE sicer omogoča oceno obeh parametrov, vendar so napovedi za analizirane stebre (stebri z velikim indeksom strižnega razpona) netočne.

Najboljšo oceno obeh parametrov smo dobili s Haseltonovim modelom, ki smo ga rahlo prilagodili za stebre z velikim indeksom strižnega razpona. Namesto Haseltonove ocene smo sekantno togost v času tečenja nadomestili s Fardisovo oceno, pri čemer koeficienta energijske kapacitete (λ) nismo reducirali (glej poglavje 3.4.2). Omenjeni postopek priporočamo za modeliranje vitkih stebrov v enoetažnih halah. Eksperimentalni in analitični rezultati izkazujejo dokaj veliko negativno togost post-kritične veje ovojnice. Potrebno pa je poudariti, da eksperimentalni rezultati predstavljajo povprečni odziv večjega števila stebrov (kar je sicer tipično za enoetažne hale) in ne enega samega stebra. Pri enem samem stebri zato pričakujemo večje padanje nosilnosti oziroma večji naklon ovojnice v post-kritičnem območju (morda je togost v numeričnem modelu rahlo podcenjena).

3.6.4 Histerezna pravila in disipacija histerezne energije

Ibarrin histerezni model v povezavi s Haseltonovimi vhodnimi podatki dobro napove ciklični odziv stebrov. Tako padanje nosilnosti znotraj enega cikla kakor tudi padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih je dobro modelirano, in to kljub temu, da normirane energijske kapacitete nismo prilagodili večji vrednosti zasuka na meji tečenja. Glede na to lahko sklepamo, da absolutna energijska kapaciteta stebrov narašča sorazmerno z velikostjo zasuka na meji tečenja. Preverjeni numerični model smo uporabili v vseh nadaljnjih študijah potresne ranljivosti enoetažnih hal. Te študije so bile glavni motiv za kalibracijo numeričnega modela, ki je sposoben modelirati obnašanje stebrov vse do porušitve.

Pri običajnih postopkih projektiranja tako zahtevnega modela ne potrebujemo, saj v projektnih stanjih običajno ne dopuščamo zamikov v post-kritičnem območju. V teh primerih je dovolj dober tudi standardni pol-analitični pristop, če pri tem upoštevamo (eksperimentalno potrjeno) zgornjo mejo za dolžino plastičnega členka, t.j. $l_p < h/2$. Poleg tega lahko namesto Ibarrinih histereznih pravil uporabimo tudi bolj enostavna histerezna pravila, ki ne upoštevajo deterioracije zaradi ponavljajočih se ciklov (npr. Takedina histerezna pravila).

4 METODA ZA OCENO VERJETNOSTI PORUŠITVE ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL

V prejšnjem poglavju smo izdelali numerični model enoetažne hale s togimi stiki in ga verificirali z eksperimentalnimi rezultati. Vendar pa je dober numerični model konstrukcije šele potreben in ne tudi zadostni pogoj za oceno obnašanja konstrukcije med potresno obtežbo. Potresna obtežba je namreč slučajna in nepredvidljiva. Poleg tega so slučajne tudi ostale spremenljivke, ki se nanašajo na kvaliteto materialov in lastnosti konstrukcije. Če torej želimo verodostojno oceniti potresno tveganje za konstrukcije, se moramo problema lotiti probabilistično. V ta namen smo v disertaciji uporabili trenutno zelo razširjeno metodologijo »PEER«, ki jo bomo predstavili v nadaljevanju. Končni rezultat metode je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije v določenem časovnem obdobju. Glede na cilj raziskave, lahko mejno stanje konstrukcije poljubno definiramo. V disertaciji smo obravnavali globalno porušitev konstrukcije. Globalno porušitev smo definirali kot nezmožnost konstrukcije, da med potresnim obremenjevanjem prenese lastno težo. Obstaja več načinov, kako z numeričnim modelom napovemo globalno porušitev, v skladu s tem pa so v uporabi tudi različne izpeljave osnovne PEER-ove metodologije za oceno potresnega tveganja. Najpogosteje se odziv konstrukcije računa z modeli, ki ne zaznajo padanja nosilnosti. V takem primeru porušitev napovemo tako, da predpišemo maksimalno vrednost odziva, s katerim merimo poškodovanost konstrukcije. Mera za poškodovanost (angl. *Damage Measure/DM*) je lahko katerikoli izmed pomikov, etažni zamik, rotacija, ukrivljenost, deformacija v betonu, jeklu, itd. Tej metodi pravimo metoda na osnovi pomikov (angl. *Damage Measure approach/DM approach*), razvila pa sta jo Cornell in Krawinkler (2000). Namesto odziva pa lahko kapaciteto konstrukcije izrazimo tudi z mero za intenziteto potresne obtežbe. Mera za intenziteto (angl. *Intensity Measure/IM*) je poljubna, npr. maksimalni pospešek tal, elastični in neelastični spektralni pospešek pri določenem nihajnem času, itd. V takih primerih lahko uporabimo alternativno metodo na osnovi intenzitete (angl. *Intensity Measure approach/IM approach*). Tudi ta metoda je bila zasnovana pod mentorstvom prof. Cornella, v okviru svoje doktorske disertacije pa jo je predstavila Fatameh Jalayer (2003). Prednost metode je v tem, da jo lahko uporabimo tudi v primerih, ko je porušitev eksplicitno zajeta z numeričnim modelom, kot posledica padanja nosilnosti in/ali geometrijske nelinearnosti. Tipičen tak primer je numerični model enoetažne montažne hale, ki upošteva številne oblike deterioracije, poleg tega pa so zaradi vitkosti stebrov pri teh konstrukcijah izjemno pomembni vplivi P-delta. Zaradi navedenih razlogov smo za oceno potresnega tveganja za enoetažne montažne hale izbrali metodo na osnovi intenzitete.

V nadaljevanju bomo najprej predstavili teoretično ozadje in bistvene razlike med obema metodama verjetnostne analize (čeprav metoda na osnovi pomikov v tej nalogi ni relevantna, je pomembna za razumevanje alternativne metode oziroma vzrokov, ki so pripeljali do njene uporabe). Izpeljave metod smo večinoma povzeli po literaturi (Cornell, et al. 2002, Dolšek 2002, Jalayer 2003). Metodo na osnovi intenzitete nato ilustriramo na primeru eksperimentalno preizkušene enoetažne montažne hale, katere numerični model smo definirali v poglavju 3. Primer služi tudi za verifikacijo parametrov, ki jih uporabljamo v nadaljnjih verjetnostnih analizah. Izjema je parameter, s katerim določimo raztros

rezultatov zaradi nezanesljivosti pri določitvi modelnih parametrov. Ker teh podatkov ni bilo na voljo, smo parameter določili v posebni študiji, ki je opisana v poglavju 5.

4.1 Teoretične osnove

Varnost konstrukcije lahko ocenimo z verjetnostno analizo, v kateri upoštevamo nepredvidljivost potresne obtežbe in druge nezanesljivosti. Končni rezultat verjetnostne analize je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije, ko potresne zahteve D presežejo kapaciteto konstrukcije C . Verjetnost prekoračitve mejnega stanja oz. porušitve torej simbolično zapišemo:

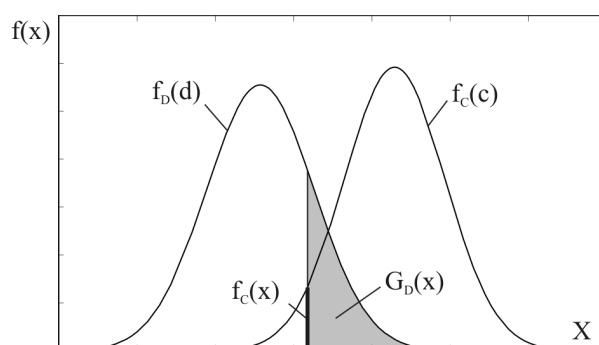
$$P_{LS} = P[D > C] \quad (4.1)$$

Za izračun P_{LS} uporabimo izrek o popolni verjetnosti dogodka, s katerim problem razbijemo na več manjših, bolj obvladljivih delov, in jih nato spet združimo v celoto:

$$P_{LS} = P[D > C] = \sum_{\text{vsi } c} P[D > C | C = c] \cdot P[C = c] \quad (4.2)$$

kar je enako:

$$P_{LS} = \sum_{\text{vsi } c} P[D > c] \cdot P[C = c] \quad (4.3)$$



Slika 4.1: Shematski prikaz splošne rešitve
Figure 4.1: General solution strategy

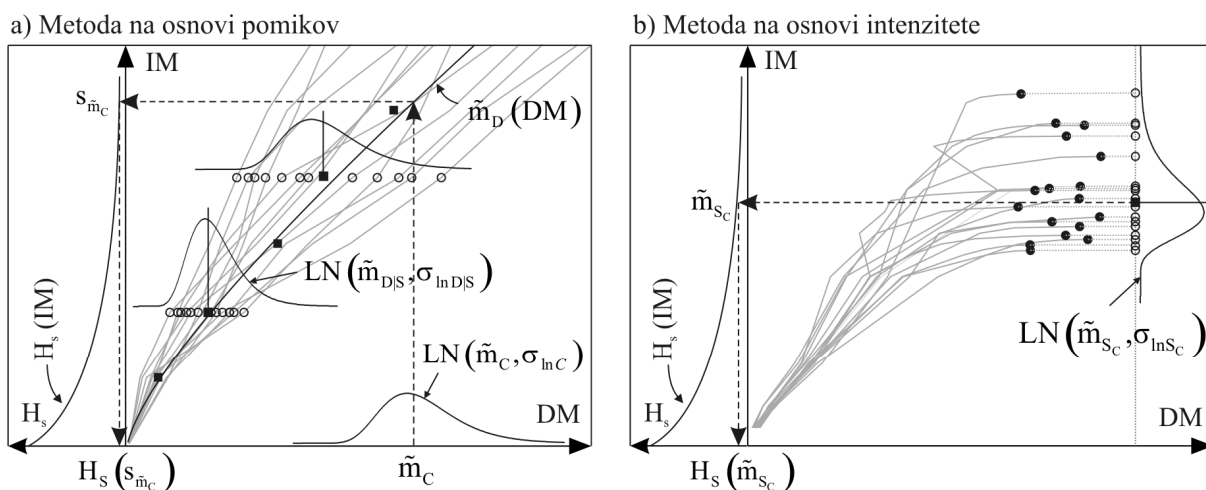
V primeru, da sta D in C zvezni slučajni spremenljivki z gostotama verjetnosti f_D in f_C (slika 4.1), enačbo (4.2) zapišemo z integralom, kjer prvi člen v integralu predstavlja komplementarno porazdelitveno funkcijo (angl. Complementary Cumulative Density Function/CCDF) spremenljivke D in drugi člen funkcijo gostote verjetnosti (angl. probability density function/PDF) spremenljivke C :

$$P_{LS} = \int_{\text{vsi } c} P[D > c] \cdot P[C = c] \cdot dc = \int_{\text{vsi } x} G_D(x) \cdot f_C(x) \cdot dx \quad (4.4)$$

Enačba (4.4) je shematsko prikazana na sliki 4.1. Verjetnost prekoračitve mejnega stanja P_{LS} izračunamo tako, da ploščino $G_D(x)$ pomnožimo z vrednostjo $f_C(x)$ pri vseh vrednostih spremenljivke X in nato produkte seštejemo.

Metoda na osnovi pomikov – metoda na osnovi intenzitete

Enačba (4.4) predstavlja splošni okvir za izračun verjetnosti porušitve konstrukcije pri poljubno izbranih spremenljivkah C in D . Glede na izbiro mere za spremenljivki C in D pa ločimo dve izpeljavi metode, ki ju imenujemo metoda na osnovi pomikov in metoda na osnovi intenzitete, kot je omenjeno že v uvodu. Obe metodi temeljita na inkrementalni dinamični analizi (IDA). IDA je serija dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe (postopek je podrobno razložen v poglavju 4.2.1). Rezultat IDA je krivulja IDA, ki prikazuje odnos med intenziteto (IM) in odzivom konstrukcije (DM). Lahko si predstavljamo, da je IM maksimalni pospešek temeljnih tal in DM maksimalni pomik na vrhu konstrukcije (zaradi lažjega razumevanja te oznake uporabljamo v nadaljevanju tega odstavka).



DM...mera za poškodovanost (npr. pomik na vrhu konstr.)
 IM ...mera za intenziteto (npr. maksimalni pospešek tal)
 LN ...oznaka za logaritemsko normalno porazdelitev
 \tilde{m}_X ...mediana spremenljivke X
 $\sigma_{\ln X}$...standardna deviacija logaritmov spremenljivke X

Slučajne spremenljivke:
 C ...kapaciteta konstr. izražena z DM
 S_C ...kapaciteta konstr. izražena z IM
 $D|S$...odziv konstr. pri intenziteti $IM = S$
 H_S ...funkcija potresne nevarnosti

Slika 4.2: Shematski prikaz metode na osnovi pomikov (a) in metode na osnovi intenzitete (b)
Figure 4.2: Schematic of the DM -based approach (a) and the IM -based approach (b)

Na sliki 4.2a je prikazano večje število IDA krivulj, kjer vsaka krivulja predstavlja odziv konstrukcije pri izbranem akcelrogramu (število IDA krivulj je enako številu akcelrogramov). Vidimo, da različni akcelrogrami pri enaki vrednosti maksimalnega pospeška, povzročijo različne pomike na vrhu konstrukcije. Pri posameznih nivojih pospeška lahko vzorec pomikov statistično obdelamo, in tako izračunamo mediano pomikov pri danem pospešku ($\tilde{m}_{D|S}$). Ker pomike običajno rišemo v horizontalni smeri (na abscisni osi), takšno statistiko imenujemo tudi »horizontalna statistika« (Jalayer 2003). S horizontalno statistiko torej izračunamo mediano pomikov pri različnih vrednostih pospeška. Te vrednosti nato med sabo povežemo s krivuljo, ki predstavlja mediano vseh IDA krivulj (\tilde{m}_D). Neodvisno od dinamične analize običajno vnaprej določimo kapaciteto konstrukcije. Tudi kapaciteta konstrukcije je v splošnem slučajna spremenljivka, z mediano \tilde{m}_C . Mediano \tilde{m}_C lahko vstavimo v

funkcijo \tilde{m}_D in tako izračunamo pospešek $s_{\tilde{m}_C}$, ki odgovarja kapaciteti konstrukcije. Če nato upoštevamo funkcijo potresne nevarnosti H_s , ki pove kolikšna je verjetnost pojava potresa, s pospeškom, ki je večji ali enak $s_{\tilde{m}_C}$, lahko izračunamo verjetnost prekoračitve kapacitete konstrukcije. Opisani postopek se imenuje **metoda na osnovi pomikov**. Ta metoda je izvedljiva le v primeru, če na obravnavanem območju pospeškov ne pride do porušitev konstrukcije. Porušitev je lahko posledica padanja nosilnosti v plastičnem členku in/ali geometrijske nelinearnosti, opazimo pa jo lahko kot črna piko na sliki 4.2b. Kot lahko vidimo na tej sliki, pri večjem številu porušitev horizontalna statistika ni mogoča. V takem primeru zato raje uporabimo **metodo na osnovi intenzitete**, kjer namesto horizontalne statistike pomikov, izvedemo statistiko pospeškov, pri katerih se konstrukcija poruši. Ker pospeške običajno rišemo v vertikalni smeri (na ordinatni osi), takšno statistiko imenujemo tudi »vertikalna statistika« (Jalayer 2003). Z vertikalno statistiko izračunamo mediano »mejnih« pospeškov \tilde{m}_{s_C} , ki jo lahko neposredno vnesemo v funkcijo potresne nevarnosti (H_s) in tako odčitamo verjetnost porušitve konstrukcije.

Pri metodi na osnovi pomikov torej tako kapaciteto C kot potresno zahtevo D izrazimo s pomikom (oziroma s poljubno mero poškodovanosti DM). Nasprotno pri metodi na osnovi intenzitete obe količini izrazimo s pospeškom (oziroma s poljubno mero intenzitete IM). Zadnja metoda je bolj enostavna saj v računu ne potrebujemo zveze med pospeškom in pomikom (\tilde{m}_D).

V zgornjem odstavku smo zgolj na grobo razložili osnovno idejo obeh metod. Pri tem smo spremenljivke večinoma obravnavali kot deterministične količine. V naslednjih poglavjih bomo obe metodi natančno izpeljali in v izpeljavah upoštevali tudi razpršenost vseh obravnavanih količin. Pri večini spremenljivk bomo predpostavili logaritemsko normalno porazdelitev, kot je nakazano že na sliki 4.2.

4.1.1 Metoda na osnovi pomikov

Metoda na osnovi pomikov je shematično predstavljena na sliki 4.2a. Tako kapaciteta C kot zahteva D sta obravnavani kot slučajni spremenljivki, s predpostavljeno logaritemsko normalno porazdelitvijo, ki najbolj ustreza dejanski porazdelitvi obeh spremenljivk (Cornell, et al. 2002). Ker je zahteva D odvisna od intenzitete potresne obtežbe S (zaradi bolj enostavnega zapisa od tu dalje namesto IM uporabljamo oznako S), prvi člen v enačbi (4.4) zapišemo pri pogoju S in tako problem razbijemo na dva dela:

$$P[D > c] = \int_{\text{vsi } s} P[D > c | S = s] \cdot P[S = s] \cdot ds \quad (4.5)$$

Verjetnost porušitve (4.4) tako dobi malo daljšo obliko:

$$P_{LS} = \int_{\text{vsi } c} \left(\int_{\text{vsi } s} P[D > c | S = s] \cdot P[S = s] \cdot ds \right) \cdot P[C = c] \cdot dc \quad (4.6)$$

oziroma:

$$P_{LS} = \int \left(\int_{\text{vsi } c} P[D > c | S = s] \cdot f_s(s) \cdot ds \right) \cdot f_c(c) \cdot dc \quad (4.7)$$

kjer je f_s gostota verjetnosti (PDF) potresne intenzitete in f_c gostota verjetnosti (PDF) kapacitete mejnega stanja. Na tem mestu vpeljemo pojem frekvenca. Verjetnost P_{LS} ni časovno omejena, frekvenca pa predstavlja verjetnost prekoračitve mejnega stanja v določenem časovnem obdobju. Letno frekvenco porušitve H_{LS} izračunamo kot produkt P_{LS} in srednje letne stopnje seizmičnosti v :

$$H_{LS} = v \cdot P_{LS} \quad (4.8)$$

Stopnja seizmičnosti izhaja iz seizmologije in nam pove letno frekvenco potresnih pojavov, ki so dovolj močni, da vsaj minimalno vplivajo na konstrukcijo na obravnavanem območju (sem se običajno šteje vse potrese z magnitudo večjo od 5 na razdalji manjši od 200 km). Običajno je stopnja seizmičnost že zajeta v funkciji potresne nevarnosti H_S , ki jo za obravnavano območje priskrbijo seizmologi. H_S nam pove, kakšna je verjetnost pojava potresa z intenziteto, ki je večja ali enaka vrednosti s , v obdobju enega leta. Po definiciji je H_S komplementarna porazdelitvena funkcija (CCDF) intenzitete S (G_S), pomnožena z stopnjo seizmičnosti v :

$$H_S(s) = v \cdot G_S(s) \quad (4.9)$$

Ker vemo, da je gostota verjetnosti f_s , odvod porazdelitvene funkcije F_S :

$$f_s(s) = \frac{dF_S(s)}{ds} = \left| \frac{dH_S(s)}{ds} \right| \quad (4.10)$$

lahko ob upoštevanju zvez (4.9) in (4.10) letno frekvenco porušitve H_{LS} izrazimo s funkcijo potresne nevarnosti:

$$H_{LS} = \int \left(\int_{\text{vsi } c} P[D > c | S = s] \cdot \left| \frac{dH_S(s)}{ds} \right| \right) \cdot f_c(c) \cdot dc \quad (4.11)$$

H_{LS} torej izračunamo v dveh korakih, kjer v prvem koraku določimo frekvenco prekoračitve poljubne vrednosti c , v drugem koraku pa izračunamo verjetnost, da je kapaciteta konstrukcije enaka vrednosti c . Shematično si lahko oba koraka predstavljamo s pomočjo slike 4.1.

Integracijo enačbe (4.11) bi v splošnem lahko izvedli numerično, veliko bolj priročno pa je, če poznamo analitično rešitev. Do te lahko pridemo ob upoštevanju določenih predpostavk. Omenili smo že predpostavko o logaritemsko normalni porazdelitvi spremenljivk D in C . Logaritemsko normalno porazdelitev poljubne spremenljivke X opišemo z mediano \tilde{m}_X in standardno deviacijo logaritmov vzorca $\sigma_{\ln X}$. Medtem ko je porazdelitev kapacitete neodvisna od intenzitete potresne obtežbe (\tilde{m}_C in $\sigma_{\ln C}$ sta konstanti), pa to v splošnem ne drži za porazdelitev odziva D . Vseeno je v analitični izpeljavi metode na osnovi pomikov predpostavljeno, da je standardna deviacija $\sigma_{\ln D|S}$ vzdolž celotnega območja intenzitet konstantna (vrednost $\sigma_{\ln D}$ običajno določimo kot povprečje vrednosti

$\sigma_{\ln D|S}$ pri različnih vrednostih intenzitet). Nadalje Cornell, et al. (2002) predlaga, da zvezo med mediano odziva \tilde{m}_D in intenziteto S opišemo z eksponentno funkcijo:

$$\tilde{m}_D(s) = a \cdot s^b \quad (4.12)$$

ki jo določata koeficienta a in b ($a, b > 0$).

Podobno funkcijo predlaga tudi za opis funkcije potresne nevarnosti:

$$H_S(s) = k_0 \cdot s^{-k} \quad (4.13)$$

katere obliko določata koeficienta k in k_0 ($k, k_0 > 0$).

Zvezi (4.12) in (4.13) sta izbrani tako, da omogočata čim boljšo aproksimacijo izračunanega odziva in funkcije potresne nevarnosti. V primeru, da te zveze ne zagotavljajo dobre aproksimacije, so rezultati analitične metode nenatančni. V takem primeru je bolje, da integral (4.11) numerično integriramo. Če pa zvezi (4.12) in (4.13) omogočata dovolj natančen opis odziva in funkcije potresne nevarnosti, lahko te zveze vstavimo v enačbo (4.11) in jo v nekaj korakih (Cornell, et al. 2002) preoblikujemo v relativno enostaven izraz za določitev letne frekvence porušitve konstrukcije:

$$H_{LS} = H_S(s_{\tilde{m}_c}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln D}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln C}^2\right) \quad (4.14)$$

kjer je:

$s_{\tilde{m}_c}$... intenziteta obtežbe, pri kateri je odziv enak mediani kapacitete \tilde{m}_c

$\sigma_{\ln D}$... povprečna standardna deviacija logaritmov odziva D

$\sigma_{\ln C}$... standardna deviacija logaritmov kapacitete C

b ... koeficient, ki določa obliko krivulje \tilde{m}_D

k ... koeficient, ki določa obliko funkcije potresne nevarnosti

Prvi člen v enačbi (4.14) predstavlja t.i. oceno prvega reda, t.j. letno frekvenco porušitve v primeru, da je razpršenost odzivov in kapacitete enaka nič. Vidimo, da se frekvenca v primeru, če razpršenosti upoštevamo, poveča eksponentno z velikostjo variance $\sigma_{\ln D}^2$ oziroma $\sigma_{\ln C}^2$.

Frekvenca porušitve ob upoštevanju nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti

V zgornji izpeljavi smo funkcijo potresne nevarnosti obravnavali deterministično, dejstvo pa je, da se v njej skriva precej velik delež nezanesljivosti. Nezanesljivost funkcije potresne nevarnosti upoštevamo tako, da vrednost H_S obravnavamo kot logaritemsko normalno porazdeljeno slučajno spremenljivko z mediano:

$$\tilde{H}_S(s) = k_0 \cdot s^{-k} \quad (4.15)$$

in disperzijo $\sigma_{\ln H_S}$, ki je konstantna na celotnem območju intenzitet (predpostavka).

Pričakovano vrednost logaritemsko normalno porazdeljene spremenljivke pa na podlagi mediane in standardne deviacije logaritmov izračunamo z enačbo:

$$\bar{H}_S(s) = \tilde{H}_S(s) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_S}^2\right) \quad (4.16)$$

Namesto deterministične vrednosti potresne nevarnosti v enačbi (4.14) upoštevamo pričakovano vrednost. Tako izračunano frekvenco imenujemo srednja vrednost frekvence porušitve:

$$\bar{H}_{LS} = \tilde{H}_S(s_{\tilde{m}_C}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln D}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln C}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_S}^2\right) \quad (4.17)$$

- $s_{\tilde{m}_C}$... intenziteta obtežbe, pri kateri je odziv enak mediani kapacitete \tilde{m}_C
 $\sigma_{\ln D}$... povprečna standardna deviacija logaritmov odziva D
 $\sigma_{\ln C}$... standardna deviacija logaritmov kapacitete C
 $\sigma_{\ln H_S}$... standardna deviacija funkcije potresne nevarnosti
 b ... koeficient, ki določa obliko krivulje \tilde{m}_D
 k ... koeficient, ki določa obliko funkcije potresne nevarnosti

Frekvenca porušitve ob upoštevanju dodatnih nezanesljivosti

Recimo, da je vsa slučajnost, ki je upoštevana pri porazdelitvi odzivov D , posledica obremenitev z različnimi akceleroگرامi. To v strokovni literaturi označujejo kot »slučajnost« (angl. randomness) ali »variacija v zapisih akceleroگرامov« (angl. Record-to-Record variability/RTR variability). Poleg te pa raztros v odzivih izhaja še iz številnih drugih virov, ki jim pravimo »nezanesljivosti« (angl. uncertainties). To so predvsem: omejeno znanje modeliranja v nelinearnem območju, vrednosti materialov in drugih parametrov v matematičnem modelu, itd. Posebno poglavje v disertaciji je posvečeno določanju velikosti teh nezanesljivosti, zaenkrat pa predpostavimo, da sta tako »slučajnost« kot »nezanesljivost« znani. Označimo ju z $\sigma_{\ln DR}$ in $\sigma_{\ln DU}$ (črka R izhaja iz »randomness« in črka U iz »uncertainty«). Slednjo upoštevamo tako, da odziv zapišemo kot produkt mediane odziva (4.12) in slučajne spremenljivke ε_{DU} :

$$\hat{m}_D(s) = \tilde{m}_D(s) \cdot \varepsilon_{DU} \quad (4.18)$$

ter za spremenljivko ε_{DU} predpostavimo logaritemsko normalno porazdelitev s parametroma:

$$\begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_{DU} &= 1 \\ \sigma_{\ln(\varepsilon_{DU})} &= \sigma_{\ln DU} \end{aligned} \quad (4.19)$$

Na ta način mediano odziva obravnavamo kot slučajno spremenljivko, podobno kot smo v prejšnjem poglavju kot slučajno spremenljivko obravnavali funkcijo potresne nevarnosti. Izkaže se, da je v tem primeru srednja vrednost frekvence porušitve enaka kot če bi varianci, ki se nanaša na »slučajnost« prišteli še varianco zaradi »nezanesljivosti«:

$$\bar{H}_{LS} = \tilde{H}_S(s_{\tilde{m}_C}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\sigma_{\ln DR}^2 + \sigma_{\ln DU}^2)\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln C}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} \sigma_{\ln H_S}^2\right) \quad (4.20)$$

kjer je:

- $s_{\tilde{m}_C}$... intenziteta obtežbe, pri kateri je odziv enak mediani kapacitete \tilde{m}_C
- $\sigma_{\ln DR}$... standardna deviacija D zaradi variacije v zapisih akceleroogramov
- $\sigma_{\ln DU}$... standardna deviacija D zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela
- $\sigma_{\ln C}$... standardna deviacija logaritmov kapacitete C
- $\sigma_{\ln H_S}$... standardna deviacija funkcije potresne nevarnosti H_S
- b ... koeficient, ki določa obliko krivulje \tilde{m}_D
- k ... koeficient, ki določa obliko funkcije potresne nevarnosti

4.1.2 Metoda na osnovi intenzitete

Tudi pri metodi na osnovi intenzitete izhajamo iz osnovne enačbe za izračun verjetnosti prekoračitve mejnega stanja (4.4). Razlika je v tem, da sta kapaciteta C in zahteva D izraženi z intenziteto potresne obtežbe. Zaradi tega namesto oznak C in D pišemo S_C in S_D :

$$P_{LS} = \int_{\text{vsi } x} P[S_D > x] \cdot P[S_C = x] \cdot dx = \int_{\text{vsi } x} G_{S_D}(x) \cdot f_{S_C}(x) \cdot dx \quad (4.21)$$

Letna frekvenca porušitve H_{LS} pa je:

$$H_{LS} = \nu \cdot P_{LS} = \int_{\text{vsi } x} \nu \cdot G_{S_D}(x) \cdot f_{S_C}(x) \cdot dx \quad (4.22)$$

kjer je f_{S_C} gostota verjetnosti (PDF) intenzitete mejnega stanja in G_{S_D} komplementarna porazdelitvena funkcija (CCDF) intenzitete potresne zahteve. Omenili smo že, da frekvenco potresne zahteve običajno izrazimo s funkcijo potresne nevarnosti H_{S_D} , v kateri je vključena tudi stopnja seizmičnega tveganja v (4.9). Frekvenco H_{LS} torej izrazimo s funkcijo H_{S_D} :

$$H_{LS} = \int_{\text{vsi } x} H_{S_D}(x) \cdot f_{S_C}(x) \cdot dx \quad (4.23)$$

Zgornja enačba je analogna enačbi (4.11) pri metodi na osnovi pomikov. Vidimo, da je ta enačba bolj enostavna. Ker sta kapaciteta in zahteva izraženi z enako količino, zveza med intenziteto in odzivom ni potrebna. Tudi tu lahko ob upoštevanju določenih predpostavk H_{LS} izračunamo analitično (Jalayer 2003).

Najprej predpostavimo, da je kapaciteta konstrukcije S_C slučajna spremenljivka, porazdeljena po logaritemsko normalni porazdelitvi, s parametroma \tilde{m}_{S_C} in $\sigma_{\ln S_C}$. Gostoto verjetnosti (PDF) logaritemsko normalno porazdeljene slučajne spremenljivke lahko zapišemo kot:

$$f_{S_C}(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot x \cdot \sigma_{\ln S_C}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \tilde{m}_{S_C}}{\sigma_{\ln S_C}}\right)^2\right) \quad \dots 0 < x < \infty \quad (4.24)$$

Oznako $f_{S_C}(x)$ v enačbi (4.23) zdaj nadomestimo v z izrazom (4.24):

$$H_{LS} = \int_0^{\infty} H_{S_D}(x) \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot x \cdot \sigma_{\ln S_C}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \tilde{m}_{S_C}}{\sigma_{\ln S_C}}\right)^2\right) \cdot dx \quad (4.25)$$

Tudi tokrat lahko v okolici mejnih intenzitet funkcijo potresne nevarnosti aproksimiramo z eksponentno funkcijo (4.13). Tako dobimo:

$$H_{LS} = \int_0^{\infty} \frac{k_0 \cdot x^{-k}}{\sqrt{2\pi} \cdot x \cdot \sigma_{\ln S_C}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \tilde{m}_{S_C}}{\sigma_{\ln S_C}}\right)^2\right) \cdot dx \quad (4.26)$$

Enačbo preoblikujemo v popolni kvadrat in nekaj konstant prenesemo pred integral:

$$H_{LS} = k_0 \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln S_C}^2\right) \cdot \exp(-k \cdot \ln \tilde{m}_{S_C}) \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot x \cdot \sigma_{\ln S_C}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - (\ln \tilde{m}_{S_C} - k \sigma_{\ln S_C}^2)}{\sigma_{\ln S_C}}\right)^2\right) \cdot dx \quad (4.27)$$

Če primerjamo enačbo (4.27) s funkcijo gostote verjetnosti logaritemsko normalne porazdelitve (4.24) opazimo, da izraz znotraj integrala v enačbi (4.27) predstavlja gostoto verjetnosti logaritemsko normalne porazdelitve z mediano $(\ln \tilde{m}_{S_C} - k \sigma_{\ln S_C}^2)$ in parametrom $\sigma_{\ln S_C}$. Vrednost integrala v mejah od 0 do ∞ je enaka 1, zato:

$$H_{LS} = k_0 \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln S_C}^2\right) \cdot \exp(-k \cdot \ln \tilde{m}_{S_C}) = k_0 \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln S_C}^2\right) \cdot \tilde{m}_{S_C}^{-k} \quad (4.28)$$

Frekvenca prekoračitve mejnega stanja je torej produkt funkcije potresne nevarnosti pri mediani kapacitete in korekcijskega faktorja, ki upošteva vpliv nezanesljivosti kapacitete mejnega stanja:

$$H_{LS} = H_S(\tilde{m}_{S_C}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln S_C}^2\right) \quad (4.29)$$

kjer je:

- \tilde{m}_{S_C} ... mediana kapacitete S_C (kapaciteta S_C je izražena z intenziteto potresne obtežbe)
- $\sigma_{\ln S_C}$... standardna deviacija logaritmov S_C
- k ... koeficient, ki določa naklon funkcije potresne nevarnosti

Če primerjamo zgornji izraz z ekvivalentnim izrazom pri metodi na osnovi pomikov (4.14) vidimo, da manjka eksponentni člen, ki upošteva razpršenost odziva. Poleg tega v izrazu ne nastopa gradient krivulje odziva b . Razlog je v tem, da pri metodi na osnovi intenzitete ni vmesne spremenljivke, ki bi povezovala potresno intenziteto z odzivom konstrukcije.

Frekvenca porušitve ob upoštevanju nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti in dodatnih nezanesljivosti

Povsem enako kot pri metodi na osnovi pomikov lahko tudi tu upoštevamo nezanesljivost funkcije potresne nevarnosti kakor tudi dodatne »nezanesljivosti«. Srednja vrednost porušitve ob upoštevanju nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti je tako:

$$\bar{H}_{LS} = \tilde{H}_S(\tilde{m}_{S_C}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{\ln S_C}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{\ln H_S}^2\right) \quad (4.30)$$

Enako kot pri Metodi na osnovi pomikov, lahko tudi pri Metodi na osnovi intenzitete običajno ločeno obravnavamo »slučajnosti« in »nezanesljivosti«. Obe sta tu izraženi v smislu intenzitete in ne odziva kot v primeru Metode na osnovi pomikov. Označimo ju z $\sigma_{\ln S_{CR}}$ in $\sigma_{\ln S_{CU}}$:

$$\bar{H}_{LS} = \tilde{H}_S(\tilde{m}_{S_C}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{\ln S_{CR}}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{\ln S_{CU}}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{\ln H_S}^2\right) \quad (4.31)$$

Enačbo (4.31) lahko strnjeno pišemo:

$$\bar{H}_{LS} = \tilde{H}_S(\tilde{m}_{S_C}) \cdot C_R \cdot C_U \cdot C_H \quad (4.32)$$

kjer je $\tilde{H}_S(\tilde{m}_{S_C})$ mediana letne frekvence porušitve, ostalo pa so amplifikacijski faktorji, s katerimi povečamo velikost frekvence na račun posameznih nezanesljivosti:

$$\begin{aligned} C_R &= \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{\ln S_{CR}}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi variacije v zapisih akceleroگرامov} \\ C_U &= \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{\ln S_{CU}}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela} \\ C_H &= \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{\ln H_S}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti} \end{aligned} \quad (4.33)$$

4.2 Aplikacija metode na primeru enoetažne hale

V prejšnjem poglavju smo predstavili teoretično osnovo za določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja na osnovi intenzitete, v tem poglavju pa bomo prikazali postopek s katerim določimo posamezne člene v enačbi (4.31). Postopek običajno izpeljemo v več korakih:

1. Najprej izvedemo inkrementalno dinamično analizo za večjo skupino akceleroگرامov in določimo statistični vzorec seizmičnih kapacitet konstrukcije.
2. Naslednji korak predstavlja statistično obdelavo podatkov, s katerim ocenimo parametre porazdelitve in preverimo skladnost s predpostavljeno porazdelitvijo.
3. Nazadnje seizmično kapaciteto povežemo s potresno nevarnostjo območja in tako izračunamo verjetnost porušitve konstrukcije.

Posamezne korake metode bomo obrazložili v naštetem vrstnem redu na podlagi numeričnega modela enoetažne hale (Prototip 2-2), ki smo ga verificirali v poglavju 3.

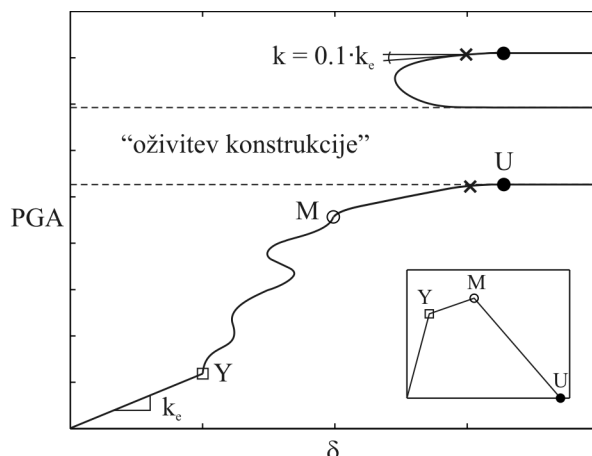
4.2.1 Inkrementalna dinamična analiza (IDA)

Inkrementalna dinamična analiza je serija dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Rezultat je IDA krivulja, ki prikazuje odnos med intenziteto (IM) in odzivom konstrukcije (DM). Odziv je v splošnem katerakoli količina ki nas zanima, npr. maksimalni pomik konstrukcije, maksimalni etažni zamik, rotacija plastičnega člena, itd. V nadaljevanju smo za spremljanje odziva izbrali maksimalni pomik na vrhu konstrukcije. Bolj kot izbira mere za odziv, pa je pri metodi na osnovi intenzitete pomembna izbira mere za intenziteto. Za slednjo smo izbrali dve količini – maksimalni pospešek temeljnih tal (angl. peak ground acceleration/PGA) in elastični spektralni pospešek, izračunan pri ekvivalentni linearni togosti konstrukcije¹ – $S_a(T_e)$. V obeh primerih intenziteto povečujemo tako, da normirani akceleroگرام množimo z izbranim faktorjem. Ker se $S_a(T_e)$ nanaša na ekvivalentno linearno togost konstrukcije, je razmerje med PGA in $S_a(T_e)$ na celotni IDA krivulji konstantno (IDA krivuljo za $S_a(T_e)$ lahko torej izračunamo tako, da z amplifikacijskim faktorjem za psevdo-pospeške pomnožimo vrednosti PGA na IDA krivulji).

Podobno kot pri statični, »pushover« krivulji, je za IDA krivuljo značilno začetno »elastično« območje, ki v obravnavanem primeru odgovarja ekvivalentni linearni togosti konstrukcije. Naklon krivulje v tem območju imenujemo elastična dinamična togost konstrukcije. Če intenziteto merimo z mero $S_a(T_e)$, je elastična dinamična togost sistema z eno prostostno stopnjo (SDOF sistema) enaka ne glede na izbrani akceleroگرام. Po plastifikaciji običajno sledi značilno »zvijanje« IDA krivulje, ki poteka vse do točke, ko nastopi globalna nestabilnost oziroma porušitev konstrukcije (ravna črta na IDA krivulji). Globalno porušitev lahko zajamemo le z numeričnim modelom, ki upošteva degradacijo nosilnosti in/ali geometrijsko nelinearnost. Intenziteto, ki poruši konstrukcijo imenujemo tudi seizmična kapaciteta konstrukcije (v opisu metodologije uporabljamo oznako S_C). Ker je prehod med »stabilnim« in »nestabilnim« delom IDA krivulje običajno postopen, se za mejno stanje konstrukcije pogosto uporablja strožja definicija, ki predvideva porušitev konstrukcije v trenutku, ko se naklon IDA krivulje zmanjša na določen odstotek (npr. 10-20%) začetne dinamične togosti.

V nekaterih primerih numerična analiza pokaže, da lahko konstrukcija prenese tudi intenzitete, ki so večje od tiste, pri kateri smo že zaznali porušitev. Temu pojavu pravimo »oživitev konstrukcije« (angl. structural resurrection) in je posledica prekrivanja frekvenčnega sestava akcelerograma z lastno frekvenco konstrukcije. V nekaterih primerih je namreč za konstrukcijo manj usodna večja intenziteta, ki konstrukcijo že v zgodnjih ciklih ravno toliko poškoduje (poveča nihajni čas), da se ta pri močnejših sunkih ne poruši. Seveda je območje »oživitve« omejeno in kmalu sledi ponovna porušitev konstrukcije, možno pa je tudi večje število »oživitve« na eni IDA krivulji. V primerih kjer se pojavi »oživitev konstrukcije«, je območje porušitev sestavljeno iz dveh (ali več) intervalov intenzitet, kar bi načeloma morali upoštevati tudi v računu verjetnosti porušitve. V primeru analiziranih enoetažnih montažnih hal smo zaznali relativno malo takih primerov (približno 1 primer na 50 akceleroگرامov). Te primere smo obravnavali tako, da smo za porušitev šteli najmanjšo kapaciteto, pri kateri se je konstrukcija porušila (vmesnih intervalov nismo upoštevali). S tem smo nekoliko precenili verjetnost porušitve in ostali na varni strani.

¹ Ekvivalentna linearna togost je sekantna togost na meji tečenja armature. V numeričnem modelu enoetažne montažne hale je to začetna elastična togost, saj zanemarimo togost pred razpokanjem betona (slika 3.8)



Slika 4.3: IDA krivulja

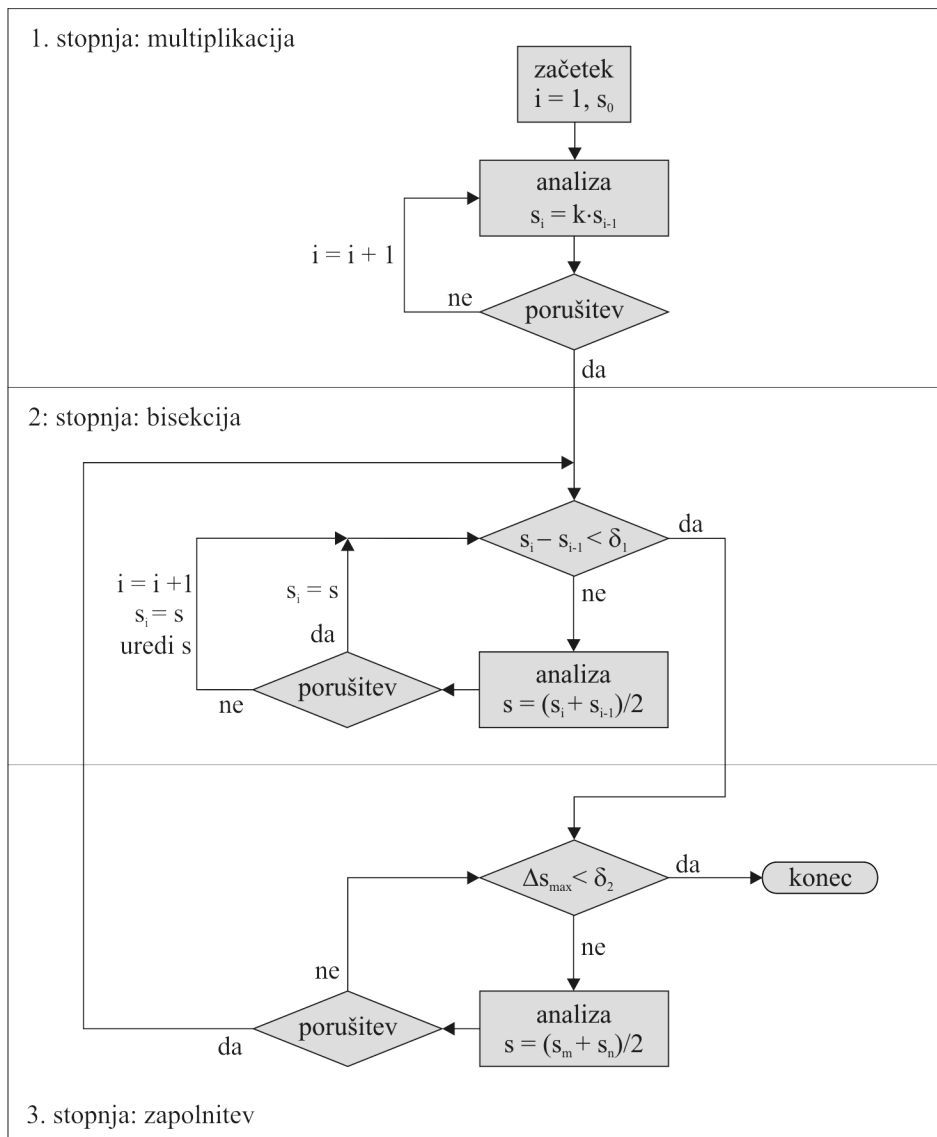
Figure 4.3: IDA curve

V tej nalogi obravnavamo konstrukcijski sistem, ki ga lahko brez večje napake aproksimiramo s sistemom z eno prostostno stopnjo. Na sliki 4.3 je prikazan primer IDA krivulje za sistem z eno prostostno stopnjo in tri-linearno ovojnico plastičnega članka (uporabljen je Ibarin histerezni model, s katerim smo modelirali enoetažno montažno halo). Na krivulji so označene karakteristične točke v ovojnici. Vidimo, da ima konstrukcija tudi po doseženi maksimalni nosilnosti določeno zalogo kapacitete na račun padajoče veje v ovojnici. Večji kot je naklon ovojnice v post-kritičnem območju in večji kot so P-delta efekti, manjša je zaloga dodatne kapacitete. V analizi potresnega tveganja za enoetažne montažne hale smo porušitev definirali pri naklonu, ki znaša 10 % začetne dinamične togosti. Izkaže se, da je dodatna kapaciteta, pri analiziranih konstrukcijah relativno majhna in ne preseže 10 % kapacitete, ki jo ima konstrukcija brez upoštevanja post-kritičnega dela histerezne ovojnice. Vzrok je relativno velik naklon negativne tangentne togosti in veliki P-delta efekti.

Pri metodi na osnovi intenzitet je pomembno, da so mejne kapacitete izračunane z dovolj veliko natančnostjo. V ta namen se pogosto uporablja algoritem, ki ga predlagata Vamvatsikos in Cornell (2002). Algoritem je sestavljen iz več delov. V prvem delu povečujemo intenziteto z izbranim faktorjem tako dolgo, dokler ne zaznamo porušitve. V nadaljevanju nato z bisekcijo določimo mejno vrednost intenzitete, tako da je razlika med najmanjšo intenziteto, ki že povzroči "porušitev", in največjo, ki le-te še ne povzroči, manjša od predpisane tolerance. Na ta način prihranimo računski čas, kapacitete pa so izračunane z želeno natančnostjo. Nenazadnje je pametno, da algoritmu dodamo še del s katerim zapolnimo prazen prostor med intenzitetami. S tem določimo obliko IDA krivulje, hkrati pa tudi preverimo, če smo na praznem območju spregledali kakšno »vmesno« porušitev. Algoritem določitve mejne intenzitete je prikazan na shemi 4.4.

IDA krivulja označuje odziv modela pri izbranem akcelrogramu; pri drugačnem zapisu akcelrograma se odziv spremeni. Ker v naravi ne moremo vnaprej predvideti oblike akcelrograma med potresno obtežbo je pomembno, da akcelrogram obravnavamo kot slučajno spremenljivko, ki se lahko pojavi v različnih oblikah – z različnimi časi trajanja in različnimi frekvenčnimi sestavi. Variacija v zapisih akcelrogramov predstavlja enega od virov nezanesljivosti pri določitvi verjetnosti

porušitve konstrukcije. V nadaljevanju bomo opisali dve skupini akceleroگرامov s katerima bomo simulirali naključno potresno obtežbo izbranega območja.

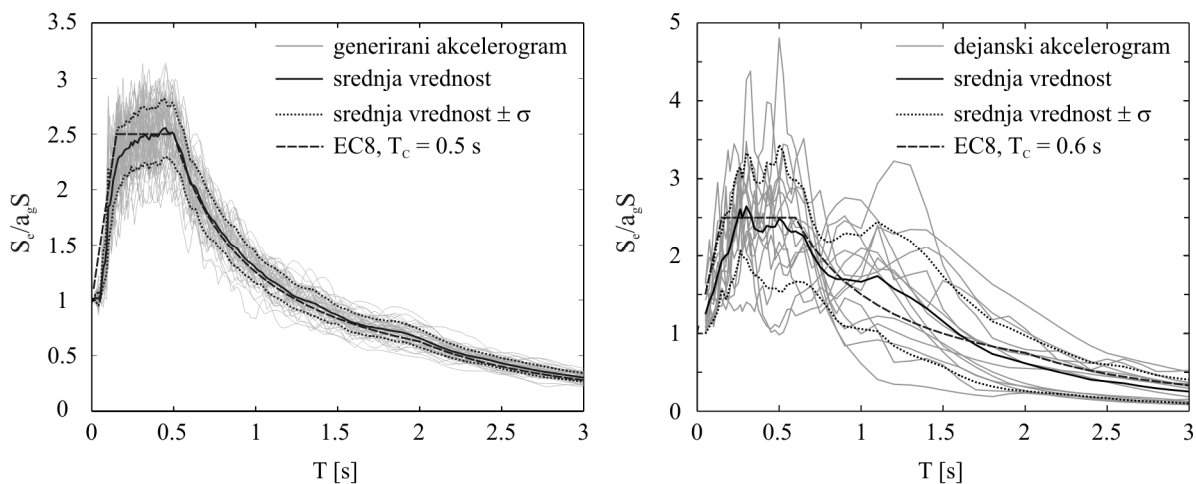


Slika 4.4: Tri-stopnjski algoritem za določitev IDA krivulje
Figure 4.4: Three-step IDA algorithm

Izbor potresne obtežbe

V študiji smo obravnavali dve skupini akceleroگرامov. V prvi skupini so umetno generirani akceleroگرامi, ki so generirani tako, da se povprečni spekter akceleroagramov čim bolj prilega elastičnemu spektru psevdo-pospeškov, ki ga za vrsto tal B ($T_c = 0.5$ s) predpisuje EC8/1 (slika 4.5). Čas trajanja vseh akceleroagramov znaša 45 s, vendar pa je območje z veliko intenziteto omejeno na krajši čas (do 3 s), kar je značilno za potrese na območju Slovenije. To skupino bomo uporabljali v študijah konstrukcij, projektiranih po standardih EC8. S tem bomo preverili kapaciteto konstrukcij pri

pogojih, ki so bili upoštevani pri dimenzioniranju konstrukcije. Druga skupina vsebuje dejanske akcelerograme, ki so bili posneti na ozemljih Italije, Črne Gore in Grčije. Akcelerograme v tej skupini je izbral Dolšek (2002), iz baze European Strong Motion Database (Ambraseys, et al. 2002). V skupini je 14 akcelerogramov, posnetih na trdi zemljin. Osnovni podatki o akcelerogramih so zbrani v preglednici 4.1. Na sliki 4.5 so prikazani normirani spektri akcelerogramov. Kot vidimo, se povprečni spekter pri tej skupini akcelerogramov dokaj dobro prilega elastičnemu spektru pospeškov, ki ga za vrsto tal C ($T_c = 0.6$ s) predpisuje EC8/1. Opazimo lahko, da je razpršenost psevdo-pospeškov pri tej skupini akcelerogramov precej večja od razpršenosti pri generiranih akcelerogramih. Zaradi tega pri tej skupini akcelerogramov pričakujemo večji raztros rezultatov. Raztros lahko običajno zmanjšamo tako, da namesto PGA za mero intenzitete uporabimo $S_a(T_c)$ (elastični spektralni pospešek, ki ustreza linearni ekvivalentni togosti).



Slika 4.5: Normirani elastični spekter umetno generiranih akcelerogramov (levo) in dejanskih akcelerogramov (desno)

Figure 4.5: Normalized elastic response spectra for the artificially generated accelerograms (left) and the recorded accelerograms

Pomemben problem, ki ga v disertaciji nismo posebej obravnavali, je problem povečevanja intenzitet akcelerogramov v IDA analizah. S tem ko povečamo maksimalni pospešek akcelerograma, namreč hkrati povečamo tudi pospeške v manjših, začetnih ciklih. Akcelerogrami, ki jih povečamo s faktorjem 5 in več imajo zato začetne cikle nerealno velike, močno popačen pa je tudi frekvenčni sestav akcelerograma na celotnem območju. Prekomernemu povečevanju pospeškov se lahko izognemo tako, da za potresno obtežbo izberemo akcelerograme, pri katerih je maksimalni pospešek že v osnovi približno enak pospešku, pri katerem se konstrukcija poruši.

Maksimalni pospeški v dejanski skupini akcelerogramov znašajo 0.11-0.45 g (preglednica 4.1), v poglavju 2.1.1 pa smo ocenili, da kapaciteta preizkušene konstrukcije znaša približno 0.7 g (v tej oceni smo predpostavili idealiziran elastični spekter po EC8 za tla B). Glede na to lahko pričakujemo, da se bo konstrukcija porušila v primeru, ko bodo pospeški v dejanskih akcelerogramih povečani za faktor 2-6. Ti faktorji so še v okviru sprejemljivih vrednosti.

Preglednica 4.1: Skupina posnetih akcelerogramov

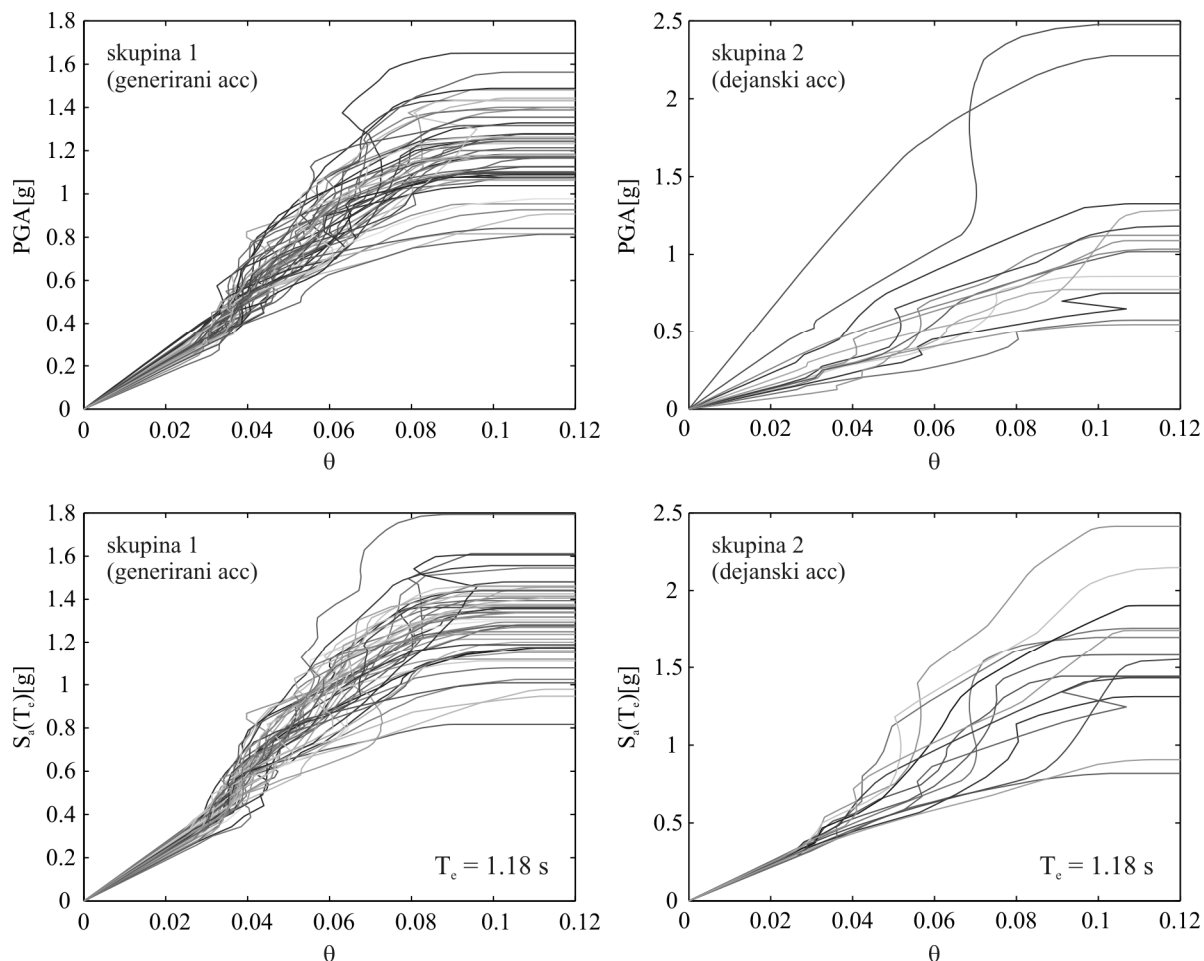
Table 4.1: The set of ground motion records

Potres	Akcelerogram	Država	$a_{g,max}$
Montenegro 1979	Petrovac-Hotel Oliva, N-S	Črna Gora	0.45 g
	Petrovac-Hotel Oliva, E-W		0.31 g
	Ulcinj – Hotel Olympic, N-S		0.29 g
	Ulcinj – Hotel Olympic, E-W		0.24 g
	Bar – Skupstina Opstine, N-S		0.38 g
	Bar – Skupstina Opstine, E-W		0.36 g
Campano Lucano 1980	Calitri, N-S	Italija	0.16 g
	Calitri, E-W		0.18 g
Kalamata 1986	Kalamata-Profecture, N265	Grčija	0.21 g
	Kalamata-Profecture, N355		0.30 g
	Kalamata-OTE Building, N80E		0.24 g
	Kalamata-OTE Building, N10W		0.27 g
Umbro-Marchigiana 1997	Colfiorito, N-S	Italija	0.12 g
	Colfiorito, W-E		0.11 g

Na sliki 4.6 so prikazane IDA krivulje za obe skupini akcelerogramov in obe meri intenzitete ($S_a(T_e)$ in PGA). Že na prvi pogled vidimo, da je raztros rezultatov pri dejanskih akcelerogramih precej večji kot pri generiranih akcelerogramih (velja za obe meri intenzitete). Vidimo, da izbira mere $S_a(T_e)$ vpliva predvsem na raztros v linearnem območju pred plastifikacijo armature, medtem ko je raztros v nelinearnem območju še vedno velik. V tem območju se nekoliko pozna le zmanjšanje raztrosa pri dejanskih akcelerogramih, medtem ko je razlika pri generiranih akcelerogramih zanemarljiva. Zanimivo je, da raztros v linearnem območju pri meri intenzitete $S_a(T_e)$ ni enak nič, kar je posledica P-delta efektov (če ne upoštevamo P-delta efektov, je elastična dinamična togost enaka za vse akcelerograme). Če pogledamo IDA krivulje za posamezno skupino akcelerogramov lahko vidimo, da je velikostni red kapacitete enak ne glede na izbrano mero za intenziteto. Vzrok je v tem, da je razmerje med elastičnimi spektralnimi pospeški, ki ustrezajo ekvivalentni linearni togosti ($T_e = 1.18$ s), in pospeški temeljnih tal približno enako ena, kar lahko odčitamo iz spektrov pospeškov na sliki 4.5.

Z IDA analizami smo pridobili statistični vzorec mejnih kapacitet S_C (PGA ali $S_a(T_e)$), katerega porazdelitev izvira iz variacije v zapisih akcelerogramov. Porazdelitev je v splošnem poljubna, v teoretični izpeljavi metode na osnovi intenzitete pa smo predpostavili, da je porazdelitev logaritemsko normalna. Logaritemsko normalno porazdelitev opišemo z mediano \tilde{m}_{S_C} in standardno deviacijo $\sigma_{\ln S_C}$. Na osnovi statističnih vzorcev kapacitet konstrukcije bomo parametra ocenili. Točkovni oceni parametrov bomo določili po dveh metodah – metodi momentov in metodi največjega verjetja (Benjamin in Cornell 1970). Tako ocenjena porazdelitev se lahko bolj ali manj dobro ujema z dejansko porazdelitvijo. Če je ujemanje slabo, so vprašljivi tudi končni rezultati, ki slonijo na osnovnih predpostavkah. Zato je pomembno, da ujemanje porazdelitev nekako ovrednotimo. V statistiki

poznamo orodja za preverjanje statističnih domnev. Za neparametrično domnevo o tipu porazdelitve bomo uporabili test χ^2 in test Kolmogorov-Smirnov (Turk 2006).



Slika 4.6: Študije IDA za testno konstrukcijo
Figure 4.6: IDA studies for the tested structure

4.2.2 Ocena parametrov

Metoda momentov

Pri metodi momentov parametre ocenimo iz momentov slučajne spremenljivke. Prva dva momenta predstavljata srednjo vrednost in varianco slučajne spremenljivke S_C (PGA ali $S_a(T_e)$):

$$\begin{aligned} m_{S_C} &= E[S_C] \\ \sigma_{S_C}^2 &= \text{var}[S_C] \end{aligned} \quad (4.34)$$

Parametra, ki definirata logaritemsko normalno porazdelitev nato izračunamo iz znanih zvez med parametri in momenti porazdelitev:

$$\begin{aligned}\sigma_{\ln s_c}^2 &= \ln \left(\frac{\sigma_{s_c}^2}{m_{s_c}^2} + 1 \right) \\ \tilde{m}_{s_c} &= m_{s_c} \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \sigma_{\ln s_c}^2 \right)\end{aligned}\quad (4.35)$$

Metoda največjega verjetja

Pri metodi največjega verjetja parametre ocenimo tako, da je gostota verjetnosti pri danem vzorcu največja. V ta namen definiramo funkcijo verjetja:

$$L(\tilde{m}_{s_c}, \sigma_{\ln s_c}) = \prod_{i=1}^n f_{s_c}(s_i) \quad (4.36)$$

in poiščemo par $(\tilde{m}_{s_c}, \sigma_{\ln s_c})$, kjer funkcija zavzame maksimum:

$$\begin{aligned}\tilde{m}_{s_c} &= \exp(\lambda_{s_c}) \\ \sigma_{\ln s_c}^2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln s_i - \lambda_{s_c})\end{aligned}\quad (4.37)$$

V enačbi (4.37) je λ_{s_c} povprečna vrednost naravnih logaritmov slučajne spremenljivke:

$$\lambda_{s_c} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln s_i \quad (4.38)$$

V preglednici 4.2 so podane ocene parametrov, dobljene po obeh metodah. Razlike med ocenami obeh metod so minimalne, zato v nadaljevanju uporabljamo le rezultate ene metode – izberemo rezultate metode na osnovi največjega verjetja. Iz preglednice 4.2 je razvidno, da ima preizkušena konstrukcija veliko seizmično kapaciteto, saj je mediana kapacitete konstrukcije, izražena s PGA, v vseh primerih večja od 1.0 g, kar je več kot smo ocenili v poglavju 2.1.1 (v tem poglavju smo ocenili, da je projektna kapaciteta konstrukcije, izražena s PGA, enaka 0.7 g). Razlika verjetno izhaja iz dodatne kapacitete zaradi dejanskih karakteristik materialov, objeta betonskega jedra, razlike med računsko in dejansko togostjo razpokanih stebrov ter dejanske redukcije potresnih sil (v oceni smo predpostavili $q = 4.5$).

V preglednici 4.2 vidimo, da je kapaciteta, izražena s PGA, nekoliko večja pri skupini generiranih akceleroگرامov. Vzrok je v različnih neelastičnih spektrih akceleroگرامov, saj dejanski akceleroگرامi v povprečju povzročijo večje pospeške na konstrukciji kot generirani akceleroگرامi z enakim maksimalnim pospeškom temeljnih tal (to nakazujejo že elastični spektri pospeškov na sliki 4.5).

Z neelastičnimi spektri lahko razložimo tudi razlike v kapaciteti, izraženi z mero intenzitete $S_a(T_e)$. $S_a(T_e)$ je namreč elastični spektralni pospešek, ki ustreza ekvivalentni linearni togosti in ne dejanski pospešek na konstrukciji v času porušitve. Če bi za mero izbrali slednjega, bi bile razlike med kapacitetami $S_a(T_e)$ minimalne, tako pa so razlike relativno velike.

Po pričakovanju je razpršenost rezultatov ($\sigma_{\ln S_c}^2$) pri dejanskih akceleroگرامih večja, kar je posledica večjega raztrosa v neelastičnih spektrih akceleroگرامov. V tej skupini lahko opazimo tudi manjšo razliko v varianci $\sigma_{\ln S_c}^2$ glede na izbrano mero za intenziteto - PGA oziroma $S_a(T_e)$. Pri skupini generiranih akceleroگرامov je ta razlika zanemarljiva.

Preglednica 4.2: Mediana (\tilde{m}_{S_c}) in varianca ($\sigma_{\ln S_c}^2$) porazdelitve mejnih kapacitet
Table 4.2: The median (\tilde{m}_{S_c}) and variance ($\sigma_{\ln S_c}^2$) of the limit state capacity distribution

		Generirani akceleroگرامi		Dejanski akceleroagrami	
		\tilde{m}_{S_c}	$\sigma_{\ln S_c}^2$	\tilde{m}_{S_c}	$\sigma_{\ln S_c}^2$
Metoda momentov	PGA [g]	1.186	0.0239	1.048	0.2124
	$S_a(T_e)$ [g]	1.293	0.0196	1.528	0.0670
Metoda največjega verjetja	PGA [g]	1.186	0.0251	1.062	0.1767
	$S_a(T_e)$ [g]	1.292	0.0212	1.524	0.0799

Preizkušanje skladnosti

Postavimo ničelno domnevo, da se slučajni spremenljivki PGA in $S_a(T_e)$ porazdelujeta logaritemsko normalno, s parametri, ki smo jih določili z metodo največjega verjetja (preglednica 4.2). Izberemo npr. dokaj visoko stopnjo tveganja $\alpha=0.05$. Na vzorčnih podatkih bomo s testom χ^2 in testom Kolmogorov-Smirnov določili vrednost statistike in nato ničelno domnevo bodisi sprejeli bodisi zavrnili ob stopnji tveganja α .

Test χ^2

Vzorec z n rezultati najprej razvrstimo v k razredov. Pomembno je kako izberemo število k . Lahko ga določimo z Sturgesovo formulo:

$$k = 1 + 3.32 \cdot \log(n) \quad (4.39)$$

Dobimo $k = 7$ pri vzorcu s 50 rezultati in $k = 5$ pri vzorcu s 14 rezultati. Ko vzorec razvrstimo v razrede, dobimo opazovana števila elementov v posameznem razredu $\hat{n}_i, i=1, \dots, k$. Poleg tega, ob predpostavki, da velja ničelna domneva, določimo še teoretično število elementov v posameznem razredu $n_i, i=1, \dots, k$. Na sliki 4.7 so prikazane velikosti opazovanih in teoretičnih razredov. Nato izračunamo statistiko H :

$$H = \sum_{i=1}^k \frac{n_i - \hat{n}_i}{n_i} \quad (4.40)$$

Če velja ničelna domneva, se H porazdeljuje po porazdelitvi χ^2 z $\nu = k-p-1$ prostostnimi stopnjami, kjer je p število parametrov, s katerimi porazdelitev definiramo. V našem primeru sta parametra dva, zato $\nu = 4$ pri vzorcu s 50 rezultati in $\nu = 2$ pri vzorcu s 14 rezultati. V preglednici 4.3 je podana statistika H za obe skupini akceleroagramov in obe meri intenzitete. Zraven je izpisana kritična meja za

stopnjo tveganja $\alpha = 0.05$ ($\chi_{v,0.05}^2$). Če $H < \chi_{v,0.05}^2$, ničelne hipoteze ne zavrnemo ob stopnji tveganja 0.05. V nasprotnem primeru, če $H > \chi_{v,0.05}^2$, ničelno hipotezo zavrnemo in pri tem tvegamo napako z verjetnostjo 0.05. Vidimo, da ničelne hipoteze v večini primerov ni potrebno zavrniti. Najslabše ujemanje porazdelitve opazimo pri generiranih akceleroگرامih, pri meri intenzitete PGA. Tukaj je statistika na meji kritičnega območja in ničelno hipotezo ne zavrnemo ob večji stopnji tveganja ($\alpha > 0.05$).

Test Kolmogorov-Smirnov

Pri testu Kolmogorov-Smirnov elementov vzorca ni potrebno razvrščati v razrede. Namesto tega je potrebno določiti teoretično in empirično porazdelitveno funkcijo mejnih kapacitet. Teoretična porazdelitvena funkcija (F_X) izhaja iz ničelne domneve (predpostavljene porazdelitve), empirično pa določimo na podlagi statističnega vzorca (F_X^*). Porazdelitvena funkcija mejne kapacitete nam pove kolikšna je verjetnost, da se konstrukcija poruši pri intenziteti, ki je manjša ali enaka izbrani vrednosti. Imenujemo jo tudi krivulja ranljivosti (angl. fragility curve). Na podlagi empirične in teoretične funkcije ranljivosti izračunamo statistiko D , ki je enaka največji absolutni razliki omenjenih funkcij:

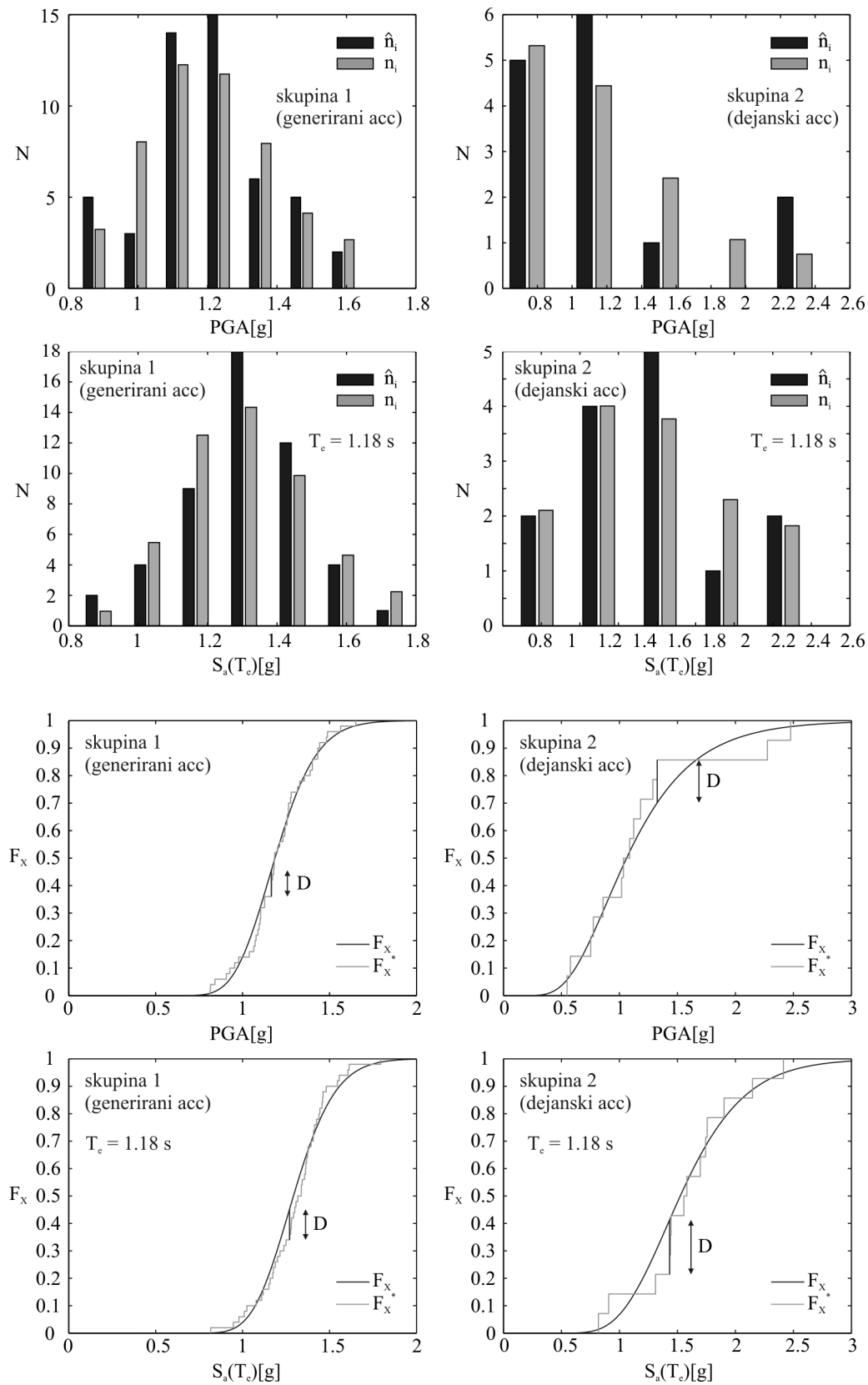
$$D = \max_{j=1}^n |F_X(x_j) - F_X^*(x_j)| \quad (4.41)$$

Podobno kot pri testu χ^2 , za vse štiri primere izračunamo tudi kritično mejo za stopnjo tveganja $\alpha = 0.05$ ($D_{n,0.05}$). Rezultati so zbrani v preglednici 4.3. Test Kolmogorov-Smirnov pokaže boljše ujemanje teoretične in empirične porazdelitve kot test χ^2 . V nobenem primeru ničelno hipotezo ne zavrnemo in pri tem tvegamo napako z verjetnostjo, ki je manjša od 0.05. Zanimivo je, da je ujemanje pri dejanski skupini akceleroگرامov enako dobro kot pri generiranih akceleroگرامih, čeprav na prvi pogled ne izgleda tako. Gre za to, da so vrednosti statistike pri dejanskih akceleroگرامih sicer večje, vendar pa je zaradi manjšega števila elementov v statističnem vzorcu sorazmerno manjše tudi kritično območje. Zanimivo je, da test Kolmogorov-Smirnov pokaže ravno obratno skladnost porazdelitev kot test χ^2 . Medtem ko test χ^2 pokaže najboljše ujemanje pri porazdelitvi 4 (generirani akceleroگرامi, mera intenzitete $S_a(T_e)$) in najslabše ujemanje pri porazdelitvi 1 (dejanski akceleroگرامi, mera intenzitete PGA), pa je pri testu Kolmogorov-Smirnov ravno obratno. Prednost testa Kolmogorov-Smirnov je ta, da vzorca ni potrebno razvrščati v razrede, zato so rezultati tega testa običajno bolj zanesljivi.

Preglednica 4.3: Statistike H , D in kritično območje za stopnjo tveganja $\alpha = 0.05$ ($\chi_{v,0.05}^2, D_{n,0.05}$)

Table 4.3: Statistics of H , D and the acceptance interval for the significance level $\alpha = 0.05$ ($\chi_{v,0.05}^2, D_{n,0.05}$)

		test χ^2		Kolmogorov-Smirnov	
		H	$\chi_{v,0.05}^2$	D	$D_{n,0.05}$
Generirani akceleroگرامi	PGA [g]	6.096	9.488	0.0962	0.1885
	$S_a(T_e)$ [g]	4.675	9.488	0.1117	0.1885
Dejanski akceleroگرامi	PGA [g]	4.552	5.991	0.1559	0.3490
	$S_a(T_e)$ [g]	1.157	5.991	0.1987	0.3490



Slika 4.7: Grafični prikaz testa χ^2 (zgoraj) ter testa Kolmogorov-Smirnov (spodaj)
Figure 4.7: Graphical representation of the χ^2 test (above) and the Kolmogorov-Smirnov test (below)

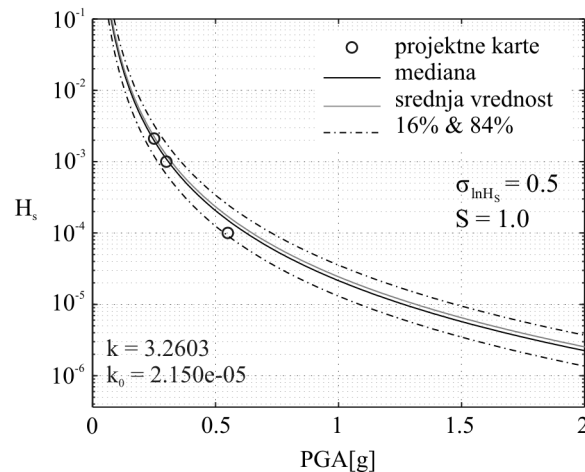
4.2.3 Funkcija potresne nevarnosti

Vse do tega poglavja smo obravnavali kapaciteto konstrukcije, ki je neodvisna od lokacije kjer se konstrukcija nahaja (delno sicer lokacijo upoštevamo pri samem izboru akcelrogramov, vendar pa gre tu le za frekvenčni sestav in čas trajanja potresne obtežbe). Verjetnost, da se ta konstrukcija v določenem časovnem obdobju poruši pa je na nekem potresno močno ogroženem območju seveda večja kot na območju z majhno seizmičnostjo. Stopnjo seizmičnosti določenega območja opišemo s t.i. funkcijo potresne nevarnosti. Funkcija potresne nevarnosti nam pove, kakšna je verjetnost pojava potresa z intenziteto, ki je večja ali enaka določeni vrednosti, v obdobju enega leta. Funkcije se lahko nanašajo na poljubno mero intenzitete (običajno PGA ali S_a pri poljubnem nihajnem času), narejene pa so v sodelovanju gradbenikov, seizmologov in geologov, ob upoštevanju tektonskih prelomnic in zgodovine potresov na obravnavanem območju. Medtem ko je v tujini to področje že relativno dobro raziskano (v ZDA je npr. organizacija »U.S. Geological Survey« izdelala funkcije potresnih nevarnosti za celotno območje države), pa je v Sloveniji na voljo le nekaj podrobnejših funkcij potresne nevarnosti (JEK, Ravbarkomanda). Zaradi pomanjkanja teh študij pri nas, delno pa tudi zaradi lažje primerjave s standardi Evrokod 8, smo v disertaciji funkcijo potresne nevarnosti izdelali iz kart potresne nevarnosti Slovenije. Poleg projektnega pospeška temeljnih tal za povratno dobo 475 let smo uporabili še karti pospeškov temeljnih tal za povratno dobo 1000 in 10000 let. Na območju Ljubljane znaša projektni pospešek temeljnih tal za povratno dobo 475 let 0.25 g, pospešek za povratno dobo 1000 let 0.3 g in za povratno dobo 10000 let 0.55 g. Vse te vrednosti se nanašajo na trdna tla, ki jih po EC8 klasificiramo kot tla A. Vrednost $1/T_R$, kjer je T_R povratna doba, predstavlja frekvenco prekoračitve pospeška temeljnih tal v enem letu oziroma vrednost ordinate v funkciji potresne nevarnosti $H_S(s)$, pri čemer je s enak pospeškom 0.25, 0.3 in 0.55g. Na ta način lahko v diagram $s-H_S(s)$ izrišemo tri točke, ki definirajo funkcijo potresne nevarnosti za območje Ljubljane in mero intenzitete PGA. Seveda tri točke v diagramu niso dovolj, saj moramo za določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja pokriti celotno območje možnih pospeškov. To naredimo tako, da točke aproksimiramo s funkcijo, katere obliko smo predpostavili v izpeljavi metode za oceno verjetnosti porušitve. Gre za eksponentno funkcijo oblike $H_S(s) = k_0 \cdot s^{-k}$. Koeficienta k in k_0 lahko določimo po metodi najmanjših kvadratov (slika 4.8). Jasno je, da tako določena funkcija predstavlja dober približek potresne nevarnosti le na območju aproksimiranih točk, točnost pri drugih, predvsem večjih pospeških pa je vprašljiva. Zato se moramo zavedati, da so končni rezultati v veliki meri odvisni od prekrivanja kapacitete konstrukcije z območjem točk potresne nevarnosti. Boljše ko je ujemanje, večja je zanesljivost končnih rezultatov in obratno.

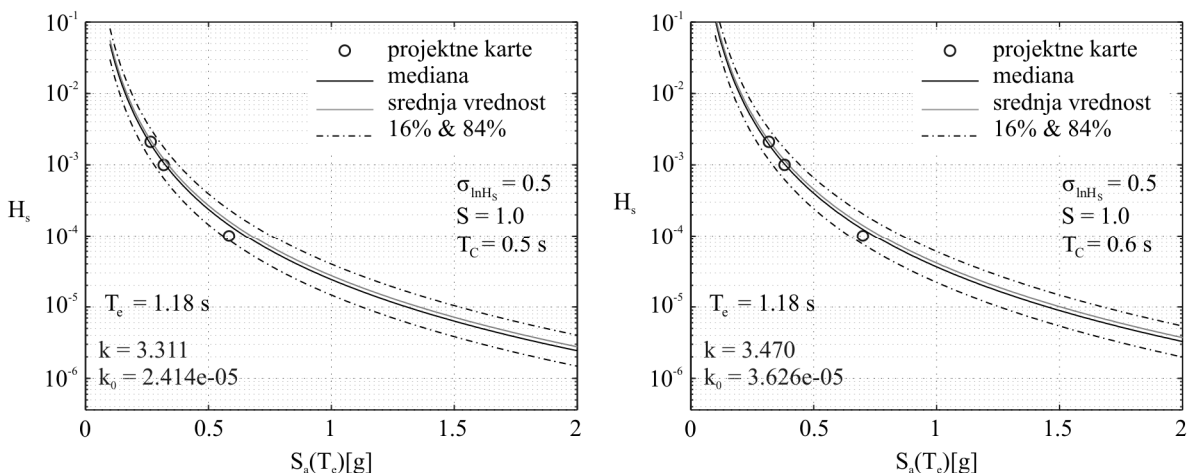
Iz funkcije potresne nevarnosti za mero PGA smo izhajali tudi pri funkciji potresne nevarnosti za mero $S_a(T_e)$. To določimo tako, da vrednosti PGA pomnožimo z ustreznim amplifikacijskim faktorjem za psevdo-pospeške pri obravnavanem nihajnem času. Funkcija potresne nevarnosti za mero $S_a(T_e)$ je tako odvisna od lokacije in nihajnega časa konstrukcije. V tej študiji obravnavamo konstrukcijo z nihajnim časom 1.18 s in dve možni lokaciji, ki ju predstavljata skupini generiranih (tla B) in dejanskih akcelrogramov (tla C). Amplifikacijski faktor v prvem primeru znaša 1.06 in v drugem primeru 1.27 (za ta faktor sta krivulji potresne nevarnosti premaknjeni na desno glede na krivuljo

potresne nevarnosti za PGA). V teh faktorjih pa ni upoštevano povečanje maksimalnih pospeškov zaradi tal različnih kvalit, ki ga v skladu z EC8 upoštevamo s koeficientom S . V študiji smo namreč kapaciteto konstrukcije izrazili s pospeškom tal na skalnati podlagi pod zemljino (preglednica 4.2), dejanski pospešek temeljnih tal pa je povečan za faktor S . Skladno z izbrano mero kapacitete moramo definirati tudi funkcijo potresne nevarnosti – v konkretnem primeru to pomeni, da v funkciji potresne nevarnosti upoštevamo osnovne, nepovečane pospeške (enako velja tudi za funkcijo potresne nevarnosti za PGA).

Funkcije potresne nevarnosti, ki jo smo jih določili po zgoraj opisanem postopku, so precej nezanesljive. Nezanesljivost funkcije potresne nevarnosti opišemo z varianco $\sigma_{\ln H_s}^2$ (poglavje 4.1.2). Pri vseh funkcijah potresne nevarnosti v tej študiji smo prevzeli vrednost $\sigma_{\ln H_s}^2 = 0.25$, ki jo predlaga Jalayer (2003). Na sliki 4.8 je prikazana funkcija potresne nevarnosti za PGA, na sliki 4.9 pa ustrezni funkciji za $S_a(T_e)$. Nezanesljivost funkcij je ponazorjena s 16 in 84 % fraktile porazdelitve.



Slika 4.8: Funkcija potresne nevarnosti za mero intenzitete PGA
Figure 4.8: The seismic hazard function for the intensity measure PGA



Slika 4.9: Funkciji potresne nevarnosti za mero intenzitete $S_a(T_e)$ – tla B (levo) in tla C (desno)
Figure 4.9: The seismic hazard functions for the intensity measure $S_a(T_e)$ – ground type B (left) and C (right)

4.2.4 Srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja

Srednjo letno frekvenco prekoračitve mejnega stanja smo zapisali kot produkt mediane letne frekvence in amplifikacijskih faktorjev, s katerimi zajamemo vpliv posameznih nezanesljivosti (4.32). Izmed treh virov nezanesljivosti, ki smo jih upoštevali v izpeljavi enačb, smo zaenkrat obravnavali dve: razpršenost v zapisu akcelerogramov (RTR) in razpršenost funkcije potresne nevarnosti. Varianco zaradi prvega vira razpršenosti smo določili na osnovi statističnega vzorca in se razlikuje od primera do primera, varianco zaradi drugega vira razpršenosti pa smo predpostavili s privzeto vrednostjo $\sigma_{\ln H_s}^2 = 0.25$. Tretji vir nezanesljivosti izvira iz omejenega znanja modeliranja konstrukcij, nepoznanih vrednosti materialov in drugih parametrov v matematičnem modelu, itd. Občutljivost mejne kapacitete na razpršenost modelnih parametrov smo obravnavali ločeno v poglavju 5. Za analizirano konstrukcijo smo z metodo Monte Carlo izračunali varianco $\sigma_{\ln S(y)}^2 = 0.0878$, podoben rezultat pa smo dobili tudi s približno metodo ($\sigma_{\ln S(y)}^2 = 0.0845$). Ti rezultati se nanašajo na konzervativno oceno korelacije med vhodnimi podatki ($\rho = 0.8$) in mero intenzitete PGA. Za referenčno vrednost variance smo v tej študiji izbrali rezultat metode Monte Carlo, ki je bolj natančen od približne metode. Predpostavili smo, da je varianca $\sigma_{\ln S(y)}^2$ neodvisna od izbrane mere za intenziteto, zato smo enako vrednost uporabili tudi za mero intenzitete $S_a(T_e)$. V preglednici 4.4 so podane vrednosti letne frekvence porušitve v primeru da je razpršenost kapacitete in funkcije potresne nevarnosti enaka nič (\tilde{H}_s), amplifikacijski faktorji in srednja letna frekvenca porušitve ob upoštevanju razpršenosti zaradi vseh virov nezanesljivosti (\bar{H}_{LS}). Poleg tega je izračunana tudi srednja vrednost prekoračitve mejnega stanja za dobo 50 let:

$$\bar{H}_{LS}^{50} = 1 - (1 - \bar{H}_{LS})^{50} \quad (4.42)$$

Preglednica 4.4: Frekvence prekoračitve mejnega stanja in amplifikacijski faktorji

Table 4.4: The limit state frequency and amplification factors

	Generirani akcelerogrami		Dejanski akcelerogrami	
	PGA	$S_a(T_e)$	PGA	$S_a(T_e)$
\tilde{H}_s	1.23e-005	1.03e-005	1.77e-005	8.40e-006
C_R	1.143	1.123	2.558	1.618
C_U	1.595	1.618	1.595	1.697
C_H	1.133	1.133	1.133	1.133
\bar{H}_{LS}	2.5e-005	2.1e-005	8.2e-005	2.6e-005
\bar{H}_{LS}^{50}	1.3e-003	1.1e-003	4.1e-003	1.3e-003

Vidimo, da so osnovne vrednosti letnih frekvenc porušitve (\tilde{H}_s) velikostnega reda 10^{-5} . Najmanjšo osnovno frekvenco smo izračunali pri skupini dejanskih akcelerogramov in meri intenzitete $S_a(T_e)$, največjo frekvenco pa pri isti skupini akcelerogramov in intenziteti PGA. Osnovne vrednosti letnih frekvenc porušitev moramo na račun posameznih virov nezanesljivosti povečati z amplifikacijskimi faktorji. Amplifikacijski faktor C_H se nanaša na razpršenost funkcije potresne nevarnosti. Ker smo pri vseh funkcijah predpostavili enako varianco ($\sigma_{\ln H_s}^2 = 0.25$), je C_H v vseh primerih enak 1.133. Koeficienti C_U predstavljajo razpršenost rezultatov zaradi nezanesljivosti v določitvi modelnih

parametrov. Vrednosti so relativno velike (1.6-1.7) kar kaže na veliko nezanesljivost pri določanju numeričnega modela (poglavje 5). Ker gre za isti numerični model, so vrednosti C_U podobne v vseh štirih primerih, minimalno se razlikujejo le glede na mero intenzitete, saj je vrednost koeficienta odvisna tudi od oblike funkcije potresne nevarnosti (4.33). Ostane še koeficient s katerim zajamemo razpršenost v zapisih akceleroگرامov (C_U). Ta koeficient je odvisen tako od skupine akceleroگرامov, kakor tudi od mere za intenziteto. Varianca zaradi različnih zapisov akceleroگرامov je največja pri dejanskih akceleroگرامih, če za mero intenzitete uporabimo PGA. V tem primeru moramo osnovno frekvenco povečati za faktor $C_R = 2.6$ (!). Pri generiranih akceleroگرامih je raztros zaradi različnih zapisov akceleroگرامov precej manjši, kar se kaže tudi v vrednostih C_R , ki znašajo približno 1.1. Ob upoštevanju vseh virov nezanesljivosti, se končne vrednosti letnih frekvenc porušitve (\bar{H}_{LS}) povečajo za faktor 2-5 in so enake $2-8 \times 10^{-5}$. Pripadajoče srednje frekvence porušitev za dobo 50 let (\bar{H}_{LS}^{50}) pa znašajo $1-4 \times 10^{-3}$.

4.2.5 Komentar rezultatov

Na območju Ljubljane lahko torej pričakujemo, da se bo preizkušena konstrukcija porušila z verjetnostjo $2-8 \times 10^{-5}$ v enem letu oziroma $1-4 \times 10^{-3}$ v 50 letih. Bistvenih razlik glede na izbrano skupino akceleroگرامov (tla B oziroma tla C) ni, prav tako ni bistvenih razlik glede na izbrano mero intenzitete. Frekvence porušitev lahko primerjamo s ciljnim vrednostmi zanesljivosti, ki so podane v standardu Evrokod 8. Po priporočilu, ki je privzeto tudi v Slovenskem nacionalnem dodatku k EC8 (SIST 2005a), mora biti konstrukcija zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ki ima verjetnost prekoračitve 10 % v 50 letih. Projektna ciljna zanesljivost v 50 letih torej znaša 10 %, vendar pa je pričakovana zanesljivost mnogo večja, saj se pri projektiranju na potresno obtežbo upoštevajo še razni varnostni faktorji (eksplicitno in implicitno). Nekaj dodatne kapacitete je tudi še v definiciji mejnega stanja, saj mejno stanje, ki je upoštevano v standardih, še ne predstavlja globalne porušitve, ki smo jo obravnavali v verjetnostni analizi. Drugo referenco za primerjavo zanesljivosti lahko najdemo pri združenju Joint Committee on Structural Safety (JCSS 2001), ki se ukvarja z varnostjo konstrukcij. JCSS (2001) za srednje pomembne stavbe pri potresni obtežbi priporoča ciljni indeks zanesljivosti 3.3 na leto, kar je ekvivalentno 2.5 % na 50 let. Vidimo, da je potresno tveganje za analizirano konstrukcijo precej manjše od ciljnih vrednosti zanesljivosti. Zaradi tega lahko sklepamo, da je tveganje za preizkušeno konstrukcijo na območju Ljubljane majhno, tudi če upoštevamo določeno nezanesljivost končnih rezultatov (glej poglavje 4.2.6).

Za nadaljnje analize potresnega tveganja smo izbrali skupino 50 generiranih akceleroگرامov. Glavni razlog za to izbiro je dobro ujemanje njihovih spektrov s spektrom EC8, s čimer želimo v nadaljevanju simulirati obtežbo po standardih EC8. Pri tej izbiri je nekoliko vprašljiva le razpršenost v zapisih akceleroگرامov, saj je manjša od razpršenosti pri dejanskih akceleroگرامih. Posledično bi lahko bila ocena potresnega tveganja pri generiranih akceleroگرامih manjša. Rezultati verjetnostne analize so sicer res pokazali nekoliko manjšo verjetnost porušitve pri generiranih akceleroگرامih, vendar pa so razlike relativno majhne (rezultati so enakega velikostnega razreda), zato smo za nadaljnje študije vseeno izbrali generirane akceleroگرامe. V analizi smo tudi ugotovili, da izbira mere za intenziteto ne

vpliva bistveno na raztros rezultatov. Zato smo za mero intenzitete izbrali PGA, saj si na podlagi te mere običajno lažje predstavljamo intenziteto potresne obtežbe (enako predlagamo za vse analize, kjer obravnavamo odziv konstrukcije v izrazito nelinearnem območju, saj v tem območju z uporabo elastičnega spektra pospeškov ne zmanjšamo raztrosa rezultatov). V skladu izbrano mero za intenziteto bomo v nadaljevanju potresno nevarnost opisali s funkcijo na sliki 4.8.

4.2.6 Glavne ugotovitve – splošno o metodi

V tem poglavju smo najprej predstavili in nato na konkretnem primeru preizkusili metodo za analizo potresnega tveganja. Ugotovili smo, da je natančnost analizirane metode odvisna od (ne)zanesljivosti številnih vmesnih korakov analize. V grobem lahko metodo razdelimo na dva dela, pri čemer se prvi del nanaša na kapaciteto konstrukcije, drugi del pa na potresne zahteve.

Kapaciteto konstrukcije smo v tej študiji dokaj dobro raziskali. Že v prejšnjem poglavju smo namreč izdelali zanesljiv numerični model konstrukcije, s katerim lahko natančno ocenimo mejno kapaciteto konstrukcije. Poleg tega smo v poglavju 5 analizirali občutljivost kapacitete na nezanesljivost v določitvi modelnih parametrov in s tem natančno ocenili faktorje C_U .

Hkrati smo spoznali, da je šibka točka metode področje potresnih zahtev, ki ga predstavlja funkcija potresne nevarnosti. Za širše območje Slovenije namreč niso na voljo natančnejše funkcije potresne nevarnosti, tam kjer so, pa je zanesljivost podatkov pri pospeških z veliko povratno dobo majhna. Na splošno so funkcije potresne nevarnosti so pri velikih pospeških precej nezanesljive. Posledično je napaka v oceni potresnega tveganja za konstrukcijo z veliko kapaciteto (izraženo s pospeškom temeljnih tal) večja kot pri konstrukcijah z manjšo kapaciteto.

Drugi pomemben problem, ki se prav tako nanaša na področje potresnih zahtev, je izbor akceleroگرامov in s tem povezano povečevanje pospeškov v akceleroگرامih. Metoda, ki smo jo opisali v tem poglavju, namreč temelji na IDA analizah, kjer postopoma povečujemo maksimalni pospešek akcelerograma, hkrati pa povečamo tudi pospeške v manjših, začetnih ciklih. Akceleroگرامi, ki jih povečamo s faktorjem 5 in več imajo zato začetne cikle nerealno velike, popačen pa je tudi frekvenčni sestav akcelerograma na celotnem območju. Napako bi se dalo zmanjšati tako, da za potresno obtežbo izberemo akceleroگرامe, pri katerih je maksimalni pospešek že v osnovi približno enak pospešku, pri katerem se konstrukcija poruši. Na ta način se lahko izognemo prekomernemu povečevanju pospeškov.

Zaradi razlogov, ki smo jih našli v zgornjih odstavkih, moramo končne rezultate za analizirano konstrukcijo (preglednica 4.4) obravnavati z določeno mero (ne)zaupanja. Analizirana konstrukcija ima namreč veliko kapaciteto, ki je predvsem posledica velike dodatne nosilnosti zaradi minimalne vzdolžne armature. Kot smo ugotovili v zgornjih odstavkih, lahko pri konstrukcijah z veliko kapaciteto (izraženo z intenziteto potresne obtežbe), pričakujemo napako v dveh korakih analize – prvič zaradi »popačenja« akceleroگرامov (to napako lahko sicer delno odpravimo s primernim izborom akceleroagramov) in drugič zaradi pomanjkanja podatkov o frekvencah potresov z velikimi

intenzitetami. V nadaljnjih študijah potresnega tveganja (poglavje 6) bomo obravnavali konstrukcije, ki bodo imele večinoma manjšo kapaciteto od analizirane konstrukcije. Pri teh konstrukcijah pričakujemo, da bo ocena potresnega tveganja, ki jo bomo določili po enakem postopku kot v tem poglavju, bolj natančna.

5 OBČUTLJIVOST KAPACITETE KONSTRUKCIJE NA RAZPRŠENOST MODELNIH PARAMETROV

Empirične enačbe, ki jih za karakteristične zasuke in momente predlaga Haselton (2006), so izpeljane na osnovi obsežnih baz eksperimentalnih rezultatov. Napovedi so narejene na podlagi regresijskih analiz z določeno stopnjo zanesljivosti. Zanesljivosti empiričnih enačb so zaradi velike razpršenosti eksperimentalnih rezultatov v splošnem majhne. V prejšnjih poglavjih smo konstrukcije modelirali na podlagi ocen parametrov, ki predstavljajo najbolj verjetno rešitev. Ugotovili smo precej dobro ujemanje z eksperimentalnimi rezultati, kar je glede na veliko nezanesljivost empiričnih enačb tudi posledica sreče. Na srečo pa se ne smemo zanašati pri analizah potresnega tveganja. Znano je, da imajo nezanesljivosti, ki izhajajo iz numeričnega modeliranja konstrukcij, lahko velik vpliv na oceno kapacitete konstrukcije. Še posebno velik vpliv imajo karakteristike numeričnega modela v nelinearnem območju, nezanesljivosti največja. V tem poglavju bomo ocenili, kakšen raztros rezultatov (rezultat je ocena kapacitete konstrukcije) lahko pričakujemo, zaradi raztrosa empiričnih ocen modelnih parametrov. Kot slučajne spremenljivke bomo obravnavali 4 količine: razmerje med maksimalnim momentom in momentom na meji tečenja, zasuk pri maksimalni nosilnosti, prirastek zasuka na padajoči veji ovojnice in parameter disipacije histerezne energije. Zanimalo nas bo, kako se razpršenosti teh parametrov odražajo v raztrosu izračunane kapacitete konstrukcije. Temu rečemo tudi občutljivost kapacitete konstrukcije na razpršenost modelnih parametrov. Občutljivosti so pri nekaterih kombinacijah modelnih parametrov večje kot pri drugih. Zato bomo analizirali različne kombinacije parametrov in poskušali določiti priporočene vrednosti varianc, ki jih bomo lahko kasneje uporabili v analizah potresnega tveganja. Kot stranski produkt občutljivostne analize bomo pridobili odnose med modelnimi parametri in kapaciteto konstrukcije. Za oceno razpršenosti bomo uporabili približno metodo 1. reda. Nekateri avtorji (Haselton 2006, Ibarra in Krawinkler 2005, Lee in Mosalam 2005) to metodo imenujejo metoda FOSM (angl. First-Order-Second-Moment method). Ta oznaka ni najbolj primerna, saj jo običajno povezujemo z verjetnostno metodo za analizo zanesljivosti konstrukcije. V nadaljevanju zato raje uporabljamo oznako metoda 1. reda. Metoda 1. reda je približna metoda, ki je točna le v primeru, ko so zveze med kapaciteto konstrukcije in modelnimi parametri linearne. Ibarra in Krawinkler (2005) sta metodo FOSM primerjala z metodo Monte Carlo na primeru sistema z eno prostostno stopnjo. Ugotovila sta, da so rezultati obeh metod pri konkretnem primeru primerljivi. V nadaljevanju bomo pokazali, da je bila izbira metode 1. reda upravičena tudi v tej študiji.

V poglavju 5.1 najprej razložimo teoretično ozadje metode. Metodo 1. reda nato apliciramo na numerični model, ki smo ga izdelali v poglavju 3 in rezultate primerjamo z simulacijami Monte Carlo. Nazadnje metodo 1. reda uporabimo za oceno razpršenosti za večje število numeričnih modelov.

5.1 Metoda 1. reda za oceno razpršenosti

Vzemimo, da je slučajna spremenljivka S funkcija večjega števila slučajnih spremenljivk Y_1, Y_2, \dots, Y_n :

$$S = f(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \quad (5.1)$$

Lahko si mislimo, da S predstavlja mejno kapaciteto konstrukcije (npr. kapaciteto konstrukcije izraženo s pospeškom temeljnih tal), ki je odvisna od vhodnih parametrov numeričnega modela Y_1, Y_2, \dots, Y_n . Pričakovano vrednost (m_S) in varianco σ_S^2 lahko približno ocenimo tako, da ju zapišemo v obliki Taylorjeve vrste okoli pričakovanih vrednosti slučajnih spremenljivk Y_i . Aproximaciji 1. reda znašata (Benjamin in Cornell 1970):

$$m_S \approx f(m_{Y_1}, m_{Y_2}, \dots, m_{Y_n})$$

$$\sigma_S^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left. \frac{\partial f}{\partial y_i} \right|_m \left. \frac{\partial f}{\partial y_j} \right|_m \text{Cov}[Y_i, Y_j] \quad (5.2)$$

kjer je $\left. \frac{\partial f}{\partial y_i} \right|_m$ odvod funkcije f po spremenljivki Y_i , izračunan v točki $m_Y = (m_{Y_1}, m_{Y_2}, \dots, m_{Y_n})$. Varianca σ_S^2 (oz. njena aproksimacija) je torej odvisna od varianc spremenljivk Y_i in kovarianc med posameznimi spremenljivkami Y_i . Slednje običajno izrazimo s korelacijskim koeficientom, ki ga definiramo z enačbo:

$$\rho_{Y_i Y_j} = \frac{\text{Cov}[Y_i, Y_j]}{\sigma_{Y_i} \sigma_{Y_j}} \quad (5.3)$$

Varianco σ_S^2 potem pišemo kot:

$$\sigma_S^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left. \frac{\partial f}{\partial y_i} \right|_m \left. \frac{\partial f}{\partial y_j} \right|_m \rho_{Y_i Y_j} \sigma_{Y_i} \sigma_{Y_j} \quad (5.4)$$

V primeru, da so slučajne spremenljivke med seboj neodvisne ($\rho_{Y_i Y_j} = 0$ za $y_i \neq y_j$), pa se izraz (5.4) poenostavi:

$$\sigma_S^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial f}{\partial y_i} \right|_m \right)^2 \sigma_{Y_i}^2 \quad (5.5)$$

Momenta m_S in σ_S^2 , ki ju določimo z enačbama (5.2), sta točna le primeru, ko je funkcija $f(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ linearna. V nasprotnem primeru je napaka odvisna od razpršenosti spremenljivk Y_i . Če je razpršenost na nelinearnem območju velika, je temu primerno velika tudi napaka. Včasih je nelinearnost v eksponentni obliki, kar lahko ublažimo tako, da vrednosti spremenljivk S in Y_i izrazimo z naravnimi logaritmi (Baker in Cornell 2003). V nadaljevanju je prikazana izpeljava momentov v logaritmskem merilu, pri čemer je upoštevana tudi variacija v akcelorogramih (RTR), ki je zaenkrat nismo upoštevali. V enačbi (5.1) smo namreč kapaciteto S zapisali le v odvisnosti od vhodnih podatkov Y_i . Dodatno variacijo v akcelorogramih lahko opišemo tako, da S zapišemo kot produkt $f(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ in faktorja $\varepsilon_{S,RTR}$:

$$S = f(Y_1, Y_2, \dots, Y_n) \cdot \varepsilon_{S,RTR} \quad (5.6)$$

kjer je $\varepsilon_{S,RTR}$ logaritemsko normalno porazdeljena slučajna spremenljivka z mediano 1 in varianco logaritmov $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$. Obe strani enačbe lahko zdaj logaritmiramo:

$$\ln(S) = \ln(f(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)) + \ln(\varepsilon_{S,RTR}) \quad (5.7)$$

in uvedemo novo funkcijo $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$, ki predstavlja zvezo med $\ln S$ ($\ln S$ je oznaka za slučajno spremenljivko, za katero velja $\exp(\ln S) = S$) in slučajnimi spremenljivkami $X_i = \ln(Y_i)$:

$$\ln S = g(X_1, X_2, \dots, X_n) + \ln(\varepsilon_{S,RTR}) \quad (5.8)$$

Predpostavimo, da je člen $\ln(\varepsilon_{S,RTR})$ v enačbi (5.8) neodvisen od spremenljivk X_i . Ker je $\varepsilon_{S,RTR}$ logaritemsko normalna spremenljivka z mediano 1, srednja vrednost $\ln(\varepsilon_{S,RTR})$ znaša 0, varianco $\ln(\varepsilon_{S,RTR})$ pa označimo z $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$. Po analogiji z enačbo (5.2) lahko zapišemo aproksimaciji 1. reda pričakovane vrednosti in variance $\ln S$:

$$m_{\ln S} \approx g(m_{X_1}, m_{X_2}, \dots, m_{X_n})$$

$$\sigma_{\ln S(TOT)}^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_m \frac{\partial g}{\partial x_j} \bigg|_m \rho_{X_i X_j} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} + \sigma_{\ln S(RTR)}^2 \quad (5.9)$$

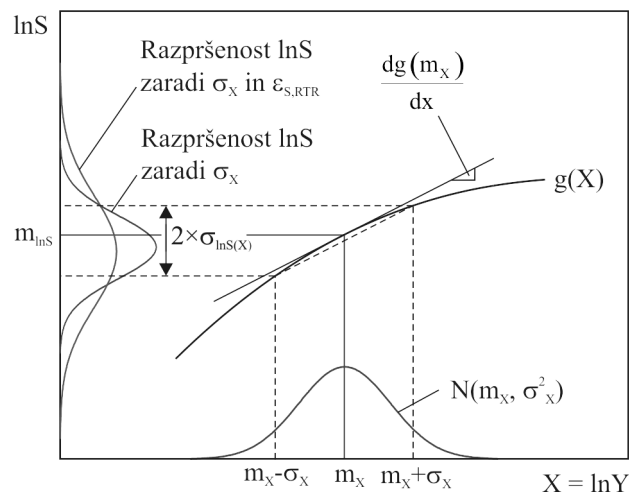
Varianco logaritmov mejne kapacitete torej izračunamo tako, da varianco, ki izhaja iz različnih zapisov akcelorogramov ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$), prištejemo varianci, ki izhaja iz vhodnih podatkov numeričnega modela. Pri tem smo predpostavili, da je spremenljivka $\ln S$ neodvisna od vrednosti vhodnih podatkov numeričnega modela. Ta predpostavka je dobro izpolnjena le na manjšem območju vhodnih podatkov, v splošnem pa se $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$ razlikuje glede na vhodne parametre numeričnega modela. Opozoriti je potrebno tudi, da se korelacijski koeficient $\rho_{X_i X_j}$ nanaša na spremenljivki X_i in X_j in se zato v splošnem razlikuje od faktorja $\rho_{Y_i Y_j}$, ki se nanaša na spremenljivki $Y_i = \exp X_i$ in $Y_j = \exp X_j$. Razlika med njima je odvisna od porazdelitev spremenljivk Y_i in Y_j . Ker vrednosti korelacijskih koeficientov ponavadi lahko le približno ocenimo, to razliko običajno zanemarimo.

Najpomembnejši del pri izračunu variance (5.9) predstavlja izračun parcialnih odvodov $\partial g / \partial x_i$. Odvode lahko približno izračunamo z metodo končnih diferenc. Ibarra in Krawinkler (2005) sta najboljše rezultate dobila s simetrično formulo, pri čemer sta za diferenco izbrala relativno veliko vrednost, t.j. standardno deviacijo σ_{X_i} :

$$\frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_m \approx \frac{g(m_{X_1}, \dots, m_{X_{i-1}}, m_{X_i} + \sigma_{X_i}, m_{X_{i+1}}, \dots, m_{X_n}) - g(m_{X_1}, \dots, m_{X_{i-1}}, m_{X_i} - \sigma_{X_i}, m_{X_{i+1}}, \dots, m_{X_n})}{2\sigma_{X_i}} \quad (5.10)$$

Metoda 1. reda za oceno razpršenosti je shematsko prikazana na primeru funkcije z eno spremenljivko na sliki 5.1. Primer predstavlja logaritemsko normalno porazdelitev parametra Y (običajna predpostavka) oziroma normalno porazdelitev spremenljivke $X = \ln Y$. V splošnem funkcija $g(X)$ normalno porazdelitev spremenljivke X preslika v poljubno porazdelitev spremenljivke $\ln S$ (pazi: $\ln S$ je oznaka za spremenljivko in ne pomeni, da je $g(X)$ logaritemska funkcija). Porazdelitev je normalna, če je funkcija linearna in ni normalna, če je funkcija nelinearna. Na sliki 5.1 so prikazane

predpostavke, ki jih upoštevamo pri aproksimaciji 1. reda. Funkcijo $g(X)$ dobimo tako, da povežemo točke s srednjo vrednostjo spremenljivke $\ln S$ pri posamezni vrednosti X . Vrednost funkcije v točki $X = m_X$ označimo z $m_{\ln S}$. Poleg te vrednosti, funkcijo izvednotimo še v točkah $m_X - \sigma_X$ in $m_X + \sigma_X$. Varianco $\sigma_{\ln S(X)}^2$ nato ocenimo na podlagi prirastka funkcije med tema vrednostima. Na sliki sta prikazana dva vira razpršenosti kapacitete $\ln S$. Prvi izhaja iz razpršenosti modelnega parametra (σ_X) in ga določimo na podlagi funkcije $g(X)$, drugi pa izhaja iz razpršenosti v zapisih akcelerogramov ($\varepsilon_{S,RTR}$). Skupni raztros izračunamo tako, da seštejemo varianci zaradi obeh virov razpršenosti.



Slika 5.1: Shematski prikaz metode 1. reda na funkciji ene spremenljivke
Figure 5.1: Schematic presentation of the first-order method for a single-variable function

5.2 Aplikacija metode 1. reda na numeričnem modelu enoetažne montažne konstrukcije

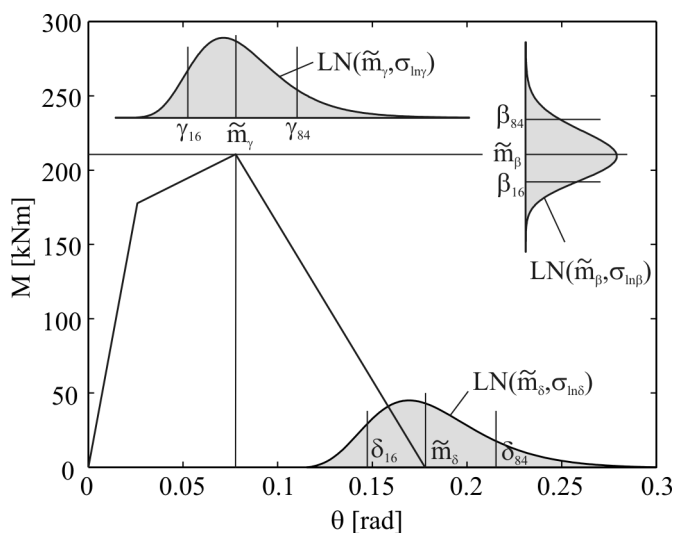
V poglavju 3 smo opisali numerično modeliranje enoetažnih montažnih hal z močnimi stiki. Najboljše ujemanje z eksperimentalni rezultati smo ugotovili pri Ibarrinem histereznem modelu, kjer smo vhodne podatke določili po naslednjem postopku:

- Točko na meji tečenja smo izračunali analitično, zasuku na meji tečenja pa smo prišteli še empirično določen zasuk zaradi striga in zdrsa armature.
- Vse ostale parametre (točke ovojnice po nastopu tečenja in kapaciteto histerezne energije) smo izračunali z empiričnimi enačbami, ki jih predlaga Haselton (2006).

Čeprav smo na podlagi zgornjega postopka dobro napovedali obnašanje testne konstrukcije, pa se moramo zavedati, da pri vseh vhodnih podatkih obstaja določena mera nezanesljivosti. Z gotovostjo lahko trdimo, da je nezanesljivost točke na meji tečenja majhna v primerjavi z nezanesljivostjo ostalih vhodnih podatkov. Pri relativno majhnih deformacijah (kot so deformacije na meji tečenja), so namreč analitične predpostavke dobro izpolnjene, zaradi česar so napovedi sorazmerno natančne. Nasprotno pa so empirične ocene narejene na podlagi regresijskih analiz in imajo veliko stopnjo nezanesljivosti. Glede na to, smo razpršenost točke na meji tečenja v nadaljevanju zanemarili. Kot slučajne

spremenljivke smo obravnavali naslednje parametre: razmerje momentov M_c/M_y , zasuka θ_c in θ_{pc} (slika 5.2) ter parameter λ , ki definira kapaciteto histerezne energije. Ta se nanaša na deterioracijo osnovne kakor tudi padajoče nosilnosti, deterioracije obtežitvene in raztežitvene togosti pa v računih nismo upoštevali (enako kot pri modelu testne konstrukcije). Zaradi bolj enostavnega zapisa, prve tri slučajne spremenljivke preimenujemo v $\beta = M_c/M_y$, $\gamma = \theta_c$ in $\delta = \theta_{pc}$.

Vrsta porazdelitve vhodnih parametrov v metodi 1. reda v splošnem ni pomembna. Haseltonove empirične ocene temeljijo na logaritemsko normalni porazdelitvi. Ocene parametrov predstavljajo mediane porazdelitev (slika 5.2), stopnja nezanesljivosti posamezne ocene pa je izražena s standardno deviacijo logaritmov $\sigma_{\ln \gamma_i}$ (Haselton 2006, preglednica 4.8). Medtem ko se ocene parametrov (mediane) od primera do primera razlikujejo, je razpršenost v vsakem primeru enaka.



Slika 5.2: Shematski prikaz razpršenosti modelnih parametrov
Figure 5.2: Schematic presentation of the uncertainty in the model parameters

V nadaljevanju bomo prikazali izpeljavo približne metode za primer numeričnega modela s štirimi slučajnimi spremenljivkami β , γ , δ , λ . V danem primeru je tako mejna kapaciteta funkcija štirih spremenljivk:

$$S = f(\beta, \gamma, \delta, \lambda) \cdot \varepsilon_{S, RTR} \quad (5.11)$$

oziroma po analogiji z enačbo (5.8):

$$\ln S = g(\ln \beta, \ln \gamma, \ln \delta, \ln \lambda) + \ln(\varepsilon_{S, RTR}) \quad (5.12)$$

kjer so $\ln S$, $\ln \beta$, $\ln \gamma$, $\ln \delta$ in $\ln \lambda$ slučajne spremenljivke, za katere velja: $\exp(\ln S) = S$, $\exp(\ln \beta) = \beta$, $\exp(\ln \gamma) = \gamma$, $\exp(\ln \delta) = \delta$, $\exp(\ln \lambda) = \lambda$.

Varianco $\ln S$ v skladu z enačbo (5.9) po metodi 1. reda izračunamo kot:

$$\begin{aligned}
\sigma_{\ln S(TOT)}^2 = & \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \beta} \right) \Big|_m^2 \sigma_{\ln \beta}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \gamma} \right) \Big|_m^2 \sigma_{\ln \gamma}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \delta} \right) \Big|_m^2 \sigma_{\ln \delta}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \lambda} \right) \Big|_m^2 \sigma_{\ln \lambda}^2 + \\
& + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \beta} \frac{\partial g}{\partial \ln \gamma} \right) \Big|_m \rho_{\ln \beta \ln \gamma} \sigma_{\ln \beta} \sigma_{\ln \gamma} + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \beta} \frac{\partial g}{\partial \ln \delta} \right) \Big|_m \rho_{\ln \beta \ln \delta} \sigma_{\ln \beta} \sigma_{\ln \delta} + \\
& + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \beta} \frac{\partial g}{\partial \ln \lambda} \right) \Big|_m \rho_{\ln \beta \ln \lambda} \sigma_{\ln \beta} \sigma_{\ln \lambda} + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \gamma} \frac{\partial g}{\partial \ln \delta} \right) \Big|_m \rho_{\ln \gamma \ln \delta} \sigma_{\ln \gamma} \sigma_{\ln \delta} + \\
& + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \gamma} \frac{\partial g}{\partial \ln \lambda} \right) \Big|_m \rho_{\ln \gamma \ln \lambda} \sigma_{\ln \gamma} \sigma_{\ln \lambda} + 2 \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \ln \lambda} \frac{\partial g}{\partial \ln \delta} \right) \Big|_m \rho_{\ln \lambda \ln \delta} \sigma_{\ln \lambda} \sigma_{\ln \delta} + \sigma_{\ln S(RTR)}^2
\end{aligned} \tag{5.13}$$

Za izračun variance torej potrebujemo štiri parcialne odvode funkcije g v točki srednjih vrednosti m . Določimo jih približno, po enačbi (5.10). Poglejmo za primer parcialni odvod po spremenljivki β . Prirastek, ki ga upoštevamo v enačbi (5.10) znaša $\sigma_{\ln \beta}$, odkloni $\ln \beta$, kjer nas zanima vrednost funkcije g pa:

$$\begin{aligned}
\ln \beta_1 &= m_{\ln \beta} - \sigma_{\ln \beta} \\
\ln \beta_2 &= m_{\ln \beta} + \sigma_{\ln \beta}
\end{aligned} \tag{5.14}$$

Numerični model zato določimo iz naslednjih vrednosti parametra β :

$$\begin{aligned}
\beta_1 &= \exp(m_{\ln \beta} - \sigma_{\ln \beta}) = \tilde{m}_\beta \cdot \exp(-\sigma_{\ln \beta}) \\
\beta_2 &= \exp(m_{\ln \beta} + \sigma_{\ln \beta}) = \tilde{m}_\beta \cdot \exp(\sigma_{\ln \beta})
\end{aligned} \tag{5.15}$$

kjer je \tilde{m}_β mediana, β_1 in β_2 pa sta enaka 16% in 84% fraktili porazdelitve β (slika 5.2). Predstavljajmo si, da ovojnico na sliki 5.2 določimo na podlagi vrednosti β_1 (β_{16}) oziroma β_2 (β_{84}) namesto vrednosti \tilde{m}_β . Tako dobimo dve novi ovojnicji numeričnega modela, pri katerih izračunamo kapaciteto konstrukcije $\ln S$. Z $\ln S_1$ označimo kapaciteto konstrukcije, ki smo jo ocenili pri vrednostih parametrov $(\beta_1, \tilde{m}_\gamma, \tilde{m}_\delta, \tilde{m}_\lambda)$ in z $\ln S_2$ kapaciteto modela pri vrednostih $(\beta_2, \tilde{m}_\gamma, \tilde{m}_\delta, \tilde{m}_\lambda)$. Parcialni odvod funkcije g po spremenljivki $\ln \beta$ lahko ocenimo z enačbo:

$$\frac{\partial g}{\partial \ln \beta} \Big|_m \approx \frac{\ln S_2 - \ln S_1}{2\sigma_{\ln \beta}} \tag{5.16}$$

Naj omenim še, da moramo v oceni kapacitete upoštevati tudi razpršenost, ki izhaja iz različnih zapisov akceleroگرامov. To pomeni, da vsakega izmed modelov obremenimo z večjim številom akceleroagramov ($i = 1 \dots n$) in nato $\ln S$ določimo kot srednjo vrednost statističnega vzorca mejnih kapacitet $\ln S_i$.

Enako izračunamo parcialne odvode po vseh štirih spremenljivkah. Izračunane gradientne nato vstavimo v enačbo (5.13). Prvi štirje členi v enačbi predstavljajo prispevke k varianci mejne kapacitete zaradi razpršenosti posameznih vhodnih parametrov, naslednjih šest členov, ki vsebujejo korelacijske

koeficiente, pa predstavlja prispevke zaradi odvisnosti med posameznimi parametri. Izraz (5.13) lahko simbolično pišemo kot:

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln S(TOT)}^2 &= \sigma_{\ln S(\beta)}^2 + \sigma_{\ln S(\gamma)}^2 + \sigma_{\ln S(\delta)}^2 + \sigma_{\ln S(\lambda)}^2 + \\ &+ \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\gamma})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\delta})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\lambda})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\gamma\delta})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\gamma\lambda})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\delta\lambda})}^2 + \sigma_{\ln S(RTR)}^2 \end{aligned} \quad (5.17)$$

kjer $\sigma_{\ln S(\beta)}^2$ npr. predstavlja prispevek zaradi razpršenosti parametra β in $\sigma_{\ln S(\rho_{\beta\gamma})}^2$ prispevek zaradi korelacije med parametroma β in γ . Ponavadi nas zanima skupni prispevek zaradi korelacij, ki znaša:

$$\sigma_{\ln S(\rho)}^2 = \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\gamma})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\delta})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\beta\lambda})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\gamma\delta})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\gamma\lambda})}^2 + \sigma_{\ln S(\rho_{\delta\lambda})}^2 \quad (5.18)$$

Varianco mejne kapacitete v tem primeru še krajše pišemo kot:

$$\sigma_{\ln S(TOT)}^2 = \sigma_{\ln S(\beta)}^2 + \sigma_{\ln S(\gamma)}^2 + \sigma_{\ln S(\delta)}^2 + \sigma_{\ln S(\lambda)}^2 + \sigma_{\ln S(\rho)}^2 + \sigma_{\ln S(RTR)}^2 \quad (5.19)$$

Nadalje lahko skupaj združimo vse člene, ki se nanašajo na razpršenosti vhodnih parametrov numeričnega modela (vsi členi razen $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$):

$$\sigma_{\ln S(Y)}^2 = \sigma_{\ln S(\beta)}^2 + \sigma_{\ln S(\gamma)}^2 + \sigma_{\ln S(\delta)}^2 + \sigma_{\ln S(\lambda)}^2 + \sigma_{\ln S(\rho)}^2 \quad (5.20)$$

in dobimo še bolj kompakten izraz za varianco mejne kapacitete:

$$\sigma_{\ln S(TOT)}^2 = \sigma_{\ln S(Y)}^2 + \sigma_{\ln S(RTR)}^2 \quad (5.21)$$

Zadnji člen v enačbi (5.21) predstavlja varianco logaritmov spremenljivke $\varepsilon_{S,RTR}$, s katero smo opisali razpršenost kapacitete S zaradi različnih zapisov akcelorogramov (rekli ji bomo varianca zaradi razpršenosti RTR). V izpeljavi smo predpostavili, da je varianca zaradi razpršenosti RTR neodvisna od vrednosti parametrov β , γ , δ , λ (t.j. neodvisna od modela), kar pa ni povsem res. Običajno $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$ ocenimo na podlagi »originalnega« numeričnega modela $(\tilde{m}_\beta, \tilde{m}_\gamma, \tilde{m}_\delta, \tilde{m}_\lambda)$. To pomeni, da model obremenimo z večjim številom akcelorogramov ($i = 1 \dots n$) in varianco $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$ ocenimo na podlagi statističnega vzorca mejnih kapacitet $\ln S_i$. Pri »osnovnem« modelu je gostota vseh slučajnih spremenljivk največja, zato tu dobimo »najboljšo« oceno variance.

Izmed vseh členov v enačbi (5.17) so največja neznanka členi, ki se nanašajo na korelacije med posameznimi spremenljivkami. Korelacijski koeficienti med obravnavanimi parametri namreč v literaturi niso dokumentirani. Vseeno vemo, da so nekateri parametri med seboj povezani, saj se konstrukcijski elementi nagibajo k temu, da so bolj ali manj duktilni. To pomeni, da imajo duktilni elementi ponavadi velik zasuk pri maksimalni nosilnosti θ_c in hkrati velik prirastek post-kritičnega zasuka θ_{pc} ter veliko kapaciteto histerezne energije λ . Obratna zveza velja za neduktilne elemente. Esteva in Ruiz (1989) zato predlagata naslednje korelacije med parametri γ , δ in λ :

- Šibka korelacija: $\rho_{\gamma\delta} = \rho_{\delta\lambda} = \rho_{\gamma\lambda} = 0.5$
- Močna korelacija: $\rho_{\gamma\delta} = \rho_{\delta\lambda} = \rho_{\gamma\lambda} = 0.8$

Odvisnosti parametra β od ostalih spremenljivk Esteva in Ruiz (1989) ne obravnavata. Haselton (2006) (Haselton 2006) ocenjuje, da je β odvisen od nivoja osne, zato lahko sklepamo, da je tudi ta parameter povezan z duktilnostjo elementa. Ker pa je povezanost v primerjavi z ostalimi parametri majhna, smo v tej študiji predpostavili, da je β neodvisen od ostalih spremenljivk. Korelacije, ki jih predlagata Esteva in Ruiz (1989), se nanašajo na spremenljivke γ , δ in λ . Predpostavili smo, da enake vrednosti veljajo tudi za spremenljivke $\ln \gamma$, $\ln \delta$ in $\ln \lambda$, ki nastopajo v enačbi (5.13).

Metoda 1. reda za oceno variance ima v primerjavi z metodo Monte Carlo kar nekaj prednosti. Omenili smo že, da za izračun variance zaradi razpršenosti modelnih parametrov potrebujemo le 8 vrednosti slučajnih spremenljivk. To je v primerjavi z naivno metodo Monte Carlo, pri kateri generiramo po več sto vrednosti, zelo malo. Poleg tega lahko brez dodatnih analiz ločimo prispevke, ki se nanašajo na razpršenosti posameznih vhodnih parametrov, od prispevkov zaradi korelacije (z metodo Monte Carlo lahko prispevke zaradi korelacij določimo z dvema analizama, v kateri prvič generiramo odvisne in drugič neodvisne spremenljivke). Nenazadnje pri metodi 1. reda ni potrebno poznati porazdelitev vhodnih parametrov. Zadostuje že, da poznamo vrednosti standardnih deviacij parametrov. Vse našteje prednosti pa grede seveda na račun natančnosti metode. Zato v naslednjem poglavju najprej primerjamo rezultate metode 1. reda z rezultati naivne metode Monte Carlo, ki v tem primeru predstavljajo referenčne rezultate.

5.3 Primerjava metode 1. reda s simulacijami Monte Carlo

Metodo 1. reda za oceno razpršenosti smo primerjali z naivno metodo Monte Carlo na modelu testne konstrukcije (Prototip 2-2). Vhodni podatki, ki smo jih uporabili za napoved obnašanja preizkušanca (poglavje 3), predstavljajo mediane parametrov. Mediane (\tilde{m}_{Y_i}), standardne deviacije logaritmov ($\sigma_{\ln Y_i}$) ter odkloni parametrov (y_{16} in y_{84}), ki jih dobimo ob upoštevanju Haseltonovih ocen in podatkov o razpršenosti, so podani v preglednici 5.1.

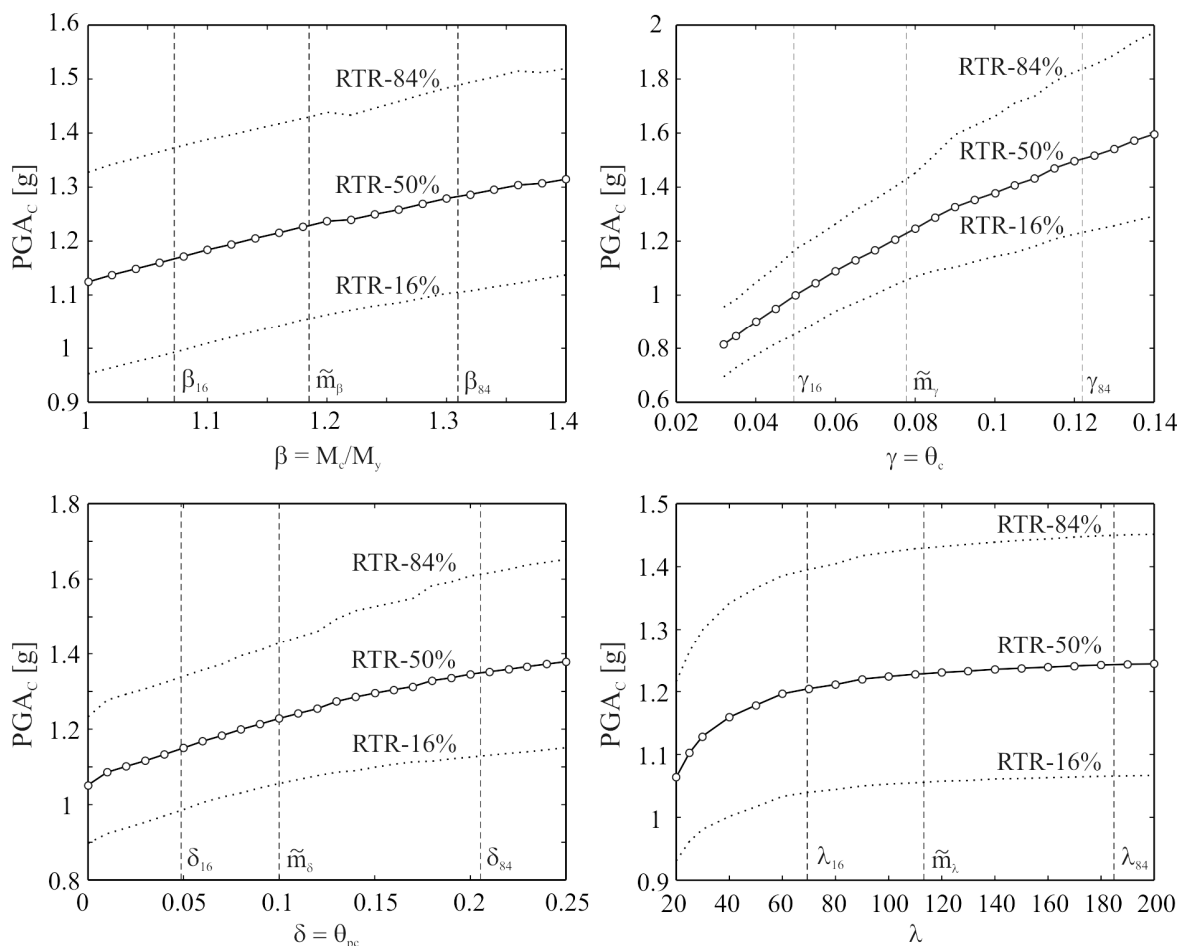
Preglednica 5.1: Porazdelitve modelnih parametrov

Table 5.1: Model parameter distribution

Y_i	\tilde{m}_{Y_i}	$\sigma_{\ln Y_i}$	y_{16}	y_{84}
M_c/M_y	1.185	0.10	1.072	1.310
θ_c	0.078	0.45	0.050	0.122
θ_{pc}	0.10	0.72	0.049	0.205
λ	113.3	0.49	69.4	184.9

Varianco zaradi razpršenosti RTR ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$) smo ocenili na podlagi skupine 50 akcelerogramov (opis v poglavju 4.2.1). Zveze med modelnimi parametri in odzivom numeričnega modela so pri posameznem akcelerogramu izražene nelinearne, metoda 1. reda pa je v tem primeru neuporabna. Na srečo se izkaže, da je odziv, ki ga izračunamo kot povprečje odzivov celotnega nabora akcelerogramov, precej bolj gladka funkcija. Na sliki 5.3 so prikazani odnosi med posameznim parametrom in mejno kapaciteto konstrukcije, izražene s pospeškom temeljnih tal (PGA_C). Te odnose

dobimo tako, da povežemo mediane PGA_C pri posamezni vrednosti spremenljivke β , γ , δ ali λ . Zveze so funkcije ene spremenljivke, ki jih potrebujemo za izračun parcialnih odvodov. Mejne vrednosti vhodnih parametrov so izbrane tako, da se vrednosti y_{16} in y_{84} nahajata znotraj obravnavanega območja, v nekaterih primerih spodnje vrednosti narekuje tudi numerični model. Na diagramih so izrisane mediana ter 16 in 84 % fraktila. Raztros pri posamezni vrednosti spremenljivke β , γ , δ ali λ je posledica razpršenosti RTR. Vidimo, da so zveze v intervalu med vrednostmi y_{16} in y_{84} približno linearne. Zaradi tega pričakujemo dokaj dobro ujemanje metode 1. reda z metodo Monte Carlo. Največjo nelinearnost lahko opazimo pri funkciji, ki povezuje kapaciteto PGA_C s parametrom λ , na območju $\lambda < y_{16}$. To območje predstavlja zelo majhno kapaciteto histerezne energije – manj kot 3 polne cikle z duktilnostjo 4. Pri tako majhnih vrednostih metoda 1. reda za oceno razpršenosti torej ne bo dovolj točna. Na podlagi slike 5.3 lahko tudi že napovemo prispevek posameznega parametra k razpršenosti mejne kapacitete. Vpliv je namreč sorazmeren prirastku mejne kapacitete v intervalu med y_{16} in y_{84} . Tako lahko največji vpliv pričakujemo pri parametru $\gamma = \theta_c$ in najmanjšega pri parametru λ .



Slika 5.3: Zveze med modelnimi parametri in mediano PGA_C za testno konstrukcijo
Figure 5.3: Dependence of median PGA_C on the model parameters for the tested structure

Dejansko za oceno razpršenosti ne potrebujemo vseh rezultatov prikazanih na sliki 5.3. Za oceno zadostujejo rezultati v točkah y_{16} in y_{84} . S temi lahko po postopku iz prejšnjega poglavja ocenimo vse

prispevke k raztrosu kapacitete (preglednica 5.2). Prispevke, ki se nanašajo na korelacije med posameznimi spremenljivkami, enostavno prištejemo že izračunani varianci, za kar ne potrebujemo dodatnih numeričnih analiz.

5.3.1 Simulacije Monte Carlo – prispevki posameznih parametrov

Ker želimo tudi z metodo Monte Carlo oceniti posamezne prispevke in ne le skupno varianco, moramo simulacije izvajati v več fazah. V prvi fazi smo zato izvedli štiri analize, pri katerih smo kot slučajno spremenljivko obravnavali posamezen vhodni parameter. Tako smo določili prispevke posameznih parametrov in jih primerjali z rezultati približne metode. V naslednji fazi smo generirali slučajni vektor, sestavljen iz vseh štirih vhodnih parametrov. Tu smo najprej predpostavili, da je korelacija med spremenljivkami enaka nič, kasneje pa smo obravnavali še korelirane slučajne spremenljivke.

V prvi fazi smo torej napravili štiri analize, pri čemer smo v vsaki analizi generirali vzorec z eno slučajno spremenljivko. Opravili smo 200 simulacij. Pri tem smo upoštevali logaritemsko normalno porazdelitev vzorca (preglednica 5.1) in minimalne vrednosti posameznih parametrov, ki jih narekuje numerični model. Ker npr. razmerje M_c/M_y ne sme biti manjše od 1, smo vrednostim, ki padejo izven tega območja, predpisali vrednost 1. Podobno smo ravnali tudi v primeru spremenljivke θ_c , medtem ko v ostalih dveh primerih dodatne minimalne omejitve ni. Zaradi teh omejitev je sicer logaritemsko normalna porazdelitev »odrezana«, vendar pa je delež »odreznih« vrednosti majhen, zato sta 1. in 2. moment generiranega vzorca zadovoljivo blizu ciljnim vrednostim. Poleg razpršenosti modelnih parametrov, smo v analizah - tako kot pri metodi 1. reda - upoštevali razpršenost RTR na osnovi 50 akceleroگرامov (skupno smo tako naredili $200 \times 50 = 10000$ analiz). Ker želimo oceniti varianco zaradi razpršenosti vhodnega parametra ($\sigma_{\ln S(Y_i)}^2$) ločeno od variance zaradi razpršenosti RTR ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$), je pomemben vrstni red analize. To pomeni, da moramo za vsako vrednost parametra Y_i (t.j. za vsak numerični model) napraviti 50 inkrementalnih dinamičnih analiz (poglavje 4.2.1). Tako za vsak Y_i dobimo statistični vzorec s 50 rezultati (kapacitetami konstrukcije) in ocenimo mediano. Na ta način iz vzorca izločimo raztros, ki izvira iz razpršenosti RTR. Nazadnje $\sigma_{\ln S(Y_i)}^2$ izračunamo na podlagi statističnega vzorca median. Enako, le v drugem vrstnem redu, postopamo pri določanju variance $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$. V tem primeru najprej izračunamo mediane pri različnih akceleroگرامih in tako iz statističnega vzorca izločimo raztros zaradi razpršenosti modelnih parametrov. Na podlagi tega vzorca nato izračunamo varianco $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$. Skupno varianco kapacitete konstrukcije ($\sigma_{\ln S(TOT)}^2$) pa določimo na celotnem statističnem vzorcu, pri čemer vrstni red analiz ni pomemben. V skladu z enačbo (5.21) je skupna varianca enaka seštevku variance zaradi razpršenosti RTR in variance zaradi razpršenosti modelnega parametra. Ta trditev je točna le v primeru, ko je raztros rezultatov zaradi razpršenosti RTR neodvisen od numeričnega modela. Običajno ta predpostavka ni idealno izpolnjena, zato lahko pričakujemo manjša odstopanja v končnih rezultatih.

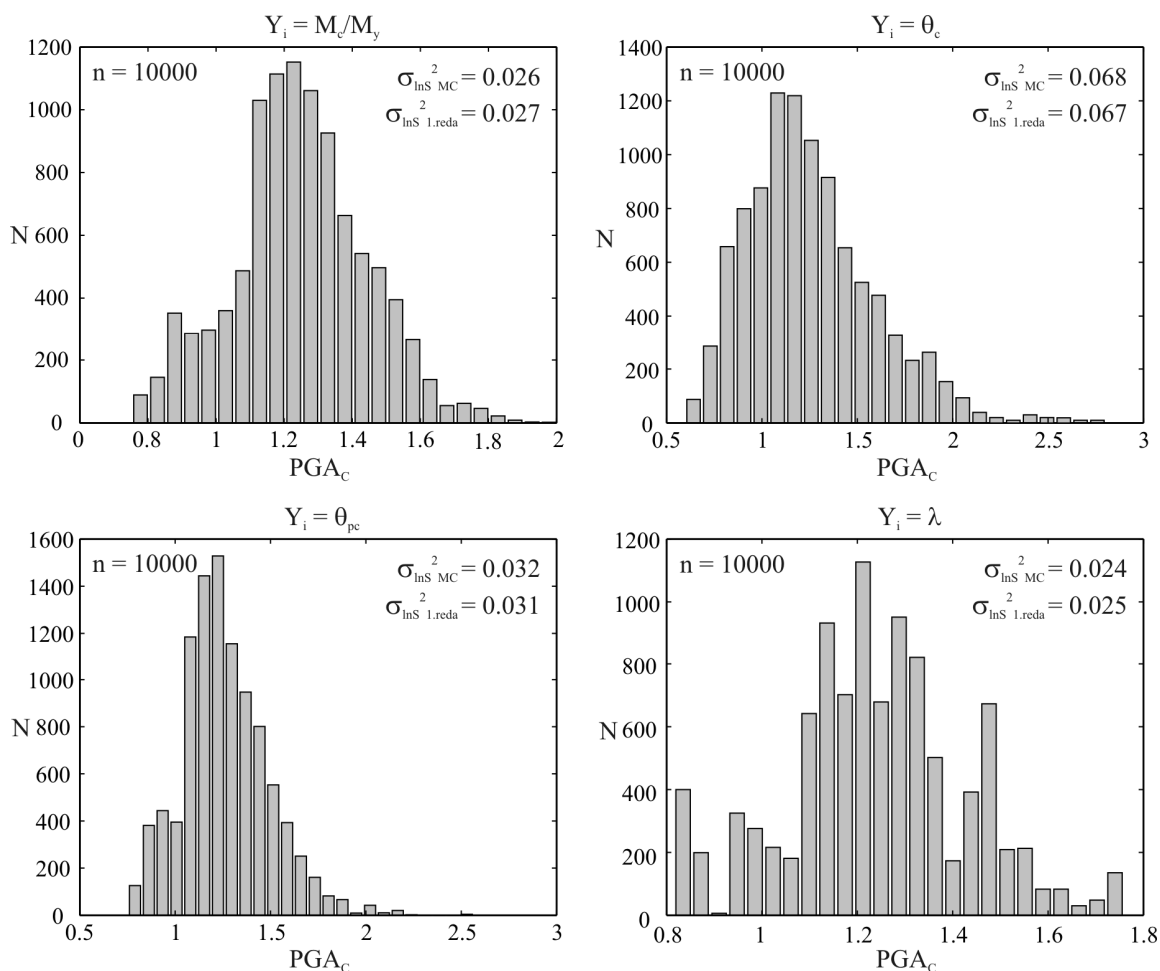
Rezultati simulacij Monte Carlo so prikazani na sliki 5.4. Raztros rezultatov na diagramih izvira iz obeh virov razpršenosti - razpršenosti vhodnega parametra in razpršenosti RTR. V nekaterih primerih, predvsem pri parametru λ , porazdelitev odstopa od predpostavljene logaritemsko normalne

porazdelitve. Vseeno se rezultati dokaj dobro ujemajo s približno metodo (preglednica 5.2). Tako kot smo predvidevali že na osnovi zvez med parametri in kapaciteto PGA_C (slika 5.3), je prispevek največji pri parametru θ_c in najmanjši pri parametru λ . Varianca zaradi razpršenosti θ_c je celo večja od variance zaradi razpršenosti RTR, varianca zaradi razpršenosti λ pa je praktično zanemarljiva.

Preglednica 5.2: Primerjava rezultatov metode 1. reda in simulacij Monte Carlo – prispevki posameznih parametrov

Table 5.2: Comparison of the first-order method and Monte Carlo simulations – contribution of the individual parameters

	Y_i	$\sigma_{\ln S(Y_i)}^2$	$\sigma_{\ln S(RTR)}^2$	$\sigma_{\ln S(TOT)}^2$
Monte Carlo	M_c/M_y	0.0017	0.0234	0.0259
	θ_c	0.0387	0.0212	0.0676
	θ_{pc}	0.0057	0.0250	0.0320
	λ	0.0003	0.0242	0.0242
Metoda 1. reda	M_c/M_y	0.0023	0.0245	0.0268
	θ_c	0.0418	0.0245	0.0663
	θ_{pc}	0.0065	0.0245	0.0310
	λ	0.0002	0.0245	0.0247



Slika 5.4: Histogrami PGA_C za posamezne modelne parametre (upoštevana razpršenost RTR)

Figure 5.4: Histograms of PGA_C for individual model parameters (including RTR variability)

5.3.2 Simulacije Monte Carlo – korelirane in nekorelirane spremenljivke

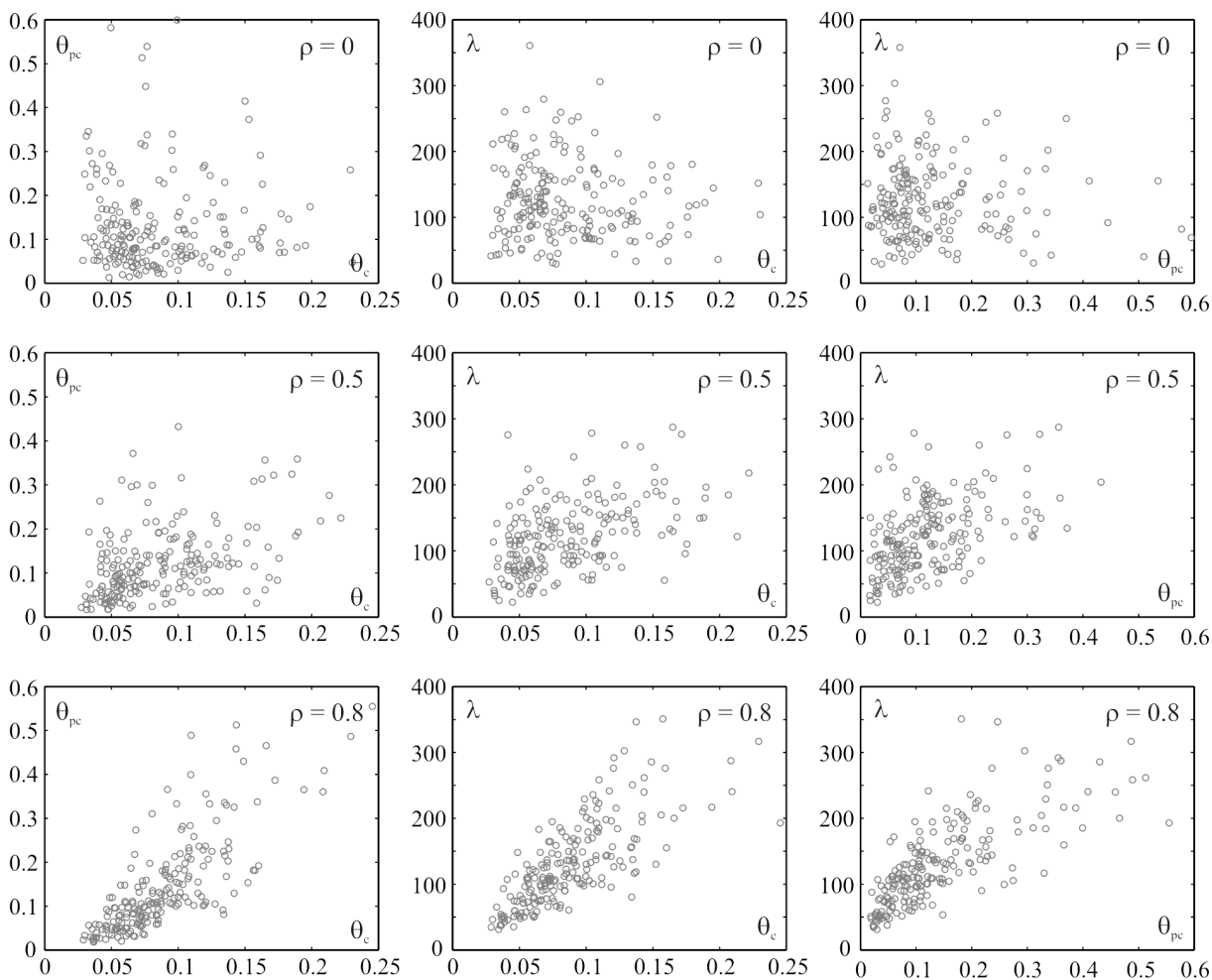
Če smo v prejšnjem poglavju obravnavali vpliv posameznih parametrov na varianco mejne kapacitete, nas zdaj zanima skupni prispevek zaradi razpršenosti vhodnih parametrov. Tega določimo tako, da generiramo slučajni vektor, ki je sestavljen iz štirih slučajnih spremenljivk. V primeru nekoreliranih slučajnih spremenljivk je prispevek zaradi razpršenosti vhodnih parametrov enak seštevku prispevkov posameznih parametrov (5.20). Da bi to trditev preverili, smo najprej obravnavali nekorelirane slučajne spremenljivke ($\rho = 0$). V naslednji fazi smo preverili vpliv korelacije med spremenljivkami. Za primerjavo smo v simulacijah upoštevali šibko ($\rho = 0.5$) in močno korelacijo ($\rho = 0.8$) med parametri γ , δ in λ . Enako kot pri metodi 1. reda (poglavje 5.2) smo predpostavili, da je parameter β neodvisen od ostalih spremenljivk. Najprej smo generirali normalno porazdeljene neodvisne slučajne spremenljivke X_i . Napravili smo 200 simulacij. Korelacijo med slučajnimi spremenljivkami smo zagotovili z rotacijo koordinatnega sistema (Devroye 1986). Nenazadnje smo uvedli nove spremenljivke $Y_i = \exp(X_i)$, s čimer smo zagotovili logaritemsko normalno porazdelitev vhodnih parametrov. Pri transformaciji se korelacija med spremenljivkami spremeni. Ciljne vrednosti korelacijskih koeficientov znašajo 0.8 (močna korelacija) oziroma 0.5 (šibka korelacija), dejanske korelacije med transformiranimi spremenljivkami pa so običajno nekoliko manjše in znašajo približno 0.75 (močna korelacija) oz. 0.45 (šibka korelacija).

V vseh primerih (nekorelirane, šibko korelirane, močno korelirane spremenljivke) smo generirali vzorec štirih slučajnih spremenljivk. Napravili smo 200 simulacij in pri vsaki simulaciji upoštevali še 50 različnih akceleroگرامov (skupno 10000 analiz). Varianco zaradi razpršenosti vhodnih parametrov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$) in varianco zaradi razpršenosti RTR ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$) smo izračunali enako kot v primeru posameznih spremenljivk, s to razliko, da parameter Y v tem primeru predstavlja slučajni vektor, $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ pa varianco zaradi razpršenosti vseh vhodnih parametrov, vključno s korelacijo. Varianco zaradi korelacij med parametri ($\sigma_{\ln S(\rho)}^2$) smo izračunali tako, da smo od variance zaradi razpršenosti koreliranih spremenljivk odšteli varianco zaradi razpršenosti nekoreliranih spremenljivk.

Rezultati simulacij Monte Carlo z nekoreliranimi ($\rho = 0$) in močno koreliranimi spremenljivkami ($\rho = 0.8$) so prikazani na sliki 5.6. Vidimo, da je v primeru koreliranih slučajnih spremenljivk raztros večji, vendar razlika ni občutna (vzrok za večji raztros je v tem, da so vsi parcialni odvodi $\partial g / \partial x_i$ pozitivni – glej enačbo 7.9). Ker razpršenost izvira iz večjega števila slučajnih spremenljivk, so porazdelitve »lepše« kot v primeru posameznih spremenljivk. V preglednici 5.3 je prikazana primerjava rezultatov metode 1. reda in Monte Carlo simulacij. Najprej lahko preverimo, da je prispevek zaradi razpršenosti vhodnih parametrov v primeru nekoreliranih slučajnih spremenljivk približno enak vsoti prispevkov posameznih parametrov, ki smo jih izračunali v prejšnjem poglavju (preglednica 5.2). Nadalje lahko vidimo, da so prispevki zaradi korelacij med spremenljivkami v primeru metode 1. reda manjši od ustreznih prispevkov pri metodi Monte Carlo. Zanimivo je, da je razlika med šibko koreliranimi in močno koreliranimi spremenljivkami v rezultatih simulacij Monte Carlo skoraj zanemarljiva. Vidimo lahko tudi, da je v primeru rezultatov simulacij Monte Carlo skupna varianca približno enaka vsoti variance zaradi razpršenosti modelnih parametrov in

razpršenosti RTR. Iz tega lahko sklepamo, da je varianca zaradi razpršenosti vhodnih parametrov neodvisna od izbire akceleroگرامov.

Čeprav so variance po metodi 1. reda v nekaterih primerih malo manjše od referenčnih vrednosti (Monte Carlo), pa so vrednosti dovolj natančne za potrebe analize potresnega tveganja.



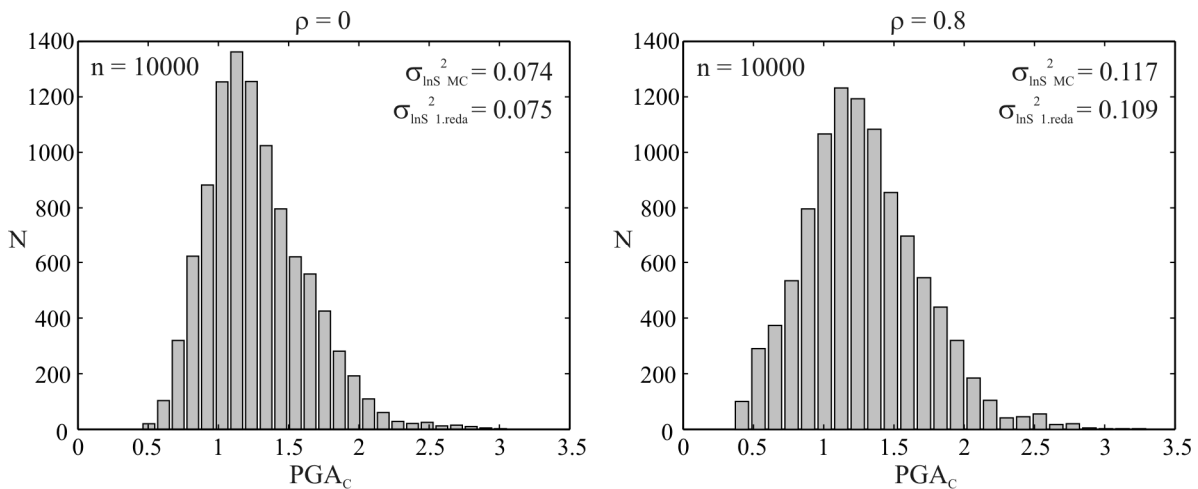
Slika 5.5: Korelacija med spremenljivkami (1. vrsta: nekorelirane spr.; 2. vrsta: šibka korelacija; 3. vrsta: močna korelacija)

Figure 5.5: Correlation of the random variables (first row: uncorrelated variables; second row: low correlation; third row: high correlation)

Preglednica 5.3: Primerjava rezultatov približne metode in simulacij Monte Carlo – korelirane in nekorelirane spremenljivke

Table 5.3: Comparison of the first-order method and Monte Carlo simulations – uncorrelated and correlated variables

		$\sigma_{\ln S(\rho)}^2$	$\sigma_{\ln S(Y)}^2$	$\sigma_{\ln S(RTR)}^2$	$\sigma_{\ln S(TOT)}^2$
Monte Carlo	$\rho = 0$	0	0.0457	0.0197	0.0740
	$\rho = 0.5$	0.0415	0.0872	0.0194	0.1160
	$\rho = 0.8$	0.0421	0.0878	0.0202	0.1169
Metoda 1. reda	$\rho = 0$	0	0.0509	0.0245	0.0754
	$\rho = 0.5$	0.0210	0.0719	0.0245	0.0964
	$\rho = 0.8$	0.0336	0.0845	0.0245	0.1090



Slika 5.6: Histogrami PGA_c za nekorelirane in močno korelirane slučajne spremenljivke
Figure 5.6: PGA_c histograms for the uncorrelated and highly correlated random variables

5.4 Parametrična študija občutljivosti na nezanesljivost modelnih parametrov

V prejšnjem poglavju smo prikazali primer uporabe približne metode na numeričnemu modelu testne konstrukcije (Prototip 2-2). Rezultati metode 1. reda se v vseh primerih (posamezne, nekorelirane, korelirane spremenljivke) zadovoljivo dobro ujemajo z referenčnimi rezultati (preglednici 5.2 in 5.3). Kot bomo videli v nadaljevanju, pa je varianca zaradi razpršenosti modelnih parametrov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$) v splošnem odvisna od numeričnega modela (konstrukcije). To pomeni, da je varianca $\sigma_{\ln S(Y)}^2$, ki smo jo določili za testno konstrukcijo, po vsej verjetnosti drugačna od variance modela z drugačnimi karakteristikami (npr. drugačen nihajni čas, duktilnost, nosilnost...). Ker nas zanimajo variance za širok spekter modelov, smo izvedli parametrično študijo, v kateri obravnavamo referenčni model z eno prostostno stopnjo in različnimi vrednostmi modelnih parametrov. Variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ smo izračunali z metodo 1. reda, pri čemer smo predpostavili močno korelacijo med parametri. Natančnost metode 1. reda je odvisna od stopnje nelinearnosti odnosov med posameznim parametrom in kapaciteto PGA_c . Na podlagi nekaterih preliminarnih analiz smo ugotovili, da so odnosi večinoma linearni, razen v nekaterih mejnih primerih, ki jih tu ne bomo obravnavali. Zaradi tega lahko pričakujemo, da so rezultati parametrične študije dokaj natančni.

5.4.1 Referenčni numerični model

Nelinearni dinamični odziv bilinearnega, elastično-plastičnega sistema z eno prostostno stopnjo je odvisen od nihajnega časa (T), pospeška na meji tečenja (S_{ay}) in duktilnosti (μ). Pri bolj kompliciranih modelih (kot je npr. model s trilinearno ovojnico) je odziv odvisen še od drugih parametrov, vendar pa velja, da sta odziva dveh različnih sistemov enaka, če imata enak diagram kapacitete v formatu AD (diagram pospešek-pomik). V tem poglavju bomo obravnavali referenčni sistem z eno prostostno stopnjo, z diagramom kapacitete prikazanim na sliki 5.7 (op.: v diagramu namesto pomika Δ rišemo zasuk θ , ki je enak Δ/h ; h je dolžina elementa). Za sistem velja, da je razmerje med pospeškom pri

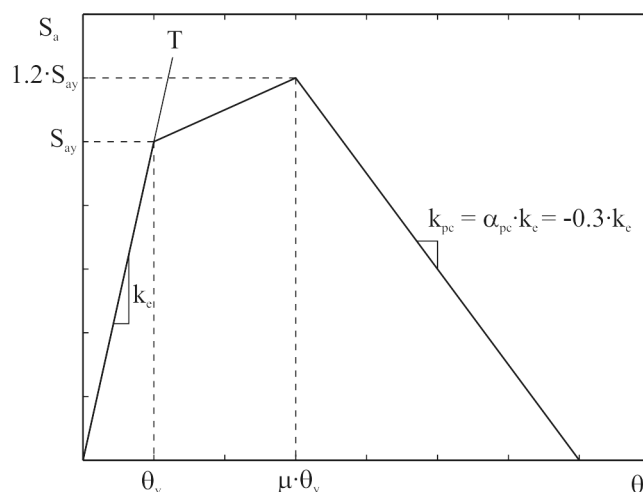
maksimalni sili (S_{ac}) in pospeškom na meji tečenja (S_{ay}) enako 1.2, razmerje med togostjo padajoče veje ovojnice (k_{pc}) in elastično togostjo (k_e) pa je enako -0.3 . Privzeta razmerja smo predpostavili po Haseltonu (2006) in so značilna za običajne konstrukcije. Kljub vnaprej določenim razmerjem, pa se ovojnice referenčnega sistema lahko razlikujejo v nihajnem času (T), nosilnosti, ki jo izrazimo s pospeškom na meji tečenja (S_{ay}), in razmerjem med zasukom (pomikom) pri maksimalni nosilnosti in pomikom na meji tečenja ($\mu = \theta_c/\theta_y$). Če zdaj obravnavamo diagram z enakim nihajnim časom in enakim parametrom μ ter mu spremenimo nosilnost (v formatu AD se spreminja le merilo diagrama, oblika ostaja nespremenjena), lahko ugotovimo, da je kapaciteta konstrukcije, ki jo izrazimo s pospeškom temeljnih tal, sorazmerna njegovim nosilnosti. Mejne kapacitete sistema pri različnih posnetkih akcelorogramov zato znašajo: $k_i \cdot S_1, k_i \cdot S_2, \dots, k_i \cdot S_n$, kjer je k_i parameter, ki je konstanten pri vzorcu i , vrednosti S_1, S_2, \dots, S_n pa so vrednosti, ki jih zavzame slučajna spremenljivka S . Velikost parametra k_i je odvisna od nosilnosti i -tega sistema, raztros slučajne spremenljivke S pa je posledica razpršenosti v zapisih akcelorogramov. Varianca logaritmov vzorca mejnih kapacitet vzorca i (modela i) je tako enaka:

$$\sigma_{\ln S, i}^2 = \text{var}[\ln(k_i S)] = \text{var}[\ln(k_i) + \ln(S)] = \text{var}[\ln(S)] = \sigma_{\ln S}^2 \quad (5.22)$$

Vidimo, da je varianca $\sigma_{\ln S}^2$ pri konstantnih vrednostih parametrov T in μ neodvisna od nosilnosti sistema (S_{ay}). Če torej določimo varianco referenčnega sistema pri parametrih T, μ in $S_{a,1}$, bo ta enaka tudi v ostalih kombinacijah T, μ in $S_{a,i}$. Sisteme bomo zato ločili le po nihajnem času in duktilnosti. K temu pa bomo dodali še vpliv teorije drugega reda, ki ga določimo z brezdimenzijskim koeficientom občutljivosti Θ :

$$\Theta = \frac{P}{k_e h} \quad (5.23)$$

kjer je P vertikalna obtežba, k_e ekvivalentna linearna togost in h višina elementa.



Slika 5.7: Referenčni sistem z eno prostostno stopnjo v formatu AD
Figure 5.7: The reference single-degree-of-freedom system in AD format

V parametrični študiji bomo torej obravnavali tri parametre: T , μ in Θ , s katerimi bomo zajeli vse izpeljanke referenčnega sistema, prikazanega na sliki 5.7. Obravnavali bomo parametre v intervalih, ki so tipični za enoetažne montažne konstrukcije: $T = 0.4\text{--}2.2$ s, $\mu = 1.5\text{--}4$, $\Theta = 0\text{--}0.3$.

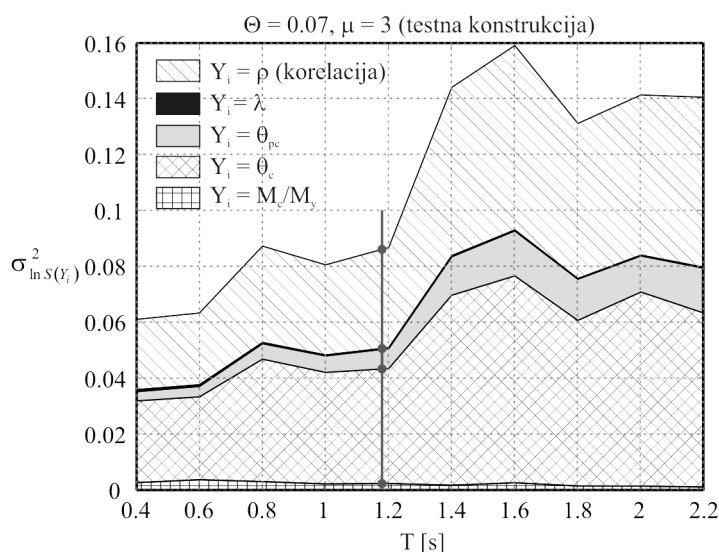
5.4.2 Predpostavke in posplošitev rezultatov

1. Varianco kapacitete zaradi razpršenosti vhodnih podatkov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$) smo izračunali s približno metodo po enačbah (5.13)-(5.21). V računu smo upoštevali močno korelacijo med parametri ($\rho = 0.8$), ki zagotavlja konzervativno oceno, in relativno veliko razpršenost modelnih parametrov, ki izhaja iz Haseltonovih regresijskih ocen (preglednica 5.1). Variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ lahko torej neposredno apliciramo le na primere, ko parametre numeričnega modela določamo s Haseltonovimi enačbami. V drugih primerih, ko parametre ocenimo z večjo oziroma manjšo zanesljivostjo, rezultati niso merodajni. Če npr. parametre ocenimo na podlagi eksperimentalnih rezultatov, s precej večjo zanesljivostjo določitve od Haseltonovih ocen, moramo temu primerno uporabiti manjše vrednosti varianc $\sigma_{\ln S(Y)}^2$.
2. V referenčnem sistemu smo predpostavili konstantne vrednosti median parametrov: $M_c/M_y = 1.2$, $\alpha_{pc} = -0.3$ (slika 5.7), $\lambda = 100$. Že v prejšnjem poglavju smo ugotovili, da kapaciteta konstrukcije ni posebno občutljiva na omenjene parametre (najbolj je občutljiva na θ_c). Zato lahko predvidevamo, da se rezultati (variance) pri drugačnih vrednostih parametrov ne bodo bistveno razlikovali od rezultatov referenčnega sistema. Večja odstopanja so možna le v primeru, če so vrednosti parametrov bistveno drugačne od referenčnih.
3. Nelinearne dinamične analize smo izvedli z Ibarinim histereznim modelom, ki upošteva ciklično deterioracijo, vendar smo ugotovili, da je občutljivost kapacitete na razpršenost tega parametra zanemarljiva. Zato lahko rezultate posplošimo tudi na druge modele s plastičnimi členki, ki ne upoštevajo ciklične degradacije. Nenazadnje lahko rezultate uporabimo tudi v primeru bolj natančnih numeričnih modelov (npr. element z vlakni), če ocenimo, da so vhodni podatki takega modela ocenjeni z enako stopnjo zanesljivosti kot obravnavani numerični model.
4. Za izračun smo uporabili standardni nabor akceleroگرامov, opisan v poglavju 4.2.1. Iz rezultatov analiz je razvidno, da je raztros zaradi razpršenosti modelnih parametrov neodvisen od izbire akceleroگرامa (oziroma je odvisnost zanemarljiva). Zato sklepamo, da lahko rezultate parametrične študije (variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$), uporabimo tudi za druge nabore akceleroگرامov. Seveda pa moramo v tem primeru variance zaradi razpršenosti RTR ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$) izračunati na novo.
5. Variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ lahko uporabimo le v analizah potresnega tveganja, kjer verjetnost porušitve računamo z metodo na osnovi intenzitete. Čeprav smo v parametrični študiji za mero intenzitete uporabili pospešek temeljnih tal, pa enaki rezultati ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$) veljajo tudi, če za mero intenzitete izberemo spektralni pospešek tal.

6. Rezultati se nanašajo na sistem z eno prostostno stopnjo. V splošnem jih lahko uporabimo tudi za sistem z več prostostnimi stopnjami, če je vpliv višjih nihajnih oblik majhen, odziv pri osnovni nihajni obliki pa podoben ekvivalentnemu (referenčnemu) sistemu z eno prostostno stopnjo, ki je prikazan na sliki 5.7.

5.4.3 Rezultati in ugotovitve

Na sliki 5.8 so prikazani rezultati za numerični model s podobnimi karakteristikami kot testna konstrukcija, ki smo jo obravnavali v poglavju 5.2. Obravnavani model ima povsem enako duktilnost ($\mu = 3$) in enak vpliv P-delta ($\Theta = 0.07$) kot testna konstrukcija, v primerjavi z slednjo se rahlo razlikuje le v razmerjih M_c/M_y in α_{pc} (testna konstrukcija: $M_c/M_y = 1.185$, $\alpha_{pc} = -0.308$; referenčni model: $M_c/M_y = 1.2$, $\alpha_{pc} = 0.3$). Model smo izbrali zato, da lahko rezultate referenčnega sistema primerjamo z rezultati preizkušanca v poglavju 5.2. Na sliki so prikazani rezultati pri različnih nihajnih časih, posebej pa so označeni rezultati pri nihajnem času preizkušanca ($T = 1.18$), ki jih lahko primerjamo z rezultati v poglavju 5.3. Vidimo, da so rezultati (tako posamezni prispevki kakor tudi skupna varianca) skoraj identični kot v poglavju 5.3. Vidimo tudi, da bila varianca $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ večja, če bi imela testna konstrukcija večji nihajni čas. Na celotnem območju nihajnih časov je največji prispevek zaradi nezanesljivosti θ_c in korelacije ρ , najmanjši pa prispevek zaradi parametra λ . Slednji je zanemarljivo majhen tudi v ostalih modelih parametrične študije, zato ga na diagramih občutljivosti v nadaljevanju ne rišemo.



Slika 5.8: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov – testna konstrukcija
Figure 5.8: The contribution of uncertainty in the model parameters – the test structure

Rezultati parametrične študije so prikazani na slikah 5.9-5.13. Na podlagi teh diagramov lahko za poljubno kombinacijo parametrov Θ , μ in T (t.j. za poljuben numerični model) odčitamo ustrezno varianco zaradi razpršenosti modelnih parametrov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$), ki je enaka vsoti vseh varianc zaradi razpršenosti posameznih parametrov ($\sigma_{\ln S(Y_i)}^2$) in variance zaradi korelacije med parametri ($\sigma_{\ln S(\rho)}^2$). Takoj lahko opazimo, da so velikosti varianc v veliki meri odvisne od lastnosti numeričnega modela. Razlike v variancah velike ($\sigma_{\ln S(Y)}^2 = 0.01 - 0.4$). Veljajo naslednje zveze:

- Večji kot so P-delta efekti (večji Θ), manjša je razpršenost $\sigma_{\ln S(Y)}^2$
- Večja kot je duktilnost, manjša je razpršenost $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ (op.: v tem poglavju μ označujemo kot duktilnost, čeprav je dejanska duktilnost odvisna tudi od kapacitete v post-kritičnem območju)
- Pri nihajnem času odnos ni povsem monoton (pojavljajo se lokalni minimumi in maksimumi), globalno gledano pa so za večje nihajne čase (T) značilne večje razpršenosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$

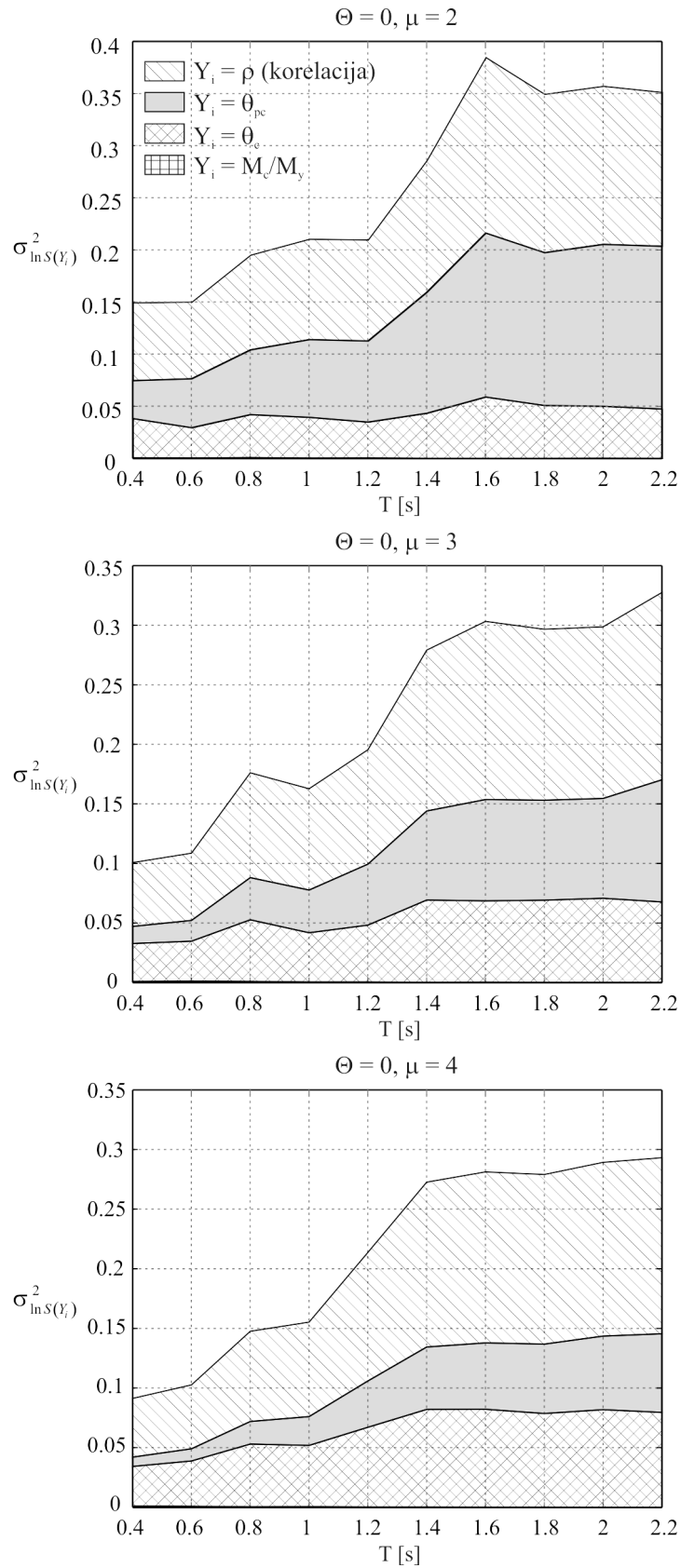
Daleč največji vpliv na raztros rezultatov zaradi razpršenosti modelnih parametrov in s tem varianco $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ imajo P-delta efekti. V numeričnem modelu, kjer ne upoštevamo P-delta efektov (oziroma so te zanemarljivi) lahko pričakujemo veliko večji raztros rezultatov (večji $\sigma_{\ln S(Y)}^2$) kot v modelu s velikimi P-delta efekti, četudi sta oba modela določena z enako natančnostjo. Predstavljajmo si, da imamo dve ovojnici numeričnega modela, ki se med seboj rahlo razlikujeta. Oba modela obremenimo z enako potresno obtežbo, pri čemer zanemarimo P-delta efekte. Ugotovili bomo, da je razlika v kapacitetah obeh konstrukcij precejšnja. Nato preizkus ponovimo, vendar tokrat na stebre dodamo vertikalno obtežbo in upoštevamo P-delta efekte. V tem primeru bo kapaciteta obeh konstrukcij manjša, manjša pa bo tudi razlika med njima. Model za katerega so značilni veliki P-delta torej ni tako občutljiv na razpršenost modelnih parametrov kot model z zanemarljivimi P-delta efekti, kjer že najmanjša razlika v obojnici pomeni tudi veliko razliko v oceni kapacitete konstrukcije. P-delta efekti so torej s stališča ocene kapacitete konstrukcije ugodni.

Tudi drugi parameter – μ , ki je povezan z duktilnostjo konstrukcije, ima velik vpliv na raztros rezultatov. Zanimivo je, da je raztros rezultatov pri bolj duktilnih konstrukcijah (velik μ) manjši kot pri manj duktilnih konstrukcijah (majhen μ). Tudi ta pojav je povezan s P-delta efekti. Gre za to, da so pomiki pri duktilni konstrukciji veliki, zato se taka konstrukcija poruši predvsem zaradi P-delta efektov in ne toliko zaradi zmanjšanja nosilnosti v elementih. Spet si lahko predstavljamo dve ovojnici numeričnega modela, ki se med seboj rahlo razlikujeta, za obe ovojnici pa je značilno veliko razmerje med nosilnostjo pri maksimalni sili in nosilnostjo na meji tečenja (velik μ). Najprej vzemimo primer, ko so P-delta efekti v obeh modelih veliki. Enako kot v prejšnjem odstavku bomo ugotovili, da je razlika v kapacitetah obeh konstrukcij majhna, saj ob porušitvi prevladujejo P-delta efekti. Nasprotno pa bo razlika v kapacitetah večja, če bodo P-delta efekti manjši ali če bo za ovojnici značilno manjše razmerje μ . Na sliki 5.9 lahko vidimo rezultate pri modelih kjer ne upoštevamo P-delta efektov. Vidimo lahko, da v tem primeru v rezultatih ni bistvenih razlik glede na različno duktilnost sistema. Slednja pa postane čedalje bolj pomembna pri sistemih z velikimi P-delta efekti (slike 5.10-5.12). Največji raztros rezultatov je tako značilen za model z najmanjšim razmerjem μ brez upoštevanja P-delta efektov. Raztros rezultatov je tu zelo velik ($\sigma_{\ln S(Y)}^2 = 0.15 - 0.4$), kar izvira iz velike razpršenosti modelnih parametrov. Na srečo se raztros rezultatov pri modelih z večjimi P-delta efekti precej

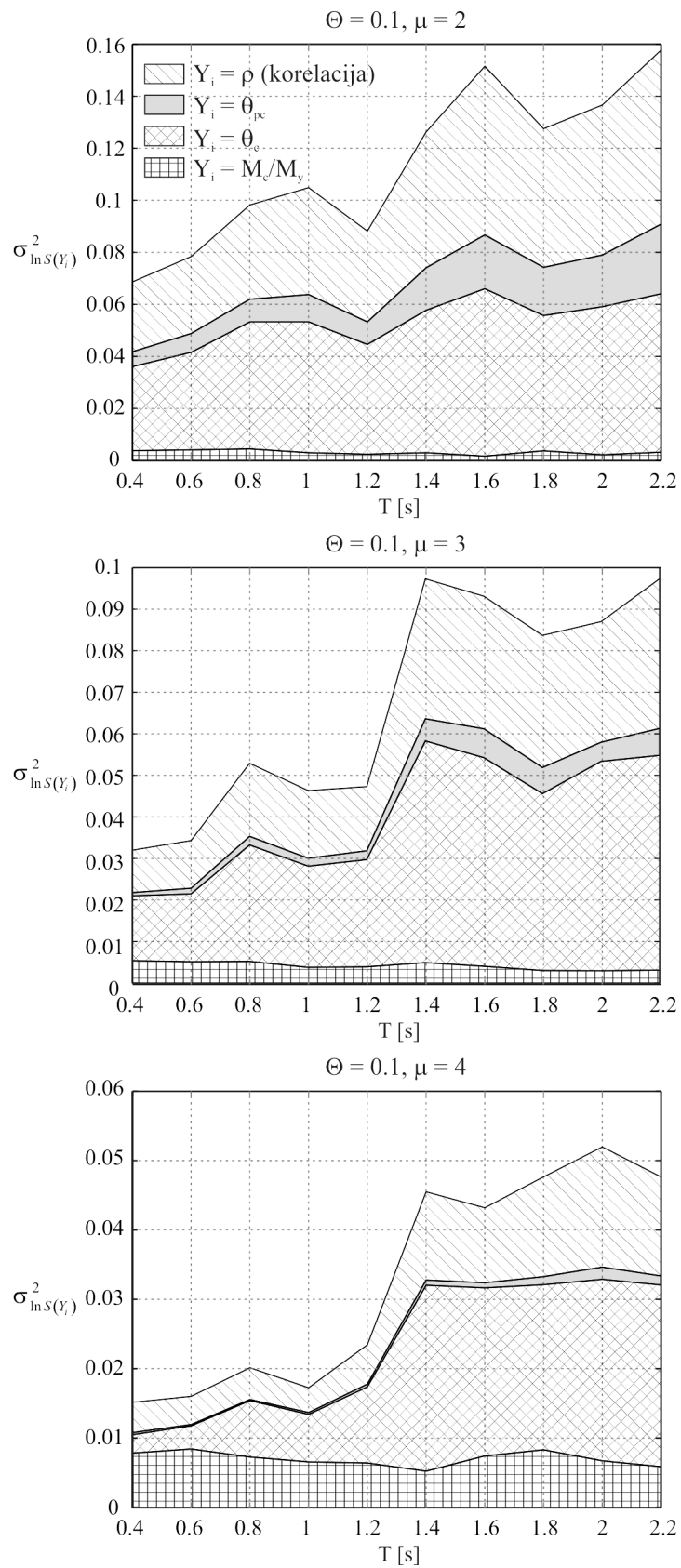
»popravi«. Najmanjši raztros ($\sigma_{\ln S(Y)}^2 \approx 0.01$) smo izračunali pri numeričnem modelu, ki je zelo duktilen in ima velike P-delta efekte.

Zaenkrat smo govorili le o skupni varianci $\sigma_{\ln S(Y)}^2$. Lastnosti numeričnega modela (predvsem Θ in μ) pa vplivajo tudi na razmerja med posameznimi prispevki $\sigma_{\ln S(Y_i)}^2$. Pri sistemu brez P-delta efektov imajo največji vpliv na raztros rezultatov parametri θ_c , θ_{pc} in korelacija med parametri. Prispevki omenjenih parametrov se nato zmanjšujejo skupaj s parametroma Θ in μ . Očitno pa parametra nimata bistvenega vpliva na raztros zaradi $Y_i = M_c/M_y$. Ker se vrednosti ostalih prispevkov manjšajo, prispevek $Y_i = M_c/M_y$ pa je bolj ali manj konstanten, postane ta sčasoma prevladujoč.

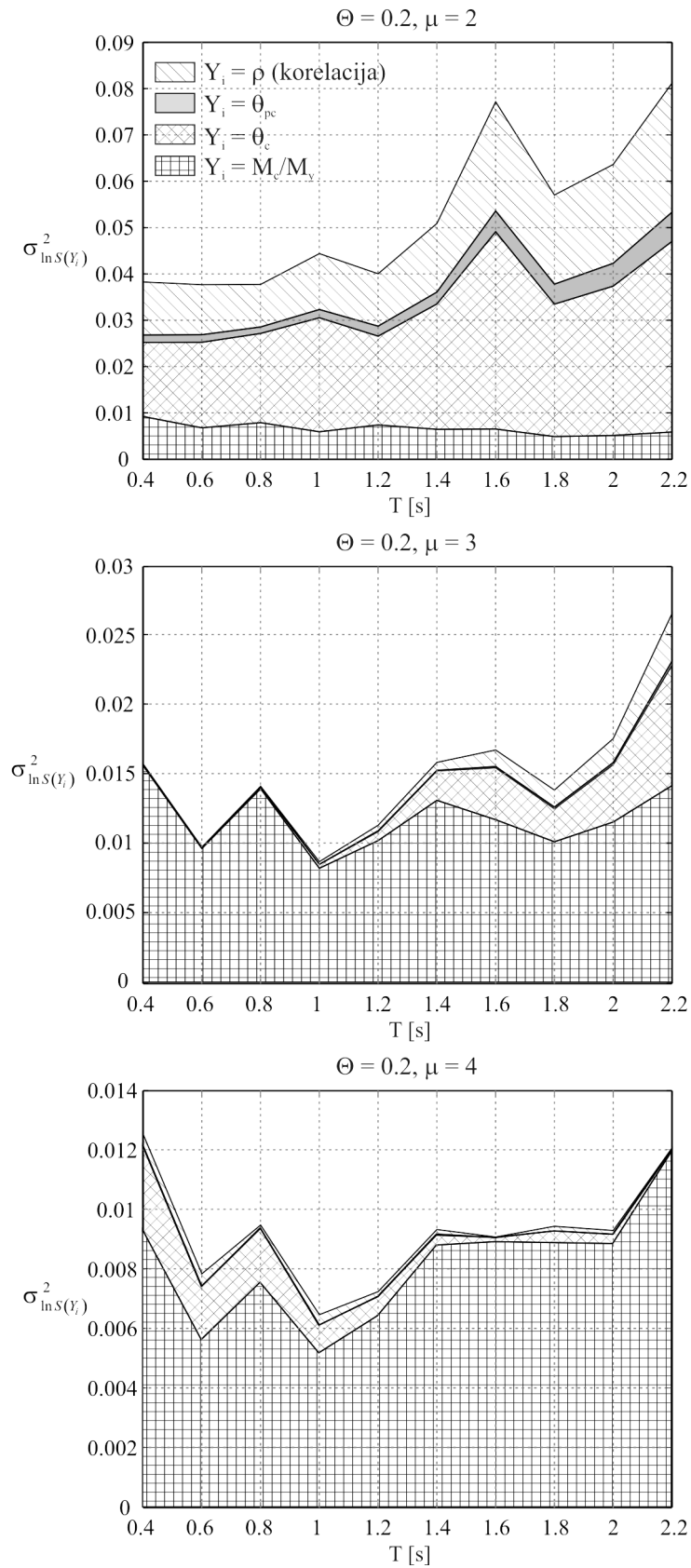
Pri določitvi verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v nadaljevanju bomo upoštevali raztros zaradi vseh parametrov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$). Predpostavili bomo, da so zveze med diagrami 5.10-5.12 linearne, zato bomo vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ interpolirali.



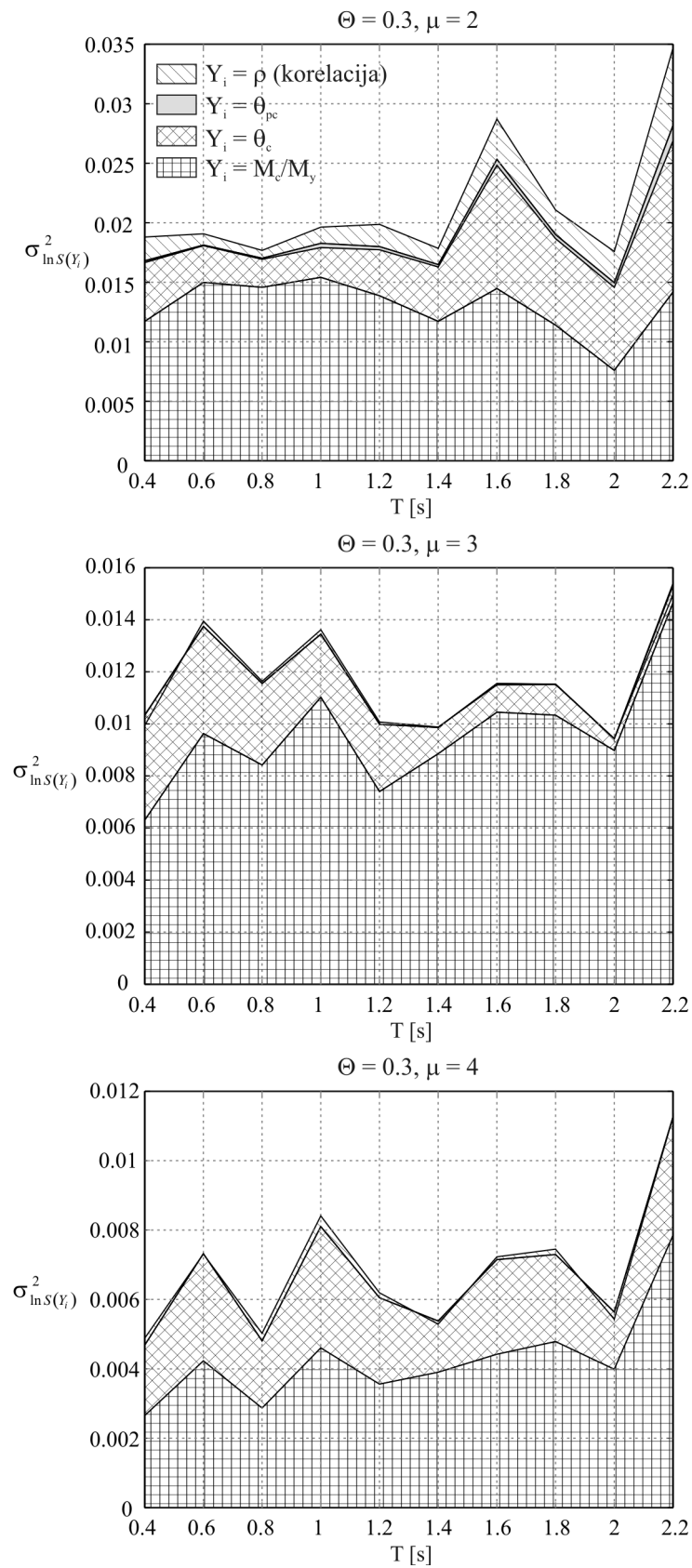
Slika 5.9: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0$)
Figure 5.9: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0$)



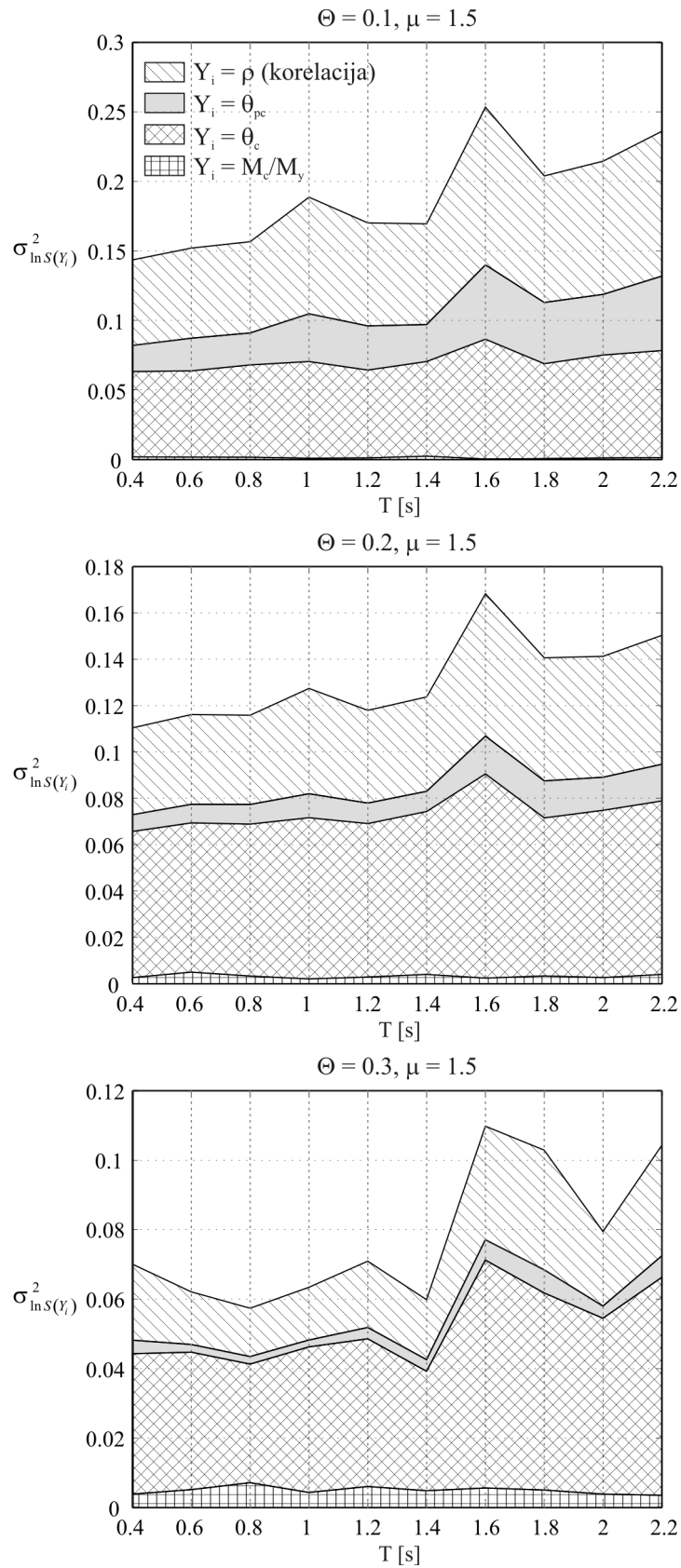
Slika 5.10: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.1$)
Figure 5.10: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.1$)



Slika 5.11: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.2$)
Figure 5.11: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.2$)



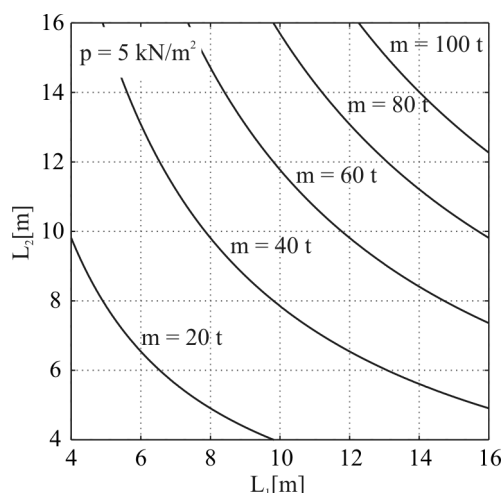
Slika 5.12: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\Theta = 0.3$)
Figure 5.12: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\Theta = 0.3$)



Slika 5.13: Prispevki zaradi nezanesljivosti modelnih parametrov ($\mu = 1.5$)
Figure 5.13: The contribution of uncertainty in the model parameters ($\mu = 1.5$)

6 PARAMETRIČNA ŠTUDIJA ENOETAŽNIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI

V predhodnih poglavjih smo obravnavali eksperimentalno preizkušeno konstrukcijo enoetažne montažne industrijske hale. Hala je bila projektirana po standardih Evrokod 8, pri čemer je bil za redukcijo potresnih sil uporabljen enak faktor, kot se uporablja za monolitne okvire z veliko stopnjo duktilnosti DCH ($q = 4.5$). Ta vrednost je glede na dosedanje predpise za montažne hale velika. V zgodnjih verzijah Evrokoda 8 (npr. verzija 1994) je bil pri teh konstrukcijah predpisan majhen faktor obnašanja – t.j. približno 50% manjši od vrednosti, ki se uporablja za monolitne okvire. S tem je bi bila lahko ekonomičnost tovrstnih sistemov močno ogrožena. Zato je bilo pred kratkim narejenih nekaj evropskih projektov (Ecoleader, Precast EC8), katerih cilj je bil preveriti obnašanje armiranobetonskih montažnih sistemov med potresno obtežbo. V okviru teh projektov so bili narejeni številni eksperimentalni in računski preizkusi armiranobetonskih hal. Na podlagi rezultatov raziskav so se računske potresne sile za montažne hale s togimi stiki (!) v najnovejših verzijah EC8 zmanjšale skoraj na polovico in so enake kot pri monolitnih okvirih. V okviru omenjenega Precast projekta je bila preizkušena tudi konstrukcija, ki smo jo obravnavali v poglavjih 2-4. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov (poglavje 2) smo najprej izdelali enostaven numerični model (poglavje 3), s katerim smo celotno konstrukcijo modelirali kot konzolni steber s pripadajočo maso. To so omogočili močni stiki, projektirani po metodi načrtovanja nosilnosti in zadostna togost plošče v svoji ravnini, ki je bila dokazana z eksperimenti. Na osnovi numeričnega modela smo nato določili kapaciteto konstrukcije in verjetnost prekoračitve mejnega stanja (poglavje 4). Ugotovili smo, da je potresno tveganje za testno konstrukcijo, ki je bila projektirana s faktorjem obnašanja $q = 4.5$, dovolj majhna. Na osnovi rezultatov analize potresnega tveganja smo sklepali, da je uporabljeni faktor obnašanja primeren za preizkušeno halo/stebre. Vendar pa na podlagi analize testne konstrukcije še ne smemo sklepati o obnašanju montažnih hal na splošno. Testna konstrukcija ima namreč veliko dodatne nosilnosti, ki izvira iz majhne projektne obremenitve (majhne mase) in minimalne vzdolžne armature, ki je večja od računsko potrebne armature. Poleg tega je delež stremen v kritičnih območjih stebrov velik, večji kot je potrebno po standardih Evrokod 8. Zato smo na osnovi poenostavljenega modela konstrukcije (konzolni steber) izvedli parametrično študijo, v kateri smo spreminjali maso, ki pripada enemu stebri, in dimenzijo prereza. Izvedli smo dve analizi. V prvi analizi smo v stebrih zagotovili le računsko potrebno količino armature (vzdolžno in prečno), pri čemer smo upoštevali faktor obnašanja za DCH, t.j. $q = 4.5$. S tem smo preverili kapaciteto konstrukcije brez dodatne nosilnosti, ki izhaja iz minimalne armature in zaokroževanja. V drugi analizi smo upoštevali enako redukcijo potresnih sil, hkrati pa smo zagotovili tudi minimalno armaturo po EC8. Tako smo preverili »dejansko« kapaciteto konstrukcij, ki so grajene po trenutnih standardih EC8. Na osnovi rezultatov obeh analiz smo ovrednotili faktor obnašanja za enoetažne montažne hale s togimi stiki.



Slika 6.1: Razpon med stebri v dveh pravokotnih smereh in vrednosti pripadajoče mase ekvivalentnega stebra

Figure 6.1: The span between columns in two perpendicular directions and the corresponding mass of an equivalent column

V parametrični študiji smo obravnavali konstrukcije s pripadajočo maso (t.j. mase, ki pripadajo ekvivalentnemu stebri) 10–150 t, s čimer smo zajeli celotni razred enoetažnih montažnih hal, oziroma še nekoliko večji interval (ekvivalentne mase, večje od 100 t niso običajne – glej sliko 6.1). Tipične projektne mase enoetažnih hal so majhne. Lastna teža strešnih plošč normalno znaša 2.5–3.5 kN/m². Temu moramo prišteti še lastno težo nosilcev (≈ 1 kN/m²) in stalno obtežbo (≈ 0.5 kN/m²). Obtežbo snega in koristno obtežbo na strehi pri potresni obtežni kombinaciji ne upoštevamo. Skupna obtežba strehe tako navadno ne preseže 5.0 kN/m² (opomba: to velja le za enoetažne hale, pri večetažnih halah je obtežba večja na račun koristne obtežbe na stropnih ploščah!). Na sliki 6.1 so prikazane črte z enako maso, ki pripadajo različnim razponom v pravokotnih smereh L_x in L_y , ter vertikalni obtežbi 5.0 kN/m².

Obravnavali smo 3 simetrično armirane kvadratne prereze s stranicami $b = 40, 50$ in 60 cm (slika 6.2 in 6.3). Razmerje med statično višino in višino prereza je v vseh primerih enako 0.9, višina stebrov pa je enaka kot pri preizkušancu, t.j. 5 m. V prerezi smo izbrali 8 ($b = 40$ cm), 12 ($b = 50$ cm) in 16 ($b = 60$ cm) enakomerno razporejenih vzdolžnih palic. Vzdolžno in prečno armaturo v stebrih smo določili na dva načina, pri obeh pa smo upoštevali osnovne koncepte projektiranja po EC8 (projektne diagrame, spektri pospeškov, preverjanje nosilnosti,...) in potresne sile reducirali s faktorjem $q = 4.5$ (DCH). Najprej smo v stebrih zagotovili le računsko potrebno količino vzdolžne in prečne armature, nismo pa upoštevali minimalnih zahtev EC8 glede armature, kot so: minimalni delež vzdolžne in prečne armature, minimalni prerezi palic, maksimalna razdalja med stremeni, itd... Prav tako prerezov armaturnih palic nismo zaokroževali. Tako smo iz analize in rezultatov izločili vpliv dodatne nosilnosti, ki izhaja iz teh virov. To skupino bomo imenovali »stebri z računsko potrebno armaturo«. V drugi skupini stebrov smo pri projektiranju upoštevali vsa določila standarda Evrokod 8, vključno z zgoraj naštetimi minimalnimi zahtevami. Za palice smo izbirali standardne prereze, ki so predpisani v EC2. Ta skupina stebrov (»stebri z armaturo po EC8«) ima v primerjavi s prvo skupino velik delež dodatne nosilnosti. Obe skupini tako predstavljata dva ekstrema, iz razlike v kapacitetah konstrukcij

pa bomo lahko ocenili kolikšen del redukcije potresnih sil izhaja iz dejanske duktilnosti elementov in kolikšen del iz dodatne nosilnosti na račun minimalnih zahtev in zaokroževanja.

6.1 Dimenzioniranje

Med poglavitnimi nameni parametrične študije je kontrola ustreznosti določil standarda Evrokod 8 za protipotresno gradnjo montažnih hal. Stebre smo zato dimenzionirali za potresno obtežno kombinacijo po EC8. Izbrali smo projektni pospešek tal $a_{gd} = 0.25g$ in tla kategorije B. Poleg tega smo predpostavili faktor obnašanja $q = 4.5$, ki se originalno nanaša na monolitne okvire z veliko stopnjo duktilnosti (DCH), po najnovejši verziji standarda EC8 pa se lahko pod določenimi pogoji (stebri povezani v obeh smereh, projektna normirana osna sila v stebrih $v_d < 0.3$) uporabi tudi za enoetažne montažne konstrukcije (to je razvidno iz definicije konstrukcijskih sistemov, člen EN 1998: 5.1.2). V tem razdelku bomo prikazali projektiranje za obe skupini stebrov (stebri z računsko potrebno armaturo, stebri z armaturo po EC8). Obremenitve so pri obeh skupinah enake, stebri pa se razlikujejo glede na izbor vzdolžne in prečne armature.

6.1.1 Obremenitve

Stebri se razlikujejo v pripadajoči masi in v togosti. Skupaj z maso se spreminja tudi osna sila v stebrih. Projektno osno silo ob vpetju stebra (N_d) smo izračunali ob upoštevanju pripadajoče mase (m) in lastne teže stebra (W_c):

$$N_d = m \cdot g + W_c \quad (6.1)$$

Pri izračunu nihajnega časa smo predpostavili polovično togost nerazpokanega prereza, kot dovoljuje EC8 (EN 1998: 4.3.2(7)). Nihajni časi razpokanih elementov (T) in projektna normirana osna sila (v_d) so podani v preglednici 6.1. Projektna normirana osna sila je v večini primerov majhna in v nobenem primeru ne preseže maksimalnih vrednosti za stebre DCH po EC8 ($v_{d,max} = 0.55$). Potresne obremenitve smo izračunali s projektnim spektrom odziva. Projektna prečna sila v stebrih znaša:

$$V_d = S_d(T) \cdot m \quad (6.2)$$

kjer je $S_d(T)$ projektni spekter odziva odvisen od nihajnega časa T . V preglednici 6.1 so prikazane vrednosti projektnih spektrov in prečnih sil ob upoštevanju redukcijskega faktorja $q = 4.5$. Konstrukcije, pri katerih je merodajna empirično določena spodnja meja v projektnem spektru pospeškov so označeni s sivo barvo. Te konstrukcije imajo zelo velik nihajni čas in kot bomo videli v nadaljevanju, te konstrukcije ne izpolnjujejo zahtev po omejitvi P-delta efektov in pomikov.

Visoki konzolni stebri so vitki, zato je vpliv P-delta običajno velik. EC8 predvideva, da vpliv P-delta ocenimo s projektnim koeficientom občutljivosti po posamezni etaži i :

$$\Theta_{d,i} = \frac{N_{tot,i}}{V_{tot,i}} \cdot \frac{\Delta d_i}{h_i} \quad (6.3)$$

Preglednica 6.1: Osnovne lastnosti in projektne obremenitve v obravnavanih halah

Table 6.1: Basic characteristics and design loads of the analyzed structures

masa [t]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
v_d	0.028	0.051	0.074	0.097	0.120	0.143	0.166	0.189	0.212	0.235	0.258	0.281	0.304	0.327	0.350
T_d [s]	0.019	0.034	0.049	0.064	0.078	0.093	0.108	0.122	0.137	0.152	0.167	0.181	0.196	0.211	0.225
S_d [a _g]	0.015	0.025	0.035	0.046	0.056	0.066	0.076	0.086	0.097	0.107	0.117	0.127	0.138	0.148	0.158
V_d [kN]	0.66	0.94	1.15	1.33	1.48	1.63	1.76	1.88	1.99	2.10	2.20	2.30	2.39	2.48	2.57
$\Delta d/h$	0.42	0.60	0.74	0.85	0.95	1.04	1.12	1.20	1.27	1.34	1.41	1.47	1.53	1.59	1.65
Θ_d	0.30	0.42	0.51	0.59	0.66	0.72	0.78	0.83	0.89	0.93	0.98	1.02	1.06	1.10	1.14
$V_{d,p-\Delta}$ [kN]	0.502	0.355	0.290	0.251	0.225	0.205	0.190	0.178	0.167	0.151	0.138	0.126	0.116	0.108	0.101
M_d [kNm]	0.667	0.555	0.453	0.392	0.351	0.320	0.297	0.277	0.262	0.248	0.237	0.227	0.218	0.210	0.203
	0.667	0.667	0.652	0.565	0.505	0.461	0.427	0.400	0.377	0.357	0.341	0.326	0.313	0.302	0.292
	12.3	17.4	21.3	24.6	27.5	30.2	32.6	34.8	36.9	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1
	16.4	27.2	33.3	38.5	43.0	47.1	50.9	54.4	57.7	60.9	63.8	66.7	69.4	72.0	74.5
	16.4	32.7	48.0	55.4	62.0	67.9	73.3	78.4	83.1	87.6	91.9	96.0	99.9	103.7	107.3
	0.012	0.018	0.021	0.025	0.028	0.030	0.033	0.035	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037
	0.007	0.011	0.014	0.016	0.018	0.019	0.021	0.022	0.024	0.025	0.026	0.027	0.029	0.030	0.031
	0.003	0.007	0.010	0.011	0.012	0.014	0.015	0.016	0.017	0.017	0.018	0.019	0.020	0.021	0.021
	0.099	0.197	0.296	0.394	0.493	0.591	0.690	0.788	0.887	0.985	1.084	1.183	1.281	1.380	1.478
	0.040	0.081	0.121	0.161	0.202	0.242	0.283	0.323	0.363	0.404	0.444	0.484	0.525	0.565	0.605
	0.020	0.039	0.058	0.078	0.097	0.117	0.136	0.156	0.175	0.195	0.214	0.234	0.253	0.273	0.292
	13.7	21.7	30.3	40.7	54.3										
	17.0	29.6	37.9	45.9	53.9	62.2	71.0	80.4	90.7	102.0	114.8	129.3			
	16.7	34.0	51.0	60.1	68.6	76.9	84.9	92.8	100.8	108.8	116.9	125.2	133.8	142.5	151.6
	68.3	108.5	151.4	203.3	271.4										
	85.2	148.0	189.6	229.5	269.5	311.0	354.8	401.9	453.3	510.2	573.9	646.4			
	83.4	170.1	254.9	300.5	343.2	384.3	424.4	464.2	503.9	544.0	584.7	626.2	668.8	712.6	757.9

T_d ...projektni nihajni čas

S_d ...projektni spekter pospeškov

V_d ...osnovna projektna prečna sila

$\Delta d/h$...projektni etažni zamik

$V_d = N_d / A_c f_{cd}$...projektna normirana osna sila

$\Theta_d = (N_d / V_d) (\Delta d / h)$...koeficient stabilnosti

$V_{d,p-\Delta} = V_d / (1 + \theta)$...povečana projektna prečna sila

M_d ...projektni etažni moment

minimalne zahteve so presežene

ne obravnavamo

kjer je $N_{tot,i}$ celotna sila težnosti nad in v obravnavani etaži, $V_{tot,i}$ celotna prečna sila v etaži zaradi potresa, Δd_i povprečni projektni etažni zamik in h_i višina etaže. Pri stebrih enoetažnih hal $N_{tot,i}$ in $V_{tot,i}$ enaka projektni osni (N_d) oziroma prečni sili (V_d) v stebri, povprečni projektni etažni zamik (Δd_i) pa je enak pomiku na vrhu stebra, ki ga izračunamo z elastičnim spektrom odziva (S_e), ob upoštevanju polovične togost nerazpokanega prereza (k_{cr}):

$$\Delta d = S_e(T) \cdot m / k_{cr} \quad (6.4)$$

Na podlagi izračunanega koeficienta, EC8 predvideva naslednje primere:

- $\Theta_d \leq 0.1$ → P-delta ni potrebno upoštevati
- $0.1 < \Theta_d \leq 0.2$ → vpliv P-delta lahko približno upoštevamo tako, da ustrezne učinke potresnega vpliva povečamo s faktorjem, ki je enak $1/(1 - \Theta_d)$.
- $\Theta_d > 0.3$ → potrebno je povečati togosti konstrukcije

Pri konzolnem stebri lahko vpliv P-delta v vseh primerih upoštevamo z enačbo:

$$V_{d,P-\Delta} = V_d / (1 - \Theta_d) \quad (6.5)$$

V zgornji enačbi je V_d osnovna projektna prečna sila, $V_{d,P-D}$ pa povečana projektna prečna sila ob upoštevanju P-delta efektov. Osnovne in povečane prečne sile ter koeficient stabilnosti so podani v preglednici 6.1. S sivo barvo so označeni primeri, kjer Θ_d preseže vrednost 0.3. V teh primerih je delež padca nosilnosti zaradi TDR večji od 30%, kar je maksimalna vrednost dovoljena po EC8. Teh stebrov v skupini stebrov z armaturo po EC8 nismo obravnavali. Druga skupina stebrov (stebri z računsko potrebno armaturo) ni projektirana strogo po standardih EC8. Zato smo pri tej skupini zahtevo po omejitvi P-delta efektov omilili in v študijo vključili vse stebre, pri katerih Θ_d ne preseže vrednost 0.5. S tem želimo raziskati tendenco obnašanja stebrov z velikimi P-delta efekti.

Na podlagi povečanih prečnih sil smo izračunali projektne upogibne momente ob vpetju stebrov:

$$M_d = V_{d,P-\Delta} \cdot h \quad (6.6)$$

Poleg nosilnosti na tem mestu preverimo še zahtevo po omejitvi etažnih pomikov:

$$\Delta d \cdot \nu \leq 0.01 \cdot h \quad (6.7)$$

kjer je Δd je pomik določen z enačbo (6.4), h višina stebra in ν redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb. V skladu z nacionalnim dodatkom k EC8 (SIST 2005a) lahko za običajne zgradbe prevzamemo $\nu = 0.4$, kar pomeni, da maksimalna velikost etažnega zasuka ($\Delta d/h$) znaša 0.025. Etažni zasuki so podani v preglednici 6.1. Vidimo da zasuki presegajo maksimalno vrednost le pri tistih stebrih, ki tudi ne izpolnjujejo zahteve po omejitvi P-delta efektov ($\Theta_d > 0.3$). Pri skupini stebrov z armaturo EC8, stebrov z $\Theta_d > 0.3$ nismo obravnavali. V tej skupini je torej izpolnjena tudi zahteva po omejitvi pomikov. Nasprotno smo v drugi skupini obravnavali tudi nekaj stebrov z $\Theta_d > 0.3$. S tem smo želeli oceniti kapaciteto stebrov z velikimi P-delta efekti.

6.1.2 Vzdolžna armatura

Računsko potrebno vzdolžno armaturo v stebrih smo določili za kombinacijo projektne osne sile (6.1) in projektne upogibnega momenta (6.6). Izbrali smo beton C40/50 in duktilne armaturne palice S 500/C ($\varepsilon_{uk} \geq 0.075$, $1.15 \leq k < 1.35$). Pri dimenzioniranju prereza smo predpostavili standardni idealizirani diagram za beton, jeklo za armiranje pa smo aproksimirali z elastično-plastičnim diagramom. Kot je običajno v praksi, objetja betonskega prereza s stremeni pri dimenzioniranju nismo upoštevali. Projektne in karakteristične vrednosti betona in jekla so zbrane v preglednici 6.2. Enako kakovost jekla smo izbrali za vzdolžno in prečno armaturo v stebrih.

Preglednica 6.2: Projektne in karakteristične vrednosti materialov

Table 6.2: Design and characteristic values of the materials

Beton C 40/50	Jeklo S 500 (C)
$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
$f_{cd} = 26.7 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 434.8$
$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
$\varepsilon_{c2} = 0.002$	$\varepsilon_{uk} = 0.075$
$\varepsilon_{cu2} = 0.0035$	$\varepsilon_{ud} = 0.01$

Vsakega izmed stebrov smo dimenzionirali po standardnem postopku. V preglednici 6.3 je prikazana potrebna skupna vzdolžna armatura v stebrih (A_{sl}) in potrebni delež skupne vzdolžne armature (ρ_l), ki je definiran z enačbo:

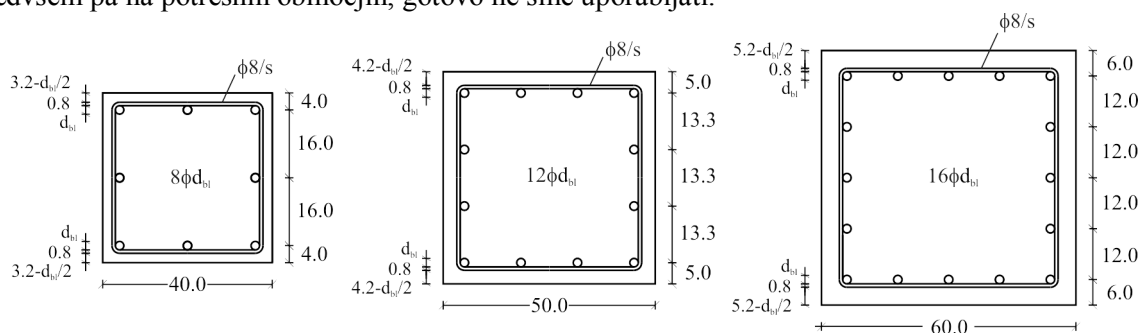
$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c} \quad (6.8)$$

kjer je A_{sl} skupna vzdolžna armatura v prerezu in A_c ploščina prečnega prereza.

Minimalni in maksimalni delež skupne vzdolžne armature v stebrih, projektiranih po EC8, znašata 0.01 in 0.04 (enako za razreda DCM in DCH). Ker smo zaradi omejitve pomikov že v prejšnjem poglavju izločili nekaj najbolj obremenjenih stebrov, delež armature v nobenem od stebrov ne preseže vrednosti 0.04. Nasprotno pa velik del obravnavanih stebrov ne izpolnjuje minimalnega pogoja (preglednica 6.3). V dosedanji gradbeni praksi se je pogosto uporabljala stopnja vzdolžne armature, ki je manjša od minimalne vrednosti po EC8. Zdi se, da je vrednost $\rho_{l,min} = 0.01$ velika, saj tudi stebri z manjšimi deleži izkazujejo dovolj veliko duktilnost. Minimalna armatura bi lahko bila prevelika še zlasti pri stebrih, kjer moramo zaradi zahteve po omejitvi pomikov izbrati prerez večjih dimenzij ($b > 50\text{cm}$). Minimalni delež 1% pri tako velikem prerezu pa predstavlja že precejšnjo količino armature, ki jo za prevzem potresnih sil ne potrebujemo. Zato smo se odločili, da v parametrični študiji obravnavamo dve skupini stebrov, kot smo omenili že v uvodu.

Stebri z računsko potrebno armaturo

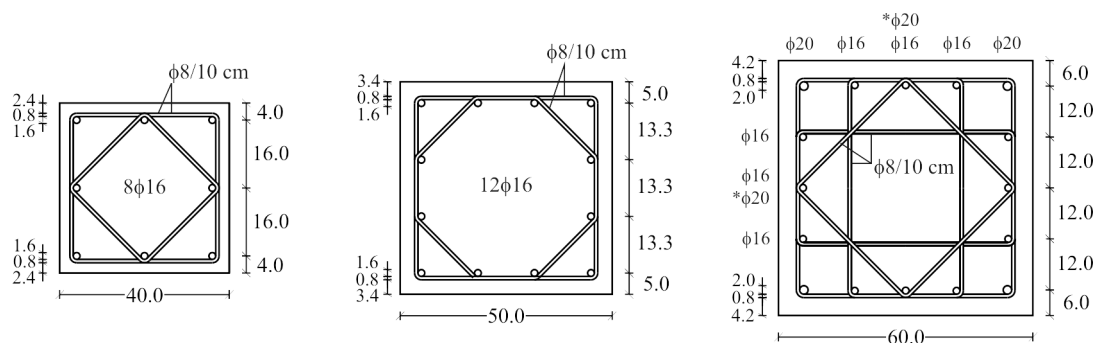
V tej skupini stebrov smo upoštevali le računsko potrebno vzdolžno armaturo. To pomeni, da je delež vzdolžne armature stebrov v večini primerov manjši od 0.01. V preglednici 6.3 so podani premeri armaturnih palic (d_{bl}), ki zagotavljajo računsko potrebno količino armature. V izračunu premerov je upoštevana razvrstitev palic v skladu s sliko 6.2. Premerov palic nismo zaokroževali. S tem smo izločili vir dodatne nosilnosti zaradi zaokroževanja. Čeprav v tej skupini nismo upoštevali zahteve za minimalno armaturo v skladu z EC8, pa smo iz analize vseeno izključili stebre, pri katerih je računsko potrebni delež vzdolžne armature manjši od minimalne vrednosti $\rho_{l,min} = 0.003$, ki je predpisana v nacionalnem dodatku k EC2 (SIST 2005b). Ti stebri so kljub vsemu preveč šibki, zato se jih v praksi, predvsem pa na potresnih območjih, gotovo ne sme uporabljati.



Slika 6.2: Prečni prerezi stebrov z računsko potrebno armaturo
Figure 6.2: Cross-sections of columns with design reinforcement

Stebri z armaturo po EC8

V tem primeru smo v stebrih izbrali minimalni delež vzdolžne armature, kot to določa EC8 ($\rho_{l,min} = 0.01$). Ta delež smo zagotovili z armaturo, ki je prikazana na sliki 6.3. Razporeditev vzdolžnih palic je enaka kot pri skupini z računsko potrebno armaturo in omogoča ustrezno razporeditev stremen, tako da maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami ne preseže 15 cm (zahteva za stebre DCH). Izkaže se, da je minimalni delež armature merodajen v večini primerov, saj smo iz obravnave zaradi omejitve P-delta efektov izločili bolj obremenjene stebre. Izjema sta le dva stebra z največjo maso ($b = 60$ cm, $m = 140-150$ t), pri katerih računsko potrebni delež armature znaša več kot 1% (v teh dveh stebrih štiri palice $\phi 16$ nadomestimo s palicami $\phi 20$, kot je prikazano na sliki 6.3).



* pri prerezih s projektno maso 140 t in 150 t namesto palice $\phi 16$ uporabimo palico $\phi 20$

Slika 6.3: Prečni prerezi stebrov z armaturo po EC8
Figure 6.3: Cross-sections of columns with reinforcement according to EC8

Preglednica 6.3: Vzdolžna in prečna armatura v stebrih – računsko potrebna armaturo

Table 6.3: Longitudinal and transverse reinforcement of the columns – design reinforcement

masa [t]		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
A_{st} [cm ²]	b = 40	6.2	9.5	13.6	19.1	27.3										
	b = 50	5.7	10.2	12.6	15.0	17.5										
	b = 60	3.6	8.9	14.4	16.5	18.3										
d_{bt} [mm]	b = 40	9.9	12.3	14.7	17.4	20.8										
	b = 50	7.8	10.4	11.6	12.6	13.6										
	b = 60	5.3	8.4	10.7	11.4	12.1										
ρ_l	b = 40	0.0039	0.0060	0.0085	0.012	0.017										
	b = 50	0.0023	0.0041	0.0051	0.0060	0.0070										
	b = 60	0.0010	0.0025	0.0040	0.0046	0.0051										
s [cm]	b = 40	25.0	25.0	25.0	25.0	12.8										
	b = 50	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0										
	b = 60	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0										
μ_ϕ	b = 40	34.6	20.2	12.4	8.4	8.0										
	b = 50	23.2	16.9	12.8	10.2	8.0										
	b = 60	19.3	15.7	13.2	11.3	9.9										
ω_{nd}	b = 40	0.037	0.037	0.037	0.037	0.072										
	b = 50	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030										
	b = 60	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026										
ρ_{sh}	b = 40	0.0010	0.0010	0.0010	0.0010	0.0020										
	b = 50	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008										
	b = 60	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007										

A_{st} ...potrebna skupna vzdolžna armatura

d_{bt} ...premer vzdolžne armature

ρ_l ...skupni delež vzdolžne armature

s ...razdalja med stremeni

μ_ϕ ...duktilnost za ukrivljenost

ω_{nd} ...mehanski volumski delež stremen

ρ_{sh} ...delež stremen, ki zagotavlja μ_ϕ po EC8 (glej str. 127)

$\rho_l < 0.01$

$\omega_{nd} < 0.12$

ne obravnavamo

Preglednica 6.4: Vzdolžna in prečna armatura v stebrih – armatura po EC8

Table 6.4: Longitudinal and transverse reinforcement of the columns – reinforcement according to EC8

		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
masa [t]																
$\rho_{l,zag}$	b = 40	0.0101	0.0101	0.0101												
	b = 50	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097	0.0097
	b = 60	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0114*	0.0114*
M_{Rd} [kNm]	b = 40	138.3	153.6	168.4												
	b = 50	269.6	288.4	306.9	306.9	325.0	342.7	359.4								
	b = 60	485.3	507.2	528.9	528.9	550.5	571.6	592.5	613.1	633.5	653.6	673.4	692.9	712.6	753.0*	770.0*
M_d [kNm]	b = 40	68.3	108.5	151.4												
	b = 50	148.0	189.6	229.5	229.5	269.5	311.0	354.8								
	b = 60	254.9	300.5	343.2	343.2	384.3	424.4	464.2	503.9	544.0	584.7	626.2	668.8	712.6	757.9	
$\omega_{vd,par}$	b = 40	0	0	0.022												
	b = 50	0	0	0.008	0.023	0.037	0.052									
	b = 60	0	0	0	0	0.009	0.018	0.028	0.037	0.046	0.055	0.065	0.074	0.083	0.092	
$\omega_{vd,zag}$	b = 40	0.168	0.168	0.168												
	b = 50	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142	0.142
	b = 60	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
$\rho_{sh,zag}$	b = 40	0.0043	0.0043	0.0043												
	b = 50	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036	0.0036
	b = 60	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045	0.0045

h = 40 cm

h = 50 cm

h = 60 cm

h = 60 cm *

$\rho_{l,zag}$...zagotovljeni delež skupne vzdolžne armature
 M_d ...projektni upogibni moment
 M_{Rd} ...projektna upogibna nosilnost
 $\omega_{vd,par}$...potrebni mehanski volumski delež stremen
 $\omega_{vd,zag}$...zagotovljeni mehanski volumski delež stremen
 $\rho_{sh,zag}$...zagotovljeni delež stremen
 $\omega_{vd} < 0.12$
 ne obravnavamo

V preglednici 6.4 sta prikazani projektna obremenitev in projektna nosilnost prereзов z izbrano armaturo. Razlika med njima predstavlja dodatno nosilnost zaradi izbranega minimalnega deleža vzdolžne armature, delno pa tudi zaradi zaokrožitve palic (to velja le za stebra z računsko potrebno armaturo, pri ostalih zaokrožitvah praktično ni). Vidimo, da imajo stebri različno količino dodatne nosilnosti (0-100 %). Najmanj obremenjeni stebri (stebri z manjšo maso) imajo največ dodatne nosilnosti (100 %), pri stebrih z največjo maso pa je dodatna nosilnost zanemarljiva. Enako kot pri skupini z računsko potrebno armaturo, tudi tu nismo obravnavali treh najmanj obremenjenih stebrov (preglednica 6.4). Pri teh stebrih je dodatna nosilnost zelo velika, zato uporaba teh stebrov ni smiselna (namesto teh je bolj smiselno izbrati manjši prerez stebra).

6.1.3 Objetje v kritičnih območjih stebrov

Stebri z armaturo po EC8

Pri določanju obremenitev stebrov smo predpostavili redukcijo potresnih sil $q = 4.5$ (DCH). Skladno s tem moramo v stebrih zagotoviti ustrezno duktilnost. Duktilnost elementov zagotovimo z objetjem betona v kritičnih območjih, pri čemer moramo upoštevati računsko potrebni delež stremen in minimalne zahteve glede armature. V kritičnih območjih stebrov DCH, morata biti izpolnjeni naslednji zahtevi glede maksimalne razdalje med stremenimi (s_{max}) in minimalnega premera stremen ($d_{bw,min}$):

$$\begin{aligned} s_{max} &= \min(b_0/3; 125 \text{ mm}; 6d_{bl,min}) \\ d_{bw,min} &= 0.4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{ydl} / f_{ydw}} \end{aligned} \quad (6.9)$$

Pri tem je f_{ydl} / f_{ydw} razmerje med projektno vrednostjo meje plastičnosti vzdolžne in prečne armature, b_0 minimalna dimenzija betonskega jedra, $d_{bl,min}$ in $d_{bl,max}$ pa maksimalni oziroma minimalni premer vzdolžne armature. Minimalni premer vzdolžne palice v vseh prerezih obravnavane skupine stebrov (slika 6.3) znaša 16 mm. Izkaže se, da ta vrednost določa maksimalno razdaljo med stremenimi v vseh primerih ($s_{max} = 6 \cdot 16 = 9.6$ cm). Za razliko od maksimalne razdalje med stremenimi je minimalni premer stremen odvisen od najdebelejše palice (6.9) in znaša 6.4 mm pri prerezih s stranicama 40 in 50 cm ter 8.0 mm pri prerezu s stranico 60 cm. Glede na te zahteve, v vseh stebrih izberemo stremena $\phi 8/10$ cm (slika 6.3). Pri dokončni izbiri stremen pa moramo upoštevati še zahtevo, ki določa maksimalno razdaljo med podprtima vzdolžnima palicama. Pri stebrih DCH ta razdalja znaša 15 cm, kar pomeni, da moramo vse palice v stebrih podpreti s stremenimi (v skladu s tem določilom smo že prej izbrali ustrezno razporeditev palic). To lahko izvedemo le tako, da v stebrih dimenzij 40 in 50 cm uporabimo dvojna stremena, v stebrih dimenzije 60 cm pa izberemo štiri stremena (slika 6.3). Za izbrana stremena lahko izračunamo mehanski volumski delež stremen:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{prostornina stremen za objetje}}{\text{prostornina objetega betonskega jedra}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (6.10)$$

Rezultati so prikazani preglednici 6.4. Najprej preverimo, če je zagotovljeni mehanski volumski delež stremen večji od minimalnega deleža stremen za stebre DCH ($\omega_{wd,min} = 0.12$), kar je izpolnjeno v vseh primerih. Poleg minimalnih pogojev pa moramo v kritičnih prerezih zagotoviti tudi računsko potrebno duktilnost skladno z redukcijo potresnih sil. Za izbrani faktor obnašanja $q = 4.5$, zahtevana duktilnost za ukrivljenost znaša $\mu_\phi = 2 \cdot 4.5 - 1 = 8$ ($T > T_c$ s v vseh stebrih). Računsko potrebni volumski delež stremen za zagotovitev lokalne duktilnosti lahko določimo s približno enačbo:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (6.11)$$

kjer je α faktor učinkovitosti objetja betonskega jedra; b_0 minimalna dimenzija betonskega jedra (merjena do srednje črte stremen); b_c širina celega prereza; $\varepsilon_{sy,d}$ projektna vrednost deformacije na meji plastičnosti za natezno armaturo; v_d projektna normirana osna sila. Faktor učinkovitosti objetja je največji pri prerezu s stranico 60 cm ($\alpha = 0.68$) in najmanjši pri prerezu s stranico 40 cm ($\alpha = 0.5$). Posledično moramo v stebrih dimenzije 40 cm zagotoviti večji delež stremen kot v stebrih dimenzije 60 cm. Poleg tega je računsko potrebni delež stremen odvisen od normirane osne sile. Prerezi z večjo normirano osno silo so praviloma manj duktilni, kar je potrebno nadomestiti z večjim deležem stremen. Potrebni mehanski volumski delež stremen je prikazan v preglednici 6.4. Vidimo lahko, da je računsko potrebni delež v vseh primerih precej manjši od zagotovljenega deleža, ki smo ga izbrali na podlagi minimalnih pogojev. Potrebni volumski delež stremen je majhen zato, ker je normirana osna sila v stebrih majhna. Stebre z večjo normirano osno silo, kjer bi potencialno rabili večje objetje, smo izločili, ker ne ustrezajo zahtevam po omejitvi P-delta efektov in omejitvi pomikov.

Namesto mehanskega volumskega deleža stremen ω_{wd} , ki se uporablja za določanje objetja, količino stremen večkrat opišemo z deležem stremen ρ_{sh} (ta količina je tudi vhodni podatek v empiričnih enačbah, ki jih uporabljamo v nadaljevanju):

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} \quad (6.12)$$

kjer je A_{sh} skupna ploščina vodoravnih stremen na razdalji s , vzporedno s smerjo obremenjevanja (pri poševnih stremenih se upošteva pripadajoča komponenta). Zagotovljeni deleži ρ_{sh} so podani v preglednici 6.3. Vidimo, da se delež stremen razlikuje le glede na dimenzijo prereza (enako kot ω_{wd}). Razlike so majhne – največji delež ima prerez s stranico 60 cm ($\rho_{sh} = 0.0045$) in najmanjši delež prerez s stranico 50 cm ($\rho_{sh} = 0.0036$).

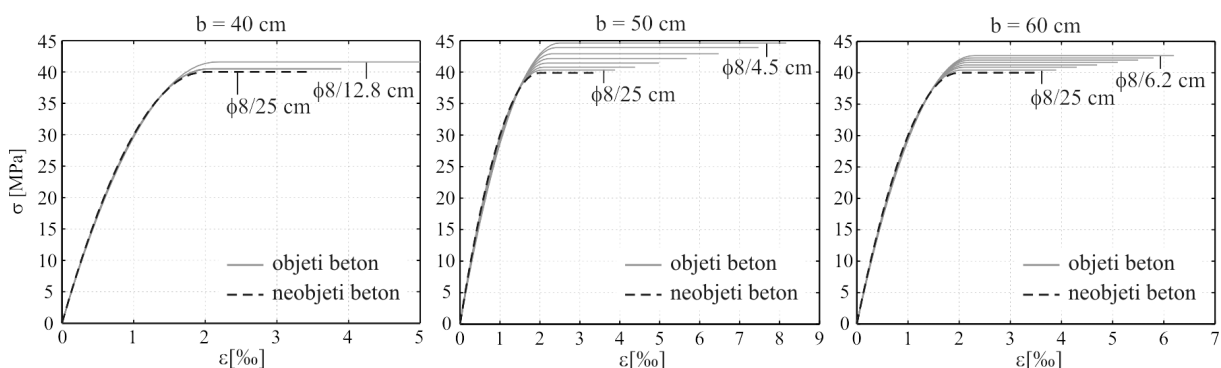
Stebri z računsko potrebno armaturo

Pri stebrih z računsko potrebno armaturo minimalnih zahtev glede armature, kot so: maksimalna razdalja med stremeni, maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami, minimalni premer stremen, nismo upoštevali. Zagotovili pa smo ustrezno duktilnost za ukrivljenost ($\mu_\phi = 8$) v skladu z upoštevanje redukcijo potresnih sil ($q = 4.5$). Namesto približne enačbe (6.11), ki zagotavlja konzervativno količino stremen, smo računski delež stremen določili z analizo ukrivljenosti prereza,

kot to določa EC8. S tem smo iz analize izločili tudi dodatno nosilnost zaradi približnega postopka dimenzioniranja. Duktilnost za ukrivljenost je definirana z razmerjem $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, kjer je ϕ_u mejna ukrivljenost pri mejni tlačni deformaciji betona in ϕ_y ukrivljenost ob začetku tečenja zunanje armature. Najprej smo preverili duktilnost prerezov brez prečne armature. Ugotovili smo, da nekaj stebrov z majhno normirano osno silo stremen za objetje ne potrebuje. V teh primerih smo v stebrih zagotovili minimalno prečno armaturo v skladu z EC2 (CEN 2004b), ki pa je precej manjša od minimalne prečne armature po EC8 (CEN 2004a). V skladu z EC2 medsebojna razdalja palic prečne armature ne sme prekoračiti 40 cm. To vrednost moramo v kritičnih območjih zmanjšati za faktor 0.6, kar pomeni, da je maksimalna razdalja med stremeni ob vpetju enaka 24 cm. V prejšnji skupini stebrov smo upoštevali zahtevo EC8, ki določa maksimalno razdaljo med podprtima vzdolžnima palicama. Zaradi te zahteve smo bili primorani izbrati večje število stremen v stebrih. V stebrih z računsko potrebno armaturo maksimalne razdalje med vzdolžnimi palicami ne upoštevamo. Zato smo v vseh prerezih, ne glede na dimenzijo prereza, uporabili enojna stremena (slika 6.2). Za minimalno prečno armaturo v stebrih smo tako uporabili enojna stremena $\phi 8/25$ cm. Delež stremen pa smo morali v stebrih z večjo normirano osno silo povečati. To smo naredili z zmanjšanjem medsebojne razdalje med stremeni. Števila stremen in premera stremen pri tem nismo povečevali (povsod smo uporabili enojna stremena $\phi 8$). Medsebojno razdaljo med stremeni smo določili z iteracijskim postopkom (hkrati z razdaljo med stremeni se spreminja učinkovitost objetja in delež prečne armature), tako da smo zagotovili ustrezno duktilnost prereza ($\mu_\phi = 8$). Razdalje med stremeni nismo zaokroževali. Mejno ukrivljenost smo izračunali ob upoštevanju povečane tlačne trdnosti in mejne tlačne deformacije objetega betona. Kot bomo pokazali v nadaljevanju (poglavje 6.2), lahko karakteristike objetega betona določimo na več načinov. V fazi projektiranja smo sovisnost med napetostjo in deformacijo opisali z delovnim diagramom za objeti beton po EC2 (CEN 2004b). Ta določa, da za osnovno tlačno trdnost uporabimo karakteristično tlačno trdnost betona, saj so večje trdnosti betona za stremena bolj kritične. Mejna tlačna deformacija objetega betona je v EC2 določena s konzervativno oceno (poglavje 6.2):

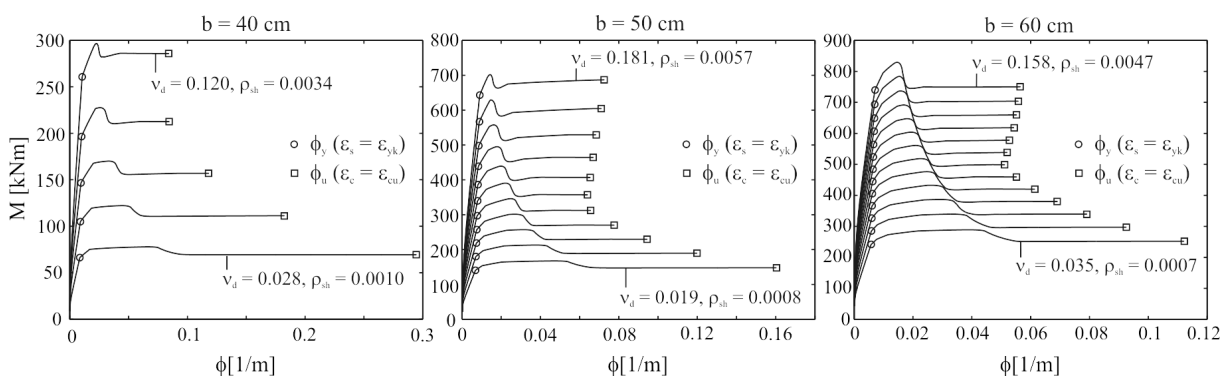
$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad (6.13)$$

kjer je σ_2 efektivna bočna napetost zaradi objetja in f_{ck} karakteristična tlačna trdnost neobjetega betona. Na sliki 6.4 so prikazani delovni diagrami za objeti beton, ki smo jih upoštevali pri analizi duktilnosti prerezov. Vidimo lahko, da ima minimalna prečna armatura ($\phi 8/25$ cm) zanemarljiv učinek na objetje prereza. Ker so v stebrih uporabljena enojna stremena, je učinkovitost objetja v stebrih majhna, zato ponekod potrebujemo precej gosta stremena (izbrana stremena so navedena v preglednici 6.3). Pripadajočo duktilnost prerezov lahko razberemo iz diagramov 6.5 in preglednice 6.3. Vidimo lahko, da imajo stebri z majhno normirano osno silo, kljub minimalni prečni armaturi, veliko duktilnost. Ta je v nekaterih primerih precej večja od računsko potrebne vrednosti $\mu_\phi = 8$. Za stebre z majhno normirano osno silo so sicer značilne velike deformacije v natezni armaturi. V stebri z najmanjšo normirano osno silo končna deformacija v armaturi (t.j. v trenutku, ko je dosežena mejna tlačna deformacija objetega betona) znaša 7 %. V stebrih z računsko potrebnimi stremeni smo razdaljo med stremeni izbrali tako, da je duktilnost natanko enaka 8. To pa ne pomeni, da je mejna ukrivljenost pri teh stebrih povsem enaka, saj se pri stebrih spreminja tudi ukrivljenost na meji tečenja.



Slika 6.4: Projektne diagrame napetosti-deformacije za objeti beton – računsko potrebna armatura

Figure 6.4: Design stress-strain diagrams for confined concrete – design reinforcement



Slika 6.5: Odnosi moment (M) – ukrivljenost (ϕ) za analizo duktilnosti prerezov

Figure 6.5: Moment (M) – curvature (ϕ) relationships for local ductility analysis

V preglednici 6.3 so podani mehanski volumski deleži stremen (ω_{wd}) za izbrano medsebojno razdaljo med stremeni. V večini primerov, z izjemo nekaj stebrov z največjo normirano osno silo, je delež stremen manjši od minimalnega deleža za stebre DCH ($\omega_{wd,min} = 0.12$). Tudi tega minimalnega pogoja v obravnavani skupini stebrov nismo upoštevali. Delež stremen v tej skupini stebrov je tako v primerjavi z deležem v drugi skupini (stebri z armaturo EC8) precej manjši, obe skupini pa predstavljata dve skrajnosti – močno objete in šibko objete stebre.

Naj omenim še, da je izbrana razdalja med stremeni pri nekaterih stebrih precej majhna. Kot vidimo, smo morali pri stebri z največjo normirano osno silo stremena zelo zgostiti ($s = 4.5$ cm), da smo zagotovili ustrezno objetje. Izvedba tako gostih stremen je težka, zato bi se v praksi najverjetneje odločili za drugačno rešitev, kjer bi delež stremen povečali z večjim številom stremen ali z večjimi prerezi stremen. Kljub temu smo se odločili, da števila stremen in prerezov stremen ne bomo spreminjali. Razdalja med stremeni namreč ni bistvena v numeričnem modelu konstrukcije. V tem modelu vpliv objetja upoštevamo posredno z deležem prečne armature ρ_{sh} , medtem ko debelina stremen d_{bw} in razdalja med stremeni s v modelu eksplicitno ne nastopata (izjema je parameter λ , ki opisuje količino histerezne energije in je odvisen od razdalje s). Deleži prečne armature ρ_{sh} so podani v preglednici 6.3.

6.1.4 Prečna armatura za prevzem strižnih sil

V prejšnjem poglavju smo določili prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov z namenom zagotovitve ustrezne duktilnosti stebrov. V eni skupini stebrov smo upoštevali le računsko potrebno armaturo za zagotovitev objeta, v drugi skupini pa smo upoštevali tudi vse minimalne zahteve v skladu z EC8. Preveriti moramo še, če izbrana prečna armatura v obeh skupinah stebrov zadošča tudi za prevzem prečnih sil. Projektno prečno silo v stebrih (V_{CD}) izračunamo po metodi načrtovanja nosilnosti. Razporeditev momentov po konzoli je trikotna, zato:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{h} \quad (6.14)$$

kjer je γ_{Rd} faktor dejanske povečane nosilnosti, ki znaša 1.3 za stebre DCH, h višina stebra, M_{Rd} pa projektna upogibna nosilnost prereza. Moment M_{Rd} je pri stebrih z računsko potrebno armaturo enak projektni obremenitvi M_d , pri stebrih z armaturo po EC8 pa so upogibne nosilnosti nekoliko večje, saj imajo stebri dodatno nosilnost zaradi minimalne vzdolžne armature. Posledično so projektne prečne sile v tej skupini stebrov nekoliko večje (primerjaj preglednici 6.5 in 6.6). Velikost projektnih strižnih sil je navzgor omejena s prečno silo V_e , ki jo izračunamo na podlagi elastičnega spektra odziva S_e pri nihajnem času T :

$$V_e = S_e(T) \cdot m \quad (6.15)$$

Vidimo, da ta vrednost v nobenem izmed stebrov ni merodajna. Vrednosti projektnih prečnih sil so majhne, kar je značilno za vitke stebre.

Pri preverjanju strižne odpornosti najprej preverimo strižno odpornost stebrov brez strižne armature ($V_{Rd,c}$). Ta je določena na podlagi enačbe EN-1992-1-1 6.2.2(1):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (6.16)$$

z najmanjšo vrednostjo:

$$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.17)$$

Pri tem je

$v_{\min} = 0.035 k^{2/3} f_{ck}^{1/2}$... f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa]
$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$... d statična višina v mm
$\rho_l = A_{sl} / b_w d < 0.02$... A_{sl} ploščina prereza natezne armature
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$... v [MPa]
b_w	... najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza [mm]
N_{Ed}	... osna sila prereza ($N_{Ed} > 0$ za tlak)
A_c	... ploščina prečnega prereza betona [mm ²]
$V_{Rd,c}$... v [N]
$k_1 = 0.15$... koeficient – priporočena vrednost
$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$... koeficient – priporočena vrednost

Preglednica 6.5: Projektne prečne sile in strižna odpornost – računsko potrebna armatura

Table 6.5: Design shear forces and shear resistance – design reinforcement

masa [t]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
V_{CD} [kN]	b = 40	17.8	28.2	39.4	52.9	70.6									
	b = 50		38.5	49.3	59.7	70.1	80.9	92.3	104.5	117.9	132.6	149.2	168.1		
	b = 60			66.3	78.1	89.2	99.9	110.3	120.7	131.0	141.4	152.0	162.8	173.9	185.3
V_{ed} [kN]	b = 40	55.4	78.4	96.0	110.8	123.9									
	b = 50		122.5	150.0	173.2	193.6	212.1	229.1	244.9	259.8	273.8	287.2	300.0		
	b = 60			216.0	249.4	278.8	305.4	329.9	352.7	374.1	394.3	413.6	432.0	449.6	466.6
$V_{Rd,c}$ [kN]	b = 40	57.9	67.9	77.2	87.4	98.8									
	b = 50		88.5	96.2	102.7	109.1	115.5	122.3	129.7	137.5	146.1	155.1	164.9		
	b = 60			122.3	129.2	134.9	140.2	145.4	150.3	155.1	160.3	165.3	170.2	175.4	181.0
$V_{Rd,c,min}$ [kN]	b = 40	75.1	76.4	77.7	79.1	80.4									
	b = 50		110.2	111.6	112.9	114.2	115.5	116.9	118.2	119.5	120.8	122.2	123.5		
	b = 60			150.9	152.2	153.6	154.9	156.2	157.5	158.9	160.2	161.5	162.8	164.1	165.5
$V_{Rd,c}^*$ [kN]	b = 40	75.1	76.4	77.7	78.4	78.8									
	b = 50		110.2	111.6	112.9	114.2	115.5	122.3	129.7	137.5	146.1	155.1	164.9		
	b = 60			150.9	152.2	153.6	154.9	156.2	157.5	158.9	160.3	165.3	170.2	175.4	181.0
$V_{Rd,s}$ [kN]	b = 40	56.3	56.3	56.3	84.5	163.4									
	b = 50		70.4	70.4	70.4	70.4	70.4	140.9	202.5	264.1	343.4	422.6	493.0		
	b = 60			88.7	88.7	88.7	88.7	88.7	88.7	101.4	152.1	202.9	253.6	304.3	355.0



V_{CD} ...projektna prečna sila določena po metodi načrtovanja nosilnosti
 $V_{d,ed}$...projektna prečna sila določena iz elastičnega spektra odziva
 $V_{Rd,c}$...projektna strižna odpornost brez strižne armature
 $V_{Rd,c,min}$...minimalna vrednost projektne strižne odpornosti brez strižne armature
 $V_{Rd,c}^*$...projektna strižna odpornost brez strižne armature ob upoštevanju minimalne vrednosti
 $V_{Rd,s}$...projektna prečna sila, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura (za zagotovljen delež stremen ob vpetju)

$V_{Rd,c}^* < V_{CD}$
 ne obravnavamo

Preglednica 6.6: Projektne prečne sile in strižna odpornost – armaturo po EC8
Table 6.6: Design shear forces and shear resistance – reinforcement according to EC8

masa [t]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
V_{CD}	36.0	39.9	43.8												
$V_{d,el}$ [kN]		70.1	75.0	79.8	84.5	89.1	93.4								
V_{el} [kN]			126.2	131.9	137.5	143.1	148.6	154.0	159.4	164.7	169.9	175.1	180.2	195.8	200.2
$V_{rd,c}$ [kN]		55.4	78.4	96.0											
		122.5	150.0	173.2	193.6	212.1	229.1								
		216.0	249.4	278.8	305.4	329.9	352.7	374.1	394.3	413.6	432.0	449.6	466.6	483.0	
$V_{rd,c}^{*}$ [kN]		78.8	80.1	81.4											
		119.1	120.5	121.8	123.1	124.4	125.8								
		170.5	171.9	173.2	174.5	175.8	177.2	178.5	179.8	181.1	182.5	183.8	191.7	193.0	
$V_{rd,c,min}$ [kN]		75.1	76.4	77.7											
		110.2	111.6	112.9	114.2	115.5	116.9								
		150.9	152.2	153.6	154.9	156.2	157.5	158.9	160.2	161.5	162.8	164.1	165.5	166.8	
$V_{rd,c}^{**}$ [kN]		78.8	80.1	81.4											
		119.1	120.5	121.8	123.1	124.4	125.8								
		170.5	171.9	173.2	174.5	175.8	177.2	178.5	179.8	181.1	182.5	183.8	191.7	193.0	
$V_{rd,s}$ [kN]		242.3	242.3	242.3											
		317.0	317.0	317.0	317.0	317.0	317.0								
		570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5	570.5

V_{CD} ...projektna prečna sila določena po metodi načrtovanja nosilnosti
 $V_{d,el}$...projektna prečna sila določena iz elastičnega spektra odziva
 V_{el} ...projektna strižna odpornost brez strižne armature
 $V_{rd,c,min}$...minimalna vrednost projektne strižne odpornosti brez strižne armature
 $V_{rd,c}^{*}$...projektna strižna odpornost brez strižne armature ob upoštevanju minimalne vrednosti
 $V_{rd,s}$...projektna prečna sila, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura (stremena $\phi 8/9.5$ cm)

 $V_{rd,c}^{*} < V_{CD}$
 ne obravnavamo

Vrednosti strižne odpornosti stebrov brez strižne armature so podane v preglednicah 6.5 in 6.6. Vrednosti so spet nekoliko večje pri stebrih projektiranih po EC8, saj je $V_{Rd,c}$ v skladu z enačbo (6.16) odvisna od deleža vzdolžne armature s stebrom. Izkaže se, da so strižne odpornosti stebrov brez strižne armature v večini primerov večje od projektnih obremenitev. V obeh skupinah stebrov sta le dva primera, kjer velja $V_{Rd,c} < V_{CD}$. V teh primerih moramo strižno odpornost zagotoviti s strižno armaturo. Strižno silo, ki jo prenese plastificirana strižna armatura določimo z enačbo (enačba velja za stremena pod kotom 90°):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \quad (6.18)$$

kjer je z ročica notranjih sil ($z \approx 0.9 \cdot d$) in f_{ywd} projektna vrednost meje plastičnosti prečne armature. V preglednicah 6.5 in 6.6 so podane vrednosti $V_{Rd,s}$ za prečno armaturo, ki smo jo izbrali v prejšnjem poglavju. Pri stebrih z armaturo po EC8 so odpornosti vseh stebrov približno enake in precej večje od projektnih obremenitev. Nasprotno pa se delež prečne armature pri stebrih z računsko potrebno armaturo spreminja in je v nekaterih primerih, kjer smo izbrali minimalno prečno armaturo ($\phi 8/25$), manjši od projektnih strižnih sil ($V_{Rd,s} < V_{CD}$). Kljub temu v teh stebrih ni potrebno povečati deleža stremen saj strižno obremenitev tu prevzame betonski element brez upoštevanja strižne armature ($V_{Rd,c} > V_{CD}$).

6.1.5 Dimenzioniranje – ugotovitve

1. Pri vseh stebrih realnih enoetažnih armiranobetonskih hal je pri izboru dimenzije prereza odločilna zahteva po omejitvi vplivov P-delta (hkrati s tem pa tudi zahteva po omejitvi pomikov). Tako lahko steber s stranico 40 cm obremenimo z maksimalno maso 30 t, steber dimenzije 50 cm z maso 70 t, in steber dimenzije 60 cm z maso 150 t. P-delta efekti v obravnavanih halah so veliki predvsem zaradi velike deformabilnosti stebrov in majhne računske prečne sile (glej enačbo 8.3). Pri stebrom z majhno računsko prečno silo je namreč relativni vpliv osne sile na upogibni moment ob vpetju večji kot pri stebrom z veliko računsko prečno silo. Kljub velikim vplivom P-delta pa so normirane osne sile majhne, precej manjše od maksimalnih dovoljenih vrednosti za stebre DCH ($v_{d,max} = 0.55$).
2. Ker vplivi P-delta in pomiki določajo relativno velike dimenzije prereza (glej točko zgoraj), z velikimi ročicami notranjih sil, je računsko potrebna vzdolžna armatura v stebrih majhna. Tako za prevzem računskega upogibnega momenta največkrat zadošča že minimalni delež skupne vzdolžne armature, ki ga za stebre predpisuje EC8, t.j. $\rho_l = 0.01$. Pri tem se pojavi vprašanje ali je enoetažne montažne hale sploh smiselno projektirati za visoko stopnjo duktilnosti (DCH), če je na koncu tako in tako merodajna minimalna vzdolžna armatura. Iz ekonomskega stališča se seveda to ne izplača, ker so zahteve pri projektiranju za stopnjo duktilnosti DCH strožje kot pri projektiranju za srednjo stopnjo duktilnosti DCM. Če na primer konstrukcijo dimenzioniramo za obe stopnji duktilnosti – DCH in DCM ter v obeh primerih dobimo enako količino vzdolžne armature, potem raje izberemo konstrukcijo DCM,

kjer v stebrih potrebujemo manjši delež stremen v kritičnih območjih ob vpetju. Pač pa projektiranje za DCH zagotavlja dodatno nosilnost v primeru, ko je prekoračen projektni pospešek temeljnih tal.

3. Delež računsko potrebnih stremen v kritičnih območjih stebrov je odvisen od izbrane stopnje duktilnosti in normirane osne sile. Slednja je pri vseh stebrih projektiranih po EC8 majhna, saj smo stebre z večjimi normiranimi osnimi silami izločili, ker ne ustrezajo zahtevam po omejitvi pomikov in P-delta efektov ($\Theta_d > 0.3$). Posledično je pri vseh stebrih, ki jih projektiramo po EC8, računsko potrebni volumski delež stremen manjši od minimalnega volumskega deleža stremen za DCH ($\omega_{d,min} = 0.12$). Še bolj kot minimalni delež stremen pa so pri stebrih DCH kritične konstrukcijske zahteve, ki se nanašajo na maksimalno razdaljo med stremeni, minimalni premer stremen in maksimalno razdaljo med vzdolžnimi, s stremeni podprtimi palicami. Če želimo izpolniti zadnjo zahtevo, moramo v prerezih izbrati večje število stremen (pri prerezih dimenzij 40 in 50 cm dvojno streme, pri prerezu dimenzije 60 cm pa celo 4 stremena), to pa v kombinaciji z majhno medsebojno razdaljo med stremeni in velikim premerom stremen pomeni velik delež prečne armature. V vseh stebrih projektiranih po EC8 (za stopnjo duktilnosti DCH), torej delež prečne armature narekujejo našeti konstrukcijski pogoji.
4. Projektne strižne sile v stebrih, izračunane po metodi načrtovane nosilnosti, so majhne, kar je tipično za vitke stebre. Izkaže se, da so že strižne odpornosti stebrov brez strižne armature ($V_{Rd,c}$) v večini primerov večje od projektnih strižnih sil (V_{CD}), zato v stebrih ni potrebna strižna armatura. V nekaj stebrih, kjer je $V_{Rd,c} < V_{CD}$, pa prečna armatura, ki je potrebna za zagotovitev duktilnosti (glej zgornji odstavek), več kot zadošča za prevzem projektnih prečnih sil.

Tekom dimenzioniranja smo iz celotne množice izločili nekaj stebrov, ki so šrafirani v preglednicah 6.3-6.6. V obeh skupinah smo iz študije izključili najmanj obremenjene stebre z računskim deležem vzdolžne armature manjšim od 0.003. Stebri s tako majhnimi deleži vzdolžne armature niso dovoljeni niti po splošnih pravilih EC2, če pa namesto računsko potrebne armature izberemo minimalno armaturo po EC8 ($\rho_{l,min} = 0.01$), stebri niso ekonomični. Nadalje smo pri stebrih, pri katerih upoštevamo vse zahteve EC8, izločili stebre, pri katerih P-delta efekti presegajo maksimalno dovoljeno vrednost po EC8 ($\Theta_d > 0.3$). Ta kriterij smo pri drugi skupini stebrov rahlo spustili in iz študije izključili le stebre z vrednostmi $\Theta_d > 0.5$. Zaradi tega je skupina stebrov z računsko potrebno armaturo nekoliko večja od skupine stebrov, ki so projektirani strogo po EC8. V skupini stebrov z računsko potrebno armaturo tako obravnavamo 5 stebrov dimenzije 40 cm ($m = 10-50$ t), 11 stebrov dimenzije 50 cm ($m = 20-120$ t) in 15 stebrov dimenzije 60 cm ($m = 30-150$ t). V skupini z armaturo po EC8 pa obravnavamo 3 stebre dimenzije 40 cm ($m = 10-30$ t), 6 stebrov dimenzije 50 cm ($m = 20-70$ t) in 15 stebrov dimenzije 60 cm ($m = 30-150$ t). Vidimo, da se intervali obravnavanih mas pri stebrih različnih dimenzij večinoma izključujejo. Vsem prerezom so skupne le mase 30-50 t (stebri z računsko potrebno armaturo) oziroma 40 t (stebri z armaturo po EC8).

6.2 Modeliranje stebrov (nelinearna dinamična analiza)

6.2.1 Standardni pol-analitični pristop

Stebre za vse izbrane variante hal smo najprej modelirali s standardno metodo, ki je kombinacija analitičnega izračuna ukrivljenosti prereza in empiričnih izrazov za določitev ekvivalentne dolžine plastičnega členka (poglavje 3). Pri modeliranju smo upoštevali srednje karakteristike materialov (t.j. srednjo tlačno trdnost betona, srednjo mejo tečenja, srednjo natezno trdnost armature) in objetje betonskega jedra. S tem smo se želeli čimbolj približati dejanskemu stanju in oceniti »dejansko« kapaciteto konstrukcij. Faktor obnašanja q , v skladu s konceptom EC8 (Fardis, et al. 2005), predstavlja razmerje med »dejansko« in računsko (projektno) kapaciteto konstrukcije. Če torej želimo faktor obnašanja ovrednotiti, moramo računsko kapaciteto konstrukcije primerjati s kapaciteto modela, v katerem upoštevamo dodatno nosilnost zaradi »dejanskih« karakteristik materiala.

Objetje betonskega jedra smo definirali z Manderjevim materialnim modelom (Mander, et al. 1988), ki predvideva povečanje tlačne trdnosti in mejne deformacije objetege betona. Obe karakteristiki sta odvisni večjega števila parametrov, predvsem pa od deleža prečne armature (stremen) in učinkovitosti objetja. Slednja med drugim določa način porušitve objetege betonskega elementa. Pri betonskem elementu z gostimi stremeni lahko predpostavimo, da deluje reakcija na beton enakomerno vzdolž celotnega kritičnega območja. Mejno stanje tako nastopi šele ob natezni porušitvi stremen, ko se naredi prostor za deformiranje betona v prečni smeri. Ustrezno mejno deformacijo določimo tako, da energijo, ki jo absorbira prečna armatura, prenesemo na energijsko kapaciteto objetege betona. Od tu izhaja naslednja enačba za mejno deformacijo objetege betona (Paulay in Priestley 1992):

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su} / f'_{cc} \quad (6.19)$$

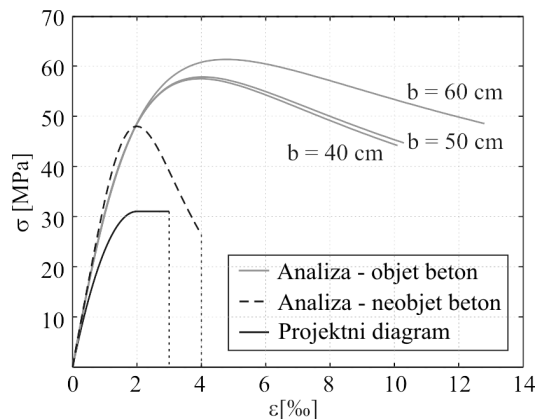
Pri tem je ε_{cu} mejna deformacija neobjetege betona (upoštevali smo vrednost $\varepsilon_{cu} = 0.004$), ρ_s volumski delež stremen, ε_{su} mejna deformacija jekla, f_{yh} meja tečenja prečne armature in f'_{cc} tlačna trdnost objetege betona (Mander, et al. 1988).

Mejno stanje pa lahko v nekaterih primerih nastopi tudi pred porušitvijo stremen. To se zgodi v primeru, če je razdalja med stremeni prevelika. V takem primeru reakcija prečne armature na beton ni enakomerna, temveč se na vmesni razdalji med stremeni precej zmanjša. Mejno stanje tako nastopi zaradi porušitve betona na vmesni razdalji med stremeni. Tlačna deformacija pri kateri se beton poruši pa je do neke mere vseeno povečana zaradi triosnega napetostnega stanja. To lahko upoštevamo z enačbo po EC2, ki predvideva povečanje deformacije sorazmerno z bočno napetostjo zaradi objetja (enak izraz smo upoštevali že pri kontroli duktilnosti v poglavju 6.1.3):

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_c \quad (6.20)$$

Pri tem je σ_2 efektivna bočna napetost zaradi objetja in f_c tlačna trdnost neobjetege betona (upoštevali smo srednjo tlačno trdnost $f_{cm} = 48$ MPa).

V vseh primerih smo mejno deformacijo objetega betona določili za oba načina porušitve. Izkaže se, da sta oceni približno enaki, kadar je delež prečne armature velik in je objetje učinkovito, precej pa se razlikujeta v primerih z majhnimi deleži prečne armature in majhno učinkovitostjo objetja. To je še posebej očitno pri stebrih z minimalno prečno armaturo $\phi 8/25$ cm, kjer so vrednosti deformacij (6.19) močno precenjene. V vseh primerih so merodajne vrednosti, ki jih dobimo z enačbo (6.20).

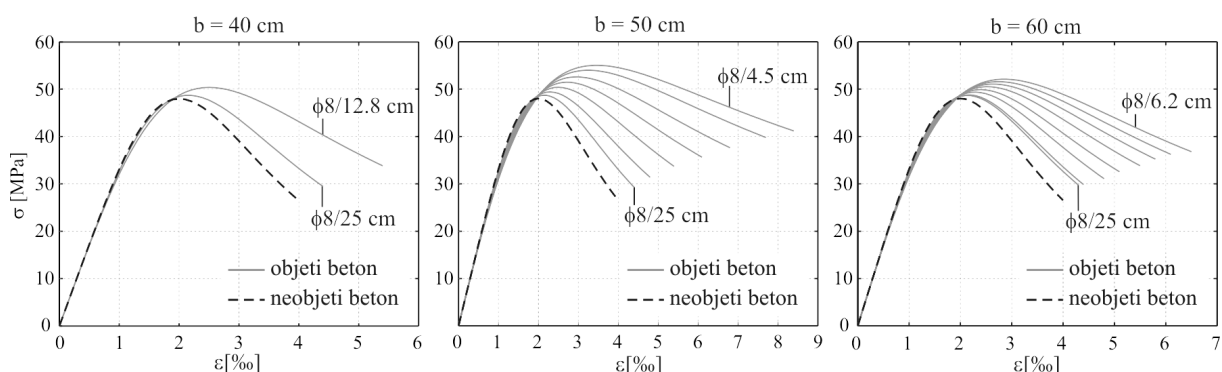


Slika 6.6: Diagrami napetosti–deformacije za beton – armatura po EC8
Figure 6.6: Stress–strain diagrams for the concrete – reinforcement according to EC8

Pri stebrih z armaturo po EC8 sta delež prečne armature in učinkovitost objetja odvisna le od izbranega prečnega prereza. Delež prečne armature v stebrih znaša $\rho_{sh} = 0.0036–0.0045$, učinkovitost objetja pa je enaka $\alpha = 0.50–0.69$. Na sliki 6.6 so prikazani diagrami za vse tri prereze. Za primerjavo je na sliki izrisan tudi delovni diagram betona, ki smo ga uporabili pri načrtovanju vzdolžne armature v stebrih. Opazimo lahko veliko razliko v nosilnosti in duktilnosti.

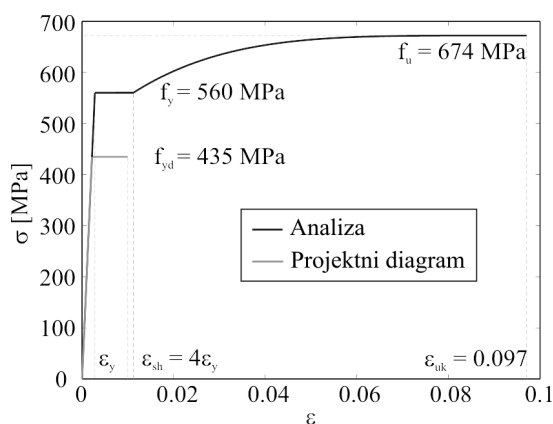
Za stebre z računsko potrebno armaturo je značilen veliko večji razpon v deležu prečne armature ($\rho_{sh} = 0.0007–0.0045$) in učinkovitosti objetja ($\alpha = 0.2–0.34$). Posledično se sovisnosti med napetostjo in deformacijo za objeti beton precej razlikujejo. Na sliki 6.7 vidimo, kako se z zmanjšanjem razdalje med stremeni povečuje mejna tlačna deformacija in tlačna trdnost objetega betona. Vidimo tudi, da ima minimalna prečna armatura ($\phi 8/25$ cm) zanemarljivo majhen učinek na tlačno trdnost in mejno deformacijo objetega betona. Diagrame 6.6 lahko primerjamo z delovnimi diagrami 6.4, na podlagi katerih smo preverili računsko duktilnost prerezov. Opazimo lahko predvsem večjo nosilnost, ki je posledica uporabe srednje tlačne trdnosti betona (pri analizi duktilnosti smo uporabili karakteristično vrednost).

Srednje karakteristike jekla smo določili na podlagi 3600 meritev armaturnih palic kvalitete B 500 (ZAG 2008). Srednja meja elastičnosti znaša $f_y = 560$ MPa, kar je 11 % več od karakteristične vrednosti. Ostali podatki so: srednja natezna trdnost $f_u = 674$ MPa (torej $f_u/f_y \approx 1.2$), srednja deformacija pri največji obremenitvi $\epsilon_u = 9.7$ %. Iz teh podatkov smo sestavili diagram napetost–deformacija za armaturo, ki je prikazan na sliki 6.7 (med deformacijama ϵ_y in $4 \cdot \epsilon_y$ smo predpostavili raven plato; ϵ_y je deformacija na meji tečenja). Na sliki je prikazan tudi delovni diagram, ki smo ga upoštevali pri dimenzioniranju vzdolžne armature. Opazimo lahko veliko razliko tako v nosilnosti kot v duktilnosti.



Slika 6.7: Diagrami napetosti–deformacije za beton – računsko potrebna armaturo

Figure 6.7: Stress–strain diagrams for the concrete – design reinforcement

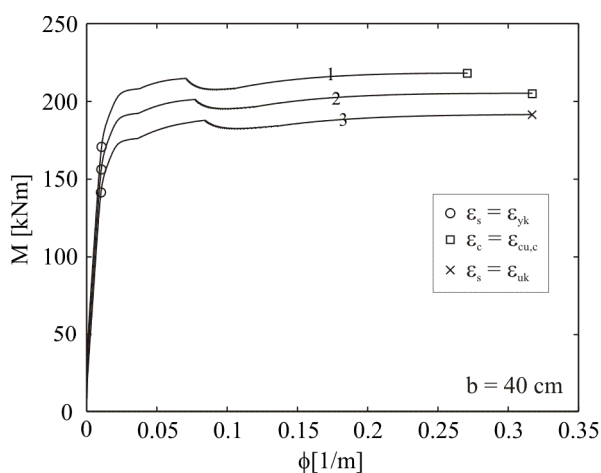


Slika 6.8: Diagram napetosti–deformacije za armaturno jeklo

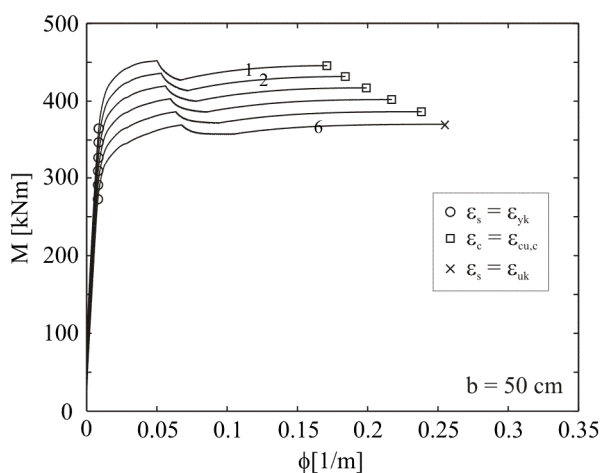
Figure 6.8: Stress–strain diagram for the reinforcing steel

Na podlagi konstitutivni zvez 6.6-6.8 lahko iz pogoja ravnotežja prereza določimo sovisnosti med momentom in ukrivljenostjo (sliki 6.9 in 6.10). Na krivuljah so označene točke na meji tečenja, ki sovpadajo z začetkom tečenja najbolj oddaljene armature in mejne točke, ki so odvisne od mejnih deformacij objetega betona in jekla. V večini primerov so merodajne mejne deformacije objetega betona ($\epsilon_{uc,c}$), izjema so le stebri z majhno normirano osno silo in velikim deležem prečne armature (t.j. stebri z armaturo po EC8 in majhno normirano osno silo), kjer je merodajna mejna deformacija armature.

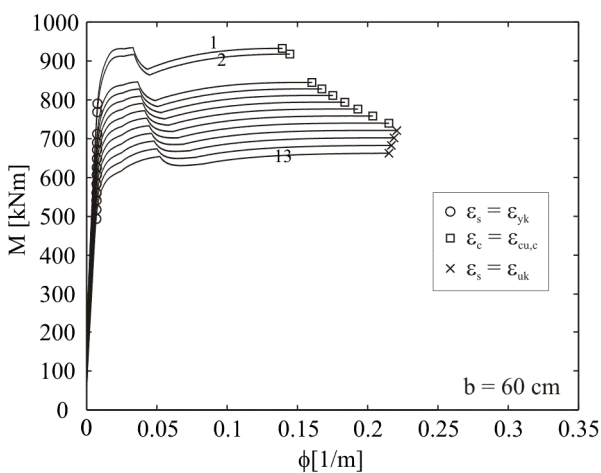
Na sliki 6.9 so prikazane krivulje za stebre z armaturo po EC8. Za te stebre so značilni približno enaki deleži vzdolžne ($\rho_l \approx 0.01$) in prečne armature ($\rho_{sh} = 0.0036-0.0045$), zato so karakteristike stebrov (z enakimi prečnimi prerezi) odvisne predvsem od normirane osne sile. Normirana osna sila povečuje nosilnost in zmanjšuje duktilnost prerezov (izjema so stebri z najmanjšo normirano osno silo, kjer je kritična mejna deformacija v armaturi). Pri dveh stebrih dimenzije 60 cm lahko opazimo neenakomerno povečanje nosilnosti (stebra z oznakama 1 in 2 na sliki 6.9). Ta dva stebra imata v primerjavi z ostalimi nekoliko večji delež vzdolžne armature ($\rho_l = 0.011$).



	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.041	0.010	0.0043	0.0106	0.271
2	0.028	0.010	0.0043	0.0104	0.317
3	0.015	0.010	0.0043	0.0102	0.317



	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.060	0.010	0.0036	0.0086	0.171
2	0.052	0.010	0.0036	0.0085	0.184
3	0.044	0.010	0.0036	0.0083	0.199
4	0.035	0.010	0.0036	0.0082	0.217
5	0.027	0.010	0.0036	0.0081	0.238
6	0.019	0.010	0.0036	0.0080	0.255

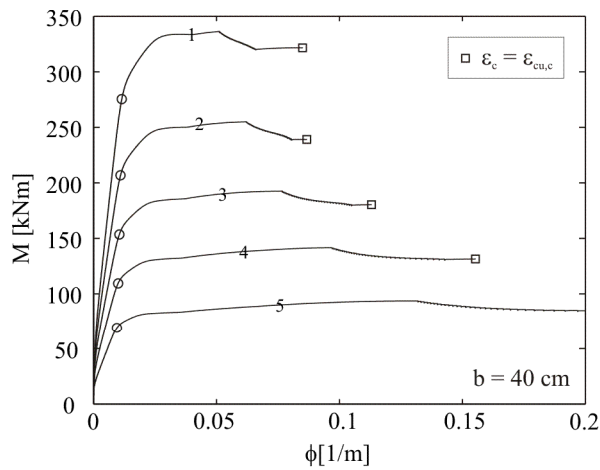


	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.088	0.011	0.0045	0.0077	0.139
2	0.082	0.011	0.0045	0.0076	0.145
3	0.076	0.010	0.0045	0.0075	0.160
4	0.071	0.010	0.0045	0.0074	0.167
5	0.065	0.010	0.0045	0.0074	0.175
6	0.059	0.010	0.0045	0.0073	0.184
7	0.054	0.010	0.0045	0.0072	0.193
8	0.048	0.010	0.0045	0.0072	0.204
9	0.042	0.010	0.0045	0.0071	0.215
10	0.037	0.010	0.0045	0.0070	0.221
11	0.031	0.010	0.0045	0.0070	0.219
12	0.025	0.010	0.0045	0.0069	0.217
13	0.020	0.010	0.0045	0.0068	0.215

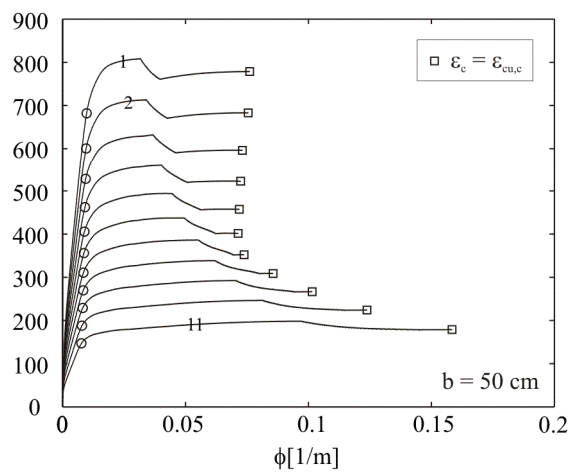
v ... normirana osna sila
 ρ_l ... skupni delež vzdolžne armature
 ρ_{sh} ... delež prečne armature

ϕ_y ... ukrivljenost v začetku tečenja
 ϕ_u ... mejna ukrivljenost

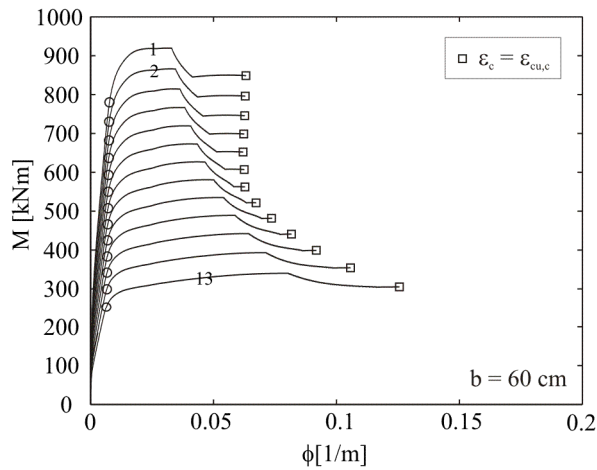
Slika 6.9: Odnosi moment (M)–ukrivljenost (ϕ) – armatura po EC8
 Figure 6.9: Moment (M)–curvature (ϕ) relationships – reinforcement according to EC8



	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.067	0.017	0.0020	0.0115	0.085
2	0.054	0.012	0.0010	0.0110	0.087
3	0.041	0.009	0.0010	0.0105	0.113
4	0.028	0.006	0.0010	0.0100	0.155
5	0.015	0.004	0.0010	0.0095	0.240



	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.101	0.022	0.0045	0.0098	0.076
2	0.093	0.018	0.0039	0.0096	0.076
3	0.084	0.015	0.0030	0.0094	0.073
4	0.076	0.013	0.0024	0.0091	0.072
5	0.068	0.011	0.0018	0.0089	0.072
6	0.060	0.009	0.0012	0.0087	0.071
7	0.052	0.008	0.0008	0.0085	0.074
8	0.044	0.007	0.0008	0.0084	0.086
9	0.035	0.006	0.0008	0.0082	0.102
10	0.027	0.005	0.0008	0.0079	0.124
11	0.019	0.004	0.0008	0.0077	0.158



	v	ρ_l	ρ_{sh}	ϕ_y [1/m]	ϕ_u [1/m]
1	0.088	0.011	0.0027	0.0077	0.063
2	0.082	0.010	0.0024	0.0076	0.063
3	0.076	0.010	0.0021	0.0075	0.063
4	0.071	0.009	0.0018	0.0074	0.063
5	0.065	0.008	0.0014	0.0073	0.062
6	0.059	0.008	0.0011	0.0072	0.063
7	0.054	0.007	0.0007	0.0071	0.063
8	0.048	0.007	0.0007	0.0070	0.067
9	0.042	0.006	0.0007	0.0069	0.074
10	0.037	0.006	0.0007	0.0068	0.082
11	0.031	0.005	0.0007	0.0067	0.092
12	0.025	0.005	0.0007	0.0066	0.106
13	0.020	0.004	0.0007	0.0064	0.126

v ... normirana osna sila

ρ_l ... skupni delež vzdolžne armature

ρ_{sh} ... delež prečne armature

ϕ_y ... ukrivljenost v začetku tečenja

ϕ_u ... mejna ukrivljenost

Slika 6.10: Odnosi moment (M)–ukrivljenost (ϕ) – računsko potrebna armatura

Figure 6.10: Moment (M)–curvature (ϕ) relationships – design reinforcement

Za razliko od stebrov z armaturo po EC8, je za stebre z računsko potrebno armaturo značilen velik razpon v deležih vzdolžne in prečne armature (to velja tudi za stebre z enakimi dimenzijami). Ker stebri nimajo dodatne nosilnosti zaradi minimalne armature, so nosilnosti stebrov z računsko potrebno armaturo manjše, enako pa velja tudi za duktilnosti (pazi – pomembno je da primerjamo prereze z enako normirano osno silo, saj je v skupini z računsko potrebno armaturo več stebrov). Zveze moment–ukrivljenost na sliki 6.10 so podobne zvezam, ki smo jih uporabili za analizo duktilnosti prerezov v poglavju 6.1.3 (slika 6.5). Opazna pa je razlika v nosilnosti, ki izhaja iz srednjih vrednosti materialov (betona in jekla), medtem ko so mejne ukrivljenosti in duktilnosti približno enake. Enako kot v diagramih 6.5 velja, da so duktilnosti prerezov z računsko potrebno prečno armaturo dokaj konstantne. Pri prerezih z zelo majhno normirano osno silo pa so duktilnosti, kljub zanemarljivo majhnemu deležu prečne armature, zelo velike.

V naslednjem koraku določimo povprečne zasuke stebrov. Zasuke izračunamo z dvojnimi integriranjem ukrivljenosti vzdolž elementov. Pri zasuku na meji tečenja predpostavimo linearno razporeditev momentov in ukrivljenosti. V skladu z umerjenim numeričnim modelom (poglavje 3), analitični komponenti zaradi upogiba prištejemo še empirični komponenti zaradi zdrsa armature in strižnih deformacij (enačba 5.8).

Pri mejnem zasuku predpostavimo idealiziran potek ukrivljenosti s konstantno vrednostjo plastičnega dela ukrivljenosti vzdolž ekvivalentne dolžine plastičnega članka. V poglavju 3 smo obravnavali različne empirične izraze za določitev ekvivalentnih dolžin plastičnih členkov. Uporabili smo osnovno enačbo, ki jo predlagata Paulay in Priestley (1992):

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (6.21)$$

pri tem je l višina stebra; d_b premer vzdolžne armature; f_y meja tečenja jekla v MPa; in modificirano enačbo, ki eksplicitno upošteva razmerje med mejno trdnostjo in trdnostjo na meji tečenja:

$$l_p = kl + 0.022d_b f_y \quad \text{kjer je } k = 0.2 \cdot (f_u/f_y - 1) > 0.08 \quad (6.22)$$

kar pomeni $l_p = 0.04l + 0.022d_b f_y$, če upoštevamo razmerje $f_u/f_y = 1.2$ (slika 6.8). V obeh primerih so bile dolžine plastičnih členkov za analizirane vitke stebre precenjene, najboljšo oceno pa smo dobili, če smo dolžino članka omejili z vrednostjo:

$$l_p = 0.5 \cdot h \quad (6.23)$$

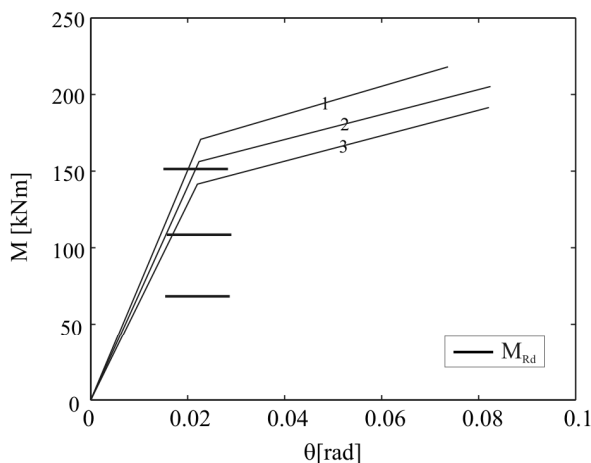
kjer je h višina prereza v smeri obremenjevanja.

Na slikah 6.11-6.12 so prikazani bilinearni odnosi moment-zasuk, izračunani po standardnem pol-analitičnem postopku. Vrednosti zasuka na meji tečenja (θ_y) so podobne v obeh skupinah stebrov – zasuk na meji tečenja je odvisen predvsem od dimenzije prereza, medtem ko normirana osna sila in delež vzdolžne armature nimata pomembnega vpliva. Glede na ugotovitve v poglavju 3, smo v odnosih upoštevali mejni zasuk, ki pripada najmanjši dolžini plastičnega članka (θ_u). Odnosi za to

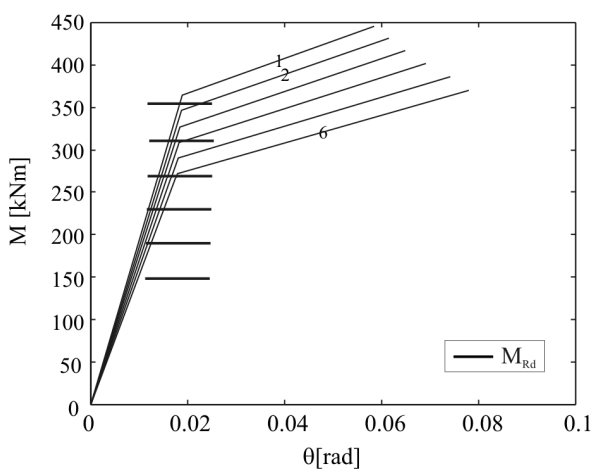
dolžino plastičnih členkov so na slikah 6.11-6.12 prikazani grafično. Za primerjavo smo v preglednicah poleg slik podali tudi vrednosti mejnih zasukov ob upoštevanju večjih dolžin plastičnih členkov (θ_u^* , θ_u^{**}). Vidimo, da se ocene mejnih zasukov močno razlikujejo glede na izbrano dolžino plastičnega členka (v nekaterih primerih je razmerje večje od 2). V mejnih zasukih prevladuje upogibna komponenta, strižne deformacije in zdrs armature so majhni, zato so mejni zasuki sorazmerni mejni ukrivljenosti. To se vidi, če primerjamo diagrame 6.11-6.12 z diagrami 6.9-6.10. Iz primerjave lahko tudi vidimo, da so duktilnosti za zasuke (pomike) precej manjše od duktilnosti za ukrivljenost. V nekaterih primerih je razmerje θ_u/θ_y manjše od predpostavljene redukcije potresnih sil ($q = 4.5$). Še posebej majhne so duktilnosti pri stebrih z računsko potrebno armaturo. Razlog za majhno duktilnost niso le velikosti mejnih zasukov (ki v nekaterih primerih sploh niso majhni), temveč predvsem veliki zasuki na meji tečenja.

Z vodoravnimi črtami so na diagramih 6.11-6.12 označene projektne obremenitve stebrov. Pri stebrih z računsko potrebno armaturo so projektne obremenitve enake projektnim nosilnostim. Vidimo, da so projektne nosilnosti manjše od nosilnosti, ki jih upoštevamo v nelinearni dinamični analizi, in približno sovpadajo z momentom na meji tečenja v numeričnem modelu. Razlika med nosilnostjo v numeričnem modelu in projektno nosilnostjo je dodatna nosilnost zaradi srednjih karakteristik materiala in objekta betonskega jedra. Medtem ko je to edini vir dodatne nosilnosti pri skupini stebrov z računsko potrebno armaturo (tukaj ne štejemo dodatne nosilnosti zaradi manjše togosti), pa ima skupina stebrov z armaturo po EC8 tudi veliko dodatno nosilnost, ki izhaja iz minimalnega deleža vzdolžne armature. Slednja je največja pri najmanj obremenjenih stebrih (t.j. stebrih z najmanjšo normirano osno silo), zato je tu razlika med nosilnostjo numeričnega modela in projektno obremenitvijo največja. Pri stebrih z največjimi obremenitvami (t.j. stebrih z največjo normirano osno silo) je dodatna nosilnost zaradi minimalne armature zanemarljiva, delež dodatne nosilnosti pa je podoben kot pri stebrih z računsko potrebno armaturo.

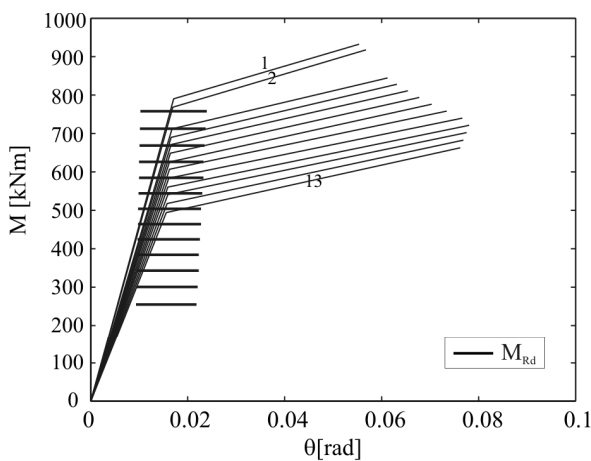
V tem poglavju smo opisali modeliranje stebrov po standardni metodi. Že v poglavju 3 smo spoznali, da ima metoda nekaj pomanjkljivosti. Metoda v osnovi temelji na analitičnih izračunih, vendar pa je pomemben del, ki se nanaša na dolžino plastičnega členka, določen empirično. Empirične ocene se med seboj precej razlikujejo in lahko bistveno vplivajo na velikost mejnega zasuka. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov (poglavje 2) smo izbrali oceno, ki predvideva majhno dolžino plastičnega členka. Ugotovili smo, da mejna zasuk, ki ga dobimo na podlagi te ocene, približno sovpada z zasukom pri maksimalni nosilnosti vitkega stebra. Ta točka v standardni metodi predstavlja tudi porušitev stebra. Nasprotno eksperimentalni rezultati kažejo, da porušitev (globalna nestabilnost) še ne nastopi v tem trenutku, temveč se steber poruši po določenem prirastku zasuka. Območje z negativno togostjo v ovojnici imenujemo post-kritično območje in ga s standardno analitično metodo ne moremo zajeti (v tem območju predpostavka o ravnih prerezih ni izpolnjena, pojavi se uklon armature, itd...). To pomeni, da v standardni metodi zanemarimo kapaciteto stebra v post-kritičnem območju. Dodatna pomanjkljivost standardne metode je ta, da ne upošteva ciklične deterioracije nosilnosti. Ta pojav lahko v nekaterih primerih opazno zmanjša kapaciteto stebra, kar pomeni, da je kapaciteta standardnega modela precenjena.



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.041	0.010	0.004	0.023	0.074	0.122	0.169
2	0.028	0.010	0.004	0.022	0.083	0.139	0.195
3	0.015	0.010	0.004	0.022	0.082	0.139	0.194



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.060	0.010	0.004	0.019	0.059	0.081	0.110
2	0.052	0.010	0.004	0.019	0.062	0.086	0.117
3	0.044	0.010	0.004	0.018	0.065	0.091	0.126
4	0.035	0.010	0.004	0.018	0.069	0.098	0.136
5	0.027	0.010	0.004	0.018	0.074	0.106	0.147
6	0.019	0.010	0.004	0.018	0.078	0.112	0.156



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.088	0.011	0.005	0.017	0.055	0.067	0.091
2	0.082	0.011	0.005	0.017	0.057	0.069	0.094
3	0.076	0.010	0.005	0.017	0.061	0.075	0.103
4	0.071	0.010	0.005	0.017	0.063	0.078	0.106
5	0.065	0.010	0.005	0.017	0.065	0.081	0.111
6	0.059	0.010	0.005	0.016	0.068	0.084	0.116
7	0.054	0.010	0.005	0.016	0.070	0.087	0.121
8	0.048	0.010	0.005	0.016	0.073	0.091	0.127
9	0.042	0.010	0.005	0.016	0.077	0.095	0.133
10	0.037	0.010	0.005	0.016	0.078	0.097	0.136
11	0.031	0.010	0.005	0.016	0.078	0.097	0.135
12	0.025	0.010	0.005	0.016	0.077	0.096	0.134
13	0.020	0.010	0.005	0.016	0.076	0.095	0.133

v ... normirana osna sila

ρ_l ... skupni delež vzdolžne armature

ρ_{sh} ... delež prečne armature

θ_y ... rotacija v času tečenja

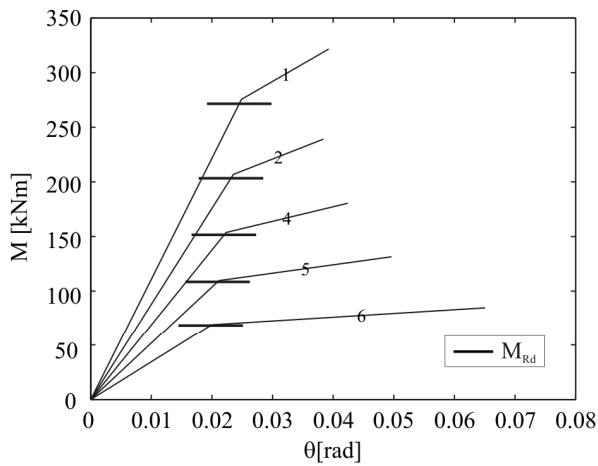
θ_u ... mejna rotacija pri $l_p = 0.5h$ (upoštevano v diagramih)

θ_u^* ... mejna rotacija pri $l_p = 0.04l + 0.022d_b f_y$

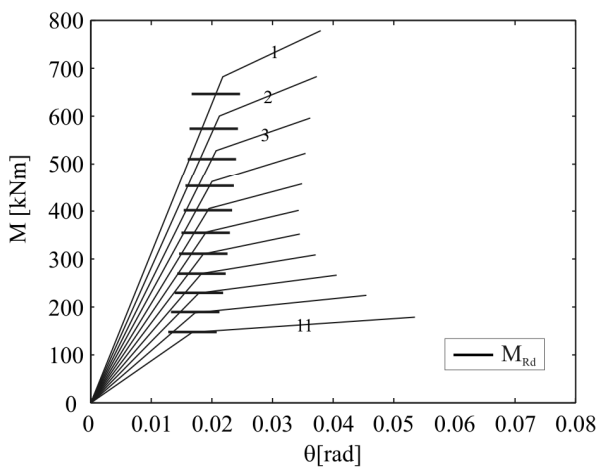
θ_u^{**} ... mejna rotacija pri $l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y$

Slika 6.11: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po standardnem postopku – armatura po EC8

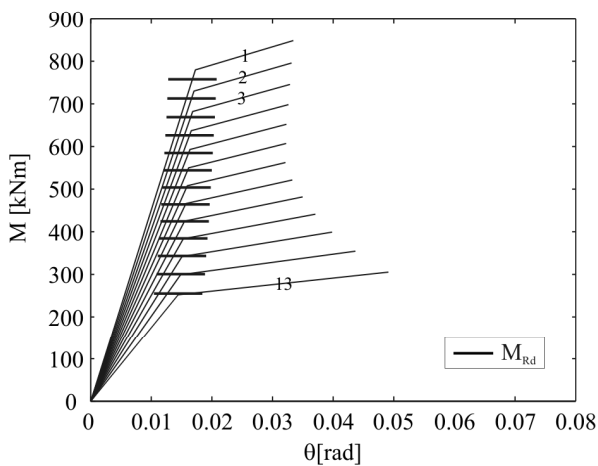
Figure 6.11: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated by using the standard approach – reinforcement according to EC8



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.067	0.017	0.002	0.025	0.039	0.057	0.070
2	0.054	0.012	0.001	0.024	0.038	0.054	0.067
3	0.041	0.009	0.001	0.022	0.042	0.060	0.078
4	0.028	0.006	0.001	0.021	0.050	0.071	0.097
5	0.015	0.004	0.001	0.020	0.065	0.092	0.134



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.101	0.022	0.005	0.022	0.038	0.053	0.065
2	0.093	0.018	0.004	0.021	0.037	0.051	0.062
3	0.084	0.015	0.003	0.021	0.036	0.048	0.059
4	0.076	0.013	0.002	0.020	0.035	0.046	0.057
5	0.068	0.011	0.002	0.020	0.035	0.044	0.056
6	0.060	0.009	0.001	0.019	0.034	0.043	0.054
7	0.052	0.008	0.001	0.019	0.035	0.043	0.054
8	0.044	0.007	0.001	0.018	0.037	0.046	0.060
9	0.035	0.006	0.001	0.018	0.041	0.050	0.067
10	0.027	0.005	0.001	0.017	0.046	0.056	0.077
11	0.019	0.004	0.001	0.017	0.054	0.065	0.092



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_u	θ_u^*	θ_u^{**}
1	0.088	0.011	0.003	0.017	0.033	0.040	0.050
2	0.082	0.010	0.002	0.017	0.033	0.039	0.049
3	0.076	0.010	0.002	0.017	0.033	0.038	0.048
4	0.071	0.009	0.002	0.017	0.033	0.038	0.048
5	0.065	0.008	0.001	0.016	0.032	0.037	0.047
6	0.059	0.008	0.001	0.016	0.032	0.037	0.047
7	0.054	0.007	0.001	0.016	0.032	0.036	0.046
8	0.048	0.007	0.001	0.016	0.033	0.037	0.048
9	0.042	0.006	0.001	0.016	0.035	0.039	0.051
10	0.037	0.006	0.001	0.015	0.037	0.041	0.055
11	0.031	0.005	0.001	0.015	0.040	0.044	0.059
12	0.025	0.005	0.001	0.015	0.044	0.048	0.066
13	0.020	0.004	0.001	0.014	0.049	0.053	0.075

v ... normirana osna sila

ρ_l ... skupni delež vzdolžne armature

ρ_{sh} ... delež prečne armature

θ_y ... rotacija v času tečenja

θ_u ... mejna rotacija pri $l_p = 0.5h$ (upoštevano v diagramih)

θ_u^* ... mejna rotacija pri $l_p = 0.04l + 0.022d_b f_y$

θ_u^{**} ... mejna rotacija pri $l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y$

Slika 6.12: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po standardnem postopku – računsko potrebna armatura

Figure 6.12: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated by using the standard approach – design reinforcement

V poglavju 3.4 smo dopolnili metodo za modeliranje vitkih stebrov, s katero lahko opišemo obnašanje stebrov vse do porušitve. Gre za metodo, pri kateri uporabimo Ibarrin histerezni model, vhodne podatke pa določimo z modificiranimi Haseltonovimi empiričnimi enačbami. Po tem postopku smo v nadaljevanju (poglavje 6.2.2) modelirali stebre, ki so dimenzionirani po standardih EC8, z upoštevanjem vseh konstrukcijskih zahtev. Enakega postopka pa žal ni bilo mogoče uporabiti za stebre z računsko potrebno armaturo. Ti stebri namreč v dveh pomembnih parametrih – deležu vzdolžne armature in deležu prečne armature – močno odstopajo od eksperimentalne baze, na podlagi katere so razviti Haseltonovi empirični izrazi (deleži vzdolžne in prečne armature so veliko manjši od deležev v podatkovni bazi). V analizi stebrov z računsko potrebno armaturo smo zato uporabili standardni model, ki je opisan v prejšnjem razdelku (slika 6.12). Pri tem smo predpostavili, da se steber poruši pri zasuku z maksimalno nosilnostjo (standardna metoda ne loči med zasukom pri maksimalni nosilnosti in mejnim zasukom). Ta predpostavka zagotavlja konzervativno oceno kapacitete konstrukcije, saj zanemarimo dodatno kapaciteto stebra v post-kritičnem območju. Vendar pa razlika v kapaciteti pri stebrih z računsko potrebno armaturo ni velika, saj imajo obravnavani stebri večinoma zelo majhen delež prečne armature (veliko manjši od deležov pri stebrih z armaturo po EC8), za takšne stebre pa je značilen zelo majhen prirastek zasuka v post-kritičnem območju (majhen θ_{pc}). Histerezne ovojnice, ki smo jih dobili po standardni metodi (slika 6.12) smo uporabili v kombinaciji z Ibarrinimi histereznimi pravili brez upoštevanja ciklične deterioracije (gre za histerezni model usmerjen k predhodnemu maksimumu, ki je prilagojen za mehčanje – glej poglavje 3.4.1).

6.2.2 Haseltonove empirične enačbe in vpliv parametrov na numerični model

Monotoni odziv elementa v neelastičnem območju smo določili z naslednjimi empiričnimi enačbami (Haselton 2006):

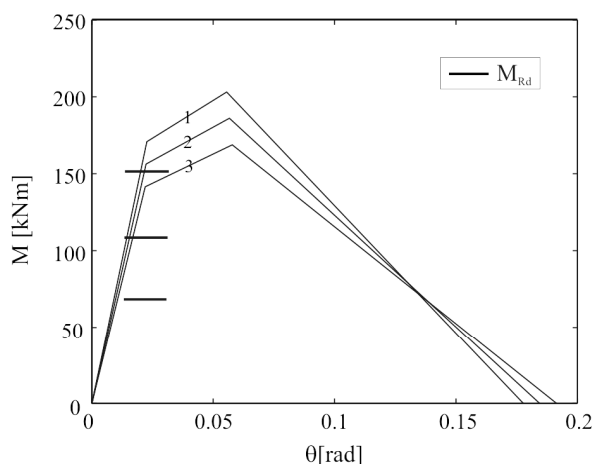
$$M_c / M_y = 1.25 \cdot 0.89^v \cdot 0.91^{0.01f_c} \quad (6.24)$$

$$\theta_{cap} = 0.12 \cdot (1 + 0.4a_{sl}) \cdot 0.2^v \cdot (0.02 + 40\rho_{sh})^{0.52} \cdot 0.56^{0.01f_c} \cdot 2.37^{10.0\rho_l} \quad (6.25)$$

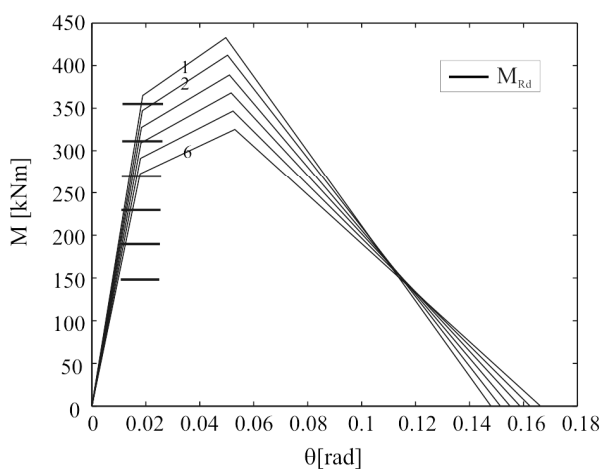
$$\theta_{pc} = 0.76 \cdot 0.031^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \quad (6.26)$$

kjer je:

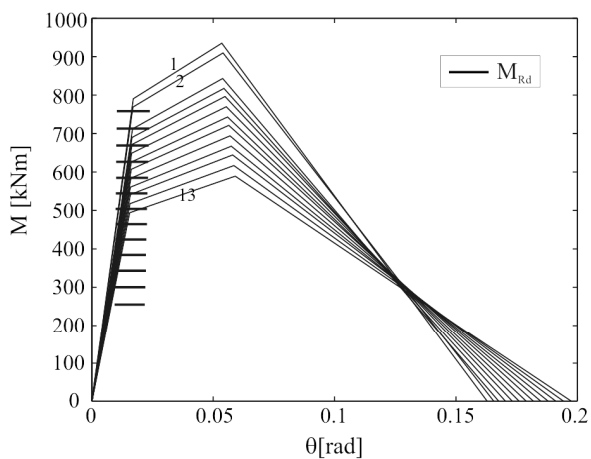
- M_c / M_y ...razmerje med maksimalnim momentom (M_c) in momentom na meji tečenja (M_y)
- θ_{cap} ...zasuk pri maksimalnem upogibnem momentu
- θ_{pc} ...prirastek zasuka v post-kritičnem območju
- v ...normirana osna sila ($v = N / A_c f_{cm}$)
- f_c ...tlačna trdnost betona ($f_c = f_{cm}$)
- ρ_l ...delež skupne vzdolžne armature
- ρ_{sh} ...delež prečne armature v kritičnem območju
- a_{sl} ...spremenljivka, ki označuje zdrs armature (1–zdrs, 0–ni zdrsa)



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_{cap}	θ_{pc}	$\theta_{u,0}$
1	0.041	0.010	0.004	0.023	0.056	0.122	0.178
2	0.028	0.010	0.004	0.022	0.057	0.128	0.184
3	0.015	0.010	0.004	0.022	0.058	0.134	0.191



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_{cap}	θ_{pc}	$\theta_{u,0}$
1	0.060	0.010	0.004	0.019	0.050	0.098	0.148
2	0.052	0.010	0.004	0.019	0.050	0.101	0.152
3	0.044	0.010	0.004	0.018	0.051	0.104	0.155
4	0.035	0.010	0.004	0.018	0.052	0.107	0.159
5	0.027	0.010	0.004	0.018	0.052	0.110	0.163
6	0.019	0.010	0.004	0.018	0.053	0.113	0.166



	v	ρ_l	ρ_{sh}	θ_y	θ_{cap}	θ_{pc}	$\theta_{u,0}$
1	0.088	0.011	0.005	0.017	0.054	0.109	0.163
2	0.082	0.011	0.005	0.017	0.054	0.112	0.166
3	0.076	0.010	0.005	0.017	0.054	0.114	0.168
4	0.071	0.010	0.005	0.017	0.054	0.116	0.170
5	0.065	0.010	0.005	0.017	0.055	0.118	0.173
6	0.059	0.010	0.005	0.016	0.055	0.121	0.176
7	0.054	0.010	0.005	0.016	0.056	0.123	0.179
8	0.048	0.010	0.005	0.016	0.056	0.126	0.182
9	0.042	0.010	0.005	0.016	0.057	0.128	0.185
10	0.037	0.010	0.005	0.016	0.058	0.131	0.188
11	0.031	0.010	0.005	0.016	0.058	0.133	0.191
12	0.025	0.010	0.005	0.016	0.059	0.136	0.194
13	0.020	0.010	0.005	0.016	0.059	0.139	0.198

v ... normirana osna sila
 ρ_l ... skupni delež vzdolžne armature
 ρ_{sh} ... delež prečne armature

θ_y ... rotacija v času tečenja
 θ_{cap} ... rotacija pri maksimalni sili
 θ_{pc} ... post-kritična rotacija
 $\theta_{u,0}$... rotacija ob 100%-ni izgubi nosilnosti

Slika 6.13: Odnosi moment (M)–zasuk (θ) določeni po Haseltonu – armatura po EC8

Figure 6.13: Moment (M)–rotation (θ) relationships calculated according to Haselton – reinforcement according to EC8

Na sliki 6.13 so prikazane monotone ovojnice moment-zasuk za stebre z armaturo po EC8. Točka na meji tečenja je enaka kot v standardni metodi, neelastično območje pa je določeno z enačbami (6.24)-(6.26). Glede na to, da imajo vsi stebri podobne karakteristike, so tudi razlike v količinah (6.24)-(6.26) relativno majhne. Razmerje M_c/M_y je v vseh ovojnicah enako 1.18–1.19. Duktilnost je v empiričnih ovojnicah določena z zasukom pri maksimalni obremenitvi (θ_{cap}) in prirastkom zasuka v post-kritičnem območju (θ_{pc}). Že pri standardni metodi smo ugotovili, da se duktilnost elementov z normirano osno silo zmanjšuje, enaka zveza pa velja tudi v empiričnih enačbah (6.25)-(6.26). Poleg normirane osne sile, na duktilnost v največji meri vpliva delež prečne armature, vendar pa so razlike v parametru ρ_{sh} majhne in se na ovojnicah skoraj ne poznajo.

Zanimiva je primerjava histereznih ovojnic, določenih s Haseltonovimi empiričnimi enačbami (slika 6.13) in ovojnic, izračunanih po standardnem postopku (slika 6.11). Vidimo, da se mejni zasuk, izračunan s standardno metodo, dokaj dobro ujema* z empiričnim zasukom pri maksimalni nosilnosti, če za dolžino plastičnega členka predpostavimo vrednost $h/2$, kjer je h prerez stebra (če smo natančnejši se zasuk, izračunan s standardno metodo, nahaja na območju med maksimalno nosilnostjo in 20 % izgubo nosilnosti v empiričnih ovojnicah). Mejni zasuki, ki smo jih izračunali ob upoštevanju večjih dolžin plastičnih členkov (θ_u^* , θ_u^{**}) so močno precenjeni – zasuk θ_u^{**} se nahaja na območju popolne izgube nosilnosti v empiričnih ovojnicah in ustreza pomiku 75–100 cm na vrhu konstrukcije! Ti rezultati ponovno potrjujejo, da standardni izrazi za ekvivalentno dolžino plastičnih členkov, močno precenijo dolžino plastičnih členkov pri vitkih stebrih.

* Opomba: v primerjavi ovojnic, določenih z empiričnimi enačbami in ovojnic, izračunanih po standardnem postopku, je potrebno upoštevati razlike, ki izhajajo iz različnih definicij mejnega stanja v obeh metodah. Pri standardni metodi namreč izhajamo iz mejnih deformacij v prerezu, ki v empiričnih enačbah eksplicitno ne nastopajo (empirične zasuki tako ne ločijo med porušitvijo po jeklu ali betonu).

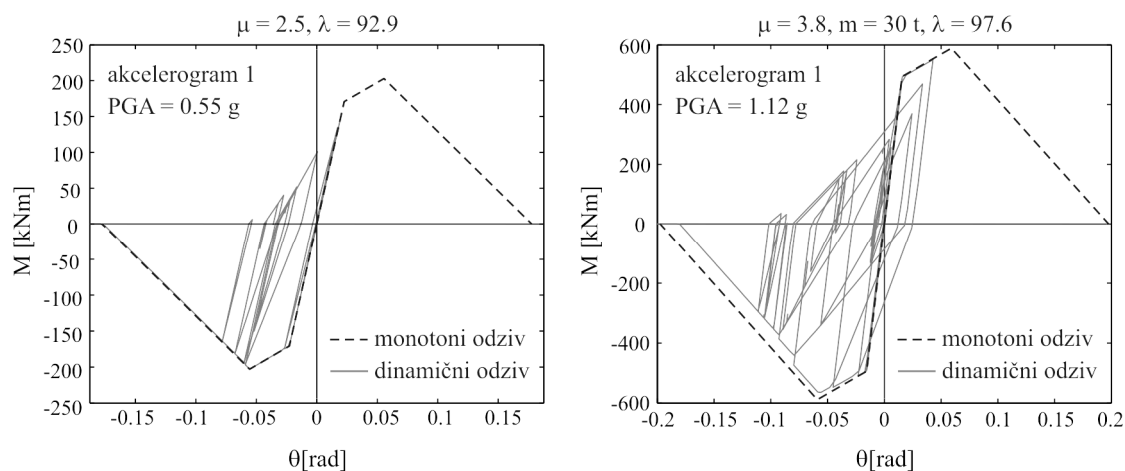
Na sliki 6.13 smo prikazali monotoni odziv stebrov. Ciklični odziv pa je v splošnem odvisen tudi od zgodovine obremenjevanja in ne sledi popolnoma monotonemu odzivu. Ciklično deterioracijo nosilnosti (v skladu z modelom, ki smo ga obravnavali v poglavju 3) definiramo z normirano kapaciteto histerezne energije λ (Haselton 2006):

$$\lambda = 127.2 \cdot 0.19^v \cdot 0.24^{s/d} \cdot 0.595^{V_p/V_n} \cdot 4.25^{\rho_{sh,eff}} \quad (6.27)$$

kjer poleg normirane osne sile (v) in nastopa še:

s/d ... razmerje razmaka med stremeni (s) in statične višine prereza (d)
 V_p/V_n ... razmerje med strižno obremenitvijo ob začetku tečenja armature in strižno nosilnostjo;
 $V_p = M_y/L_s$
 $V_n = V_c + V_s$
 $V_c = 0.0166 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h \cdot d$; V_c v [kN], f_c v [MPa], h in d v [cm]; ACI 318R-137 (ACI 1992)
 $V_s = A_{sh} \cdot z \cdot f_y/s$
 $\rho_{sh,eff}$... efektivni delež strižne armature: $\rho_{sh,eff} = \rho_{sh} \cdot f_{y,w}/f_c$

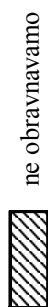
Že pri dimenzioniranju stebrov smo ugotovili, da je strižna odpornost obravnavanih stebrov veliko večja od strižnih obremenitev. Zaradi tega so vrednosti parametra V_p/V_n , ki predstavlja »strižno izkoriščenost elementa«, majhne ($V_p/V_n < 0.13$, preglednica 6.7). Poleg tega je za stebre z armaturo po EC8 značilna majhna normirana osna, majhno razmerje s/d in velik efektivni delež prečne armature. Vse našete karakteristike ugodno vplivajo na energijsko kapaciteto stebrov, zato so vrednosti parametra λ pri stebrih z armaturo po EC8 velike ($\lambda = 80-100$, preglednica 6.7). Najmanjša vrednost $\lambda = 80$ predstavlja štiri polne (bilinearne) histerezne cikle z duktilnostjo 2 (glej definicijo λ , poglavje 3.4.2). To se sprva zdi malo, vendar se moramo zavedati, da histerezne krivulje med potresno obtežbo zelo redko opisujejo polne cikle. Število in polnost ciklov je v veliki meri odvisno od sestave akceleroograma. Akceleroگرامi, ki jih uporabljamo v tej študiji (poglavje 4.2.1), imajo relativno majhno število močnih sunkov, zato je vpliv ciklične deterioracije manjši kot pri statični ciklični obtežbi s kontroliranimi pomiki (slika 3.15). Poleg tega vpliv ciklične deterioracije ni odvisen le od λ in sestave akceleroograma, temveč tudi od drugih karakteristik stebrov, predvsem od duktilnosti. Stebri, za katere je značilno majhno razmerje med zasukom na meji tečenja in zasukom pri maksimalni nosilnosti ($\mu = \theta_{cap}/\theta_y$), se porušijo že po nekaj močnih sunkih, zato »utrujanje« materiala tukaj ne pride do izraza. Drugače je pri stebrih, ki so bolj duktilni in »ponujajo« več možnosti za razvoj ciklične deterioracije. Na sliki 6.14 je prikazan odnos moment-zasuk v plastičnem členku stebra z majhno duktilnostjo ($\mu = 2.5$) in stebra z nekoliko večjo duktilnostjo ($\mu = 3.8$). Za oba stebra je značilna približno enaka kapaciteta histerezne energije ($\lambda \approx 95$). Odnosa sta izračunana pri obtežbi z enim od akceleroogramov in posneta v času porušitve stebra (t.j. pri mejnem pospešku temeljnih tal). Vidimo lahko, da je vpliv ciklične deterioracije pri prvem stebri zanemarljiv, medtem ko je vpliv pri drugem stebri večji. Kapaciteta drugega stebra znaša 1.12 g. Če v analizi zanemarimo ciklično deterioracijo, se kapaciteta enakega stebra poveča na 1.17 g, kar pomeni, da se kapaciteta stebra na račun ciklične deterioracije zmanjša za 4 %. Obravnavani steber predstavlja kritični primer z največjo ciklično deterioracijo pri stebrih z armaturo po EC8. Zato lahko zaključimo, da je vpliv ciklične deterioracije pri stebrih z armaturo po EC8 majhen.



Slika 6.14: Vpliv parametra μ na ciklično deterioracijo
Figure 6.14: The effect of the parameter μ on cyclic deterioration

Preglednica 6.7: Normirana kapaciteta histerezne energije – armatura po EC8
Table 6.7: Normalized energy dissipation capacity – reinforcement according to EC8

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	
masa [t]	b = 40	0.015	0.028	0.041												
	b = 50	0.019	0.027	0.035	0.044	0.052	0.060									
	b = 60	0.020	0.025	0.031	0.037	0.042	0.048	0.054	0.059	0.065	0.071	0.076	0.082	0.088		
s/d	b = 40	0.2778	0.2778	0.2778	0.2778											
	b = 50	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222	0.222			
	b = 60	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	0.185	
V_p/V_n	b = 40	0.055	0.061	0.067												
	b = 50	0.076	0.081	0.086	0.091	0.097	0.102									
	b = 60	0.083	0.087	0.091	0.094	0.098	0.102	0.105	0.109	0.112	0.115	0.119	0.129	0.132		
$\rho_{sh,eff}$	b = 40	0.049	0.049	0.049												
	b = 50	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042
	b = 60	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
λ	b = 40	87.0	84.9	82.9												
	b = 50	91.6	90.2	88.7	87.3	85.9	84.5									
	b = 60	97.6	96.5	95.4	94.4	93.3	92.2	91.2	90.2	89.2	88.2	87.2	85.9	85.0		



ne obravnavamo

...normirana osna sila

...razmerje razmaka med stremeni in statične višine prereza

...strižna obremenitev v začetku tečenja vzdolžne armature

...strižna nosilnost

...efektivni delež strižne armature

...normirana kapaciteta histerezne energije

$$V_p = M_y / L_s$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = A_{sh} \cdot z \cdot f_y / s$$

$$V_c = 0.0166 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h \cdot d; V_c \text{ v [kN]}, f_c \text{ v [MPa]}, h \text{ in } d \text{ v [cm]}$$

$$\rho_{sh,eff} = \rho_{sh} \cdot f_{y,w} / f_c$$

Kako pa je s ciklično deterioracijo pri stebrih z računsko potrebno armaturo? Nekateri stebri v tej skupini imajo zelo majhen delež prečne armature in veliko razmerje s/d , zato lahko predvidevamo, da imajo ti stebri precej manjšo kapaciteto histerezne energije. Če predpostavimo, da enačba (6.27) velja tudi za stebre z računsko potrebno armaturo, lahko ugotovimo, da vrednosti energijske kapacitete pri teh stebrih znašajo $\lambda = 40-90$. Najmanjše vrednosti pripadajo stebrom z minimalno prečno armaturo ($\phi 8/25$ cm). Ker je za te stebre značilno tudi dokaj veliko razmerje μ (preglednica 6.8) lahko pričakujemo, da bo kapaciteta konstrukcije, ki jo ocenimo na podlagi standardnega modela, brez upoštevanja ciklične deterioracije, nekoliko precenjena. Za ostale stebre z večjimi deleži prečne armature so značilne majhne vrednosti μ (preglednica 6.8). Tu ne pričakujemo napake zaradi neupoštevanja ciklične deterioracije v standardnem modelu.

6.3 IDA/verjetnostna analiza

Vse konstrukcije/stebre smo obremenili s 50 umetno generiranimi akcelrogrami (poglavje 4.2.1) in za vsak akcelrogram z IDA analizo poiskali mejno kapaciteto konstrukcije, izraženo s pospeškom temeljnih tal (PGA_c). Tega lahko neposredno primerjamo s projektnim pospeškom tal ($PGA_d = 0.25g$). Težava je v tem, da je PGA_c slučajna spremenljivka, ki lahko zavzame različne vrednosti. Vrednost PGA_c , ki jo primerjamo s projektnim pospeškom, je tako odvisna od izbrane stopnje zanesljivosti.

Raztros PGA_c je posledica različne sestave akcelrogramov (razpršenosti RTR) in nezanesljivosti določitve modelnih parametrov (razpršenosti modelnih parametrov). Varianco PGA_c zaradi razpršenosti RTR ($\sigma_{\ln S(RTR)}^2$) smo izračunali neposredno iz statističnega vzorca PGA_c . Vrednosti $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$ znašajo 0.02–0.05. Varianco zaradi razpršenosti modelnih parametrov ($\sigma_{\ln S(Y)}^2$) pa smo prevzeli po raziskavi občutljivosti v poglavju 5 (»občutljivost kapacitete konstrukcije na razpršenost modelnih parametrov«). Pri tem smo predpostavili, da so vhodni podatki »standardnega« modela ocenjeni z enako stopnjo zanesljivosti kot Haseletonov empirični model (glej poglavje 3.4.2).

V poglavju 5 smo izračunali vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ za referenčni sistem z različnimi nihajnimi časi (T), različnim razmerjem med pomikom pri maksimalni sili in pomikom na meji tečenja (μ) ter različnimi P-delta efekti (Θ). V preglednici 6.8 so podane karakteristike numeričnih modelov obravnavanih konstrukcij/stebrov ter pripadajoče vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$. Vrednosti smo določili tako, da smo rezultate iz poglavja 5 najprej interpolirali po Θ , nato po μ in nazadnje po T . Pri tem smo predpostavili odsekoma linearne zveze med $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ in vhodnimi parametri. Vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ so približno dvakrat večje od $\sigma_{\ln S(RTR)}^2$ in znašajo 0.04–0.12. Pri skupini stebrov z armaturo po EC8 lahko opazimo, da vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ zmanjšujejo z velikostjo projektne mase. To je predvsem posledica dejstva, da se v isti smeri povečujejo P-delta efekti. V poglavju 5 smo namreč ugotovili, da P-delta efekti zmanjšujejo varianco $\sigma_{\ln S(Y)}^2$, kar z drugimi besedami pomeni, da je napaka pri konstrukciji z velikimi P-delta efekti manjša. Enak trend opazimo tudi pri skupini stebrov z računsko potrebno armaturo, le da so tukaj razmerja μ praviloma manjša, zato so vrednosti $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ nekoliko večje. Na sliki 6.15 je prikazana mediana ter 5 %

fraktila kapacitete za obe skupini stebrov. Fraktilo smo določili na dva načina. Najprej smo v izračunu upoštevali le varianco zaradi razpršenosti RTR. Ti rezultati predstavljajo hipotetični primer, kjer ni napake v numeričnem modeliranju konstrukcij. Nadalje smo fraktilo izračunali tudi ob upoštevanju variance zaradi razpršenosti modelnih parametrov (preglednica 6.8). Pri tem smo predpostavili, da se variance zaradi obeh virov nezanesljivosti seštevajo (enačba 5.2.1 v poglavju 5). Ti rezultati so konzervativni, saj je razpršenost modelnih parametrov pri Haseltonu velika.

Kapaciteta PGA_c je lastnost konstrukcije in je neodvisna od lokacije kjer se nahaja. Enaka kapaciteta PGA_c lahko zato na območju z manjšo pričakovano jakostjo potresov predstavlja veliko varnost, na območju z veliko potresno aktivnostjo pa majhno varnost. Zato običajno poleg kapacitete konstrukcije preverimo tudi verjetnost prekoračitve mejnega stanja na izbrani lokaciji (H_{LS}). Verjetnost upošteva stopnjo seizmičnosti določenega območja in jo lahko izračunamo za poljubno časovno obdobje (poglavje 4.2.4). Na sliki 6.16 je prikazana verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcij za dobo 50 let, na območju Ljubljane. Tudi verjetnost porušitve smo izračunali za dva primera, kjer smo v prvem primeru upoštevali, v drugem pa zanemarili razpršenost modelnih parametrov. V obeh primerih pa smo upoštevali nezanesljivost v določitvi funkcije potresne nevarnosti ($\sigma_{UH}^2 = 0.25$).

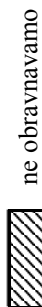
Preglednica 6.8: Varianca $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ glede na karakteristike numeričnih modelov
Table 6.8: Variance $\sigma_{\ln S(Y)}^2$ with respect to the characteristics of the numerical model

STEBRI Z ARMATURO PO EC8

masa [t]	masa [t]															
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	
T [s]	b = 40	1.24	1.68	1.98	ne obravnavamo											
	b = 50	1.14	1.36	1.53	1.67	1.79	1.89	ne obravnavamo								
	b = 60	0.97	1.10	1.21	1.30	1.38	1.45	1.52	1.58	1.64	1.69	1.74	1.74	1.74	1.79	
Θ	b = 40	0.092	0.155	0.209	ne obravnavamo											
	b = 50	0.075	0.101	0.125	0.147	0.167	0.186	ne obravnavamo								
	b = 60	0.054	0.067	0.079	0.090	0.101	0.111	0.121	0.130	0.139	0.147	0.155	0.156	0.156	0.164	
μ	b = 40	2.63	2.54	2.45	ne obravnavamo											
	b = 50	2.96	2.90	2.83	2.77	2.69	2.63	ne obravnavamo								
	b = 60	3.79	3.71	3.64	3.61	3.54	3.47	3.44	3.37	3.31	3.32	3.26	3.19	3.13		
$\sigma_{\ln S(Y)}^2$	b = 40	0.083	0.073	0.040	ne obravnavamo											
	b = 50	0.083	0.090	0.083	0.067	0.051	0.042	ne obravnavamo								
	b = 60	0.085	0.079	0.071	0.068	0.065	0.066	0.060	0.057	0.052	0.046	0.042	0.042	0.042	0.037	

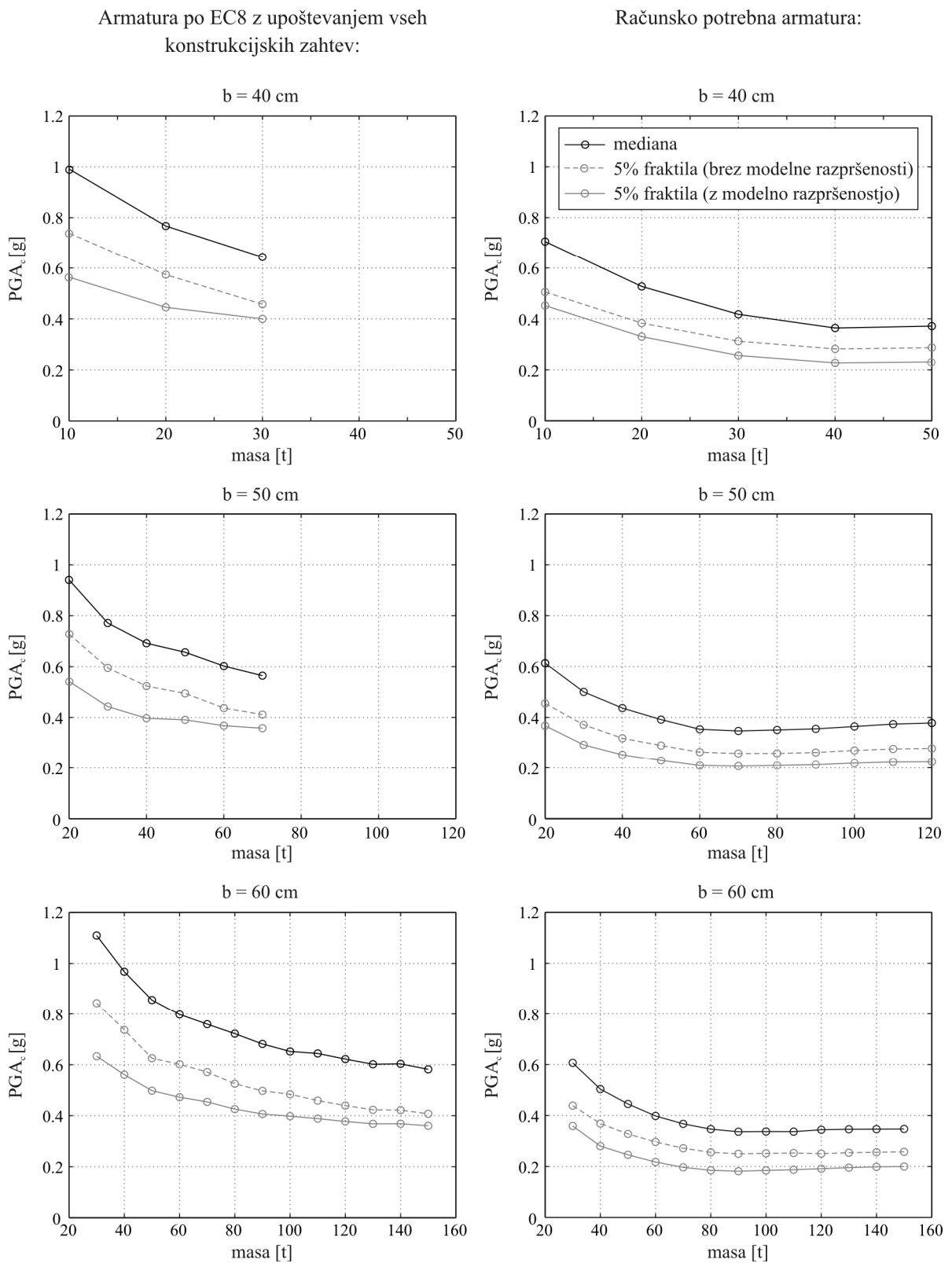
STEBRI Z RAČUNSKO ARMATURO

masa [t]	masa [t]														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
T [s]	b = 40	1.69	1.95	2.08	2.12	2.11	ne obravnavamo								
	b = 50	1.50	1.65	1.75	1.83	1.88	1.92	1.95	1.96	1.97	1.96	1.95	ne obravnavamo		
	b = 60	1.30	1.40	1.47	1.54	1.59	1.63	1.67	1.70	1.73	1.73	1.76	1.78	1.80	1.81
Θ	b = 40	0.171	0.209	0.229	0.235	0.230	ne obravnavamo								
	b = 50	0.130	0.149	0.165	0.177	0.185	0.192	0.196	0.198	0.198	0.196	0.193	ne obravnavamo		
	b = 60	0.097	0.109	0.118	0.126	0.133	0.140	0.146	0.151	0.155	0.159	0.163	0.166	0.166	0.168
μ	b = 40	3.26	2.35	1.90	1.63	1.58	ne obravnavamo								
	b = 50	3.19	2.64	2.27	2.03	1.86	1.80	1.79	1.77	1.75	1.76	1.74	ne obravnavamo		
	b = 60	3.40	2.94	2.64	2.43	2.26	2.12	2.02	2.00	1.97	1.97	1.96	1.94	1.94	1.93
$\sigma_{\ln S(Y)}^2$	b = 40	0.032	0.043	0.057	0.058	0.059	ne obravnavamo								
	b = 50	0.064	0.074	0.074	0.074	0.073	0.070	0.067	0.065	0.064	0.064	0.065	0.067	ne obravnavamo	
	b = 60	0.063	0.092	0.096	0.103	0.111	0.112	0.109	0.103	0.096	0.090	0.085	0.081	0.081	0.080



ne obravnavamo

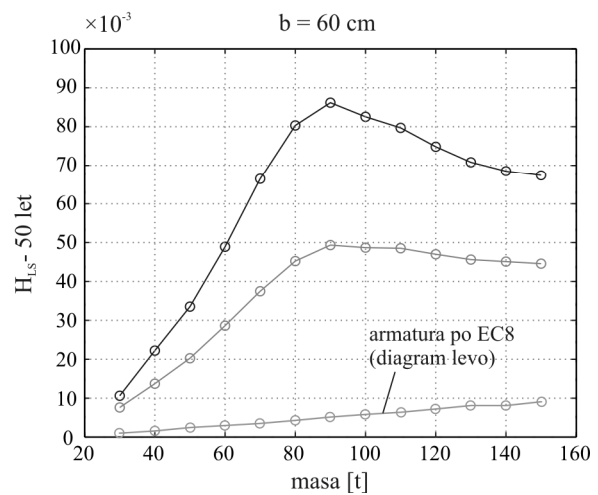
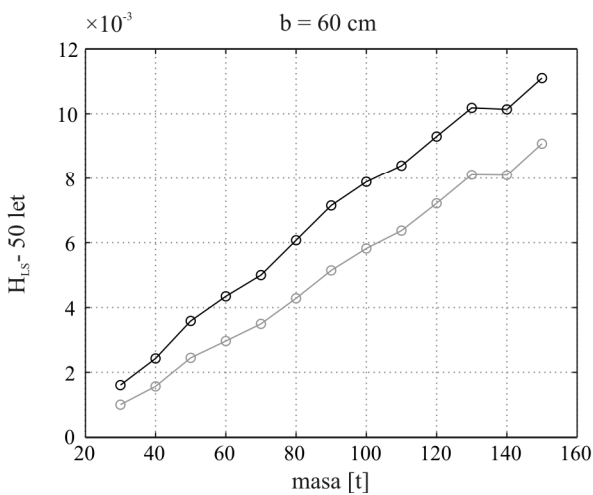
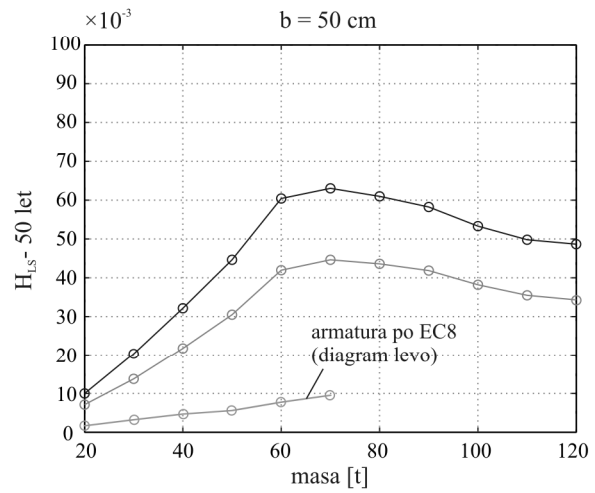
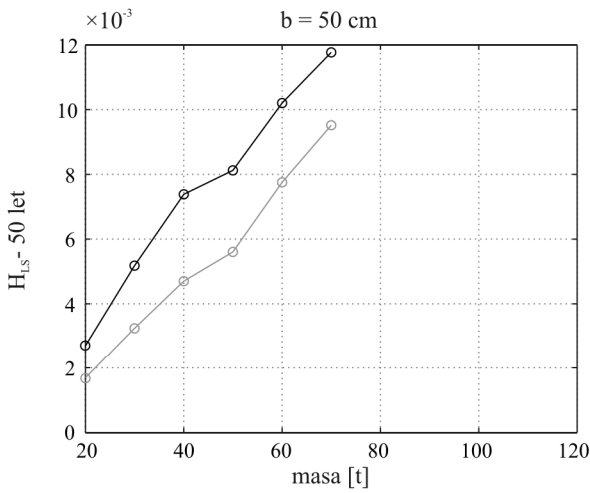
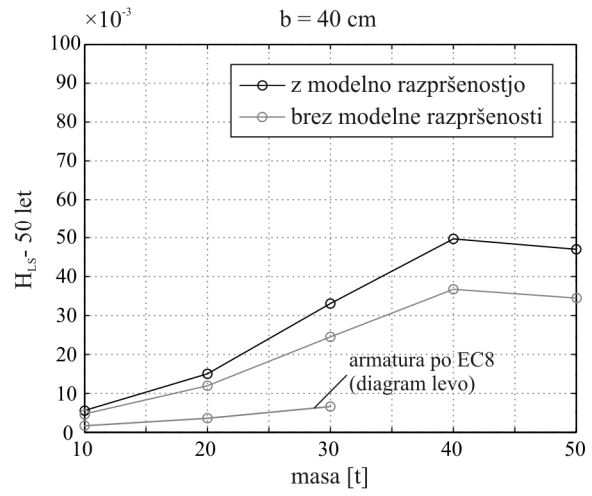
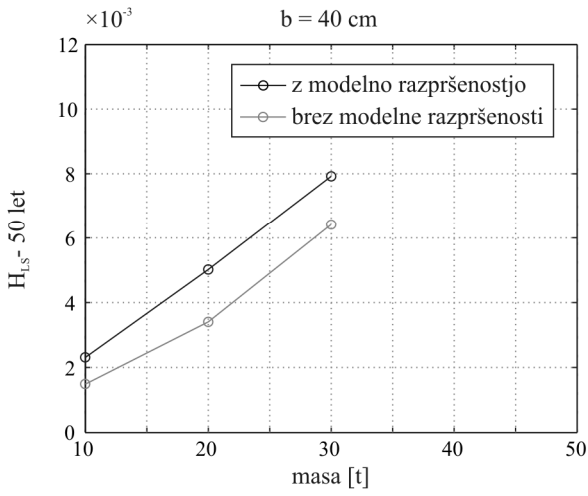
 T ... nihajni čas numeričnega modela Θ ... elastični koeficient stabilnosti numeričnega modela $\mu = d_c/d_y$... razmerje med pomikom pri maksimalni sili in pomikom na meji tečenja



Slika 6.15: Kapaciteta konstrukcije, izražena z maksimalnim pospeškom temeljnih tal – Levo: armatura po EC8 z upoštevanjem vseh konstrukcijskih pravil; Desno: računsko potrebna armatura
Figure 6.15: Capacity of a structure expressed with peak ground acceleration – Left side: reinforcement according to EC8 including all the detailing requirements; Right side: the design reinforcement

Armatura po EC8 z upoštevanjem vseh
 konstrukcijskih zahtev:

Računsko potrebna armatura:



Slika 6.16: Verjetnost porušitve v 50 letih – Levo: armatura po EC8 z upoštevanjem vseh konstrukcijskih pravil; Desno: računsko potrebna armatura

Figure 6.16: 50-year collapse probability – Left side: reinforcement according to EC8 including all the detailing requirements; Right side: the design reinforcement

6.4 Ugotovitve

Opis obravnavanih konstrukcij/ kriteriji za oceno obnašanja

Z obsežno študijo smo preučili potresno tveganje za obravnavani konstrukcijski sistem – t.j. enoetažne armiranobetonske montažne hale z močnimi stiki. Ločeno smo obravnavali dve skupini konstrukcij:

- 1. skupina: stebri konstrukcij so dimenzionirani po standardih EC8 z upoštevanjem vseh konstrukcijskih in minimalnih zahtev, upoštevan je faktor obnašanja $q = 4.5$
- 2. skupina: stebri konstrukcij so dimenzionirani po osnovnih načelih EC8, upoštevan je faktor obnašanja $q = 4.5$, niso pa upoštevane minimalne zahteve glede vzdolžne in prečne armature

Konstrukcije v 1. skupini imajo dejansko kapaciteto veliko večjo od računsko potrebne kapacitete. Dodatna kapaciteta izhaja iz naslednjih virov:

- Minimalni delež vzdolžne armature v stebrih ($\rho_{l,min} = 1 \%$)
- Minimalni in konstrukcijski pogoji za prečno armaturo v kritičnem območju stebrov (maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami, maksimalna razdalja med stremeni, minimalni premer stremen)
- Projektni nihajni čas, ki ga določimo ob upoštevanju polovične togosti nerazpokanih prerezov je manjši od dejanskega nihajnega časa, ki je upoštevan v numeričnem modelu. Zaradi tega pri projektiranju upoštevamo večjo obremenitev in določimo več armature kot je potrebno.
- Dejanske karakteristike materialov (srednja tlačna trdnost betona, srednja vrednost mejne deformacije v armaturi)
- Objetja betonskega jedra

Konstrukcije v 2. skupini sicer nimajo dodatne nosilnosti, ki izhaja iz minimalnih pogojev za armaturo po EC8, kljub temu pa imajo nekaj dodatne nosilnosti, ki izhaja iz preostalih virov:

- Razlike med računsko in dejansko togostjo razpokanih stebrov
- Dejanske karakteristike materialov
- Objetja betonskega jedra (sicer majhno, ker je učinkovitost objetja v tej skupini konstrukcij majhna)

Potresno ranljivost in potresno varnost konstrukcij lahko cenimo na podlagi dveh kriterijev:

- **Pospešek temeljnih tal pri katerem se konstrukcija poruši - PGA_C** (slika 6.15)

PGA_C je kapaciteta konstrukcije, izražena s pospeškom temeljnih tal. Kapaciteta je neodvisna od lokacije, kjer se konstrukcija nahaja. Zaradi variacije v zapisih akceleroogramov in nezanesljivosti numeričnega modela, je PGA_C slučajna spremenljivka, ki zavzema različne vrednosti. Za kontrolo smo izbrali pospešek, pri katerem se poruši 5 % izmed vseh konstrukcij ($PGA_{C,5\%}$). Na sliki 6.15 so prikazani rezultati, če v računu upoštevamo variacijo v potresni obtežbi in rezultati, če v računu poleg tega upoštevamo tudi nezanesljivost numeričnega modela. Kritični so seveda rezultati, kjer upoštevamo oba vira nezanesljivosti. Ti rezultati predstavljajo mejni primer, saj je bila v analizi upoštevana zelo velika nezanesljivost tako v numeričnem modelu kot v potresni obtežbi.

▪ **Verjetnost porušitve konstrukcije v 50 letih na območju Ljubljane - $H_{LS,50}$** (slika 6.16)

Medtem ko PGA_C predstavlja lastnost (kapaciteto) konstrukcije neodvisno od lokacije, pa je v $H_{LS,50}$ upoštevana tudi potresna ogroženost območja, kjer se konstrukcija nahaja. Vrednosti $H_{LS,50}$ lahko primerjamo s ciljnim vrednostmi zanesljivosti, ki so podane v standardih. V skladu z Evrokodom (SIST 2004) naj bi srednje pomembne stavbe (stavbe s srednje velikimi posledicami porušitve) projektirali s ciljnim indeksom zanesljivosti 4.7/leto, kar je ekvivalentno verjetnosti porušitve $p_f = 1.3 \cdot 10^{-6}$ /leto oziroma $p_f = 6.5 \cdot 10^{-5}$ /50 let. Menimo, da je ta vrednost za potresna projektna stanja preveč stroga. Objekti, ki bi jih načrtovali s tako veliko zanesljivostjo namreč ne bi bili več ekonomični. Združenje JCSS (Joint Committee on Structural Safety), ki se ukvarja z varnostjo konstrukcij, zato loči primere ne le glede na pomembnost objektov, temveč tudi glede na »relativno ceno varnosti«. Pri obtežbah, ki jih ne moremo natančno določiti (nezgodna, potresna obtežba) je namreč cena, ki jo moramo plačati za varnost, veliko večja kot pri običajni obtežbi, kjer so odstopanja majhna (lastna teža). Pri običajni obtežbi si zato lahko »privoščimo« več varnosti kot pri nezgodni oziroma potresni obtežbi. JCSS (2001) za srednje pomembne stavbe pri potresni obtežbi priporoča ciljni indeks zanesljivosti 3.3/leto, kar je ekvivalentno verjetnosti $p_f = 5 \cdot 10^{-5}$ /leto oziroma $p_f = 2.5 \cdot 10^{-2}$ /50 let. Kako pa je s ciljno zanesljivostjo v EC8? Po priporočilu, ki je privzeto tudi v Slovenskem nacionalnem dodatku k EC8 (SIST 2005a), mora biti konstrukcija zgrajena tako, da preživi potresni vpliv, ki ima verjetnost prekoračitve 10 % v 50 letih. Projektna ciljna zanesljivost torej znaša $p_f = 0.1$, pri tem pa moramo upoštevati, da je dejanska zanesljivost mnogo večja, saj se pri projektiranju na potresno obtežbo upoštevajo razni varnostni faktorji (eksplicitno in implicitno). Nekaj rezerve je tudi še v definiciji mejnega stanja, saj mejno stanje, ki je upoštevano v standardih, še ne predstavlja »popolne« porušitve, ki jo obravnavamo v verjetnostni analizi. V nadaljevanju bomo rezultate verjetnostne analize ($H_{LS,50}$) primerjali z referenčno vrednostjo združenja JCSS, ki znaša $p_{f,50} = 2.5 \cdot 10^{-2}$. Enako kot pri kapaciteti PGA_C , so na sliki 6.16 prikazani rezultati pri katerih je upoštevana le nezanesljivost zaradi variacije v potresni obtežbi in rezultati pri katerih je upoštevana tudi nezanesljivost numeričnega modela. Enako kot prej je kritičen mejni primer, kjer upoštevamo oba vira nezanesljivosti.

Rezultati

Konstrukcije, ki so projektirane po EC8, z upoštevanjem vseh konstrukcijskih in minimalnih zahtev, so bolj varne od konstrukcij z računsko potrebno armaturo. Razlika izhaja iz dodatne kapacitete zaradi minimalnega deleža vzdolžne armature in minimalnih oz. konstrukcijskih pogojev za prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov. Pri konstrukcijah, ki so projektirane po EC8, minimalna vrednost $PGA_{C,5\%}$ znaša približno 0.38 g, kar je precej več od projektnega pospeška 0.25 g. Verjetnosti porušitev v 50 letih ($H_{LS,50}$) so povsod manjše od 1.2 %. Pri konstrukcijah z računsko potrebno armaturo so kapacitete PGA_C bistveno manjše (minimalna vrednost $PGA_{C,5\%}$ naša približno 0.2 g), verjetnosti porušitev pa temu primerno večje ($H_{LS,50}$ do 9 %).

Pri obeh skupinah konstrukcij lahko opazimo zmanjševanje kapacitete PGA_C z večanjem mase. Konstrukcije z majhno maso, ki so projektirane po EC8, imajo veliko dodatno nosilnost, ki izhaja iz minimalnega deleža vzdolžne armature. Dodatna nosilnost zaradi minimalne vzdolžne armature se z maso manjša in je pri največjih masah že praktično enaka nič. Pri največjih masah bi zato pričakovali, da je kapaciteta konstrukcij iz obeh skupin približno enaka, vendar je kapaciteta konstrukcij, ki so projektirane po EC8, še vedno nekoliko večja, predvsem zaradi večjega deleža prečne armature. Tudi pri konstrukcijah z računsko potrebno armaturo smo pričakovali, da bodo imele na celotnem območju mas približno enako kapaciteto PGA_C , kljub temu pa imajo konstrukcije z majhno maso nekoliko večjo kapaciteto. Večja kapaciteta izhaja iz velike duktilnosti teh stebrov ($\mu_\phi \gg 8$).

Konstrukcije z večjimi prerezi stebrov so v splošnem bolj varne od ustreznih konstrukcij z manjšimi prerezi stebrov (pri enakih vrednostih mase).

Faktor obnašanja

Na podlagi zbranih rezultatov ($PGA_{C,5\%} > 0.38$ g, $H_{LS,50} < 2.5$ %) lahko torej v enoetažnih montažnih armiranobetonskih halah z močnimi stiki, ki so projektirane po EC8, upravičimo faktor obnašanja $q = 4.5$.

Pri tem se moramo zavedati, da taka redukcija sil ne izhaja iz računsko potrebne armature, temveč predvsem iz dodatne kapacitete zaradi minimalnega deleža vzdolžne armature in minimalnih pogojev/konstrukcijskih pravil za prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov. Pri konstrukcijah, kjer ne bi upoštevali minimalnih zahtev glede armature po EC8, uporaba $q = 4.5$ ni sprejemljiva.

Menimo, da računsko potrebna prečna armatura za objetje, ki je manjša od minimalne armature za objetje po EC8, ne zagotavlja dovolj velike duktilnosti stebrov. Razlog je kratka dolžina plastičnih členkov in velik pomik na meji tečenja (op.: zadnja lastnost ima sicer tudi ugoden vpliv, ker je dejanski nihajni čas večji od projektnega nihajnega časa in so zato dejanske obremenitve manjše od projektne).

Pri dimenzioniranju konstrukcij v poglavju 6.1.5 smo ugotovili, da se dimenzioniranje za stopnjo duktilnosti DCH pri večini konstrukcij formalno ne izplača, saj imajo stebri ne glede na izbrani razred duktilnosti (DCH ali DCM) enak delež vzdolžne armature (v večini stebrov je merodajen minimalni delež $\rho_{l,min} = 1$ %), razlikujejo pa se v deležu prečne armature v kritičnih območjih stebrov. Nasprotno je verjetnostna analiza pokazala, da z večjimi deleži prečne armature bistveno povečamo varnost konstrukcij, zato kljub vsemu priporočamo, da se v stebrih upoštevajo pravila za stopnjo duktilnosti DCH.

Primerjava z okvirnimi konstrukcijami

Glavna razlika med enoetažnimi okvirnimi konstrukcijami in enoetažnimi montažnimi konstrukcijami (z močnimi stiki) je v sposobnosti prerazporeditve obtežbe. Pri tem je pomembno, da ločimo med dvema vrstama prerazporeditve obtežbe:

1. Prerazporeditev zaradi statične nedoločenosti konstrukcij.

Ta je v EC8 upoštevana s koeficientom α_u/α_1 , s katerim povečamo osnovno vrednost faktorja obnašanja. Konstruktivni sistem enoetažnih montažnih hal je praktično statično določen, zato je koeficient α_u/α_1 pri teh sistemih enak 1.0, za enoetažne okvirje pa lahko v skladu z EC8 prevzamemo vrednost $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$ (lahko uporabimo tudi večje vrednosti, če faktor neposredno iz vrednotimo).

2. Prerazporeditev obtežbe v primeru naključne (nepričakovane) odpovedi katerega izmed elementov konstrukcije.

Ta sposobnost je v EC8 upoštevana v osnovni vrednosti faktorja obnašanja, določa pa jo tip konstrukcijskega sistema. Tako je pri sistemu obrnjenega nihala (sistem, pri katerem je vsaj 50 % mase v zgornji tretjini višine konstrukcije ali pri katerem se energija sipa pretežno ob vpetju enega samega elementa stavbe) osnovna vrednost faktorja obnašanja enaka $q_0 = 2.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (DCH), pri okvirnih sistemih pa lahko uporabimo večjo vrednost $q_0 = 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (DCH). Pri tem ne gre za to, da je sistem obrnjenega nihala toliko manj duktilen od okvirnega sistema, temveč je predvsem manj zanesljiv, saj lahko vsaka najmanjša napaka v izgradnji usodno vpliva na kapaciteto konstrukcije (če je število elementov večje, se odpoved enega stebra ne pozna toliko). Kar se te lastnosti tiče, so enoetažne montažne hale (z močnimi stiki) z velikim številom stebrov podobne okvirnim sistemom, zato se za njih priporoča enaka osnovna vrednost kot za okvirne konstrukcije, t.j. $q_0 = 4.5 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (DCH) (to je jasno iz opombe pri definiciji obrnjenega nihala: EC8-1/5.1.2). Ne glede na to pa se zdi, da so okvirni monolitni sistemi tudi v tem primeru nekoliko bolj ugodni od montažnih sistemov, saj je število mest, kjer se sipa energija vsaj $2\times$ večje kot pri montažnih sistemih.

Čeprav je parametrična študija upravičila uporabo faktorja obnašanja $q = 4.5$ pri enoetažnih montažnih konstrukcijah z močnimi stiki, pa menimo da so okvirni sistemi, ki jih projektiramo z enakim faktorjem obnašanja, kljub vsemu nekoliko bolj varni. Razlog je v tem, da je koeficient α_u/α_1 pri okvirnih sistemih običajno veliko večji od vrednosti 1.1 (pri enoetažnih montažnih sistemih te rezerve ni), ima pa tudi večje število mest z sipanjem energije in je zaradi tega bolj zanesljiv.

7 ZAKLJUČKI

Glavni prispevki doktorske disertacije so:

- Pridobili smo nova eksperimentalna znanja na področju:
 - Obnašanja in cikličnega odziva stebrov v armiranobetonskih montažnih halah
 - Obnašanja stikov
- Dopolnili smo računski model za stebre armiranobetonskih montažnih hal
- Pripravili probabilistično metodo/verificirali parametre metode za oceno potresnega tveganja enoetažnih armiranobetonskih montažne hale
- Določili potresno tveganje za enoetažne armiranobetonske montažne hale
- Na podlagi rezultatov potresnega tveganja smo ovrednotili obstoječe standarde na področju montažnih konstrukcijskih sistemov

Eksperimentalni rezultati

Prve in morda najpomembnejše podatke v zvezi z obnašanjem montažnih armiranobetonskih hal med potresno obtežbo smo pridobili z eksperimentalnimi preizkusi – sodelovali smo pri načrtovanju in izvedbi preizkusov enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal v okviru evropskega projekta PRECAST. Podobni eksperimenti montažnih konstrukcij v naravnem merilu do sedaj še niso bili narejeni. Eksperimenti v naravnem merilu so omogočili, da smo preizkusili obnašanje stikov neposredno na konstrukciji med potresno obtežbo. Poleg tega so stebri v preizkušeni konstrukcijah zelo vitki. Tako vitki stebri do sedaj še niso bili preizkušeni.

Obnašanje in ciklični odziv stebrov

Obnašanje in sposobnost sipanja energije pri tako vitkih stebrih (indeks strižnega razpona 12.5) pred tem še ni bila raziskana, zato so ugotovitve na tem področju pomembne. Ugotovili smo, da sta deformabilnost in deformacijska kapaciteta pri vitkih stebrih zelo veliki. V zasutih stebrov prevladuje upogibna komponenta, strižne deformacije so zanemarljive. Pri uporabljeni izvedbi čašastih temeljev tudi nismo zaznali večjih relativnih pomikov/zasukov med stebrom in temeljem, opazili pa smo manjši zdrs (izvlek) armature ob vpetju. Zaradi velike podajnosti stebrov, je velik že povprečni zasuk na meji tečenja armature (v preizkušeni stebrih 2.6-2.8 %). Te vrednosti so precej večje, kot smo navajeni pri krajših stebrih. Tudi po začetku plastifikacije armature imajo stebri še veliko deformacijsko kapaciteto. Pri preizkušeni stebrih smo dokumentirali porušitev pri povprečnih zasutih 6-8 %. V vseh primerih je porušitev potekala po enakem vzorcu – najprej luščenje krovnega betona, sledi uklon vzdolžne armature in nazadnje pretrg vzdolžne palice. Vsi ti pojavi so si sledili v kratkem časovnem intervalu. Izrazito padanje nosilnosti stebrov je nastopilo šele v fazi porušitve, pred tem pa smo opazili le manjše zmanjševanje nosilnosti, ki je posledica utrujanja materiala pri ponavljanju ciklov, in P-delta efektov. Vpliv P-delta efektov je bil velik zaradi velikih pomikov na vrhu stebrov. Opazili smo, da je bila

plastična ukrivljenost skoncentrirana na zelo kratki razdalji od vpetja stebrov, kar pomeni, da so bile dolžine plastičnih členkov relativno majhne (približno 20 cm). Razmerje med dolžino plastičnega članka in dolžino elementa je bilo pri preizkušanih vitkih stebrih veliko manjše, kot je značilno za kratke stebre. Standardni izrazi za ekvivalentno dolžino plastičnih členkov (Park in Paulay 1975) zato pri vitkih stebrih niso uporabni. Ugotovili smo, da so dolžine plastičnih členkov približno enake $\frac{1}{2}$ prereza stebra v smeri obremenjevanja.

Obnašanje stikov

Pri načrtovanju preizkušancev je poseben problem predstavljalo dimenzioniranje stikov. V ta namen smo uporabili enostavne empirične enačbe, pa tudi bolj zahtevno numerično analizo po metodi končnih elementov. Z eksperimenti smo preizkusili dejansko obnašanje stikov in tako preverili nosilnost stikov.

Eksperimentalni preizkusi so pokazali, da je stik med nosilcem in strešno ploščo dovolj močen. Stiki se niso poškodovali, niti niso dosegli meje elastičnosti, zato so bili relativni zasuki med nosilci in strešnimi ploščami majhni. Takšno obnašanje stikov je zagotovilo veliko togost strehe v lastni ravnini. Primerljive rezultate o obnašanju stika smo dobili tudi s podrobno analizo po metodi končnih elementov. Pri tem smo spoznali, da so računski orodja za analizo armiranobetonskih montažnih stikov še precej neizpopolnjena. Modeliranje montažnih stikov je težavno predvsem zaradi kontaktov med posameznimi elementi stika, ki niso medsebojno sprijeti. Dodaten problem predstavlja modeliranje nelinearnega cikličnega odziva betona pri velikih deformacijah (mehčanje). Na tem področju se je za najbolj uspešnega izkazal model z razmazanimi razpokami podjetja ANATECH (ANACAP 1997). Zaradi omenjenih problemov je smiselno, da numerični model stika kar se da poenostavimo, kontakte med elementi pa upoštevamo le tam, kjer je to najbolj potrebno, drugje pa v stikih predpišemo enake deformacije.

Druga vrsta stikov – stik med stebrom in nosilcem je standarden členkast stik z moznikom, ki se pogosto uporablja tudi v slovenski graditeljski praksi. Eksperimentalni preizkusi so pokazali, da so bili mozniki na stiku dovolj močni, pojavile pa so se poškodbe v nosilcu. Za zagotovitev močne povezave med stebrom in nosilcem v nadaljnjih analizah so bile potrebne dodatne ojačitve. Ugotovili smo, da empirična enačba, ki predpostavlja, da je palica obdana z debelim slojem betona, v tem primeru ni primerna. V stikih tega tipa priporočamo, da se odprtine na stiku z mozniki objamejo z gostimi stremeni.

S podrobno analizo in eksperimenti smo torej dokazali veliko kapaciteto stika med nosilci in strešnimi ploščami v testni konstrukciji ter posledično veliko togost strehe v lastni ravnini. Togost je bila zagotovljena izključno s stiki, saj so bile strešne plošče v eksperimentu fizično ločene. Običajno so plošče v praksi povezane z armaturno mrežo in zalite s slojem betona, zaradi česar lahko pri »dejanskih« konstrukcijah pričakujemo še večje togosti strešnih konstrukcij in medetažnih plošč, s čimer lahko v večini primerov upravičimo uporabo toge diafragme v numeričnem modelu.

Poudariti moramo, da smo v disertaciji obravnavali le nekaj vrst stikov, ki so bili uporabljeni na testnih konstrukcijah. Splošnih zaključkov o stikih ne moremo podati, ker se v graditeljski praksi uporablja še veliko drugih izvedb stikov, ki jih v nalogi nismo analizirali. Vsi obravnavani stiki spadajo med stike s povečano nosilnostjo po kvalifikaciji EC8. Poleg teh se v montažnih armiranobetonskih konstrukcijah uporabljajo tudi deformabilni stiki s sposobnostjo sipanja energije. Konstrukcije z deformabilnimi stiki v disertaciji nismo obravnavali (analiza deformabilnih stikov v montažnih konstrukcijah je predvidena v projektu SAFECAST, pri katerem bo sodelovala FGG).

Dopolnitev numeričnega modela za stebre

Izkušnje iz eksperimentalnih raziskav smo uporabili pri izdelavi numeričnega modela za enoetažne montažne armiranobetonske hale. Prva ugotovitev, ki smo jo upoštevali, je predpostavka o togosti strešne konstrukcije v svoji ravnini. S tem se numerični model hale reducira na sistem povezanih konzol, v večini primerov (če so stebri v konstrukciji enaki) pa lahko model še dodatno poenostavimo, tako da sistem konzol nadomestimo z ekvivalentnim konzolnim stebrom. Steber smo modelirali z linijskim elementom, s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju, z različnimi metodami pa smo poskušali določiti histerezni odziv moment-zasuk v plastičnem členu (model smo verificirali z eksperimentalnimi rezultati preizkušenih konstrukcij). Za določitev histerezne ovojnice smo uporabili standardno pol-analitično metodo, ter nekaj povsem empiričnih metod (Fardisove empirične enačbe, Haseltonove empirične enačbe, metoda CAE).

Ugotovili smo, da se zasuk na meji tečenja, ki ga izračunamo s standardno analitično metodo, dokaj dobro ujema z izmerjenimi vrednostmi. S tem smo pokazali, da pri vitkih stebrih upogibne deformacije prevladujejo nad strižnimi deformacijami in deformacijami zaradi zdrsa armature. Zaradi enakega razloga pa empirične metode (Haselton, CAE) močno podcenijo velikost zasuk na meji tečenja. Obravnavane empirične ocene namreč temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona ($L^* = 1.5-6.0$). Pri teh stebrih, obratno kot pri vitkih stebrih ($L^* > 6.0$), vpliv striga in zdrsa prevladuje nad upogibno komponento (delež zaradi striga in zdrsa je večji od 50 %). Tudi tu se sicer upogibna komponenta zasuka povečuje z višino stebra, vendar pa se skupni zasuk na račun manjšega zdrsa armature (vpliv zdrsa je največji pri zelo kratkih stebrih in pada z vrednostjo L^* , nato pri velikih vrednostih L^* postane konstanten) ne povečuje. To se izraža tudi v empiričnih ocenah, ki ne zaznajo povečanja zasuka z večanjem višine stebra, kot je to značilno za vitke stebre. Ugotovili smo, da ta problem najboljše rešimo tako, da zasuk zaradi upogibnih deformacij izračunamo analitično, temu pa dodamo konstantno komponento zaradi striga in zdrsa armature, ki je neodvisna od L^* (Fardis). Konstantna komponenta pri obravnavanem stebri predstavlja približno 18 % skupnega zasuka. Ker je ta delež majhen, smo tudi s standardnim analitičnim izračunom (brez upoštevanja striga in zdrsa armature) dobili zadovoljive rezultate.

Mejni zasuk po standardni metodi določimo z upoštevanjem empirično določene dolžine plastičnih členkov. Pri tem so se znova pokazale pomanjkljivosti empiričnih ocen, ki temeljijo na preizkusih stebrov z majhnimi indeksi strižnega razpona. Eksperimentalni preizkusi so pokazali, da je razmerje

med dolžino plastičnega členka in dolžino elementa pri vitkih stebrih manjše kot pri krajših stebrih. Z empiričnimi ocenami za kratke stebre zato dolžino plastičnega členka precenimo, posledično pa precenimo tudi mejne zasuke. Zaradi tega predlagamo, da se dolžina plastičnega členka pri vitkih stebrih omeji z velikostjo $h/2$, kjer je h prerez stebra v smeri obremenjevanja. Omenjeno omejitev smo zasledili v literaturi (Park in Paulay 1975), potrdili pa so jo tudi eksperimentalni rezultati. Ko smo upoštevali to omejitev, je bil mejni zasuk, ki smo ga določili po standardnem analitičnem postopku, nekoliko večji od izmerjenega zasuka pri maksimalni obremenitvi. Pri analiziranih stebrih, ki so močno objeti, je standardna metoda predvidela mejni zasuk ob nastopu mejne deformacije v natezni armaturi. Ta zasuk je v konkretnem primeru sovpadal z zasukom pri maksimalni nosilnosti prereza. Nasprotno so eksperimentalni rezultati pokazali, da porušitev natezne armature še ne predstavlja mejnega zasuka. Odpovedi posamezne palice je običajno sledilo padanje nosilnosti v post-kritičnem območju. Tega pojava s standardnim analitičnim postopkom ni bilo mogoče modelirati, saj v računu ne upoštevamo pojavov, ki so tipični za velike deformacije (uklon vzdolžne armature, neravni prerezi, itd). Spoznali smo, da moramo post-kritični odziv modelirati z empiričnimi enačbami (v disertaciji smo uporabili empirične enačbe, ki jih predlagata Fardis in Haselton, preizkusili pa smo tudi neparametrično metodo CAE).

Fardis podaja empirično enačbo za izračun mejnega zasuka. Mejni zasuk je pri njemu definiran kot zasuk pri 20 % izgubi nosilnosti (enako je mejni zasuk definiran tudi v EC8). Avtor ločeno obravnava mejni zasuk pri monotonem in cikličnem odzivu. V primeru preizkušenih stebrov je ocena mejnega zasuka pri ciklični obtežbi nekoliko precenjena. Dodaten problem je, da Fardis ne predlaga izrazov za zasuk pri maksimalni sili in s tem povezane togosti v post-kritičnem območju. Neparametrična empirična metoda CAE sicer omogoča oceno obeh parametrov, vendar so napovedi za stebre z velikim indeksom strižne dolžine nezanesljive. Da bi povečali zanesljivost, bi morali podatkovno bazo metode nadgraditi z eksperimentalnimi rezultati vitkih stebrov, ki pa jih v tem trenutku nimamo (izjema so stebri preizkušeni v Ispri, kar je premajhen vzorec). Najboljšo oceno obeh parametrov v post-kritičnem območju smo dobili s Haseltonovim modelom, ki smo ga rahlo prilagodili za stebre z velikim indeksom strižnega razpona. Haseltonov model ovojnice lahko uporabljamo le v kombinaciji z Ibarrinim histereznim modelom, ki omogoča modeliranje zmanjševanja nosilnosti zaradi ponavljajočih se ciklov. To zmanjševanje nosilnosti definiramo s parametrom λ , ki predstavlja celotno energijsko kapaciteto elementa, normirano na deformacijsko kapaciteto v času tečenja (poglavje 3.4.1). Haselton podaja empirični izraz za λ , vendar bi morali to vrednost načeloma prilagoditi glede na mejo tečenja, ki jo upoštevamo v numeričnem modelu (zasuk na meji tečenja smo namreč določili po standardnem postopku namesto s Haseltonovo enačbo). Ne glede na to pa smo na osnovi eksperimentalnih rezultatov ugotovili, da se osnovna vrednost λ zelo dobro ujema z izmerjeno energijsko kapaciteto elementa, če je meja tečenja eksperimentalno potrjena. Zaradi tega smo predlagali, da se vrednost λ ne prilagaja večji vrednosti zasuka na meji tečenja. Ta ugotovitev je pomembna tudi za razumevanje energijskih zakonitosti v armiranobetonskih stebrih, saj pomeni, da absolutna energijska kapaciteta stebrov narašča z velikostjo zasuka na meji tečenja.

Z opisanim postopkom (Haselton + Ibarra) smo uspeli zelo dobro opisati odziv preizkušeni konstrukcij vse do porušitve. Zelo dobro je modelirano tako padanje nosilnosti znotraj enega cikla kakor tudi padanje nosilnosti v ponavljajočih se ciklih. Preverjeni numerični model smo zato uporabili v nadaljnjih študijah potresnega tveganja enoetažnih montažnih hal. Te študije so bile tudi glavni motiv za uporabo numeričnega modela, ki je sposoben modelirati obnašanje stebrov vse do porušitve. Pri običajnih postopkih projektiranja tako zahtevnega modela ne potrebujemo, saj so v projektnih stanjih pomiki omejeni z vrednostmi, ki so precej manjše od vrednosti, kjer se pojavi značilno zmanjševanje nosilnosti. V teh primerih lahko za določitev histerezne ovojnice uporabimo standardno metodo na osnovi idealiziranega odnosa moment-ukrivljenost in empirično določenih dolžin plastičnih členkov, pri čemer pa moramo upoštevati omejitev za ekvivalentno dolžino plastičnega členka, t.j. $l_p < 0.5h$ (h je dimenzija prereza v smeri obremenjevanja). Poleg tega lahko pri običajnih postopkih projektiranja namesto Ibarrih histereznih pravil uporabimo bolj enostavna histerezna pravila, ki ne upoštevajo ciklične deterioracije (npr. Takedina histerezna pravila).

Verifikacija metode za oceno potresnega tveganja industrijskih montažnih hal

Za študijo potresnega tveganja smo uporabili trenutno zelo popularno metodologijo »PEER«. Ta metodologija je v grobem sestavljena iz dveh delov, kjer v prvem delu izračunamo kapaciteto konstrukcije, v drugem delu pa ocenimo potresno nevarnost območja, kjer se konstrukcija nahaja. Z združitvijo obeh delov nato ocenimo verjetnost porušitve konstrukcije. V disertaciji smo obravnavali globalno porušitev konstrukcije, ki predstavlja nezmožnost konstrukcije da prenese lastno težo. Ustrezno kapaciteto smo izračunali z numeričnim modelom, ki upošteva zmanjševanje nosilnosti v post-kritičnem območju. Zaradi te lastnosti numeričnega modela in tudi zaradi velikih P-delta efektov pri obravnavanem konstrukcijskem sistemu, krivulja odnosa med pospeškom in odzivom (IDA krivulja) v določeni točki postane ravna, kar pomeni, da se odziv kljub enaki vrednosti pospeška povečuje. Ta točka predstavlja porušitev konstrukcije. Spoznali smo, da v primeru »porušeni IDA krivulji«, analize potresnega tveganja ne moremo narediti po standardnem postopku metodologije PEER (t.i. po Metodi na osnovi pomikov). Zato smo za študijo montažnih armiranobetonskih hal uporabili drugačno metodo, ki se imenuje metoda na osnovi intenzitete, in je razmeroma nova metoda na področju verjetnostne analize konstrukcij. Ta metoda je v primerjavi z osnovno metodo tudi bolj enostavna, saj ne zahteva, da določimo celotne IDA krivulje, temveč le pospeške, pri katerih se konstrukcija poruši. Metodo priporočamo za analizo potresnega tveganja v vseh primerih, ko obravnavamo globalno porušitev konstrukcije in le-to modeliramo z ustreznim numeričnim modelom, ki upošteva zmanjševanje nosilnosti in/ali P-delta efekte.

Metodo na osnovi intenzitete smo verificirali na numeričnem modelu eksperimentalno preizkušene konstrukcije. Preizkusili smo dve meri za intenziteto: maksimalni pospešek temeljnih tal (PGA) in elastični spektralni pospešek, ki pripada ekvivalentni linearni togosti ($S_e(T_e)$). Ugotovili smo, da so raztrosi rezultatov pri obeh merah intenzitete približno enaki (z uporabo intenzitete $S_e(T_e)$ nekoliko zmanjšamo raztros le na območju pred začetkom plastifikacije armature). Zaradi tega smo za analizo enoetažnih montažnih hal predlagali uporabo mere PGA, na podlagi katere si lažje predstavljamo

intenziteto potresne obtežbe. Trenutno se zdi ta izbira najboljša za analize, kjer obravnavamo odziv konstrukcije v izrazito nelinearnem območju, za nadaljnji razvoj metode pa bi bilo zanimivo preučiti alternativne mere za intenziteto, npr. neelastične spektralne pospeške.

Ugotovili smo, da ima metoda za oceno potresnega tveganja tudi nekaj pomanjkljivosti, ki se jih moramo zavedati. Najšibkejši člen metode je področje potresnih zahtev oz. funkcija potresne nevarnosti. Za širše območje Slovenije namreč niso na voljo natančnejše funkcije potresne nevarnosti, tudi tam kjer so, pa je zanesljivost podatkov pri pospeških z veliko povratno dobo majhna. Funkcije potresne nevarnosti so torej pri velikih pospeških nezanesljive. Posledično je napaka v oceni potresnega tveganja za konstrukcijo z veliko kapaciteto (izraženo s pospeškom temeljnih tal) večja kot pri konstrukcijah z manjšo kapaciteto. V prvo kategorijo spadajo tudi eksperimentalno preizkušene konstrukcije, pri kateri so analize izkazale veliko kapaciteto, izraženo s pospeškom temeljnih tal ($PGA > 1.0 \text{ g}$).

Drug pomemben problem, ki ga v disertaciji nismo posebej obravnavali, je povečevanje pospeškov v akceleroگرامih. Metoda namreč temelji na IDA analizah, kjer postopoma povečujemo maksimalni pospešek akceleroگرامa, hkrati pa povečamo tudi pospeške v manjših, začetnih ciklih. Akceleroگرامi, ki jih povečamo s faktorjem 5 in več imajo zato začetne cikle nerealno velike, močno popačen pa je tudi frekvenčni sestav akceleroگرامa. Napako bi se dalo zmanjšati tako, da za potresno obtežbo izberemo akceleroگرامe, pri katerih je maksimalni pospešek že v osnovi približno enak pospešku, pri katerem se konstrukcija poruši. Na ta način se lahko izognemo prekomernemu povečevanju pospeškov.

Izvednotenje parametra v verjetnostni analizi

Prispevali smo tudi svoj delež pri razvoju metode za oceno potresnega tveganja. Ta se nanaša na parameter, s katerim opišemo raztros rezultatov zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela. Ta parameter lahko ključno vpliva na končni rezultat verjetnostne analize, kljub temu pa podrobna analiza parametra pri nas še ni bila narejena. Študija, ki smo jo izvedli v okviru disertacije je pomembna tudi zato, ker smo z njo ocenili parameter za celoten razpon enoetažnih armiranobetonskih hal, kar pomeni, da lahko rezultate prenesemo tudi na druge konstrukcije s podobnimi lastnostmi. Pri določitvi parametrov smo uporabili izviren način, saj smo nezanesljivost modelnih parametrov določili na podlagi eksperimentalne baze podatkov. Tako smo upoštevali velike nezanesljivosti podatkov v nelinearnem območju blizu porušitve. Parametre smo izračunali s približno metodo 1. reda. Rezultate približne metode smo primerjali z bolj natančno metodo Monte Carlo in ugotovili, da je približna metoda za sisteme z eno prostostno stopnjo dovolj natančna. Nekatere raziskave v preteklosti so pokazale, da so raztrosi, ki izhajajo iz nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela konstrukcije, majhni v primerjavi z raztrosi, ki izhajajo iz variacije v zapisih potresne obtežbe. Pokazali smo, da te trditve ne držijo v primerih, kadar obravnavamo odziv konstrukcije v nelinearnem območju blizu porušitve. Študija je namreč pokazala, da je raztros rezultatov zaradi nezanesljivosti modela približno enakega velikostnega reda kot raztros rezultatov zaradi variacije v zapisih potresne obtežbe (v nekaterih primerih celo večji). Na podlagi širše študije parametrov za večji razpon numeričnih

modelov smo ugotovili tudi nekatere zanimive povezave med parametrom in lastnostjo numeričnega modela, ki do sedaj še niso bile raziskane. Ugotovili smo, da lahko največji raztros v rezultatih pričakujemo v primeru, če v numerični analizi konstrukcij ne upoštevamo P-delta efektov, saj je takrat numerični model najbolj občutljiv na majhne spremembe v vhodnih podatkih. Podobno lahko velik raztros pričakujemo tudi v primeru, če je za konstrukcijo značilno zelo majhno razmerje med pomikom pri maksimalni nosilnosti in pomikom na meji tečenja. Izračunane vrednosti parametrov smo uporabili v analizi potresnega tveganja za enoetažne montažne hale.

Potresno tveganje za enoetažne armiranobetonske montažne hale

Z obsežno parametrično študijo preučili potresno tveganje za ves spekter realnih enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki. Analizirali smo parametre, ki bistveno vplivajo na potresno tveganje (masa in posledično nivo osne sile v stebrih, dimenzija prereza). Posebej smo analizirali hale, ki so dimenzionirane po najnovejših standardih EC8, z upoštevanjem vseh konstrukcijskih zahtev za stopnjo duktilnosti DCH, ter hale, v katerih je upoštevana le računsko potrebna armatura brez konstrukcijskih pravil.

Ugotovili smo, da so hale, pri katerih smo pri projektiranju upoštevali vse konstrukcijske zahteve po EC8, veliko bolj varne od konstrukcij z računsko potrebno armaturo. Razlika izhaja iz dodatne kapacitete zaradi minimalnega deleža vzdolžne armature in minimalnih oz. konstrukcijskih pogojev za prečno armaturo v kritičnih območjih stebrov (glej naslednji razdelek). Pri konstrukcijah, ki so projektirane po EC8, $PGA_{C,5\%}$ znaša 0.38-1.1 g, kar je precej več od projektnega pospeška 0.25 g. Verjetnosti porušitev v 50 letih ($H_{LS,50}$) znašajo 0.1-1.2 %. Pri konstrukcijah z računsko potrebno armaturo so kapacitete PGA_C bistveno manjše (0.2-0.45 g), verjetnosti porušitev pa temu primerno večje (1.0-8.5 %).

Ovrednotenje obstoječih standardov na področju montažnih konstrukcijskih sistemov

Kritične zahteve pri dimenzioniranju

Pri projektiranju konstrukcij z upoštevanjem vseh konstrukcijskih zahtev (DCH) smo ugotovili, da so pri vseh konstrukcijah kritične zahteve po omejitvi P-delta efektov oziroma pomikov (ob zahtevi nastopita skoraj istočasno). Te zahteve določajo dimenzije prečnih prerezov stebrov, saj moramo zaradi prevelikih pomikov togost konstrukcije povečati, to pa običajno naredimo s povečanjem prečnih prerezov stebrov. V disertaciji smo v preglednicah prikazali možno izbiro prerezov glede na velikost mase, ki pripada enemu stebri – te preglednice lahko služijo tudi kot izhodišče pri projektiranju enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal. Pokazalo se je, da je potresna obremenitev pri vseh konstrukcijah, ki izpolnjujejo zahteve po omejitvi P-delta efektov in pomikov, relativno majhna, zato je v večini primerov merodajen minimalni delež skupne vzdolžne armature, ki ga za stebre predpisuje EC8 – t.j. $\rho_l = 0.01$. Vzporedno s tem smo ugotovili, da v vseh obravnavanih konstrukcijah delež prečne armature v stebrih določajo konstrukcijski pogoji za prečno armaturo za

razred DCH (maksimalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami, maksimalna razdalja med stremeni, minimalni prerez stremen). Strižne sile, določene po metodi načrtovane nosilnosti (DCH), so majhne in niso kritične v nobenem primeru. Spoznali smo tudi, da je v vseh enoetažnih armiranobetonskih montažnih konstrukcijah normirana osna sila v stebrih majhna ($v_d < 0.16$).

Faktor obnašanja

Ocena faktorja obnašanja za enoetažne montažne hale obravnavanega tipa je bila eden temeljnih ciljev disertacije. Pri tem je bilo bistveno vprašanje, če ustreza rešitev iz zadnje verzije standarda EC8, ki ob določenih pogojih (ustrezno izvedene vezi, omejitev tlačne osne sile, dovolj močni stiki projektirani s postopkom načrtovanja nosilnosti, upoštevanje vseh minimalnih zahtev iz standarda) dovoljuje uporabo enake redukcije potresnih sil, kot pri monolitnih armiranobetonskih okvirih.

Pokazali smo, da so bile pri uporabi faktorjev obnašanja, ki so predpisani za monolitne okvire ($q = 4.5$) in istočasnem upoštevanju vseh minimalnih zahtev standarda, dosežene zadostne varnosti za cel razred v praksi možnih izvedb takšnih hal ($PGA_{C,5\%} = 0.38-1.1 g$, $H_{LS,50} = 0.1-1.2 \%$).

Če pa minimalnih zahtev glede vzdolžne in prečne armature nismo upoštevali, v nekaterih primerih zadostna varnost ni bila dosežena. Razlika med zahtevano in doseženo varnostjo ni bila velika, vendar je potrebno upoštevati, da pri redukciji potresnih sil nismo upoštevali faktorja dodatne nosilnosti $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$, ki bi ga pri monolitnih okvirih lahko (glej nadaljevanje). Prav tako smo obravnavali idealiziran primer povsem simetrične konstrukcije. Tudi dejavnik možnih napak pri gradnji, ki je empirično upoštevan v vrednostih za faktorje obnašanja, ni bil upoštevan. Zato lahko sklepamo, da bi bil lahko faktor obnašanja za obravnavani sistem montažne gradnje, če minimalnih zahtev glede armature ne bi upoštevali, kvečjemu 4.0.

Menimo, da je smiselno obravnavati vprašanje vrednosti faktorja obnašanja in vpliv minimalnih zahtev ločeno. Slednje so v precejšnji meri odvisne od verzije predpisa in ni nujno, da se sočasno s spremembo zahteve o količini minimalne armature, spreminja tudi faktor obnašanja. Trenutno so zahteve po minimalni armaturi tako stroge, da bi tudi znatno manjše redukcije potresnih sil v veliko primerih ne vplivale na končni rezultat.

Nikakor pa ne gre zaključkov rezultatov te disertacije razumeti tako, da so faktorji obnašanja (sposobnost sipanja energije) za obravnavane montažne konstrukcije dejansko enaki kot pri monolitnih okvirih. Pokazali smo le, da uporaba faktorjev redukcije, ki so trenutno v EC8 predpisani za monolitne (večetažne) okvire, v večini primerov da zadovoljive rezultate tudi za obravnavani montažni sistem (ob upoštevanju vseh zahtev, ki so navedene v prvem odstavku tega razdelka). Dejanske rezerve pri dodatni nosilnosti so za monolitne okvire praviloma večje, mest sipanja energije je več in so večinoma v gredah, ki jim je lažje zagotoviti veliko duktilnost.

8 POVZETEK

V disertaciji smo analizirali potresno ranljivost in tveganje za montažne armiranobetonske hale, ki so značilne za gradnjo v Sloveniji in Evropi. Obnašanje montažnih konstrukcij med potresno obtežbo smo raziskali eksperimentalno in analitično.

Sodelovali smo pri načrtovanju in izvedbi psevdo-dinamičnih in cikličnih preizkusov na modelih hal v naravnem merilu. Podobni eksperimenti do sedaj še niso bili narejeni. Preizkušena sta bila dva prototipa enoetažne armiranobetonske montažne hale, ki predstavljata tipični sistem montažne gradnje na prostoru Slovenije in Italije. Prototipa sta bila sestavljena iz konzolnih stebrov, povezanih s strešno konstrukcijo. Vsi stiki, ki povezujejo strešno konstrukcijo, so bili projektirani po metodi načrtovane nosilnosti, s čimer je bila zagotovljena relativno velika nosilnost stikov. Tako projektirani stiki so omogočili učinek toge diafragme na nivoju strešne konstrukcije in s tem enakomerno sipanje energije v plastičnih členkih ob vpetju stebrov. Sposobnost sipanja energije pri tako vitkih stebrih (indeks strižnega razpona 12.5) pred tem še ni bila raziskana, zato so ugotovitve na tem področju pomembne. Pokazalo se je, da sta deformabilnost in deformacijska kapaciteta pri vitkih stebrih zelo veliki. Za stebre je značilen velik pomik/zasuk na meji tečenja armature, tudi po začetku plastifikacije pa imajo stebri še veliko deformacijsko kapaciteto. Opazili smo tudi, da je plastična ukrivljenost pri teh stebrih skoncentrirana na zelo kratki razdalji od vpetja – pri vseh stebrih so bile dolžine plastičnih členkov približno enake $\frac{1}{2}$ prereza stebra v smeri obremenjevanja, kar pomeni, da so dolžine plastičnih členkov pri vitkih stebrih relativno (glede na dolžino stebra) majhne. Kapaciteta stebrov v halah je dokaj velika, vendar pa se je pokazalo, da obravnavani konstrukcijski sistem nima sposobnosti prerazporeditve obtežbe, saj so se konstrukcije porušile kmalu po poružitvi prvega stebra.

Na podlagi eksperimentalnih rezultatov smo izdelali zanesljiv numerični model za vitke stebre. Stebre v halah smo modelirali z enostavnimi linijskimi elementi s koncentrirano plastičnostjo ob vpetju, histerezni odziv v plastičnih členkih pa smo določili z različnimi postopki – preizkusili smo standardni način modeliranja, ki delno temelji na analitičnih izračunih, in tudi nekaj povsem empiričnih metod. Rezultate numerične analize smo primerjali z eksperimentalnimi rezultati.

Ugotovili smo, da se pomik/zasuk na meji tečenja, ki ga izračunamo s standardno analitično metodo, dokaj dobro ujema z izmerjenimi vrednostmi. S tem smo pokazali, da pri vitkih stebrih upogibne deformacije prevladujejo nad strižnimi deformacijami in deformacijami zaradi zdrsa armature. S standardno pol-analitično metodo smo tudi dokaj dobro ocenili mejni zasuk, če smo upoštevali, da je dolžina plastičnega členka enaka $\frac{1}{2}$ prereza stebra, kot so pokazali eksperimenti. Ti rezultati so še enkrat potrdili, da je razmerje med dolžino plastičnega členka in dolžino elementa pri vitkih stebrih manjše ko pri krajših stebrih. Standardni empirični izrazi za ekvivalentno dolžino plastičnih členkov, ki temeljijo na preiskavah krajših stebrov, zato pri vitkih stebrih niso uporabni.

Najboljše ujemanje z eksperimentalnimi rezultati smo dobili z numeričnim modelom, ki omogoča modeliranje padanja nosilnosti znotraj posameznega cikla in pri ponavljajočih se ciklih z enakimi

pomiki. Numerični model je bil do sedaj umerjen le za stebre z razmeroma majhnimi strižnimi razponi, na podlagi eksperimentalnih rezultatov pa smo ga dopolnili tudi za vitke stebre. Z izbranim modelom lahko opišemo obnašanje stebrov vse do porušitve. Ta lastnost modela je lahko odločujoča pri oceni potresnega tveganja, kar je bil tudi glavni motiv za uporabo tako sofisticiranega numeričnega modela. Pri običajnih postopkih projektiranja tako zahtevnega modela ne potrebujemo, saj pri projektiranju ne dopuščamo velikih pomikov. V ta namen priporočamo standardni pol-analitični postopek, ob upoštevanju manjših dolžin plastičnih členkov (glej prejšnji odstavek).

Z izbranim numeričnim modelom lahko dokaj natančno ocenimo kapaciteto konstrukcije pri vnaprej predpisani obtežbi. Vemo pa, da je potresna obtežba slučajna in nepredvidljiva, poleg tega so slučajne tudi ostale spremenljivke, ki se nanašajo na kvaliteto materialov in lastnosti računskega modela. Če torej želimo verodostojno oceniti potresno tveganje za konstrukcije, moramo uporabiti metode verjetnostne analize. V disertaciji smo uporabili metodologijo, ki temelji na teoremu popolne verjetnosti dogodka. Pri tem smo upoštevali specifične lastnosti enoetažnih montažnih hal in predlagali, da se za oceno potresnega tveganja uporabi posebna izpeljava metode, v kateri kapaciteto konstrukcije izrazimo z intenziteto potresne obtežbe, in ne s pomikom, kot je to narejeno v osnovni različici metode. V posebni študiji smo obravnavali parameter, s katerim opišemo raztros rezultatov zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela konstrukcije. Parameter smo iz vrednotili za ves razpon enoetažnih montažnih hal, ki se gradijo v praksi, kar v takem obsegu pri nas še ni bilo narejeno za noben konstrukcijski sistem. Z izbrano in umerjeno metodo smo izvršili oceno potresnega tveganja za konstrukcijo, ki je bila eksperimentalno preizkušena. Študijo potresnega tveganja smo nato razširili za vse možne variante enoetažnih montažnih hal obravnavanega tipa, ki se lahko pojavijo v praksi. Posebej smo analizirali hale, ki so dimenzionirane po najnovejših standardih EC8, z upoštevanjem vseh konstrukcijskih zahtev za stopnjo duktilnosti DCH, ter hale, v katerih je upoštevana le računsko potrebna armatura brez konstrukcijskih pravil za minimalno vzdolžno in prečno armaturo.

Na podlagi študije potresnega tveganja smo interpretirali zahteve v standardih EC8, predvsem faktor obnašanja za montažne hale obravnavanega tipa. Ocena tega faktorja je bila eden temeljnih ciljev disertacije. Pri tem je bilo bistveno vprašanje, če ustreza rešitev iz zadnje verzije standarda EC8, ki ob določenih pogojih (omejitev tlačne osne sile, dovolj močni stiki, projektirani s postopkom načrtovanja nosilnosti) dovoljuje uporabo enake redukcije potresnih sil, kot pri monolitnih armiranobetonskih okvirih ($q = 4.5$). Pokazali smo, da so bile pri uporabi faktorjev obnašanja $q = 4.5$, in istočasnem upoštevanju vseh minimalnih zahtev standarda, dosežene dovolj velike varnosti za cel razred v praksi možnih izvedb hal (verjetnost porušitve 0.1–1.2 % v 50 letih). Če pa minimalnih zahtev nismo upoštevali, je bilo tveganje za porušitev dokaj visoko (verjetnost porušitve 1.0–8.5 % v 50 letih). Zato smo predlagali, da bi bil lahko faktor obnašanja za obravnavani sistem montažne gradnje, če minimalnih zahtev glede armature ne bi upoštevali, kvečjemu 4.0. Ker pa je minimalna vzdolžna armatura merodajna v večini primerov, tudi manjše redukcije potresnih sil v veliki večini primerov ne bi vplivale na končni rezultat.

9 SUMMARY

The subject of the doctoral dissertation is the seismic vulnerability and seismic collapse risk of precast reinforced concrete structures typical for the building practice in Slovenia and other parts of Europe. The behaviour of such structures during earthquakes was investigated both experimentally and analytically.

The author participated in the planning and execution of pseudo-dynamic and cyclic tests on full-scale models of precast industrial buildings. Similar experiments have not been performed so far. Two prototypes of a single-storey reinforced-concrete prefabricated industrial building were tested, such buildings being characteristic for similar structures in Slovenia and Italy. The prototypes consisted of cantilevered columns, which were connected to a roof structure. All the connections which held together the roof structure were designed according to the capacity design rule, so that the load-carrying capacity of the connections was relatively high. These connections produced a stiff diaphragm effect at the level of the roof structure, thus ensuring uniform absorption in the plastic hinges at the locations where the columns were fixed. Energy absorption capacity has not yet been researched in the case of such slim columns (with a shear span index of 12.5), so that the findings from the experiments are important. It turns out that in the case of such columns deformability and deformation capacity are very high. A large displacement/rotation at the yield point of the reinforcement is characteristic for them, and after the start of plastification the columns still have a very high deformation capacity. It was observed that, in the case of such columns, the plastic curvature is concentrated along a very short distance from the point of fixity – in the case of all the columns the lengths of the plastic hinges were equal to approximately half the width of the cross-section of the column in the direction of loading, which means that the lengths of the plastic hinges are, in the case of slim columns, relatively short with respect to the height of the column. The load-bearing capacities of the columns in prefabricated industrial buildings are relatively high, but it turns out that the treated structural system is unable to transfer the load to the remaining columns since these structures collapsed soon after failure of the first column.

A reliable numerical model for slim columns was developed on the basis of the experimental results. The columns of the investigated industrial buildings were modelled by means of simple linear elements with concentrated plasticity at both ends (where they were fixed), and the hysteretic response in the plastic hinges was determined by means of different procedures – the standard method of modelling was tested, which is partly based on the results of analytical calculations, as well as some completely empirical methods. The results of the numerical analysis were compared with the experimental results.

It was found that the displacement and rotation at the yield point, which were calculated using the standard analytical method, agree quite well with the measured values. In this way it was shown that, in the case of slim columns, the flexural deformations are dominant over the shear deformations and

deformations due to the slipping of reinforcement. By using a standard semi-analytical method it was possible to make a fairly good estimate of the limit rotation if it was taken into account that the length of the plastic hinge is equal to half the width of the cross-section of the column, as was shown by the experiments. These results yet again confirmed that the ratio between the length of the plastic hinge and the length of the element is smaller than in the case of shorter columns. The standard empirical expressions for the equivalent length of plastic hinges, which are based on the results for shorter columns, cannot be used in the case of slim columns.

The best agreement with the experimental results was obtained in the case of the numerical model which enabled the modelling of in-cycle as well as repeated-cycle strength deterioration. So far the numerical model has been calibrated only for columns with relatively small shear spans, but on the basis of the experimental results the model was extended to include slim columns. Using the selected model it is possible to describe the behaviour of the columns all the way to failure. This property of the model can be of decisive importance when estimating seismic risk, which was the main motive for the use of such a sophisticated numerical model. In the case of ordinary design procedures such a sophisticated model is not needed, since, when designing, such large displacements are not permitted. For this purpose the standard semi-analytical procedure is recommended, taking into account the shorter lengths of plastic hinges (see the previous paragraph).

By means of the selected numerical model it is possible to obtain a fairly reliable estimate of the load-carrying capacity of a structure in the case of a predetermined load. It is, of course, well-known that seismic loadings are random and unpredictable and, apart from this, there are the other variables, which relate to the quality of the materials and the properties of the computational model. If it is necessary to prepare a credible assessment of seismic risk for structures, then the methods of probability analysis have to be used. In the dissertation a methodology based on the total probability theorem was used. However, the specific properties of single-storeyed prefabricated industrial buildings were taken into account, and it was proposed that for the assessment of seismic risk a particular version of this method be used, in which the load-carrying capacity of a structure is expressed by the intensity of the seismic loading, and not by a displacement, as was the case in the basic variant of this method. In a special study a parameter was treated which can be used to describe the scatter of results due to the unreliability of determination of the numerical model of the structure. This parameter was evaluated for the whole range of single-storeyed prefabricated industrial buildings which are actually built in practice. This has not been done extensively for any structural system in Slovenia. The selected and calibrated model was used to assess the seismic risk for the structure which was experimentally tested. This study of seismic risk was then extended to all possible variants of single-storeyed industrial buildings of this type which occur in practice. Particular attention was paid to buildings which had been designed according to the latest EC8 standards, while taking into account all of the structural requirements for the DCH degree of ductility, as well as similar buildings in which only "design reinforcement" was taken into account, without the implementation of the structural rules for minimum longitudinal and transverse reinforcement.

The requirements of the EC8 standards, and in particular the seismic behaviour factor for industrial buildings of the treated type, were interpreted on the basis of the study of seismic risk. An assessment of this factor was one of the basic aims of the dissertation. The main question was: is the solution from the latest version of the standard EC8 satisfactory, which, under certain conditions (a limitation in the axial loading, connections designed according to the capacity design rule), permits the use of the same reduction of seismic forces as in the case of monolithic reinforced concrete frames ($q = 4.5$). It was shown that, if a behaviour factor of $q = 4.5$ is used, and at the same time all of the minimum requirements of the standard are taken into account, sufficiently large factors of safety can be achieved for a whole range of industrial buildings which can be built in practice (with a failure probability of 0.1–1.2 % in 50 years). If, on the other hand, these minimum requirements are not taken into account, then the risk of failure is fairly high (with a failure probability of 1.0–8.5 % in 50 years). For this reason it has been proposed that, in the case that the minimum requirements regarding reinforcement are not met, the behaviour factor for prefabricated RC industrial buildings could be reduced to 4.0. Since it is the minimum quantity of longitudinal reinforcement which is, in most cases, critical, a minor reduction in the seismic forces would not, in most cases, have an effect on the final result.

10 VIRI

- ABAQUS. 2004. ABAQUS Finite Element Analysis, Version 6.5-1. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.
- ACI. 1992. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95). American Concrete Institute Committee.
- AIJ. 2001. Report on the Damage Investigation of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey. Architectural Institute of Japan, Japan Society of Civil Engineers, The Japanese Geotechnical Society.
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B. 2002. Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/home.htm> (30.4.2008).
- ANACAP. 1997. ANATECH Concrete Analysis Program. ANATECH Research Corp.
- Appleton, J. 1986. Seismic behaviour of long span precast concrete structures. V: Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal, 7-12 September 1986, AA Balkema, Rotterdam, 5: 89-94.
- ATC. 1981. Proceedings of a workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads. ATC-8 Report, University of California, Berkeley.
- Baker, J. W., Cornell, C. A. 2003. Uncertainty specification and propagation for loss estimation using FOSM methods. PEER Technical Report 2003/07, University of California, Berkeley.
- Benjamin, J. R., Cornell, C. A. 1970. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. New York, McGraw-Hill.
- Bhatt, P., Kirk, D. W. 1985. Tests on an Improved Beam Column Connection for Precast Concrete. ACI Journal, 82, 6: 834-843.
- Biondini, F., Toniolo, G. 2004. Validation of seismic design criteria for concrete frames based on Monte Carlo simulation and full-scale pseudodynamic tests. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 1-6 August 2004, CD-ROM, Paper No. 2581.
- CEN. 1994. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1: General rules. ENV 1998-1. European Committee for Standardization.
- CEN. 2004a. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. European Committee for Standardization.
- CEN. 2004b. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. European Committee for Standardization.
- Clough, R. W., Johnston, S. B. 1966. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Report 66-16, Structural and Materials Research, Structural Engineering Laboratory. University of California, Berkeley.

- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., Foutch, D. A. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128, 4: 526-533.
- Cornell, C. A., Krawinkler, H. 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. *PEER Center News*, 4, 1: 1-3.
- Cornell, C. A., Vamvastikos, D., Jalayer, F., Luco, N. 2000. Seismic Reliability of Steel Frames. V: Proceedings of the 9th IFIP WG 7.5 Working Conference of Reliability and Optimization of Structural Systems. Ann Arbor, Michigan, September 2000, International Federation for Information Processing publications.
- Devroye, L. 1986. *Non-Uniform Random Variate Generation*. New York, Springer-Verlag.
- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG
- Dolšek, M. 2007. Influence of the epistemic uncertainty on the probabilistic seismic assessment of the four-storey reinforced concrete frame V: Proceedings of the 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering. Singapore, 5-7 December 2007, CD-ROM, Paper No. 194.
- El-Sheikh, M., Pessiki, S., Sause, R., Lu, L. W. 2000. Moment Rotation Behavior of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Beam-Column Connections. *ACI Structural Journal*, 97, 1: 122-131.
- Esteva, L., Ruiz, S. 1989. Seismic failure rates of multistory frames. *Journal of Structural Engineering*, 115, 2: 268-284.
- Fajfar, P., Banovec, J., Saje, F. 1978. Behavior of prefabricated industrial building in Breginj during the Friuli earthquake. V: Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering. Dubrovnik, Yugoslavia, 18-22 September, Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Ljubljana, 2: 493-500.
- Fajfar, P., Duhovnik, J., Reflak, J., Fischinger, M., Breška, Z. 1981. The behavior of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro. IKPIR publication. 19A. Ljubljana, University of Ljubljana, Department of civil engineering, Institute of structural and earthquake engineering.
- Fardis, M. N. 1995. Lessons learnt in past earthquakes. V: Proceeding of the 10th European Conference on Earthquake Engineering. Vienna, Austria, 28 August-2 September 1994, AA Balkema, Rotterdam, 1: 779-788.
- Fardis, M. N., Biskinis, D. E. 2003. Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear. *Performance-based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures: A Volume Honoring Shunsuke Otani, S. H. Kabeyasawa T, (ed.)*, University of Tokyo, 511-530.
- Fardis, M. N., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. 2005. *Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5*. H. Gulvanessian, (ed.). London, Thomas Telford.
- Fischinger, M., Capuder, F., Duhovnik, J., Fajfar, P., Kavčič, F., Kovačič, I., Rejc, M., S., S., Vidic, T. 1987a. Razvoj velikopanelnega sistema SCT. Poročila za projekte 22.1/86 do 22.6/86. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FAGG
- Fischinger, M., Fajfar, P., Capuder, F. 1987b. Earthquake resistance of the »SCT« large panel building system. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 20, 4: 281-289.

- Grabec, I., Sachse, W. 1997. Synergetics of measurement. Prediction and control. Berlin Heidelberg, Springer-Verlag.
- Hamburger, R. O., Foutch, D. A., Cornell, C. A. 2000. Performance basis of guidelines for evaluation, upgrade and design of moment-resisting steel frames. V: Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand, 30 January-4 February 2000, CD-ROM, Paper No. 2543.
- Haselton, C. B. 2006. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Ph.D. Thesis, Stanford University.
- Ibarra, L. F., Krawinkler, H. 2005. Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations. PEER Report 2005/06, University of California, Berkeley.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34, 12: 1489–1511.
- Jalayer, F. 2003. Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments. Ph.D. Thesis, Stanford University.
- JCSS. 2001. Probabilistic model code, Part 1: Basis of design, 12th draft. Joint Committee on Structural Safety. <http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>
- JUS. 1981. Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih. U.L. SFRJ, 31/81.
- Khaloo, A. R., Parastesh, H. 2003. Cyclic Loading Response of Simple Moment-Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection. *ACI Structural Journal*, 100, 4: 440-445.
- Lee, T.-H., Mosalam, K. M. 2005. Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34: 1719-1736.
- Liel, A. B., Haselton, C. B., Deierlein, G. G., Bakera, J. W. 2007. Assessing the Seismic Collapse Risk of Reinforced Concrete Frame Structures, Including the Effects of Modeling Uncertainties. V: Report of the Special Workshop on Risk Acceptance and Risk Communication. Stanford University, 26-27 March 2007, Joint Committee on Structural Safety.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, 8: 1804–1826.
- Molina, F. J., Buchet, P. H., Magonette, G. E., Hubert, O., Negro, P. 2004. Bidirectional pseudodynamic technique for testing a three-storey reinforced concrete building. V: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, 1–6 August 2004, CD-ROM, Paper No. 75.
- OpenSees. 2008. Open System for Earthquake Engineering Simulation, version 1.6.2. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu> (30.4.2008).
- OpenSeesJP. 2008. <http://kitten.ace.nitech.ac.jp/opensees/> (30.4.2008).
- Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N. 2001. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98, 2: 135–148.
- Park, R., Kent, D. C., Sampson, R. A. 1972. Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading. *Journal of the Structural Division*, 98: 1341–1360.

- Park, R., Paulay, T. 1975. Reinforced Concrete Structures. New York, John Wiley & Sons.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, John Wiley & Sons.
- PCI Committee 1998. Standard Precast Connections. PCI journal, 43, 4: 42-58.
- PEER. 2007. PEER Structural Performance Database University of California, Berkeley. <http://nisee.berkeley.edu/spd> (30.8.2007).
- Peruš, I., Fajfar, P. 2007. Prediction of the force-drift envelope for RC columns in flexure by the CAE method. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36, 15: 2345-2363.
- Peruš, I., Poljanšek, K., Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35, 12: 1453-1470.
- Porter, K. A., Beck, J. L., V., S. R. 2002. Investigation of Sensitivity of Building Loss Estimates to Major Uncertain Variables for the Van Nuys Testbed. PEER Report 2002/03, University of California, Berkeley.
- Priesley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J. 2007. Displacement Based Seismic Design of Structures. Pavia, IUSS Press.
- Priestley, M. J. N. 1991. Overview of PRESS Research Program. PCI Journal, 36, 4: 50-57.
- Priestley, M. J. N., MacRae, G. A. 1996. Seismic Tests of Precast Beam-to-column Joint Subassemblages With Unbonded Tendons. PCI Journal, 41, 1: 64-80.
- Priestley, M. J. N., Tao, J. R. 1993. Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons. PCI journal, 38, 1: 58-69.
- Rahnama, M., Krawinkler, H. 1993. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report. 108, Department of CEE, Stanford University, Stanford.
- Seckin, M., Fu, H. C. 1990. Beam-Column Connections in Precast Reinforced Concrete Construction. ACI Structural Journal, 87, 3: 252-261.
- Shome, N., Cornell, C. A. 2000. Structural Seismic Demand Analysis: Consideration of "Collapse". V: Proceedings of the 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability. South Bend, Indiana, July 2000, University of Notre Dame, South Bend, Paper No. 119: 1-6.
- SIST. 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. SIST EN 1990. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005a. Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1. predlog, Marec 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- SIST. 2005b. Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-1-1. predlog, September 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo.
- Song, J., Pincheira, J. 2000. Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems. Earthquake Spectra, 16: 817-851.

- Takeda, T., Sozen, M. A., Nielson, N. N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. ASCE Journal of the Structural Division, 96, 12: 2557–2573.
- Turk, G. 2006. Verjetnostni račun in statistika. <http://www.km.fgg.uni-lj.si/predmeti/ovrs/OVRSLit.htm> (30.4.2008).
- Tzenov, L., Sotirov, L., Boncheva, P. 1978. Study of some damaged industrial buildings due to Vrancea earthquake. V: Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering. Dubrovnik, Yugoslavia, 18-22 September, Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Ljubljana, 6: 59-66.
- UNDP/UNIDO. 1982. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region. Prefabricated/Industrialised Reinforced Concrete Building Systems (Manual), UNDP/UNIDO Project RER/79/015.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 3: 491-514.
- Veletsos, A. S., Newmark, N. M. 1960. Effect of inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions. V: Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto, 2: 895-912.
- Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P. 1987. Behaviour of Dowels under cyclic Deformations. ACI Structural Journal, 84, 1: 18-30.
- Warnes, C. E. 1992. Precast Concrete Connection Details For All Seismic Zones. Concrete International, 14, 11: 36-44.
- ZAG. 2008. Meritve trdnosti jekla - rebrasta armatura. Osebna komunikacija.

Priloga A

Dimenzioniranje stikov

A.1 PROTOTYPE 1

A.1.1 Design of connections between Π roof elements and beams

1st step: Assessment of forces transmitted at connections

The scheme sketched in Figure A.1 has been employed to analyze the behaviour of the deck. Each bay of the deck is regarded as a simply supported beam. The loading scheme takes into account the actual arrangement of loading actuators applying the loading equivalent to the seismic action.

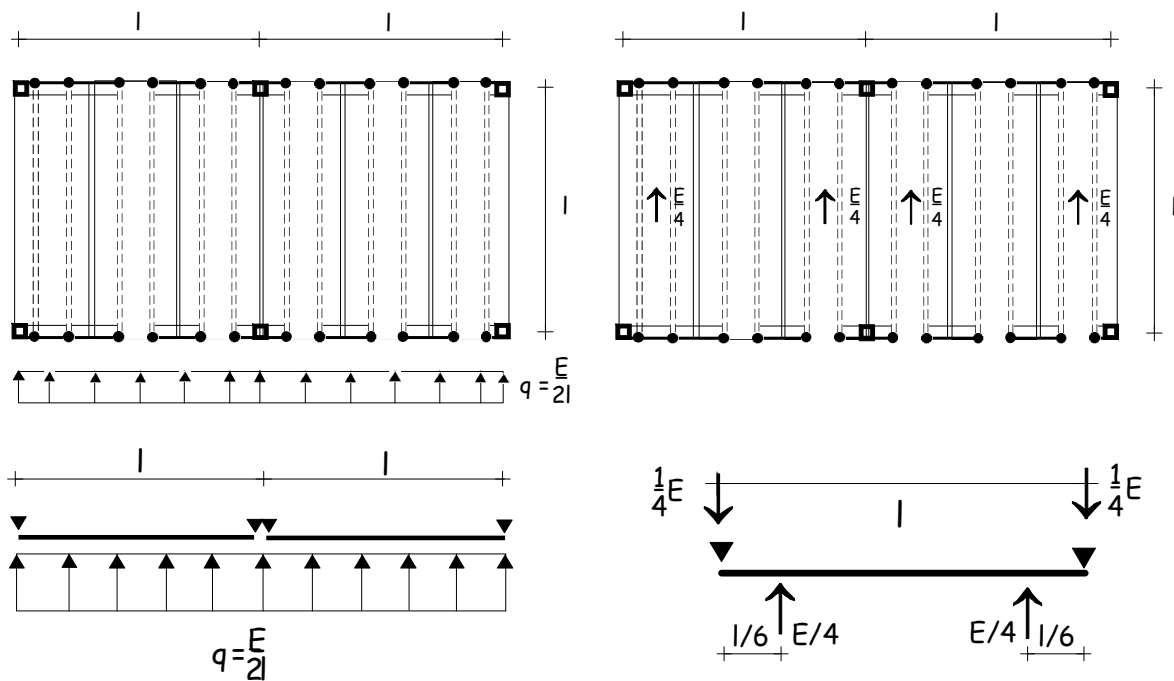


Figure A.1: Scheme for diaphragm analysis – equilibrium forces

Diaphragm action developed by the roof system equally redistributes the earthquake loading among all the columns. An in plane bending moment arises in the deck in order to ensure the equal redistribution of forces:



Figure A.2: Scheme for diaphragm analysis – compatibility forces

The final situation is sketched in Figure A.3:

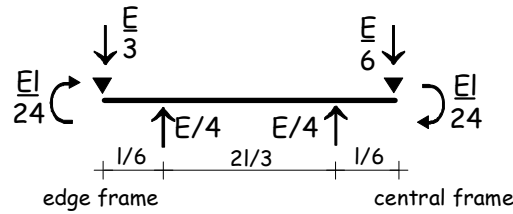


Figure A.3: Scheme for diaphragm analysis – equilibrium and compatibility forces

In order to assess the forces in the connections between the roof elements and the beams a “Vierendel” model has been applied to each roof deck bay. Internal forces of the deck and forces at the roof-beam connections are shown in Figure A.4 and Figure A.5.

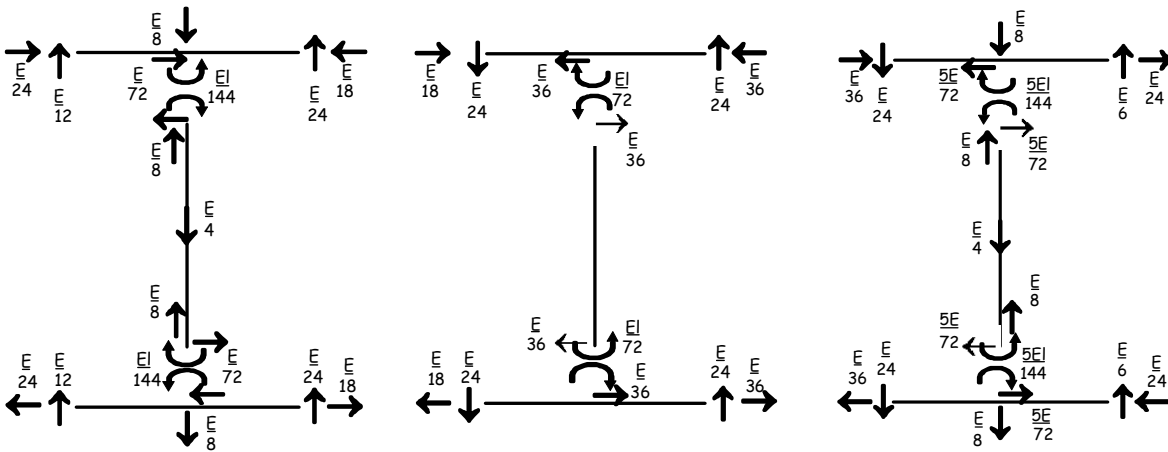


Figure A.4: Model for diaphragm analysis: internal action of the “in-plane Vierendel beam”

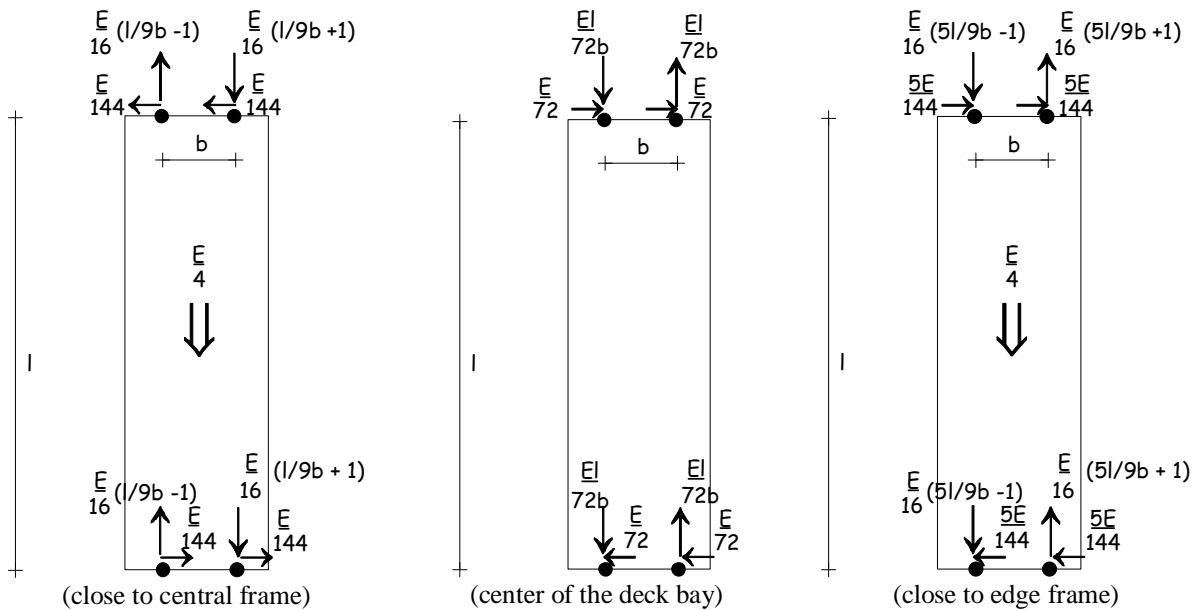


Figure A.5: Forces at the roof element-beam connections for each roof element

Considering the most unfavourable situation (the edge roof element of each bay) the connections are designed to withstand the following forces:

- Force in the direction parallel to the Π legs (parallel to the applied earthquake):

$$F_{Ed\parallel} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{16} \left(1 + \frac{5 \cdot l_{roof}}{9 \cdot b} \right) = 1.35 \cdot \frac{168.5 \text{ kN}}{16} \left(1 + \frac{5 \cdot 8 \text{ m}}{9 \cdot 1.25 \text{ m}} \right) = 64.8 \text{ kN}$$

- Force in the direction perpendicular to the Π legs (perpendicular to the applied earthquake):

$$F_{Ed\perp} = \gamma_{Rd} \frac{5E_{Rd}}{144} = 1.35 \cdot \frac{5 \cdot 168.5 \text{ kN}}{144} = 7.9 \text{ kN}$$

The connections between the roof elements and the beams will be made as sketched in Figure A.8. The following failure mechanisms have been analysed:

Shear/tension failure of the dowel crossing the Π leg

Bolt $\phi 24$ class 8.8:

$$A_{res} = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{dN} = 560 \text{ MPa}$$

$$f_{dV} = 396 \text{ MPa}$$

Maximum values of shear and axial force are:

$$V_{Ed} = 64.8/2 = 32.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 7.9 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{7900}{353} = 22.4 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{32400}{353} = 91.8 \text{ MPa}$$

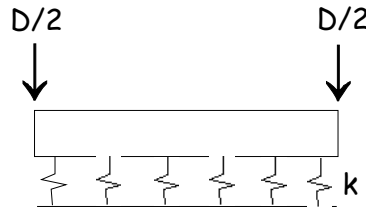
$$\left(\frac{\sigma}{f_{dN}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_{dV}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{22.4}{560} \right)^2 + \left(\frac{91.8}{396} \right)^2 = 0.055 \ll 1$$

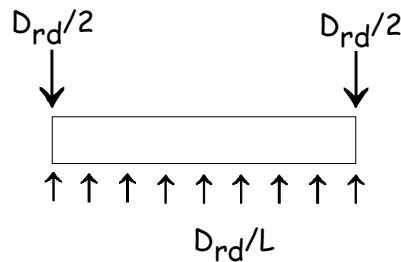
This mode of failure is not likely to be critical.

Failure of the dowel due to plastic hinge formation

The dowel is assumed to behave as a beam on an elastic foundation subjected to concentrated forces at both edges:



The value of the stiffness k depends on the ratio of the applied load to the ultimate bearing capacity. Furthermore, the value k varies along the length of the dowel. The transverse confinement imposed by the L steel devices, which inhibits the expulsion of the concrete flake just underneath the applied loads (the depth of this flake is close to one half of the dowel diameter) is likely to induce the progressive crushing of concrete along the axis of the dowel. Hence, the ultimate stage of the mechanism can be identified as:



Maximum loading corresponds to the plastic hinge formation in the mid-span section of the bar:

$$M_{Ed} = D_{Ed}L/8 = M_{pl} \cong \phi^3 f_{yd}/6$$

Considering $D_{Rd} = D_{Ed} = 70.1$ kN, a lower bound of the dowel diameter can be obtained:

$$\phi \geq \sqrt[3]{\frac{6D_{Ed}L}{8f_{yd}}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 1.15 \cdot 70100 \text{ N} \cdot 180 \text{ mm}}{8 \cdot 560 \text{ MPa}}} = 26.9 \text{ mm}$$

The yield moment of the dowel $\phi 24$ (class 8.8) is equal to $M_{pl} = 1.122$ kNm. The corresponding design resistance of the dowel yields:

$$D_{Rd} = 8M_{pl}/L = 8 \cdot 1.122 \text{ kNm} / 0.18 \text{ m} = 49.9 \text{ kN}$$

The design force is equal to:

$$\frac{E_{Rd}}{16} \left(1 + \frac{5 \cdot l_{roof}}{9b} \right) = \frac{168.5 \text{ kN}}{16} \left(1 + \frac{5 \cdot 8 \text{ m}}{9 \cdot 1.25 \text{ m}} \right) = 48 \text{ kN}$$

and smaller than the design resistance.

Failure due to side splitting

The resistance of the connection against the side splitting can be attributed to the tension capacity of the two $\phi 10$ hooks (on both faces of the Π leg) which cross the side cracks caused by repeated action of the dowel against the cover. Hence:

$$D_{Rd} = A_{stat} \cdot f_{yd} = 2 \cdot (2 \cdot 50 \text{ mm}^2) \cdot 374 \text{ MPa} = 74.8 \text{ kN} > D_{Ed}$$

The resistance against the bottom splitting is likely to be large due to the large amount of the cover concrete. The resistance of the bottom cross-section can be evaluated as follows:

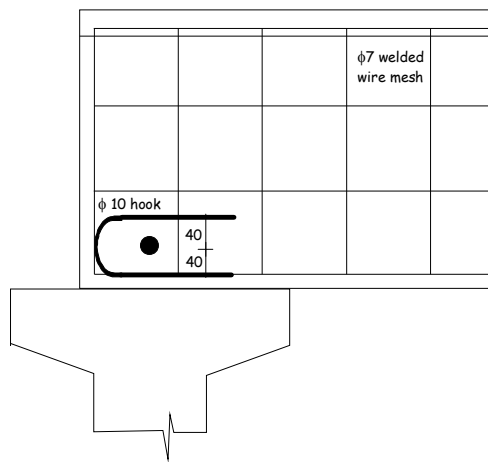


Figure A.6: Detail of the reinforcement at the roof element–beam connection

- Translation equilibrium:

$$0.8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s f_{yd}$$

$$A_s = 2 \cdot 38 \text{ mm}^2 = 76 \text{ mm}^2 \text{ (}\phi 7 \text{ bars of the welded wire mesh)}$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}} = \frac{76 \text{ mm}^2 \cdot 374 \text{ MPa}}{0.8 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 26.7 \text{ MPa}} = 7.4 \text{ mm}$$

$$d = 125 \text{ mm} - 16.5 \text{ mm} - 33.5 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$$

$$\xi = x/d \cong 0.10$$

- Rotation equilibrium:

$$M_{Rd} = 0.96 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 2.05 \text{ kNm}$$

The ultimate bending moment is balanced by the transverse reinforcement according to Figure A.7.

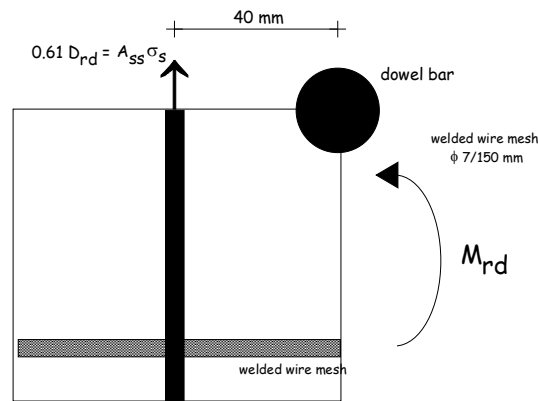


Figure A.7: Splitting failure model of the roof element–beam connection

$$A_s \cdot \sigma_s \cdot 40 \text{ mm} = 2.05 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = 512.5 \text{ MPa} > f_{yd}$$

Failure of the bottom cross-section is likely to occur when “side” reinforcement is already beyond its yielding value. Hence, the side splitting is likely to be the most critical failure mechanism of the connection.

Failure of the anchor bolts

The design shear load is equal to:

$$D_{Ed} = \sqrt{64.8^2 + 7.9^2} \text{ kN} = 65.3 \text{ kN}$$

and the design tilting moment (for the individual roof element) can be evaluated as:

$$M_{Ed,tilting} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{4} y_G = 1.35 \cdot \frac{168.5 \text{ kN}}{4} \cdot 0.334 \text{ m} = 19.1 \text{ kNm}$$

It is assumed that the tilting moment is balanced by the two pairs of the connections at each edge of the roof element, thus neglecting the contribution of the “compressed concrete” in the equivalent RC cross-section. The lever arm of the induced axial force can be assumed equal to $d = 1250 \text{ mm}$. Hence, the total axial force acting on each pair of anchor bolts can be evaluated as:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed,tilting}}{2 \cdot d} = \frac{19.1 \text{ kNm}}{2 \cdot 8 \text{ m}} = 1.2 \text{ kN}$$

The individual anchor bolt takes over one half of the axial force. The normal stress in the resistant cross-section of the anchor bolt (bolt $\phi 20$, class 6.8: effective diameter $\phi_{eff} = 17.32 \text{ mm}$; characteristic yielding strength $f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$) is equal to:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot A_{res}} = \frac{1200 \text{ N}}{2\pi \frac{(17.32 \text{ mm})^2}{4}} = 2.5 \text{ MPa}$$

The ratio of the normal stress to the yielding strength is equal to:

$$\alpha = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y} = \frac{2.5}{360} = 0.007$$

The resistance of the anchor bolt can be evaluated with the formula proposed by Vintzeleou and Tassios¹:

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk} (1 - \alpha^2)} = 2 \cdot (17.32 \text{ mm})^2 \sqrt{45 \cdot 360 \cdot 0.99995} \text{ MPa} = 76.4 \text{ kN} > D_{Ed}$$

where the factor $(1 - \alpha^2)$ accounts for the reduced dowel capacity due to the axial stress in the anchor bolt.

Failure of the anchor load due to the combined shear and tension load:

$$\begin{aligned} \sigma_{Ed} &= 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_{Ed} &= \frac{64800 \text{ N}}{2 \cdot \pi \frac{(17.32 \text{ mm})^2}{4}} = 137.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_{dN}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_{dV}} \right)^2 &\leq 1 \\ \left(\frac{2.5}{360} \right)^2 + \left(\frac{137.6}{250} \right)^2 &= 0.30 \ll 1 \end{aligned}$$

This mode of failure is not critical.

The pull-out resistance of the anchor bolt can be evaluated considering the vertical component of the tensile resistance along the truncated-cone shaped surface, with a vertex at the anchor edge and inclined at 35° to the horizontal:

$$N_{Rd} = \pi \cdot (R + \phi/2) \cdot h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ \cdot f_{ctd} \cong \pi \cdot (\phi + h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ) \cdot h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ \cdot f_{ctd}$$

where h_{eff} is embedded length of the anchor, ϕ diameter of the anchor bolt, R diameter of the cone surface and f_{ctd} design tensile strength of concrete.

¹ E.N. Vintzeleou and T.P. Tassios: "Behaviour of Dowels under cyclic Deformations", ACI Structural Journal, 84-1, 18-30. When large cover ($c > 6\phi$) is provided to the dowels, the mechanism fails due to yielding of the bar and crushing of concrete.

Concrete C45:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2.66}{1.5} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = \pi \cdot (16 + 84 \cdot \text{ctg } 35^\circ) \text{ mm} \cdot 84 \text{ mm} \cdot \text{ctg } 35^\circ \cdot 1.77 \text{ MPa} = 90.7 \text{ kN} \gg N_{Ed}$$

The roof element-beam connection is sketched in Figure A.8.

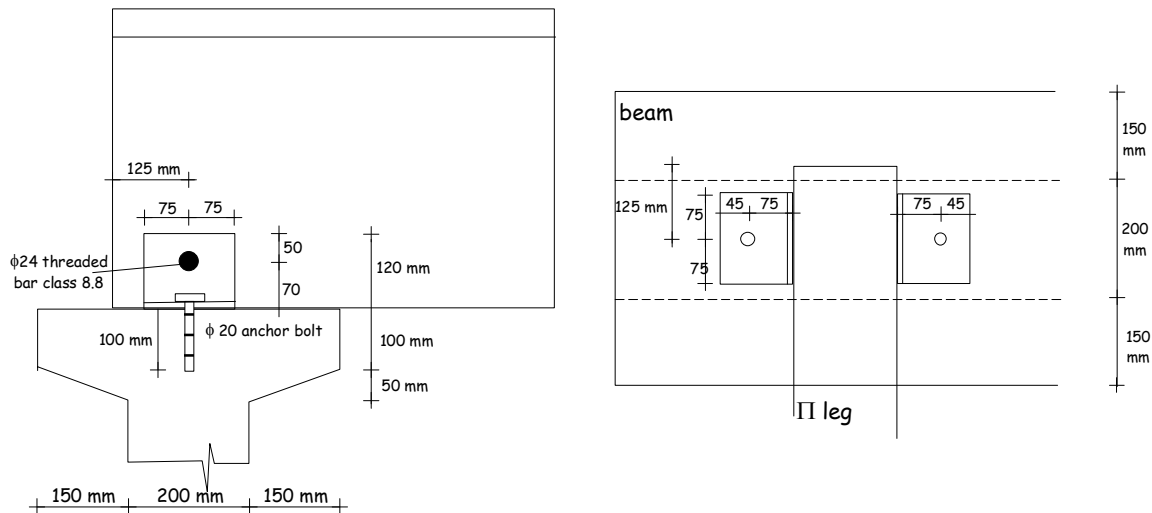


Figure A.8: Details of the roof element-beam connection

Bearing resistance of the L 120×120×10 steel element

The maximum shear force at the horizontal plate of the steel element is equal to 64.8 kN. Assuming diameter of the bolt $\phi 20$ and thickness of the steel element $t = 10$ mm, the normal pressure acting on the edge of a hole yields:

$$\sigma_{Ed} = D_{Ed} / t \cdot \phi = 64.8 \text{ kN} / (10 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}) = 324 \text{ MPa}$$

The resistance of the steel element (steel grade Fe360) is larger than the loading:

$$\sigma_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} = 470 \text{ MPa} > \sigma_{Ed}$$

Another mode of failure - the brittle failure is prevented by the large distance between the holes and the free edges of the steel element.

Details of connections are shown in Figure A.9 and Figure A.10.

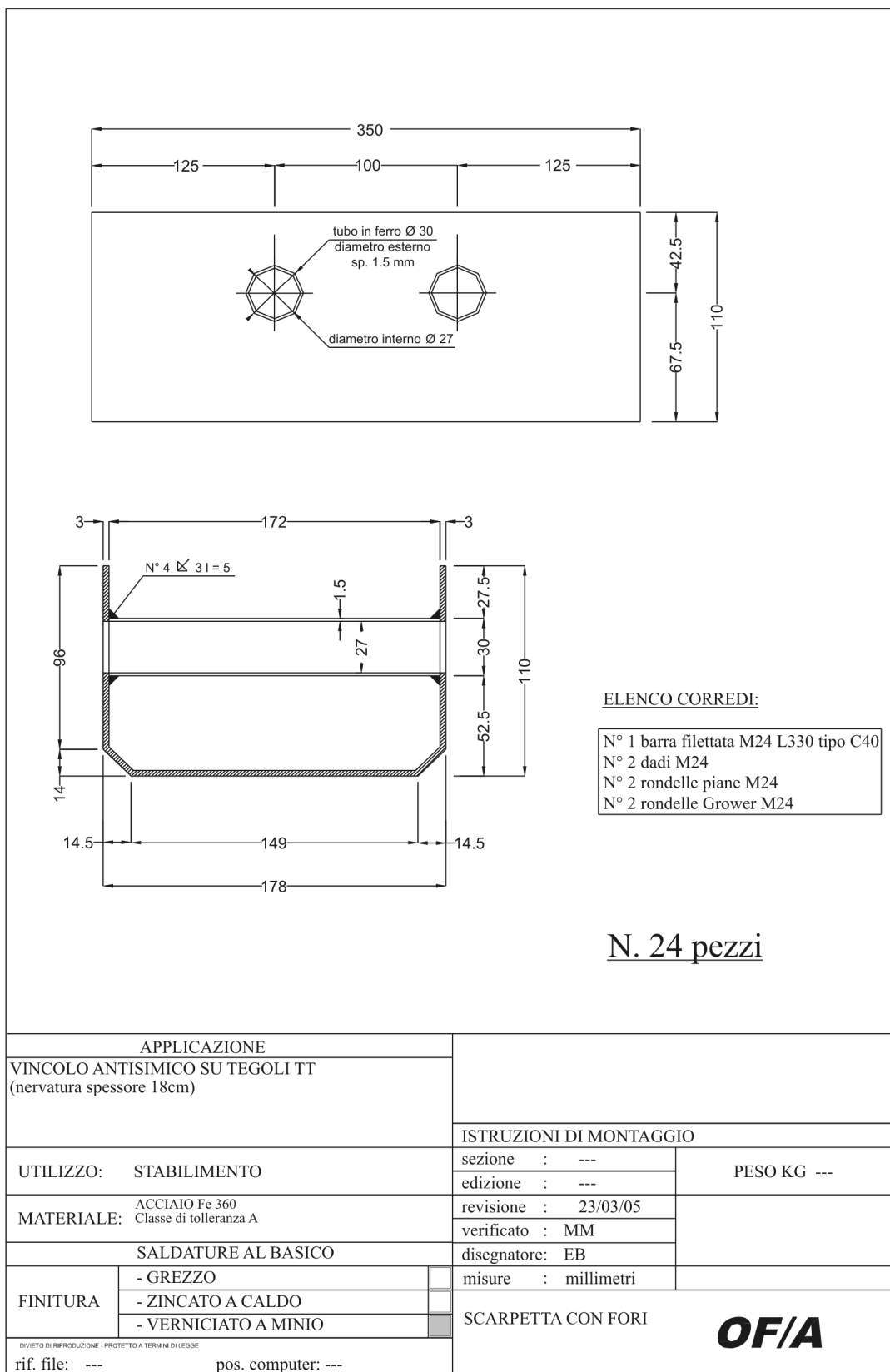


Figure A.9: Detail of the insert of the II leg

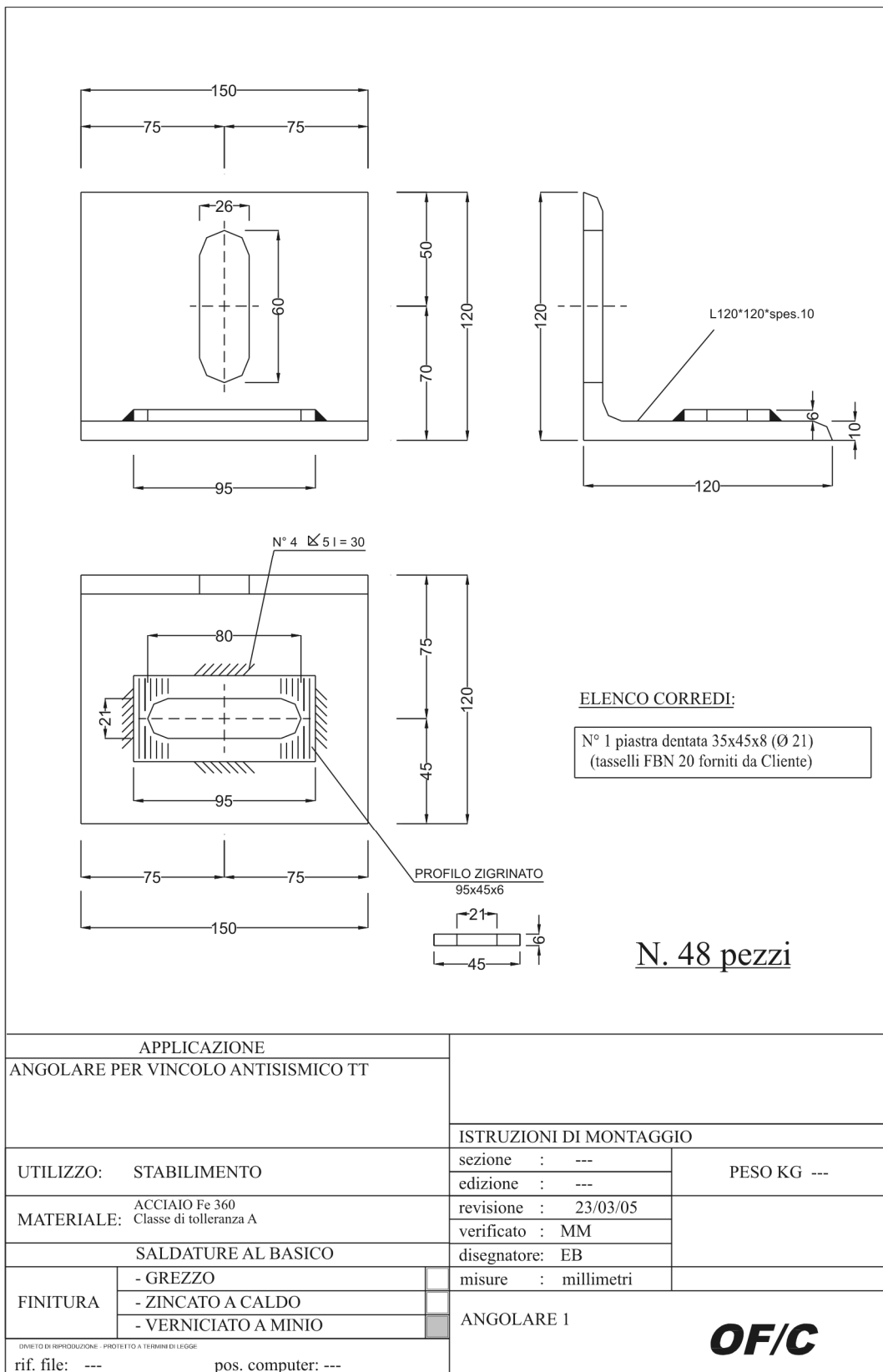


Figure A.10: Detail of the roof element-beam connection

A.1.2 Design of beam-column connections

The beam-column connections consist of steel dowels protruding from the upper edge of the columns. Suitable pockets have been built into the beams in order to accommodate the dowels. The connection has been completed by pouring low-shrinkage mortar in the beam pockets and by tying the free edge of the bar through bolt nuts. Neoprene pads at least 10 mm thick have been inserted between the column and the beams, in order to avoid the dry concrete-to-concrete contact and the development of spurious friction stress which could restrain the rotation between the column and the beam. On the basis of previous experiences neoprene pads have been chosen thick enough to accommodate, without any significant damage, large beam-column rotations which are likely to occur during the large intensity tests.

Assuming the perfect diaphragm behaviour of the deck, each connection has to resist a force equal to $E/6$ in the direction of the applied earthquake loading, while the forces perpendicular to the direction of loading are negligible. Hence, the connection has to be designed to withstand a force equal to:

$$D_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{6} = 1.35 \cdot \frac{168.5 \text{ kN}}{6} = 37.9 \text{ kN}$$

The interaction between the dowel and the surrounding concrete has to be checked. According to Vintzeleou and Tassios¹ the resistance of the dowel connection can be evaluated as:

$$D_{Rd} = \phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}}$$

1st case: external columns

Two reinforcing bars $\phi 16$ are employed as dowels (Figure A.11). Hence, the resistance is equal to:

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} = (16 \text{ mm})^2 \sqrt{40 \cdot 500} \text{ N/mm}^2 = 72.4 \text{ kN} > D_{Ed}$$

2nd case: central columns

Four reinforcing bars $\phi 16$ are employed as dowels (Figure A.12). Hence, the resistance is equal to:

$$D_{Rd} = 4 \cdot \phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} = 4 \cdot (16 \text{ mm})^2 \sqrt{40 \cdot 500} \text{ N/mm}^2 = 144.8 \text{ kN} > D_{Ed}$$

¹ E.N. Vintzeleou and T.P. Tassios: "Behaviour of Dowels under cyclic Deformations", ACI Structural Journal, 84-1, 18-30. When large cover ($c > 6\phi$) is provided to the dowels, the mechanism fails due to yielding of the bar and crushing of concrete.

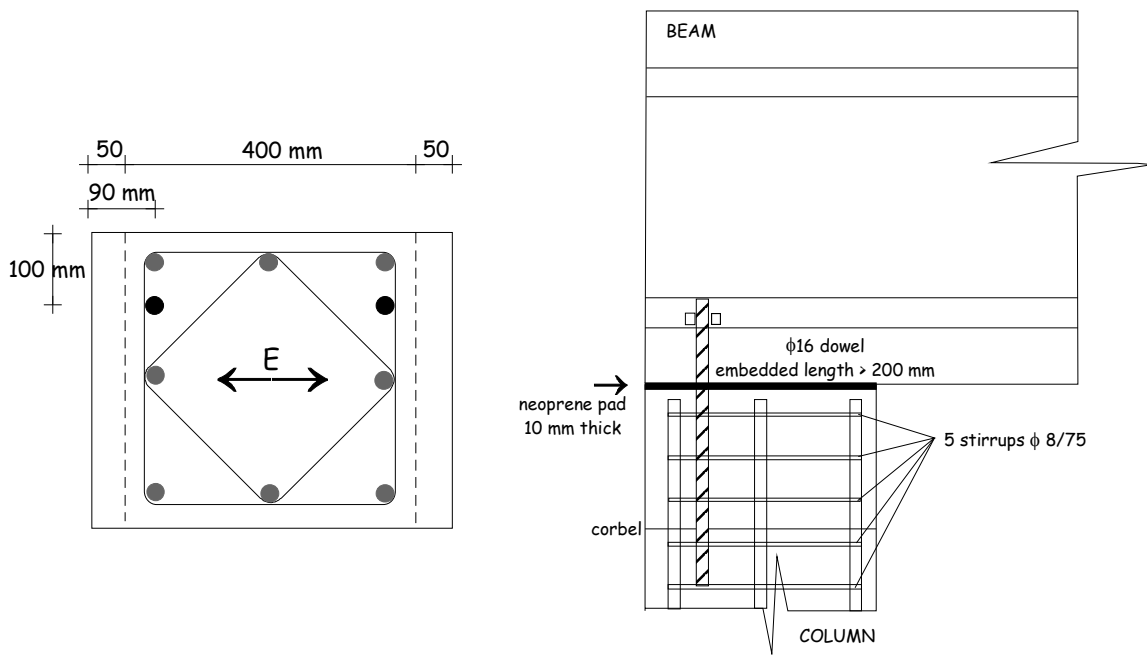


Figure A.11: The beam-column connection (edge frame)

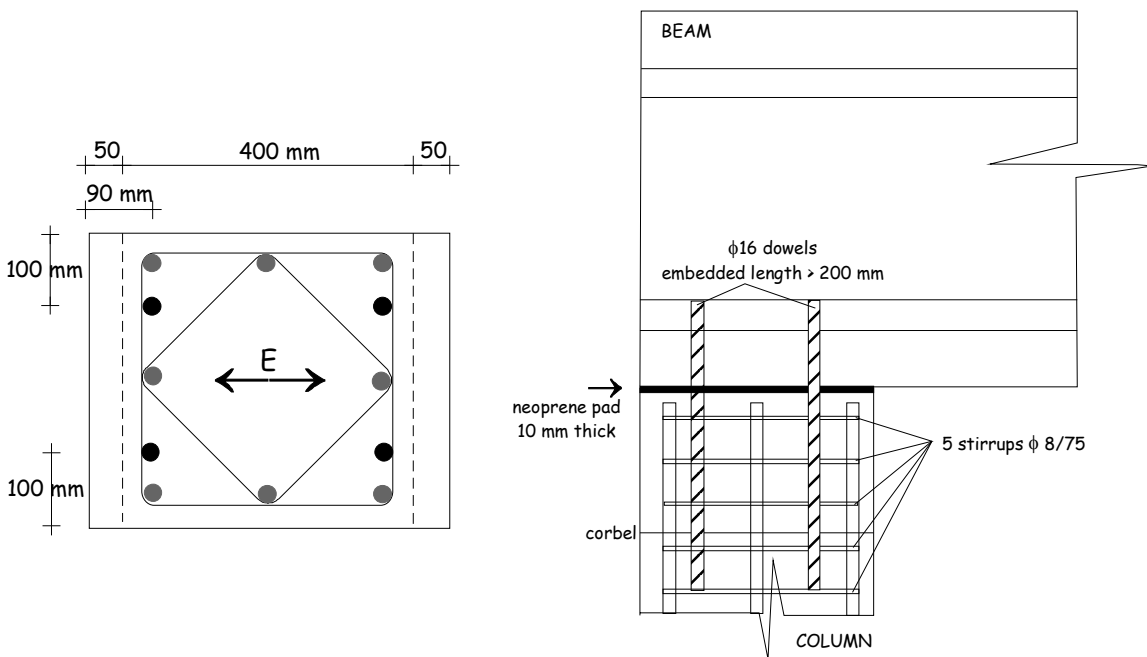


Figure A.12: The beam-column connection (central frame)

A.2 PROTOTYPE 2

A.2.1 Connections between Π roof elements and beams

1st step: assessment of forces transmitted at connections

The scheme sketched in Figure A.13 has been employed to analyze the behaviour of the deck. Each bay of the deck is regarded as a simply supported beam.

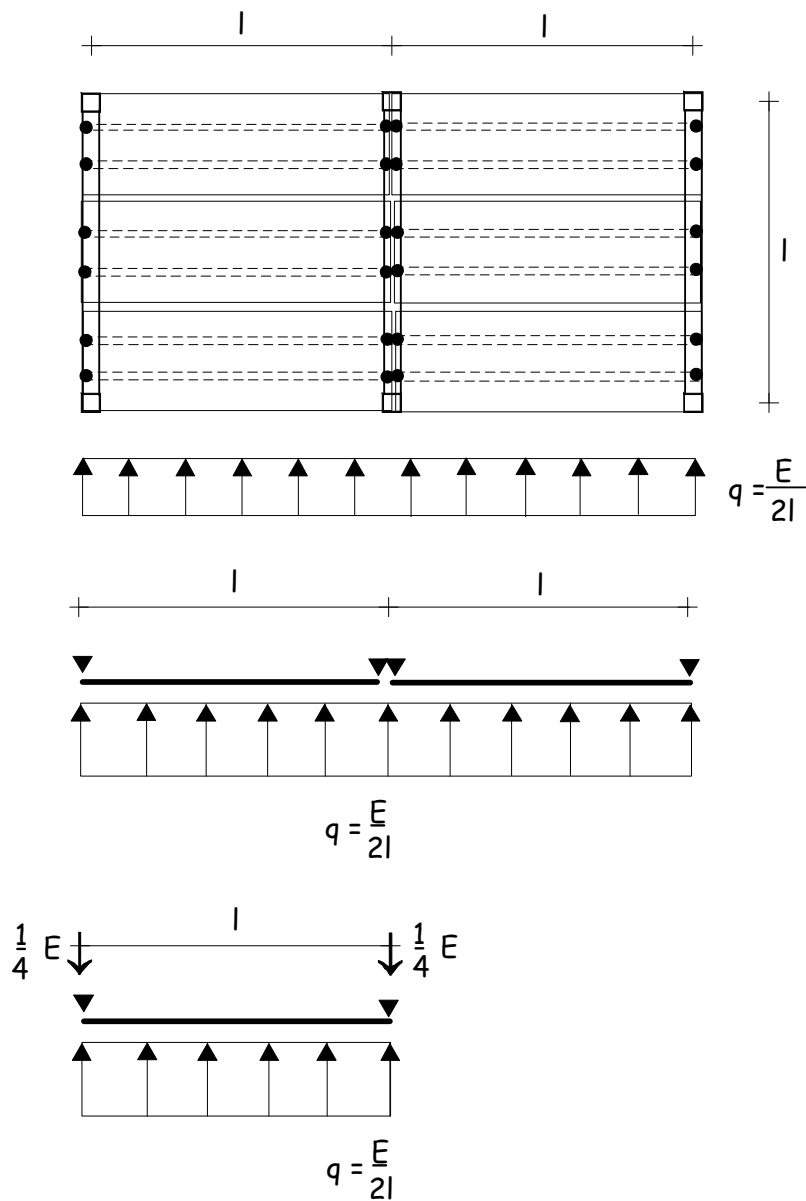


Figure A.13: Scheme for diaphragm analysis – equilibrium forces

Diaphragm action developed by the roof system equally redistributes the earthquake loading among all the columns. An in plane bending moment arises in the deck in order to ensure the equal redistribution of forces:

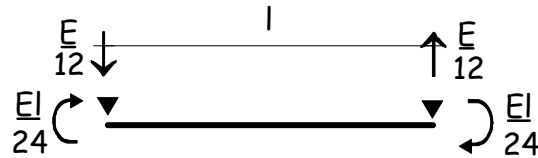


Figure A.14: Scheme for diaphragm analysis – compatibility forces

The final situation is sketched in Figure A.15:

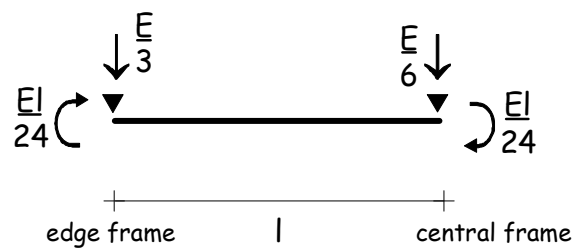


Figure A.15: Scheme for diaphragm analysis – equilibrium and compatibility forces

It can be assumed that loading according to Figure A.15 is equally shared among the three roof elements. Hence, loading of the individual roof element is equal to:



Figure A.16: Design forces at connections for a single roof element

The connections are designed to withstand the following forces:

- Force in the direction perpendicular to the Π legs (parallel to the applied earthquake):

$$F_{Ed\parallel} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{18} = 1.35 \cdot \frac{166.8 \text{ kN}}{18} = 12.5 \text{ kN}$$

- Force in the direction parallel to the Π legs (perpendicular to the applied earthquake):

$$F_{Ed\perp} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd} \cdot l}{72 \cdot b} = 1.35 \cdot \frac{166.8 \text{ kN} \cdot 8 \text{ m}}{72 \cdot 1.25 \text{ m}} = 20.2 \text{ kN}$$

The connections between the roof elements and the beams will be made as sketched in Figure A.19 and Figure A.20.

The following failure mechanisms have been analysed:

Shear/tension failure of the dowel crossing the Π leg

Bolt $\phi 24$ class 8.8:

$$A_{res} = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{dN} = 560 \text{ MPa}$$

$$f_{dV} = 396 \text{ MPa}$$

Maximum values of shear and axial force are:

$$V_{Ed} = 20.2/2 = 10.1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 12.5 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{12500}{353} = 35.4 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{10100}{353} = 28.6 \text{ MPa}$$

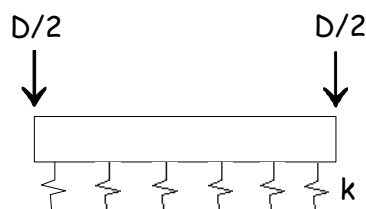
$$\left(\frac{\sigma}{f_{dN}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_{dV}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{35.4}{560} \right)^2 + \left(\frac{28.6}{395} \right)^2 = 0.009 \ll 1$$

This mode of failure is not likely to be critical.

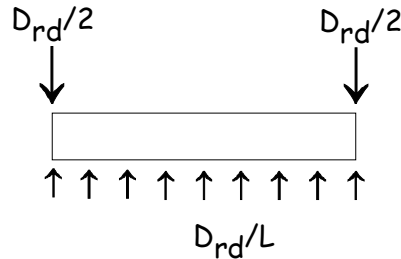
Failure of the dowel due to the plastic hinge formation

The dowel is assumed to behave as a beam on an elastic foundation subjected to concentrated forces at both edges:



The value of the stiffness k depends on the ratio of the applied load to the ultimate bearing capacity. Furthermore, the value k varies along the length of the dowel. The transverse confinement imposed by the L steel devices, which inhibits the expulsion of the concrete flake just underneath the applied loads (the depth of this flake is close to one half of the dowel diameter) is likely to induce the progressive

crushing of concrete along the axis of the dowel. Hence, the ultimate stage of the mechanism can be identified as:



Maximum loading corresponds to the plastic hinge formation in the mid-span section of the bar:

$$M_{Ed} = D_{Ed} L / 8 = M_{pl} \cong \phi^3 f_{yd} / 6$$

Considering $D_{Rd} = D_{Ed} = 70.1$ kN, a lower bound of the dowel diameter can be obtained:

$$\phi \geq \sqrt[3]{\frac{6D_{Ed}L}{8f_{yd}}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 1.15 \cdot 70100 \text{ N} \cdot 180 \text{ mm}}{8 \cdot 560 \text{ MPa}}} = 26.9 \text{ mm}$$

The yield moment of the dowel $\phi 24$ (class 8.8) is equal to $M_{pl} = 1.122$ kNm. The corresponding design resistance of the dowel yields:

$$D_{Rd} = 8M_{pl} / L = 8 \cdot 1.122 \text{ kNm} / 0.18 \text{ m} = 49.9 \text{ kN}$$

The design force is equal to:

$$F_{Ed||} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd} \cdot l}{72 \cdot b} = 1.35 \cdot \frac{166.8 \text{ kN} \cdot 8 \text{ m}}{72 \cdot 1.25 \text{ m}} = 20.2 \text{ kN}$$

and is smaller than the design resistance.

Failure due to side splitting

The resistance of the connection against the side splitting can be attributed to the tension capacity of the two $\phi 10$ hooks (on both faces of the Π leg) which cross the side cracks caused by repeated action of the dowel against the cover. Hence:

$$D_{Rd} = A_{stat} \cdot f_{yd} = 2 \cdot (2 \cdot 50 \text{ mm}^2) \cdot 374 \text{ MPa} = 74.8 \text{ kN} > D_{Ed}$$

The resistance against the bottom splitting is likely to be large due to the large amount of the cover concrete. The resistance of the bottom cross-section can be evaluated as follows:

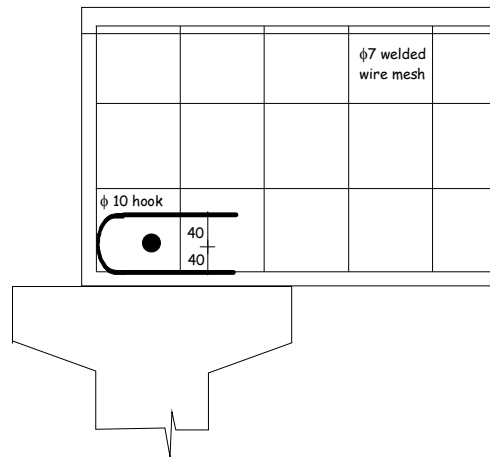


Figure A.17: Detail of the reinforcement at the roof element–beam connection

- Translation equilibrium

$$0.8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s f_{yd}$$

$$A_s = 2 \cdot 38 \text{ mm}^2 = 76 \text{ mm}^2 \text{ (}\phi 7 \text{ bars of the welded wire mesh)}$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0.8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd}} = \frac{76 \text{ mm}^2 \cdot 374 \text{ MPa}}{0.8 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 26.7 \text{ MPa}} = 7.4 \text{ mm}$$

$$d = 125 \text{ mm} - 16.5 \text{ mm} - 33.5 \text{ mm} = 75 \text{ mm}$$

$$\xi = x/d \cong 0.10$$

- Rotation equilibrium

$$M_{Rd} = 0.96 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 2.05 \text{ kNm}$$

The ultimate bending moment is balanced by the transverse reinforcement according to Figure A.18:

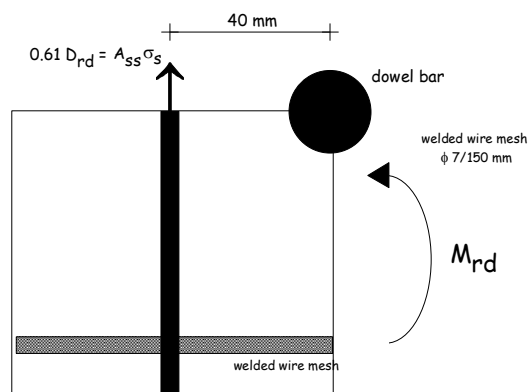


Figure A.18: Splitting failure model of the roof-beam connection

$$A_s \cdot \sigma_s \cdot 40 \text{ mm} = 2.05 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = 512.5 \text{ MPa} > f_{yd}$$

Failure of the bottom cross-section is likely to occur when “side” reinforcement is already beyond its yielding value. Hence, the side splitting is likely to be the most critical failure mechanism of the connection.

Failure of anchor bolts

The design shear load is equal to:

$$D_{Ed} = \sqrt{20.2^2 + 12.5^2} \text{ kN} = 23.8 \text{ kN}$$

and the design tilting moment (for the individual roof element) is evaluated as:

$$M_{Ed,tilting} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{6} y_G = 1.35 \cdot \frac{166.7 \text{ kN}}{6} \cdot 0.334 \text{ m} = 12.5 \text{ kNm}$$

It is assumed that the tilting moment is balanced by the two pairs of the connections at each edge of the roof element, thus neglecting the contribution of the “compressed concrete” in the equivalent RC cross-section. The lever arm of the induced axial force can be assumed equal to $d = 1250 \text{ mm}$. Hence, the total axial force acting on each pair of anchor bolts can be evaluated as:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed,tilting}}{2 \cdot d} = \frac{12.5 \text{ kNm}}{2 \cdot 1.25 \text{ m}} = 5.0 \text{ kN}$$

The individual anchor bolt takes over one half of the axial force N_{Ed} . The normal stress in the resistant cross-section of the anchor bolt (bolt $\phi 16$, class 6.8: effective diameter $\phi_{eff} = 14.14 \text{ mm}$; characteristic yielding strength $f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$) is equal to:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{2 \cdot A_{res}} = \frac{5000 \text{ N}}{2\pi \frac{(14.14 \text{ mm})^2}{4}} = 16 \text{ MPa}$$

The ratio of the normal stress to the yielding strength is equal to:

$$\alpha = \frac{\sigma_{Ed}}{f_y} = \frac{16}{360} = 0.045$$

The resistance of the anchor bolt can be evaluated with the formula proposed by Vintzeleou and Tassios¹:

$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi_{eff}^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk} (1 - \alpha^2)} = 2 \cdot (14.14 \text{ mm})^2 \sqrt{45 \cdot 360 \cdot 0.998} \text{ MPa} = 50.8 \text{ kN} > D_{Ed}$$

where $(1 - \alpha^2)$ accounts for the reduced dowel capacity due to the axial stress in the anchor bolt.

¹ E.N. Vintzeleou and T.P. Tassios: “Behaviour of Dowels under cyclic Deformations”, ACI Structural Journal, 84-1, 18-30. When large cover ($c > 6\phi$) is provided to the dowels, the mechanism fails due to yielding of the bar and crushing of concrete.

Failure of the anchor bolt due to combined shear and tension load:

$$\sigma_{Ed} = 159.3 \text{ MPa}$$
$$\tau_{Ed} = \frac{23800 \text{ N}}{2 \cdot \pi \frac{(14.14 \text{ mm})^2}{4}} = 75.8 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{\sigma_{Ed}}{f_{dN}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_{dV}}\right)^2 \leq 1$$
$$\left(\frac{159.3}{360}\right)^2 + \left(\frac{75.8}{250}\right)^2 = 0.29 \ll 1$$

This mode of failure is not critical.

The pull-out resistance of the anchor bolt can be evaluated considering the vertical component of the tensile resistance along the truncated-cone shaped surface, with a vertex at the anchor edge and inclined at 35° to the horizontal:

$$N_{Rd} = \pi \cdot (R + \phi/2) \cdot h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ \cdot f_{ctd} \cong \pi \cdot (\phi + h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ) \cdot h_{eff} \cdot \text{ctg} 35^\circ \cdot f_{ctd}$$

where h_{eff} is embedded length of the anchor, ϕ diameter of the anchor bolt, R diameter of the cone surface and f_{ctd} design tensile strength of concrete.

Concrete C45:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} = 3.8 \text{ MPa}$$
$$f_{ctm} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.66 \text{ MPa}$$
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2.66}{1.5} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = \pi \cdot (16 + 84 \cdot \text{ctg} 35^\circ) \text{ mm} \cdot 84 \text{ mm} \cdot \text{ctg} 35^\circ \cdot 1.77 \text{ MPa} = 90.7 \text{ kN} \gg N_{Ed}$$

The connection is sketched in Figure A.19 and Figure A.20.

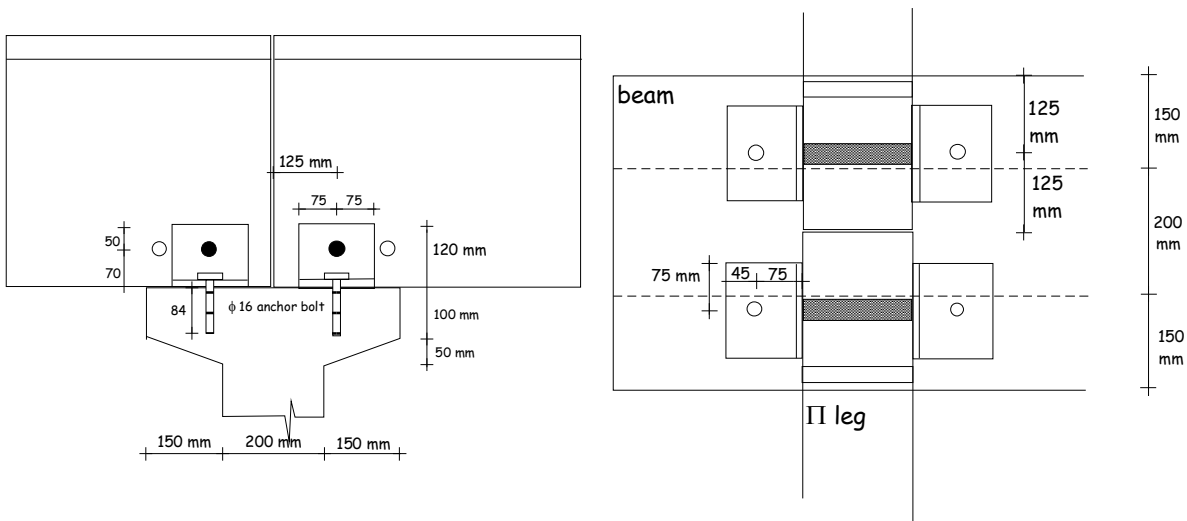


Figure A.19: Details of the roof element-beam connection (central beam)

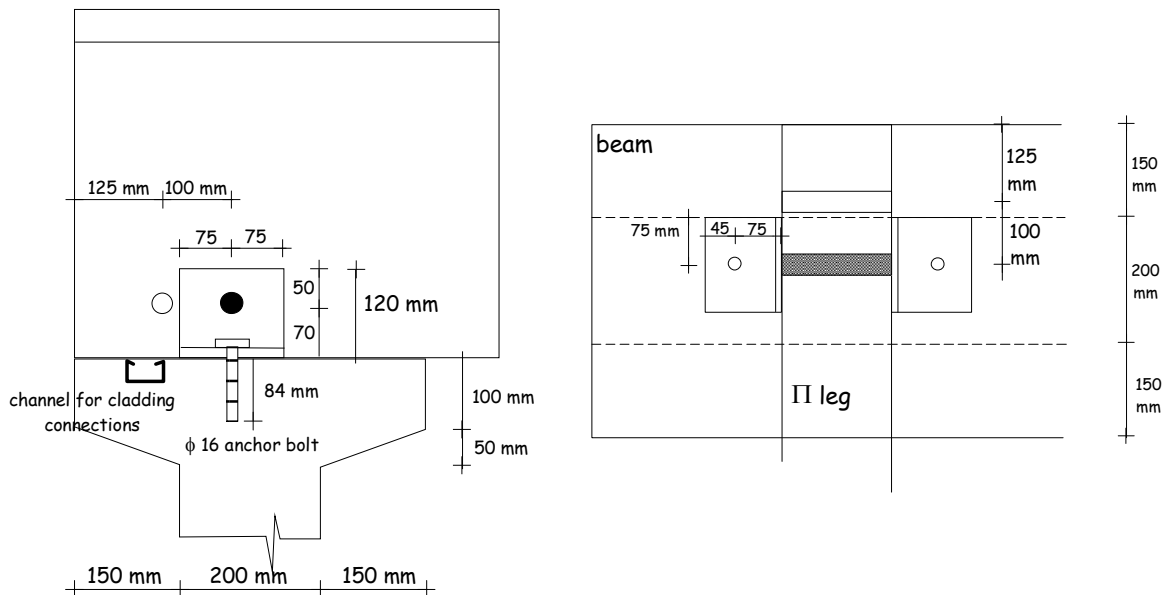


Figure A.20: Details of the roof element-beam connection (edge beam)

Bearing resistance of the L 120×120×10 steel device

The maximum shear force acting on the horizontal plate of the steel element is equal to 23.8 kN. Assuming diameter of the bolt $\phi 16$ and thickness of the steel element $t = 10$ mm, the normal pressure acting on the edge of the hole yields::

$$\sigma_{Ed} = D_{Ed} / t \cdot \phi = 23.8 \text{ kN} / (10 \text{ mm} \cdot 16 \text{ mm}) = 148.8 \text{ MPa}$$

The resistance of the steel element (steel grade Fe360) is larger than loading:

$$\sigma_{Rd} = 2 \cdot f_{yd} = 470 \text{ MPa} > \sigma_{Ed}$$

Details of the connections are shown in Figure A.9 and Figure A.10.

A.2.2 Design of beam-column connection

The beam-column connections consist of steel dowels protruding from the upper edge of the columns. Suitable pockets have been built into the beams in order to accommodate the dowels. The connection has been completed by pouring low-shrinkage mortar in the beam pockets and by tying the free edge of the bar through bolt nuts. Neoprene pads at least 10 mm thick have been inserted between the column and the beams, in order to avoid the dry concrete-to-concrete contact and the development of spurious friction stress which could restrain the rotation between the column and the beam. On the basis of previous experiences neoprene pads have been chosen thick enough to accommodate, without any significant damage, large beam-column rotations which are likely to occur during the large intensity tests.

Assuming the perfect diaphragm behaviour of the deck, each connection has to resist a force equal to $E/6$ in the direction of the applied earthquake loading, while the forces perpendicular to the direction of loading are negligible. Hence, the connection has to be designed to withstand a force equal to:

$$D_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{E_{Rd}}{6} = 1.35 \cdot \frac{166.74 \text{ kN}}{6} = 37.5 \text{ kN}$$

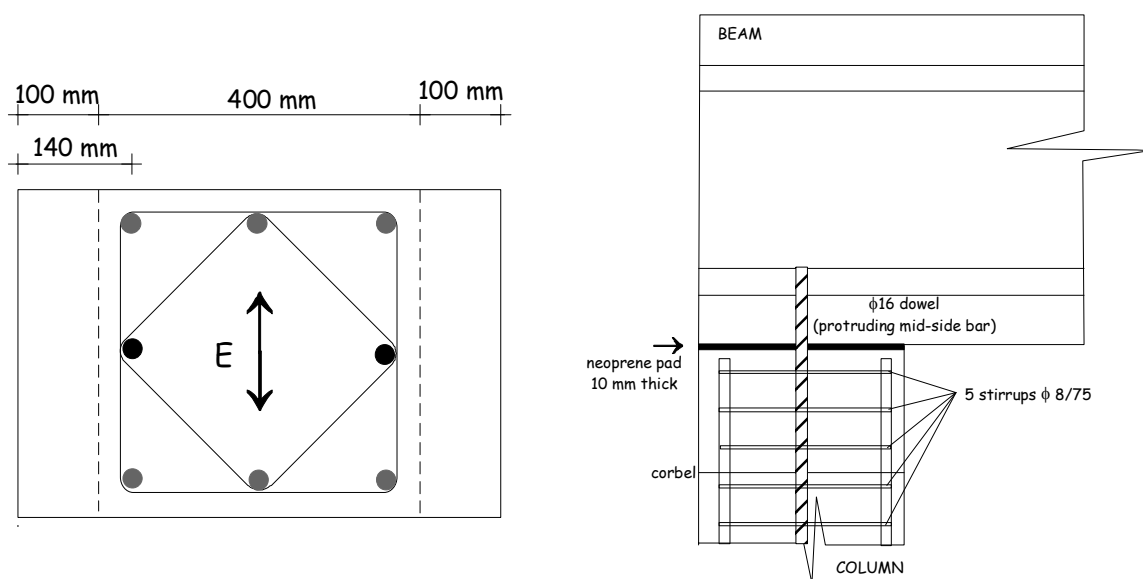


Figure A.21: The beam-column connection

The interaction between the dowel and the surrounding concrete has to be checked.

Two reinforcing bars $\phi 16$ are employed as dowels (Figure A.21). According to Vintzeleou and Tassios¹ the resistance of the connection is equal to:

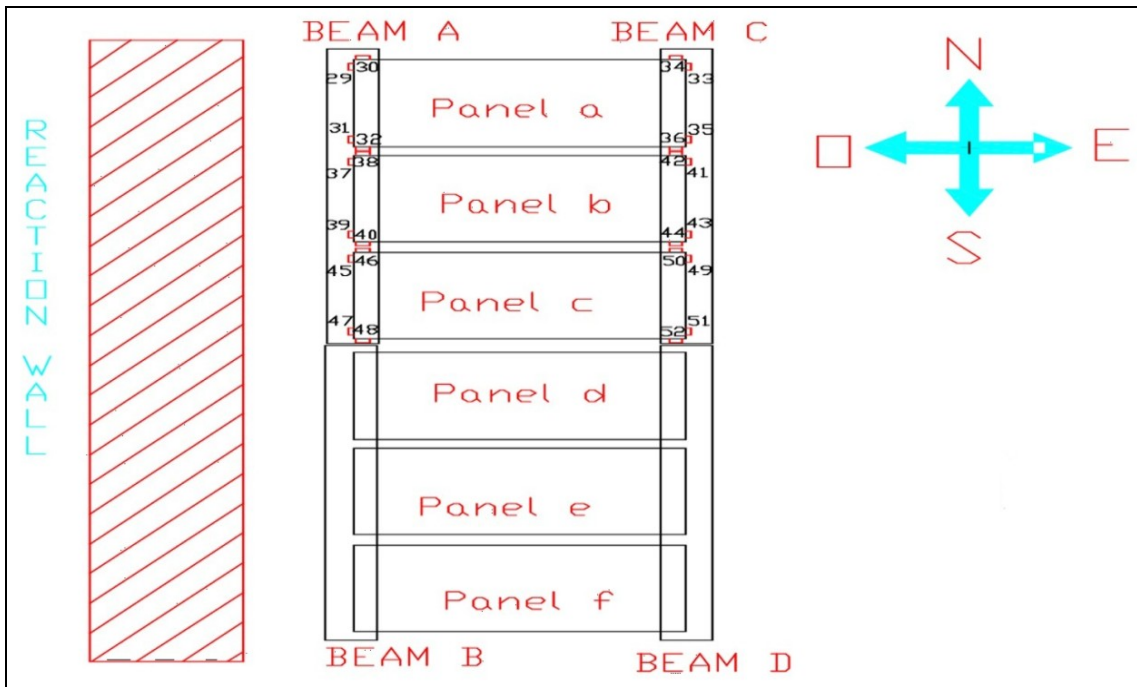
$$D_{Rd} = 2 \cdot \phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} = 2 \cdot (16 \text{ mm})^2 \sqrt{40 \cdot 500} \text{ N/mm}^2 = 72.4 \text{ kN} > D_{Ed}$$

¹ E.N. Vintzeleou and T.P. Tassios: "Behaviour of Dowels under cyclic Deformations", ACI Structural Journal, 84-1, 18-30. When large cover ($c > 6\phi$) is provided to the dowels, the mechanism fails due to yielding of the bar and crushing of concrete.

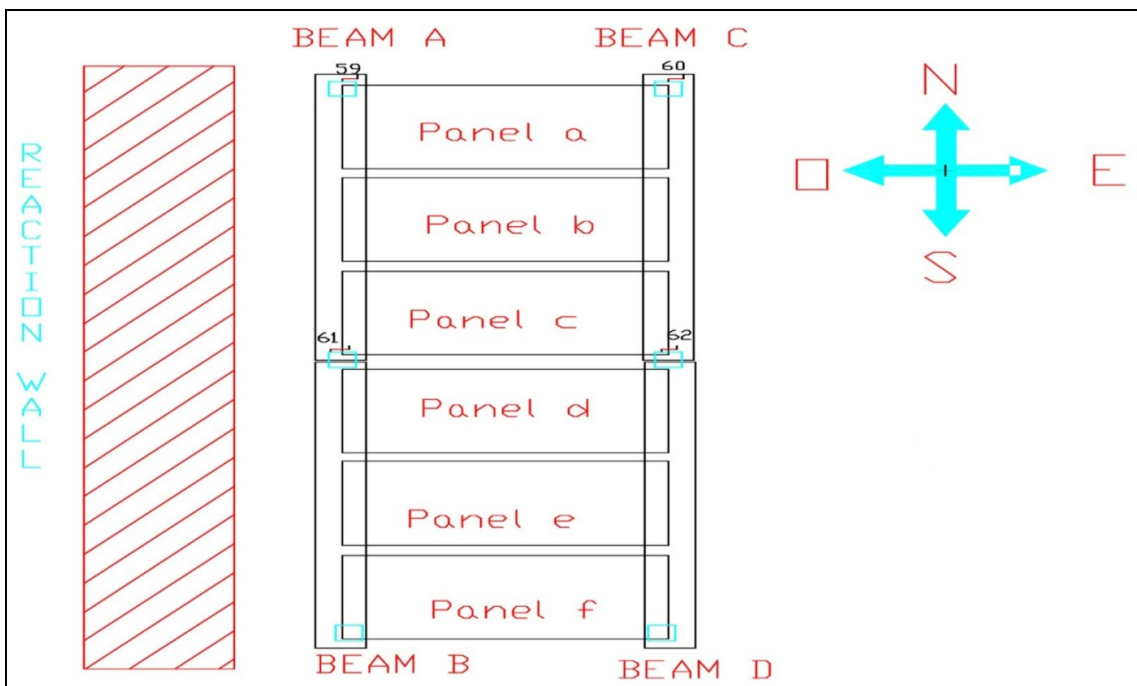
Priloga B

Merilna mesta

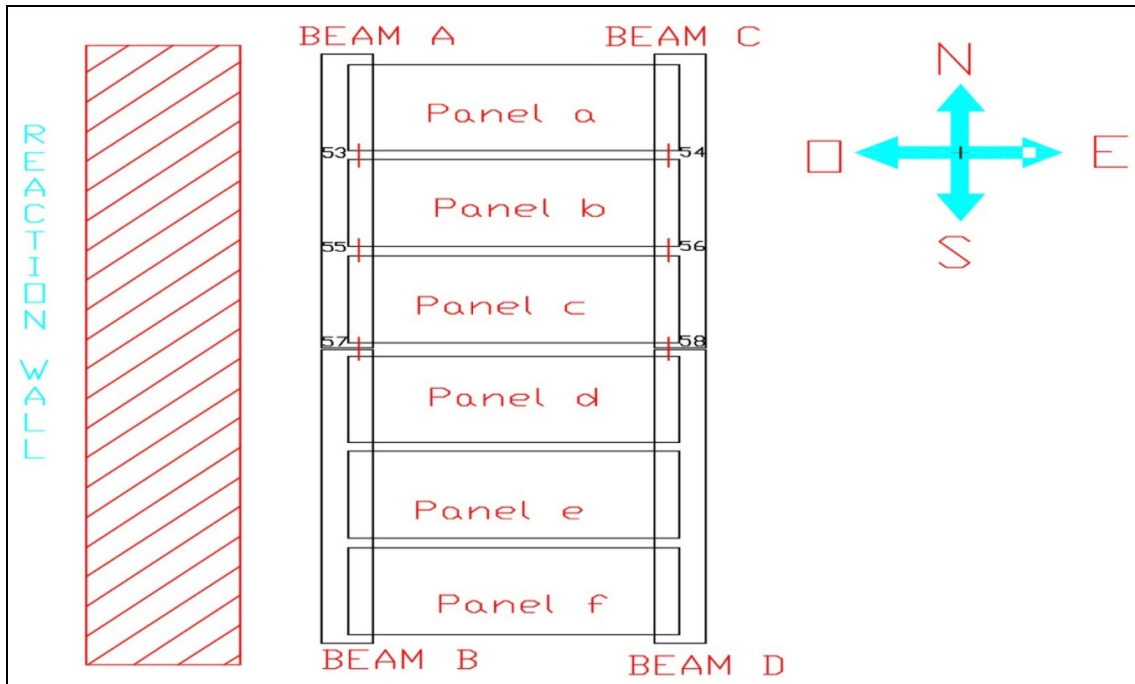
B.1 PROTOTIP 1



Slika B.1: Merjenje relativnih pomikov med strešnimi ploščami in nosilci
Figure B.1: Measurement of relative displacements between roof panels and beams

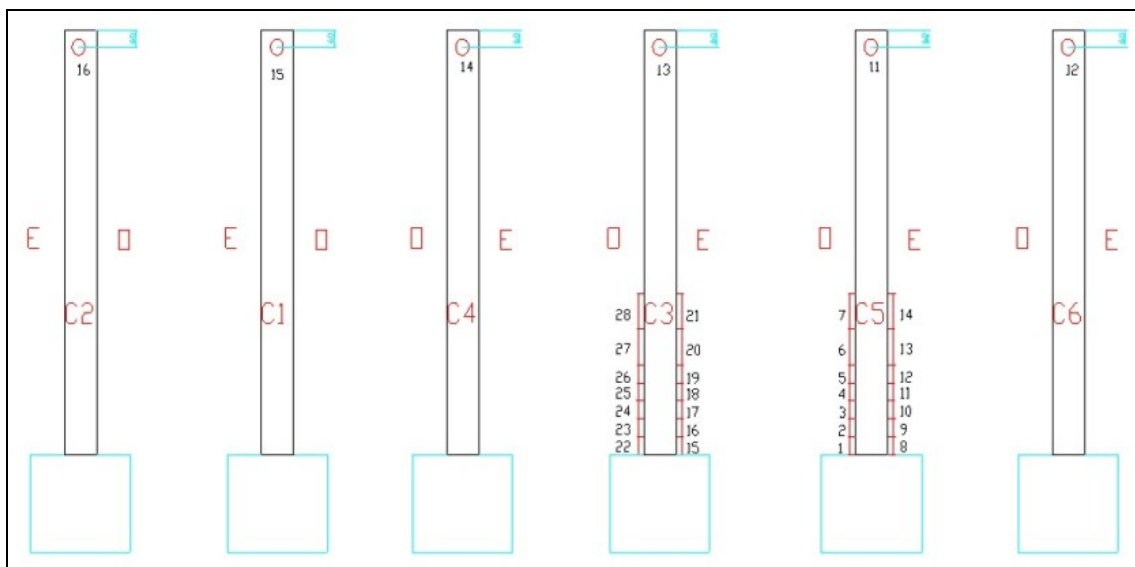


Slika B.2: Merjenje relativnih pomikov med stebri in nosilci
Figure B.2: Measurement of relative displacements between columns and beams



Slika B.3: Merjenje relativnih pomikov med strešnimi ploščami

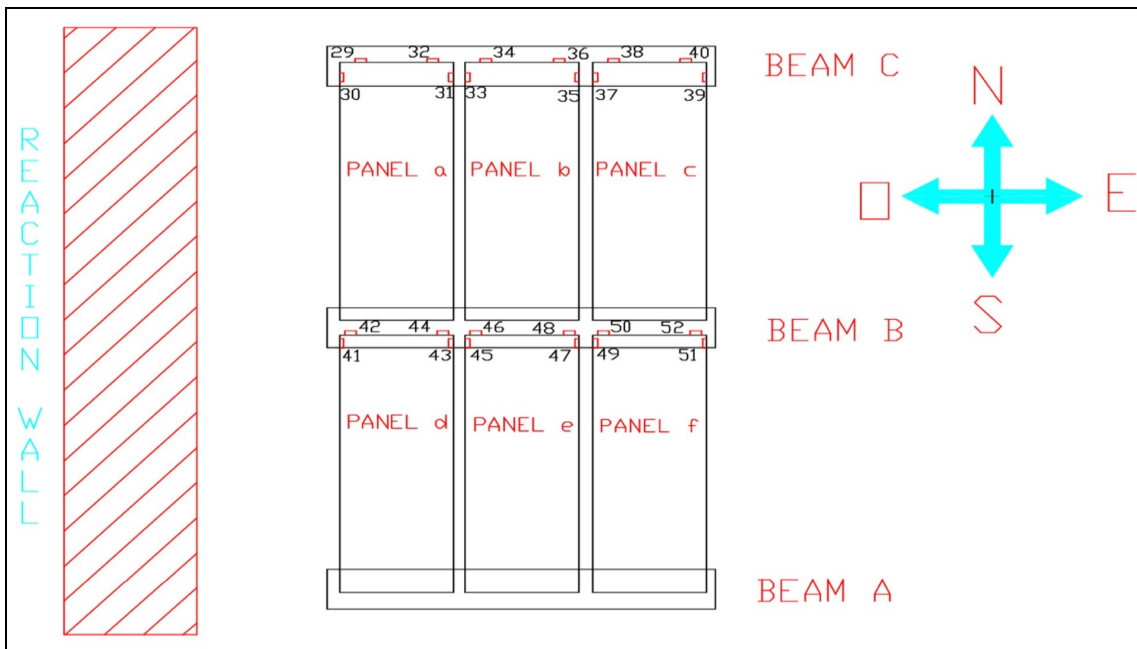
Figure B.3: Measurement of rotations at the top of columns and curvatures at the bottom of columns



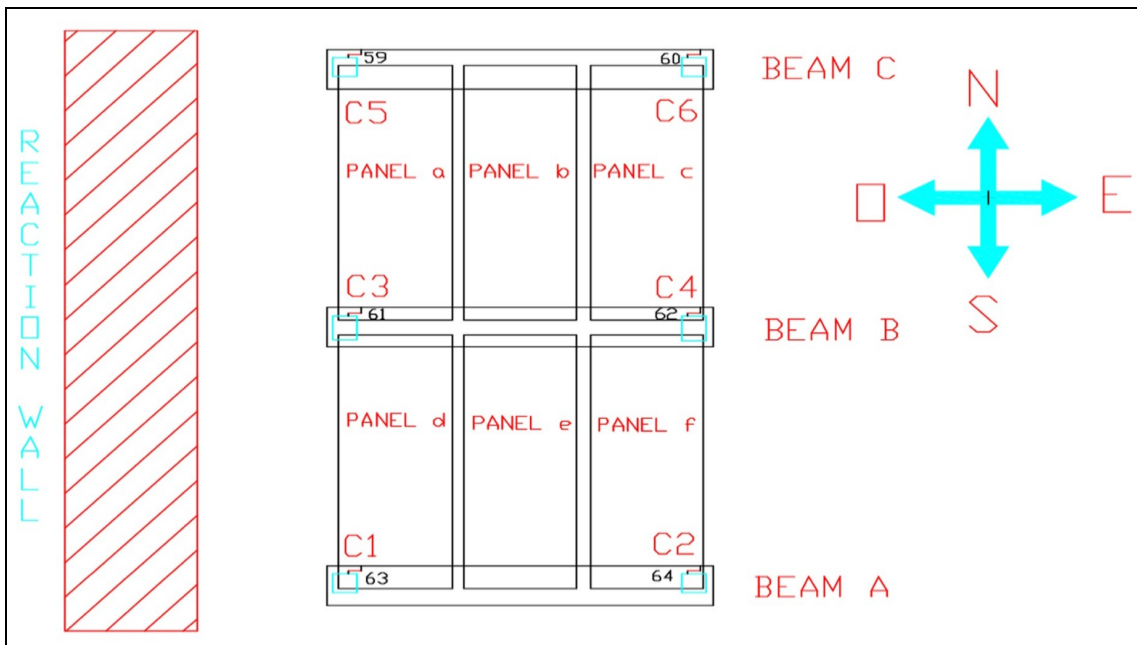
Slika B.4: Merjenje rotacij na vrhu stebrov in ukrivljenosti ob vpetju

Figure B.4: Measurement of rotations at the top of columns and curvatures at the bottom

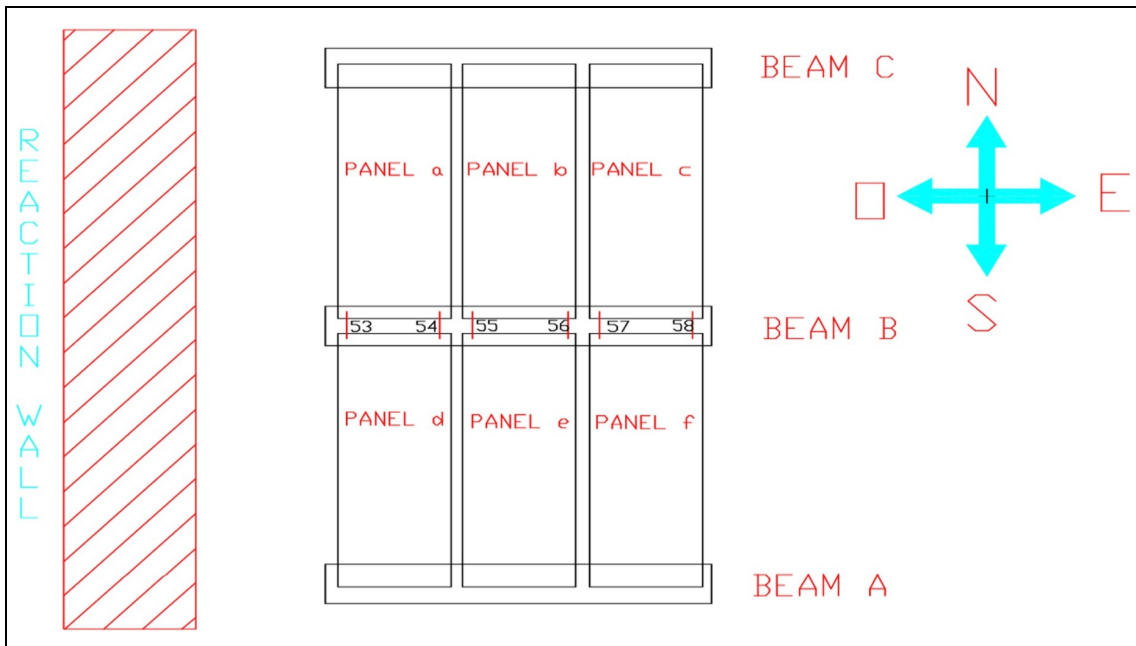
B.2 PROTOTIP 2



Slika B.5: Merjenje relativnih pomikov med strešnimi ploščami in nosilci
Figure B.5: Measurement of relative displacements between roof panels and beams

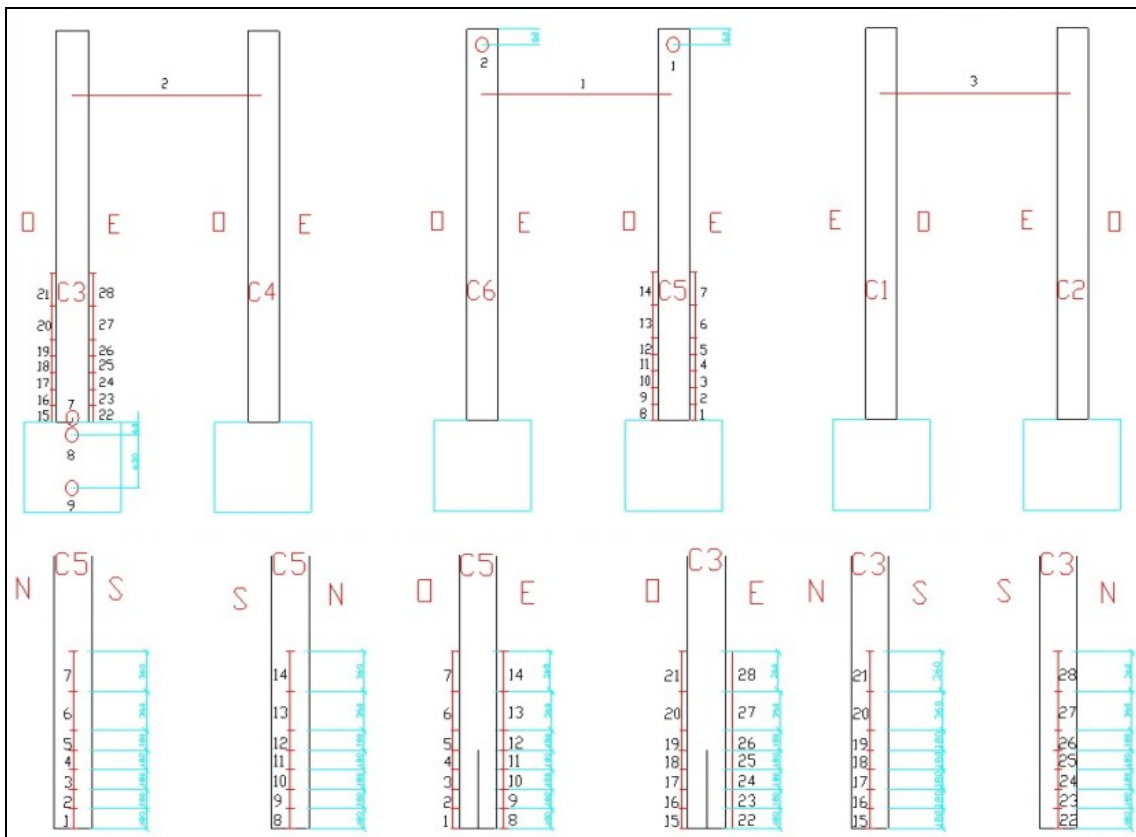


Slika B.6: Merjenje relativnih pomikov med stebri in nosilci
Figure B.6: Measurement of relative displacements between columns and beams



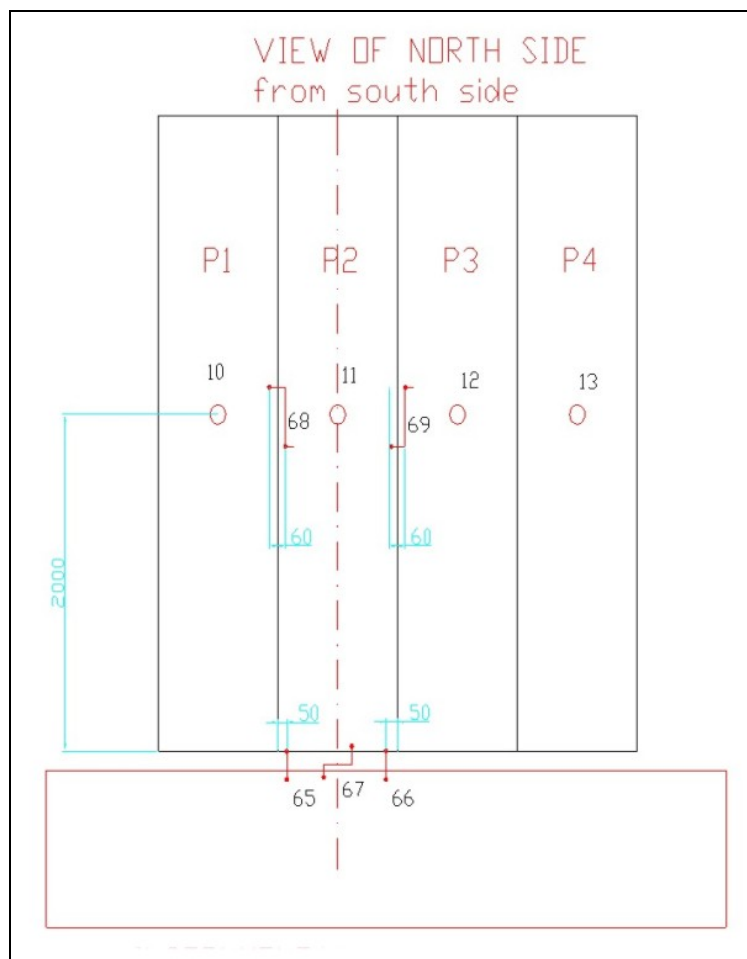
Slika B.7: Merjenje relativnih pomikov med strešnimi ploščami

Figure B.7: Measurement of relative displacements between adjacent roof panels



Slika B.8: Merjenje rotacij na vrhu stebrov in ukrivljenosti ob vpetju

Figure B.8: Measurement of rotations at the top of columns and curvatures at the bottom



Slika B.9: Merjenje rotacij in relativnih pomikov na fasadnih ploščah

Figure B.9: Measurement of rotations and relative displacements of the cladding panels

